



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

Escuela Nacional de Estudios
Profesionales Acatlán

Estudio para determinar el hundimiento
de las pistas del Aeropuerto
Internacional de la Ciudad
de México

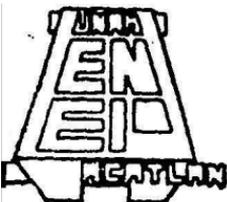
T E S I S

Que para Obtener el Título de:

Ingeniero Civil

PRESENTA

Oscar Velasco Tiscareño



Acatlán Edo. de Méx.

1987



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pag
INDICE.....	VI
LISTADO DE TERMINOS.....	IX
INTRODUCCION.....	X
GENERALIDADES.....	1
II.- ESTUDIO BIBLIOGRAFICO	
II.1.- Teoría de Consolidación.....	14
II.1.1.- Consolidación Unidimensional.....	15
II.1.2.- Consolidación primaria y consolidación secundaria.....	16
II.1.3.- Analogía Mecánica de Terzaghi.....	20
II.2.- Otros modelos teóricos..	
II.2.1.- Modelos Viscopoplásticos.....	23
II.2.1.1.- Componente volumétrico.....	24
II.2.1.2.- Componente desviadora.....	28
II.2.2.- Modelos reológicos.....	29
II.3.- Resultados Experimentales de algunos Investigadores.....	31
III.- RESULTADOS EXPERIMENTALES	
III.1.- Descripción del equipo a utilizar.....	44
III.1.1.- Consolidómetro.....	44
III.1.2.- Cámara triaxial.....	47
III.2.- Descripción del suelo a estudiar.....	49

	Pag
III.2.1.- Evolución histórica de las pistas del Aeropuerto.....	49
III.2.2.- Localización y profundidad del sondeo	50
III.2.3.- Estratigrafía y características gene- rales.....	50
III.3.- Resultados.....	55
 IV.- PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO	
IV.1.- Descripción de los modelos considerados....	81
IV.1.1.- Modelo de Singh y Mitchell.....	81
IV.1.2.- Modelo reológico de Murayama y Shibata.	85
IV.2.- Cálculo de parámetros.....	91
IV.2.1.- Procedimiento para medir los parámetros m, α y A.....	91
IV.2.2.- Obtención de ε y $\dot{\varepsilon}$ teóricos y experi- metales.....	109
IV.3.- Predicción del comportamiento.....	112
IV.3.1.- Predicción del comportamiento mediante el modelo de "creep" de Singh y Mitchell	112
IV.3.1.- Predicción del comportamiento mediante el método de Terzagui.....	114
IV.3.2.1.- Cálculo de la distribución de esfuer- zos por el método de Newmark.....	115
IV.3.2.2.- Deformación de cada estrato bajo la pista y deformación total.....	121
IV.3.3.- Comparación de ambos métodos.....	128
IV.4.- Solución constructiva utilizando material por sustitución.....	130

	Pag
CONCLUSIONES.....	133
ANEXO I.- Informe de las Pistas 05I-23D y 05D-23I.....	136
ANEXO II.- La Carta de Newmark.....	144
ANEXO III.- Informe No. 5525 del Instituto de Ingenieria.	156

Listado de Términos.

- e....relación de vacíos
w....contenido de humedad
 Q_uresistencia a la compresión sin confinar
LL....límite líquido
LP....límite plástico
Cr....consistencia relativa
 σ_1esfuerzo principal mayor
 σ_3esfuerzo principal menor
u....presión en exceso de la hidrostática
 \bar{p}presión efectiva
 ϵdeformación
 $\dot{\epsilon}$velocidad de deformación
D....esfuerzo desviador
N.A.F....nivel de aguas freáticas
B....lectura en la bureta
 ΔBincremento en la bureta
L....longitud de la muestra
 ΔLdisminución (o incremento) de la longitud
V....volumen de la muestra
 ΔVincremento del volumen
c....carga
 Δcincremento de carga
A....área
 ϵ_Ldeformación axial
 ϵ_vdeformación volumétrica

I N T R O D U C C I O N

I N T R O D U C C I O N

La Mecánica de Suelos ha tenido un desarrollo importante durante el presente siglo. Aunque desde la antigüedad el hombre ha edificado grandes monumentos, los cuales pueden ser comparados con las actuales obras de Ingeniería, es sin embargo - en la actualidad que la preocupación por desarrollar bases teóricas que expliquen los fenómenos relacionados con el suelo -- nos ha permitido contar con la herramienta adecuada para tratarlo de una manera más consciente, olvidando viejas recetas empíricas. Sin embargo falta mucho por descubrir, por lo que la Mecánica de Suelos, parte importante de la Ingeniería Civil de de ja un amplio horizonte para estudiosos e investigadores.

La Mecánica de Suelos es una materia muy vasta, la cual abarca todas las obras realizadas por el Ingeniero, debido a - que las mismas deben tener un punto de apoyo, el cual lo proporciona el suelo mismo, por tal motivo es tarea del Ingeniero conocer las propiedades del suelo. Por lo anterior, en el presente trabajo es importante conocer el suelo que sirve de apoyo a las obras en estudio, ya que su comportamiento mecánico - influirá en el buen o mal funcionamiento de las mismas.

El objetivo del presente trabajo es estudiar y proponer una o más soluciones al problema del hundimiento de las pistas del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, para lo - cual se ha dividido en tres grandes partes; Estudio Bibliográfico, Resultados Experimentales y Predicción del Comportamiento

to mediante un modelo constitutivo desarrollado recientemente.

En el primer capítulo, el cual corresponde a las generalidades, se hace una descripción somera de la formación de la Cuenca de México, lugar donde se ubica el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, tema del presente estudio.

En el segundo capítulo se tratan aspectos fundamentales de la Mecánica de Suelos en lo relativo a consolidación, en base a la teoría desarrollada por Terzaghi. De igual manera se hace una descripción de dos modelos teóricos, desarrollados para explicar el fenómeno de consolidación en los suelos. En este capítulo también se presentan algunas gráficas obtenidas por diversos investigadores, las cuales sirven de ejemplo para entender de una manera más eficaz los modelos considerados.

Los resultados obtenidos en las tres pruebas realizadas se presentan en el capítulo III, estas pruebas se efectuaron en cámaras triaxiales y fueron del tipo drenado. Cabe mencionar que las muestras utilizadas para los ensayos se seleccionaron del mismo estrato, los resultados de estas pruebas se presentan en este capítulo, mediante tablas y gráficas, para su posterior aplicación en la predicción del comportamiento.

En el IV y último capítulo se hace una descripción de los modelos considerados, los cuales fueron uno reológico de Murayama y Shibata y un teórico de Singh y Mitchell. El modelo reológico no pudo utilizarse al presentar un comportamiento no compatible con el suelo en estudio. Este modelo, consisten

te de un resorte y un elemento modificado, el cual contiene un pistón, un elemento que proporciona fricción y un resorte. En este caso únicamente se presenta la parte teórica para dar una idea de este tipo de modelos.

El modelo de comportamiento de fluencia (creep) de Singh y Mitchell, considera un comportamiento semejante al del suelo en estudio, como puede apreciarse en las gráficas del análisis de resultados de este mismo capítulo y es el utilizado para -- predecir el comportamiento bajo las pistas del Aeropuerto. Así mismo se hace una comparación con los resultados obtenidos por el método de Terzaghi.

Como puede verse, para la realización del presente trabajo se hace necesaria la utilización de un laboratorio para ensaye de las probetas (ensayos triaxiales), así como la obtención previa de las muestras, las cuales se realizaron en el -- Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por lo cual quiero agradecer al propio Instituto, quien por conducto del Dr. en Ingeniería Eduardo Rojas González brindó todas las facilidades para la utilización de sus instalaciones e información disponibles, de igual manera quiero agradecer a la Srta. María Jiménez García, quien realizó la parte mecánica gráfica de esta tesis.

I GENERALIDADES

I.- GENERALIDADES

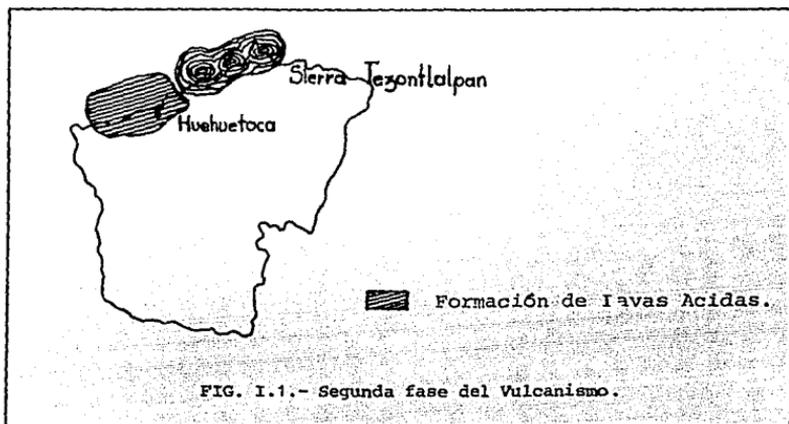
Para resolver cualquier problema de Ingeniería es necesario conocerlo tan ampliamente como sea posible, para lograr esto es necesario llevar a cabo una investigación preliminar que puede constar de:

- 1) Información topográfica
 - a).- Levantamiento topográfico.
- 2) Reconocimiento geotécnico
 - a).- Recopilación de información disponible (cartas geológicas, fotografías aéreas, etc.)
 - b).- Recorrido de campo.
- 3) Estudios Geológicos
 - a).- Litología y estratigrafía.

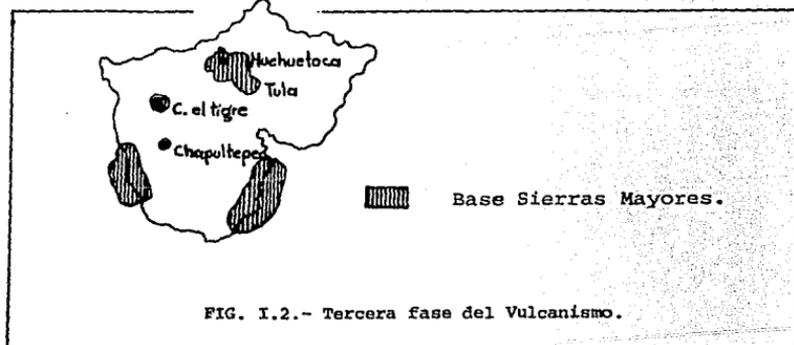
En lo que se refiere a la geología de la Cuenca de México, el presente trabajo se basa en los estudios realizados -- por Federico Mooser (1), quien considera que la formación de la cuenca se divide en siete fases diferentes:

PRIMERA FASE: A fines del Eoceno da comienzo el tectonismo, sin embargo los depósitos de este período no afloran en la Cuenca, encontrándose actualmente cerca de los 2,065 metros de profundidad.

SEGUNDA FASE: Esta fase tiene su origen hace aproximadamente treinta y dos millones de años (Oligoceno medio), las rocas más antiguas afloran al noreste de la Cuenca, lo que ahora es la Sierra de Tezontlalpan. (FIG. I.1.).



TERCERA FASE: Durante esta fase aparecen las andesitas del Peñón de los Baños, aparece también el cerro de Chapultepec y el cerro del Tigre, además en esta fase se desarrolla un avanzado estado de erosión, esta fase tiene lugar durante el Oligoceno superior y el Mioceno, veinte-treinta millones de años, (FIG. I.2)



CUARTA FASE: Aparecen las sierras de Tepoztlán, Pita---llos, Platachique y Pachuca, a estas sierras se les da el nombre de sierras menores. También aparece la sierra de Guadalupe, que se caracteriza por sus lavas medias y ácidas, (FIG. - I.3).

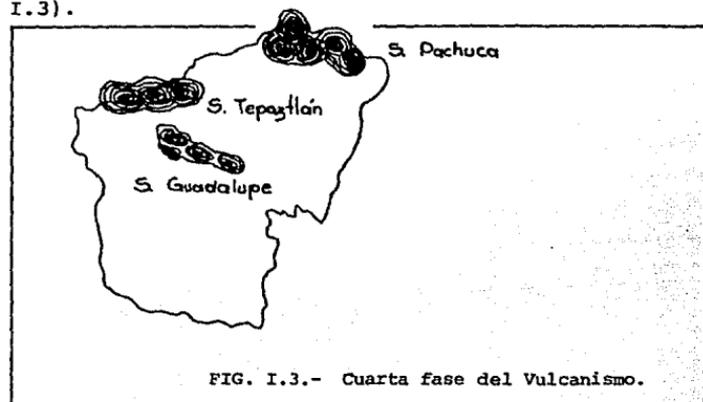


FIG. I.3.- Cuarta fase del Vulcanismo.

QUINTA FASE: Es en esta fase donde aparecen las sierras mayores, además de efusiones andesíticas y desfíticas que crearon extensos abanicos que dan origen a la formación denominada "Tarango", (FIG. I.4).

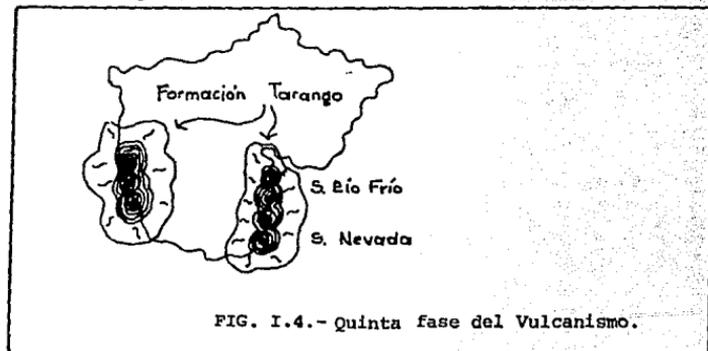
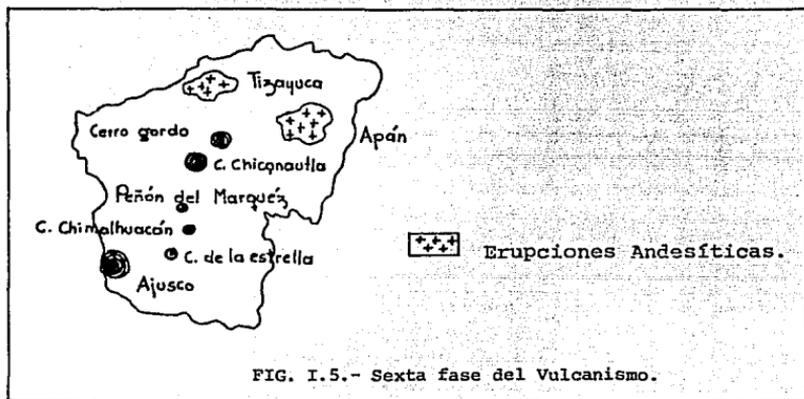
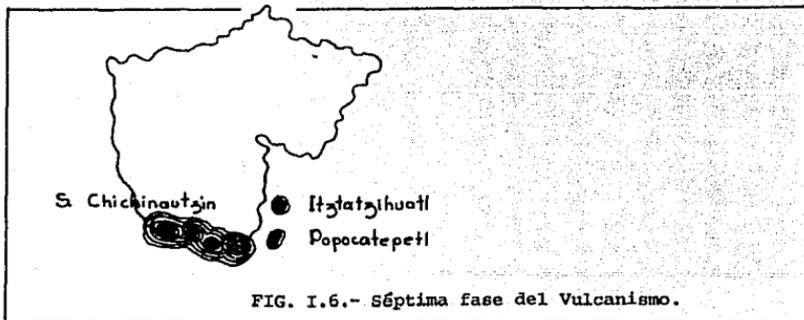


FIG. I.4.- Quinta fase del Vulcanismo.

SEXTA FASE: Es aquí donde ocurre la formación de andésitas basálticas de los cerros de Chimalhuacán, la Estrella y - Ajusco, (FIG. I.5).



SEPTIMA FASE: Ultima fase del vulcanismo, y que forma - la sierra de Chichinautzín, (FIG. I.6), cerrando así la Cuenca y provocando el origen de un gran lago de poca profundidad. A través del tiempo dicho lago se fue secando para formar lagos separados más pequeños, (FIG. I.7).



Las cenizas producto de la actividad volcánica se fueron depositando y sedimentando de forma flocculenta, constituyendo así un suelo arcilloso de poca resistencia y alta compresibilidad.

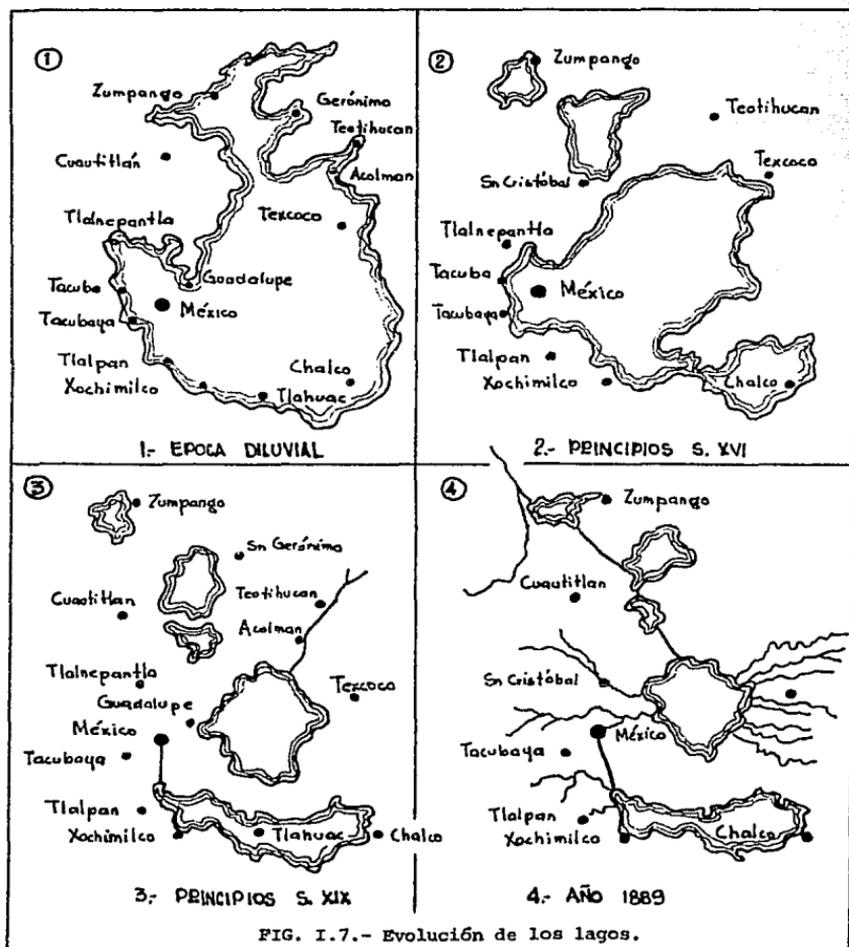
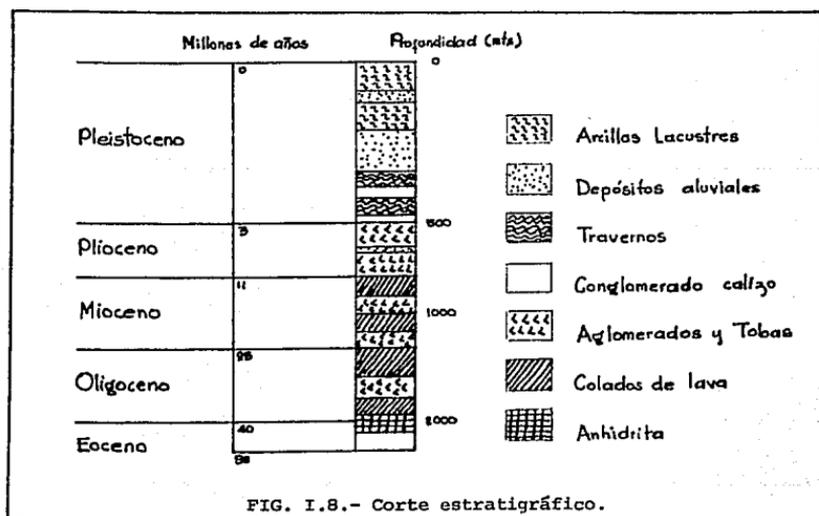


FIG. I.7.- Evolución de los lagos.

A este primer período según Bryan (2), se le denominó -- formación Tacubaya, después de esta sigue la formación Becerra, constituida por estratos de aluvión y polvo volcánico -- con alto contenido de fósiles y finalmente la formación totolingo, integrada por arcillas de color café y negro con material orgánico en cantidad apreciable. A estas formaciones se les da el nombre de arcillas del Valle de México, las cuales comenzaron a formarse hace aproximadamente diez millones de años. La Fig. I.8. muestra un perfil con las diferentes fases del tectonismo descritas por Mooser (1). Las Figs. I.9, I.10 y I.11. muestran los resultados de las perforaciones realizadas en la zona de lago en agosto de 1951 por Marsal y Maziri (3). La Fig. I.12. muestra una vista general de la Cuenca de México.



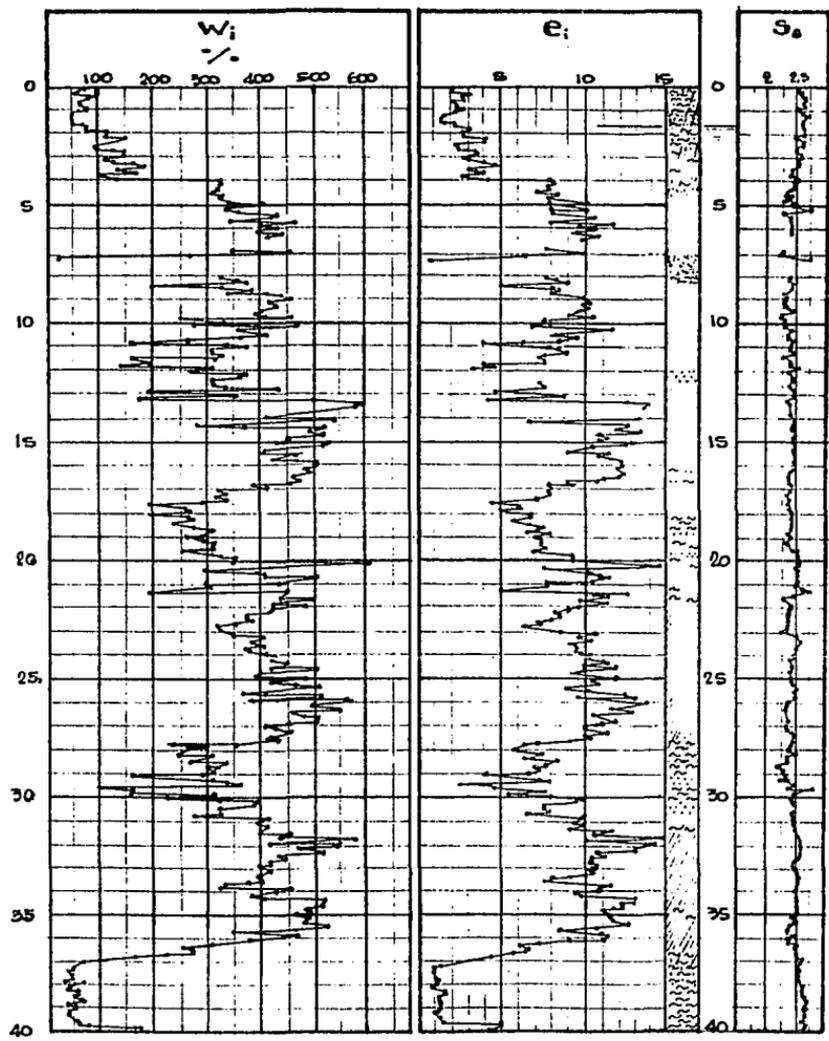


FIG. I.9

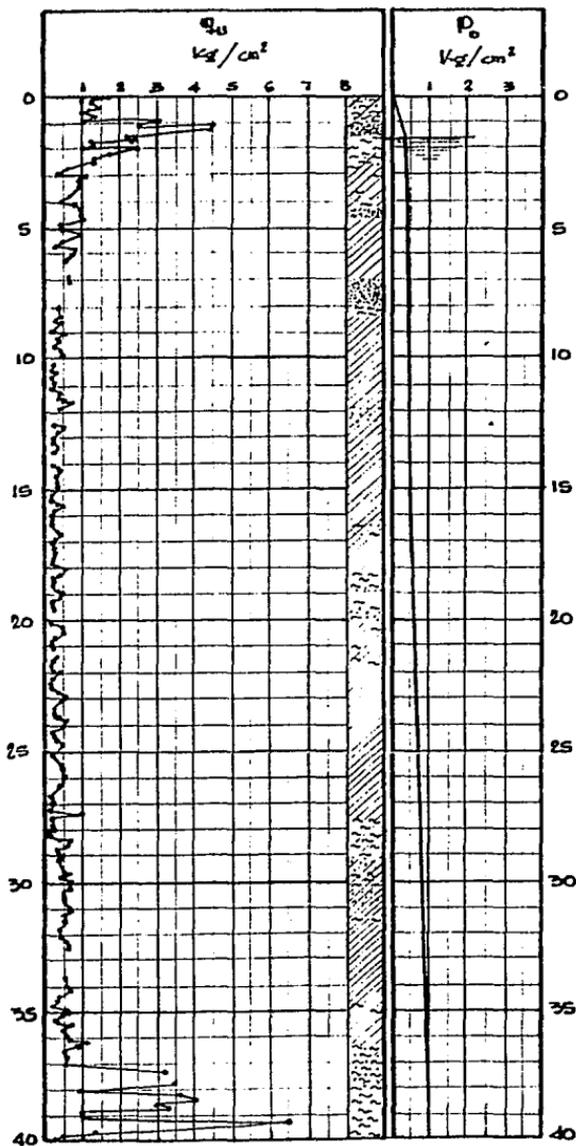


FIG. I. 10

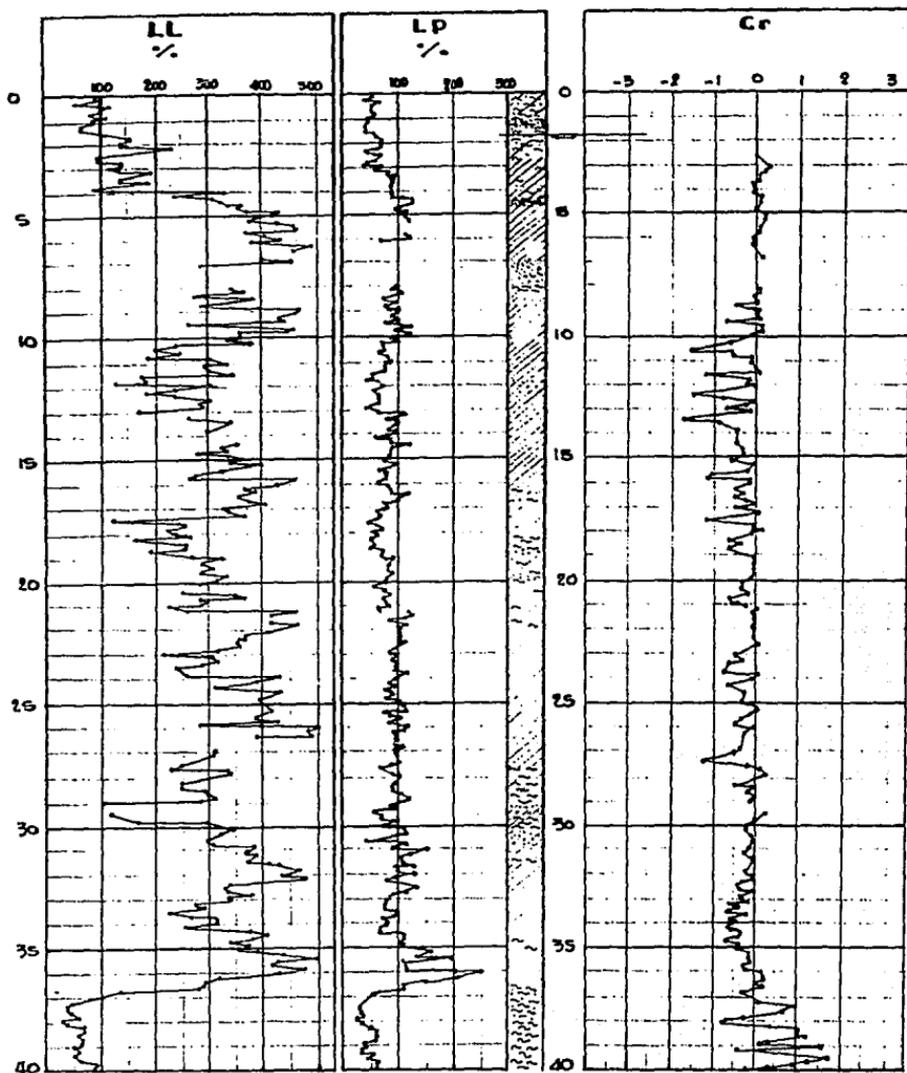


FIG. I.11

----- Partaguas general de la Cuenca.
-+--+ Límite D.F.



FIG. I.12.- Vista general de la cuenca de México.

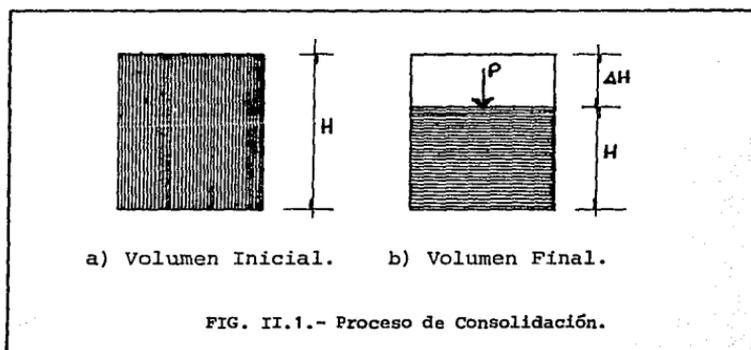
Referencias:

- 1.- Federico Mooser. "Los ciclos del vulcanismo que formaron la cuenca de México", XX Congreso Geológico Internacional, México, 1956.
- 2.- K Bryan. "Los suelos complejos y fósiles de la altiplanicie de México en relación a los cambios climáticos", boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, Tomo 13, 1948.
- 3.- Raúl J. Marsal y Marcos Mazari. "El Subsuelo de la Ciudad de México". 2a. edición, México, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1969, Tomos I y II.

II. ESTUDIO BIBLIOGRAFICO

II.1.- TEORIA DE CONSOLIDACION

Si tenemos un depósito de material, en nuestro caso material arcilloso, y le aplicamos una carga "P", después de un cierto tiempo "t", el material se deformará presentando una disminución en su volumen. A este fenómeno se le denomina: Proceso de Consolidación. (FIG. II.1)



El fenómeno anterior es debido a un acomodo de las partículas del suelo, causado por el incremento de presión y drenaje del agua hacia el exterior, esto puede ocurrir tanto en arcillas como en arenas.

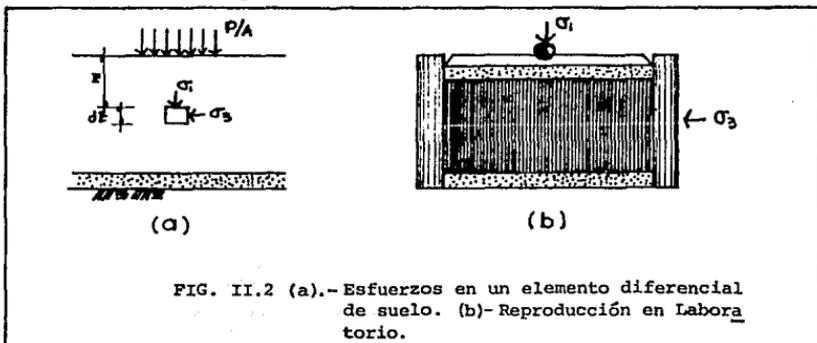
En los materiales arcillosos y finos en general, el proceso de consolidación es muy lento, debido a que el agua que contiene drena con lentitud hacia el exterior o a algún estrato permeable, de tal forma que mientras el suelo contenga agua, esta soportará en gran parte el incremento de presión causada por la carga "P".

Como definición de consolidación se puede tomar la que a continuación se presenta:

" A medida que el agua drena por los poros del suelo, el incremento de carga es alternado a la estructura del suelo. La transferencia de carga es acompañada por un cambio en el volúmen del suelo igual al volumen del agua drenada. Este proceso es conocido como consolidación "(1)

II.1.1.- Consolidación Unidimensional.

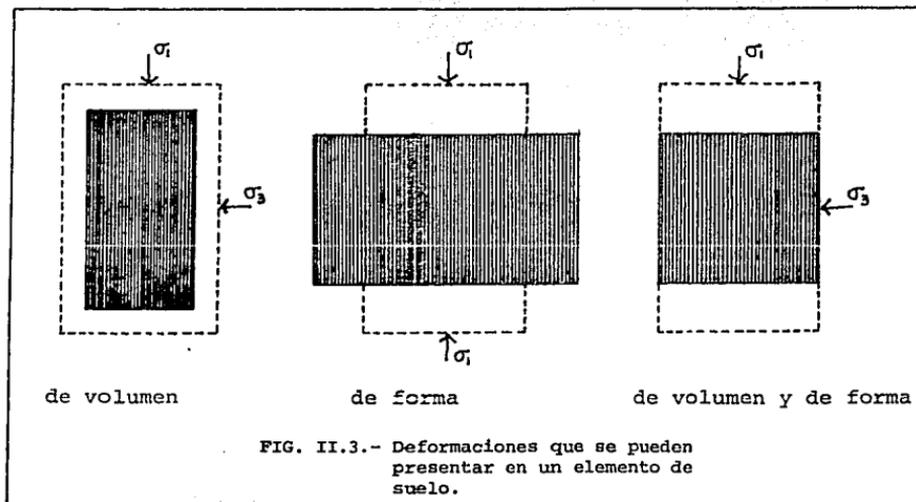
Durante el proceso de consolidación, se observa que la posición relativa de las partículas que forman el suelo no varia, únicamente ocurre una disminución en cuanto a su volúmen, condición que se reproduce en la prueba de consolidación unidimensional, basada en la teoría de Terzaghi, (FIG. II.2). -- Donde se restringe la deformación horizontal mediante las paredes del anillo que confina la muestra.



Si consideramos un elemento diferencial dz , a una profundidad Z , el confinamiento estará dado por el esfuerzo principal menor σ_3 que restringe la deformación horizontal presentándose así una consolidación unidimensional.

Para decir que se presenta una consolidación unidimensional debe tenerse en cuenta que la magnitud del estrato en cuanto a su plano horizontal es considerablemente mayor en relación a su espesor.

De todo lo anterior podemos concluir que durante la consolidación unidimensional ocurren dos tipos de variaciones; - de volumen y de forma (FIG. II.3)



II.1.2.- Consolidación Primaria y Consolidación Secundaria.

Durante el proceso de consolidación se tienen dos dife--

rentes etapas: consolidación primaria y consolidación secundaria. (FIG. II.4).

a).- Consolidación Primaria.

La consolidación primaria se presenta inmediatamente después de aplicado un esfuerzo, donde el acomodo de partículas o disminución de volumen, es causado por el drenaje del agua hacia el exterior y termina hasta que se disipa la presión de poro.

Para determinar teóricamente donde termina la consolidación primaria y comienza la secundaria, Arthur Casagrande desarrolló un método gráfico que determina todos los valores -- comprendidos entre el 0 y 100% de consolidación primaria, para esto primeramente vamos a definir las diferentes curvas -- que se presentan en la gráfica, lecturas de micrómetro-logaritmo de tiempo que sirve para tal efecto (FIG. II.4).

Dicha curva comienza siendo una parábola que tiende a -- volverse recta, es esta curva la que recibe el nombre de tramo de recompresión, la parábola con sus propiedades geométricas puede ser utilizada para encontrar el valor del 0% de consolidación primaria.

El tramo recto recibe el nombre de línea virgen, al final del cual la recta tiende a volverse horizontal, siendo este último tramo el denominado tramo de consolidación secundaria.

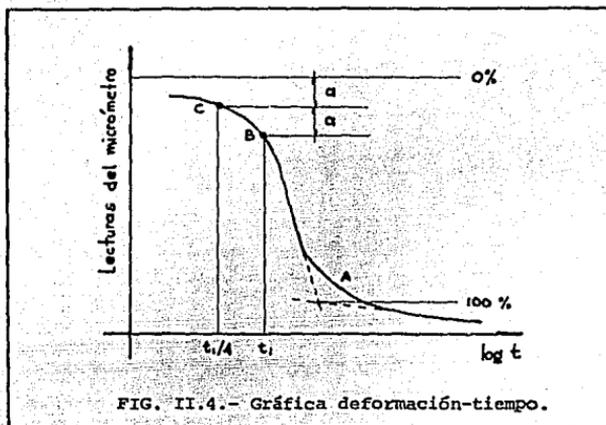


FIG. II.4.- Gráfica deformación-tiempo.

Para obtener el valor del 100% de consolidación primaria se prolonga la línea recta o tramo virgen, hasta intersectar la línea de consolidación secundaria.

La obtención del valor de 0% de consolidación primaria - es poco más elaborado, debiendo seguir los siguientes pasos - para encontrarlo:

1.- Escoger un punto arbitrario t_1 , tal que este sea sensiblemente menor al t_{50} (t para $U = 50\%$)*. El punto B de la curva es el correspondiente a t_1 .

2.- Determinar el punto $t = t_1/4$. el punto C de la curva es el correspondiente a $t_1/4$.

3.- Tómese la diferencia entre ordenadas de los puntos - C y B (a). Considerando las propiedades geométricas de la parábola, podemos decir que el origen de ésta, se encontrará a una distancia " a " por encima de C.

* U es el porcentaje de consolidación y se encuentra entre los valores de 0 y 100%.

b).- Consolidación Secundaria.

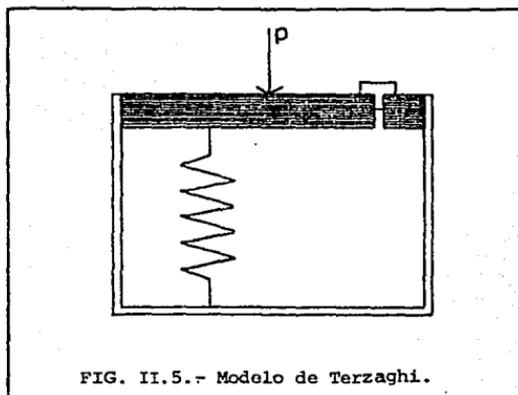
Con la expulsión gradual del agua contenida en el suelo, el esfuerzo aplicado lo irán soportando los granos o partículas del suelo, originando así la consolidación secundaria.

Aunque la consolidación secundaria se presenta poco tiempo después de aplicado el esfuerzo, se considera despreciable, ya que este esfuerzo es casi totalmente soportado por el agua.

Para fines prácticos se considera que la consolidación - secundaria inicia al término de la consolidación primaria.

II.1.3.- Analogía Mecánica de Terzaghi.

Para explicar el fenómeno de consolidación, Terzaghi desarrolló un modelo que consiste en un émbolo con un orificio y que no presenta fricción con las paredes del cilindro que lo contiene, este émbolo está sujeto de alguna manera con el fondo del cilindro, el espacio entre el émbolo y el fondo del vaso se llena con agua, (FIG. II.5)



En el modelo de Terzaghi, si el orificio se encuentra cerrado y se aplica una carga "P" por unidad de área, la presión generada será soportada únicamente por el líquido.

En el instante en que se abre el orificio, se genera un gradiente de presiones entre la entrada y salida del mismo, lo cual provoca que el agua fluya hacia el exterior, entrando aquí dos parámetros importantes, la viscosidad del líquido y el área del orificio.

Con el flujo al exterior del líquido, la presión que es-

te soporta, gradualmente deberá ir la soportando el resorte.

Terzaghi consideró una serie de émbolos con sus resortes correspondientes, la Fig. II.6 presenta este modelo donde:

$\gamma_w h$ es la presión hidrostática y P/A es la carga por unidad de área.

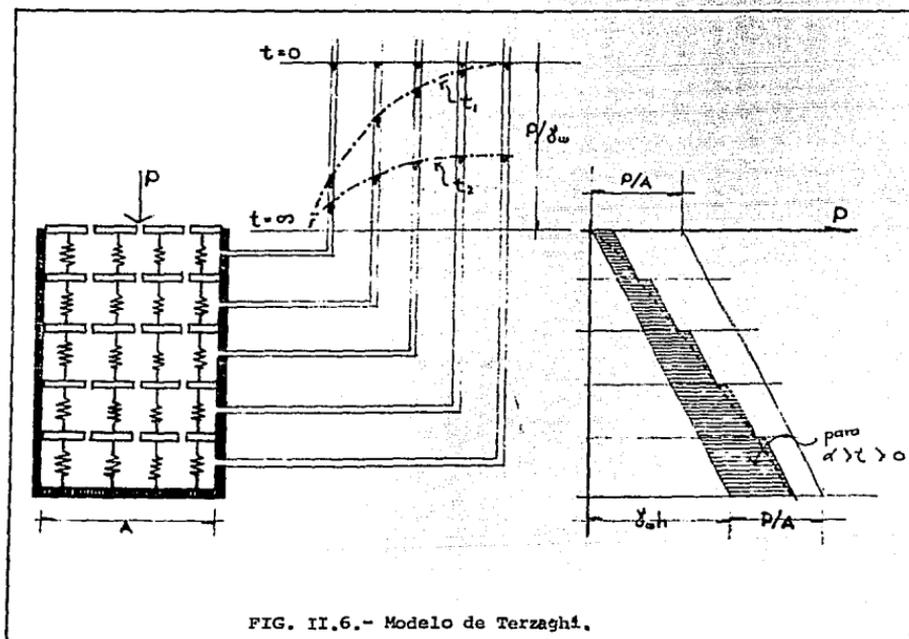


FIG. II.6.- Modelo de Terzaghi.

Si consideramos que existen una gran cantidad de cámaras con sus resortes, el modelo se aproximará grandemente a las condiciones reales del suelo, los orificios a los canículos capilares y el líquido al agua intersticial.

Para entender el fenómeno de consolidación es necesario

conocer los esfuerzos en la masa de suelo, estos esfuerzos se esquematizan en la Fig. II.7, donde: Δp es el incremento de carga, H es el espesor del estrato, z es la profundidad del elemento diferencial de suelo en estudio, γ_w es el peso específico del agua, γ_m es el peso específico saturado del material, u es la presión en exceso de la hidrostática, \bar{p} es la presión efectiva, p es la presión total.

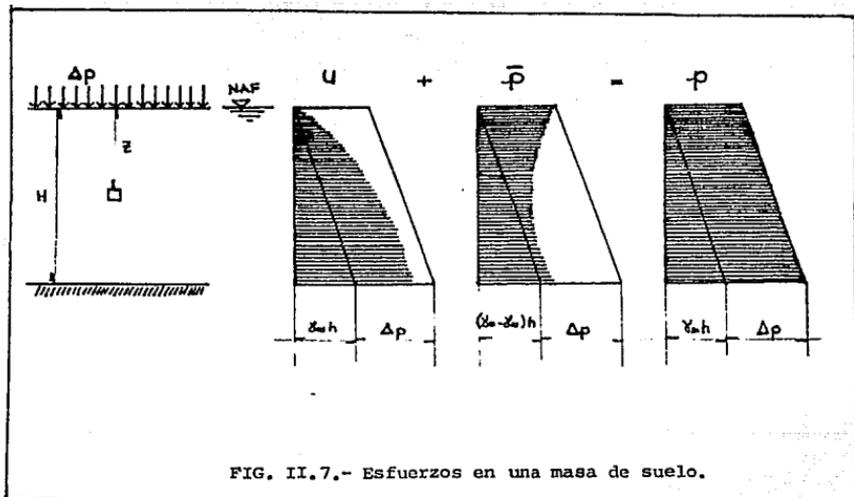


FIG. II.7.- Esfuerzos en una masa de suelo.

Con lo anterior, podemos decir que el fenómeno de consolidación se rige por la siguiente función

$$U = f (z, t)$$

donde z = profundidad

t = tiempo

II.2.- Otros Modelos Teóricos.

Actualmente no existe un modelo único que simule adecuadamente el comportamiento de un suelo sometido a un estado tridimensional de esfuerzos arbitrarios. Sin embargo se puede estructurar una teoría general, utilizando la información disponible.

La representación del fenómeno de deformación (volumétrica y desviadora) del suelo, se hace mediante modelos de comportamiento, que toman en cuenta las restricciones dadas por las condiciones de frontera.

II.2.1.- Modelos Viscoplasticos (2)

Los estados esfuerzo-deformación de un elemento de suelo, pueden ser descritos por tensores generales (de esfuerzo y de deformación), los cuales pueden ser divididos en sus componentes volumétrica y desviadora:

$$\sigma = \sigma_v + \sigma_D \dots\dots\dots(1a)$$

$$\epsilon = \epsilon_v + \epsilon_D \dots\dots\dots(2a)$$

Donde:

σ = Tensor general de esfuerzo.

ϵ = Tensor general de deformación.

v = Componente volumétrica del tensor.

D = Componente desviadora del tensor.

Para desarrollar las componentes de deformación volumétrica y desviadora del suelo, se asume que existe una contribución que no depende del tiempo y que ocurre inmediatamente después de someter al suelo a un estado tridimensional y arbitrario de esfuerzos, causado por la imposición de la carga, sien-

do esta la componente inmediata de deformación. Así mismo se asume que existe una contribución que si depende del tiempo o retardo (3), como lo indican las siguientes ecuaciones:

$$\epsilon_v = \epsilon_{vi} + \epsilon_{vd} \dots\dots\dots(2a)$$

$$\epsilon_D = \epsilon_{Di} + \epsilon_{Dd} \dots\dots\dots(2b)$$

donde: i = Componente de deformación inmediata.

d = Componente de deformación retardada.

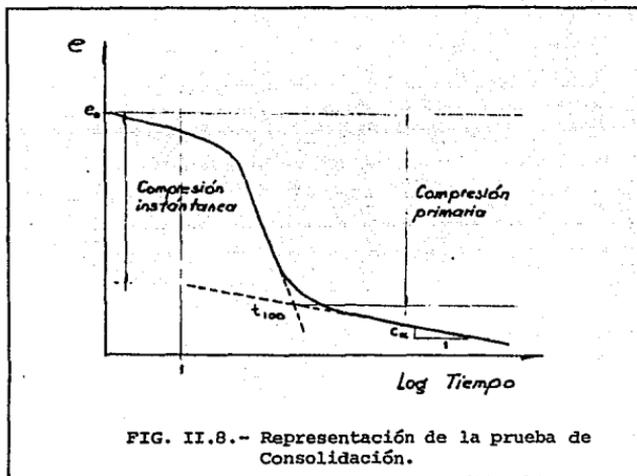
II.2.1.1.- Componente volumétrico

Esta componente se utiliza para calcular el tensor operador volumétrico y deberá manejarse como un modelo general de - compresión unidimensional.

El comportamiento de los suelos cohesivos puede ser descrito a partir de una gráfica relación de vacíos (o contenido de agua), contra esfuerzos efectivos verticales (4). Para generalizar este modelo, se debe cambiar el esfuerzo vertical efectivo al volumétrico u octaédrico.

Deformaciones Volumétricas Retardadas.- Para utilizar esta -- componente primeramente se debe definir el coeficiente de compresión secundaria. El coeficiente de compresión secundaria es definido como la pendiente de la curva en una gráfica relación de vacíos-logaritmo de tiempo, una vez que la presión de poro ha sido completamente disipada, a este rango se le denomina rango de compresión secundaria (FIG. II.8). Las deforma-

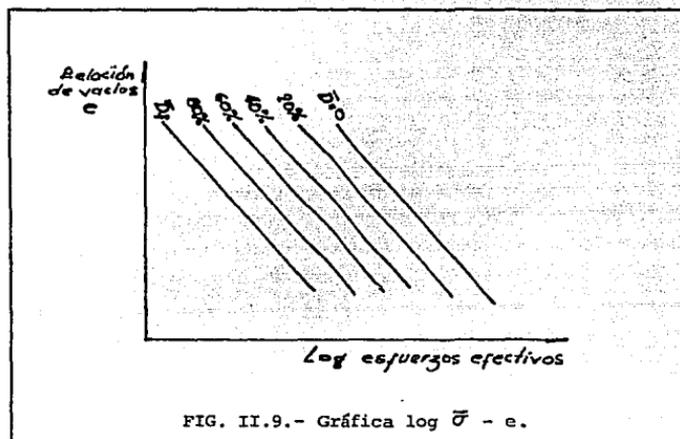
ciones retardadas siguen el mismo patrón de comportamiento en el rango de compresión primaria (donde no se pueden medir directamente), así como en el de compresión secundaria.



Muchos autores han encontrado que C_α es constante en compresión unidimensional, algunos como Ladd y Preston (5), - han encontrado que C_α es constante y aplicable a muchos problemas de ingeniería.

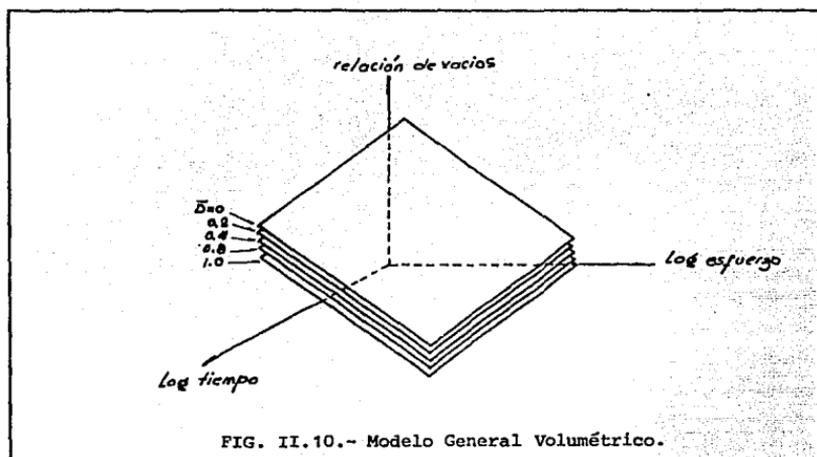
Deformaciones Volumétricas Inmediatas.- Para describir las de formaciones volumétricas inmediatas, se utiliza la gráfica re lación de vacíos contra logaritmo de esfuerzo, esta gráfica - concuerda con la suposición de Rendulic (6) de un contorno -- concéntrico de contenido constante de agua en un plano espa-- cial para compresión triaxial. La gráfica de logaritmo de es fuerzo contra relación de vacíos que describe las deformacio-

nes volumétricas inmediatas para diferentes esfuerzos desviadores se presenta en la figura II.9.

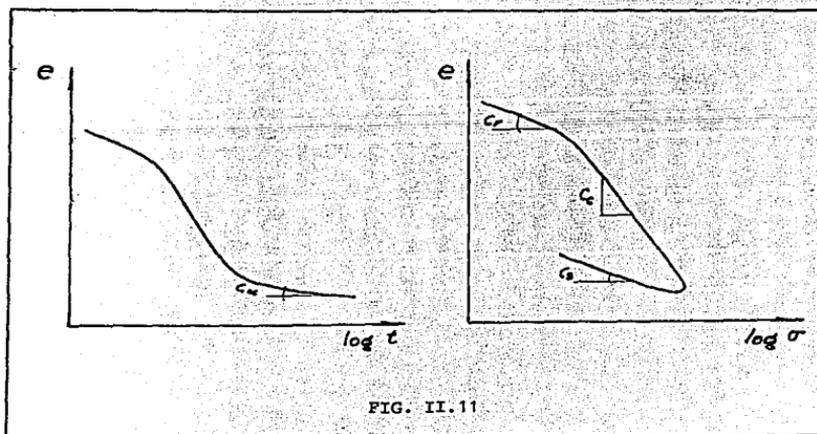


Modelo General Volumétrico.- En base a los trabajos realizados Ladd y Preston, Rendulic y algunos otros, se puede suponer que el valor de C_{α} es independiente tanto para el esfuerzo desviador como para el volumétrico, y que C_C (relación de compresión virgen), también se puede suponer constante, con lo que se tiene un modelo general muy simple, el cual es representado en la fig. II.10.

Para este modelo el estado de suelo se mueve a través de la gráfica, a lo largo de una línea con pendiente igual a C_R (relación de recompresión), hasta que se alcanza la presión de preconsolidación, una vez cumplido esto se moverá por la línea virgen. Con una disminución instantánea del esfuerzo, el modelo asume que el punto que describe el estado del -



suelo, se mueve a lo largo de una línea recta con pendiente igual a C_s (relación de expansión), esta gráfica se muestra en la figura II.11.



II.2.1.2.- Componente Desviadora.

Deformaciones Desviadoras Inmediatas.- Para describir el comportamiento desviador inmediato de los suelos cohesivos, puede ser utilizado cualquier modelo de comportamiento esfuerzo-deformación.

Kodner (7) sugiere que la curva esfuerzo-deformación para suelos cohesivos puede ser representada por una hipérbola, la figura II.12 muestra la gráfica que sugiere Kodner, -- donde la hipérbola se representa mediante una línea recta, -- con esta gráfica se puede describir el comportamiento desviador a una relación de sobreconsolidación y confinamiento específico. Los parámetros que se necesitan son únicamente la -- pendiente de esta línea recta y su ordenada al origen, donde la pendiente es el recíproco de la asíntota de la curva hiperbólica y la ordenada al origen es el recíproco del módulo tangente inicial de la hipérbola.

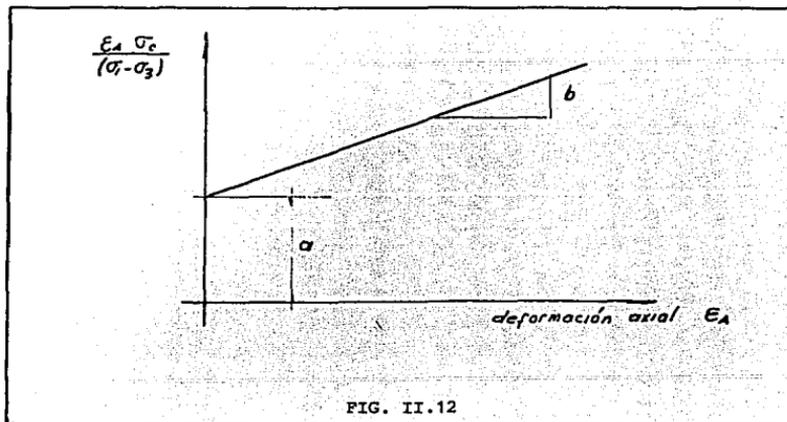


FIG. II.12

Deformaciones Desviadoras Retardadas.- Para describir las deformaciones desviadoras retardadas se puede utilizar de una manera muy efectiva el modelo propuesto por Singh y Mitchell (8), ya que aparte de ser un modelo muy sencillo que únicamente requiere tres parámetros para describir las deformaciones desviadoras retardadas, también es compatible con el modelo de deformación desviadora inmediata. Este modelo describe las deformaciones desviadoras retardadas en función del nivel de esfuerzo desviador aplicado, para esto Singh y Mitchell desarrollaron la siguiente ecuación:

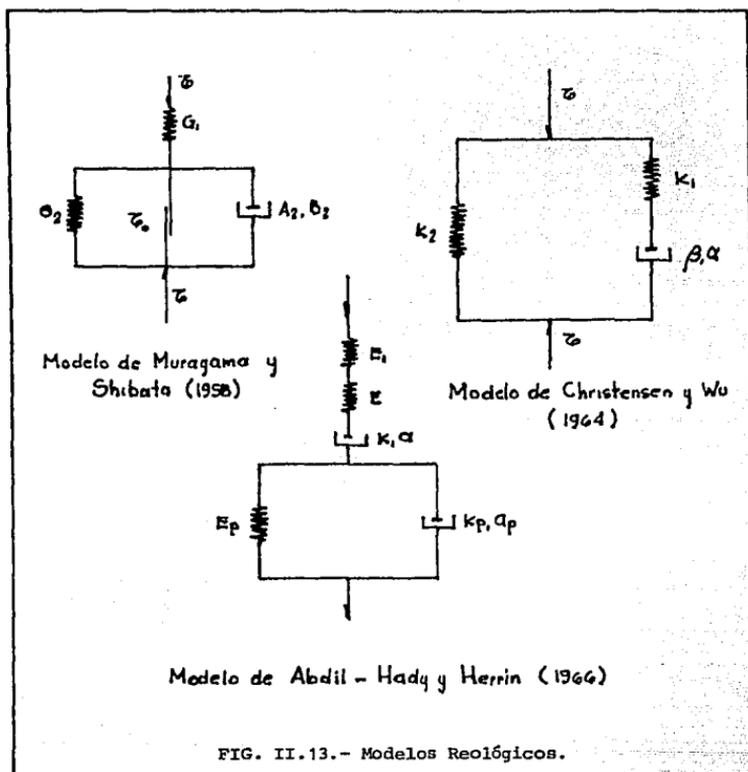
$$\dot{\epsilon}_A = A e^{\bar{\sigma} \bar{D}} \left(\frac{t}{t_1} \right)^m \dots \dots \dots (3)$$

Donde: $\dot{\epsilon}_A$ es la velocidad de deformación axial, t_1 es el tiempo unitario, t es un tiempo arbitrario, \bar{D} es el nivel de esfuerzo desviador donde $\bar{D} = [(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}]$, A , $\bar{\sigma}$ y m son los parámetros del modelo que pueden considerarse propiedades del material.

II.2.2.- Modelos Reológicos.

Los modelos reológicos se han desarrollado para explicar el comportamiento de los suelos mediante el acoplamiento de resortes, pistones y elementos que proporcionan fricción, la figura II.13 muestra algunos de estos.

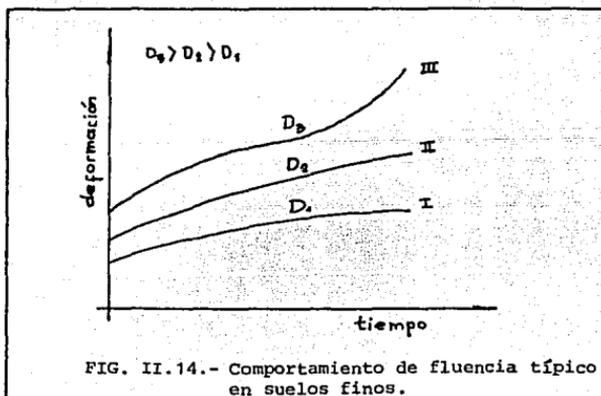
Estos modelos se han propuesto para proveer una descripción matemática del comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos. De entre algunos investigadores que



han realizado trabajos sobre estos modelos se pueden mencio--
 nar; Geuze y Tan (9), Murayama y Shibata (10), (11), Christen--
 sen y Wu (12) Abdel-Hady y Herrin (13).

II.3.- Resultados experimentales de algunos investigadores.

El comportamiento de fluencia* en los suelos puede esquematizarse mediante una gráfica tiempo contra deformación, como se muestra en la figura II.14, en esta figura se pueden apreciar tres diferentes curvas. La curva I es para esfuerzos relativamente pequeños, hasta valores cercanos a un 30% de la resistencia, en esta curva los movimientos de fluencia que se registran son muy pequeños y se detienen después de un corto periodo de tiempo. En la curva II los movimientos de fluencia continúan debido a que el esfuerzo aplicado es mayor, aunque no se llega a la falla del material, esta curva se encuentra dentro del rango de interés para la Ingeniería. Si se aumenta la intensidad del esfuerzo se puede llegar a la falla, como se muestra en la curva III de la figura II.14, en dicha curva la magnitud del esfuerzo para



* Se denomina comportamiento de fluencia, a los valores de deformación que se obtienen con respecto al tiempo y para un valor de esfuerzo desviador dado. Algunos autores definen este comportamiento por la palabra inglesa "creep".

ocasionar la falla puede ser desde un 60% de la resistencia inicial. En todas las curvas el esfuerzo desviador se expresa con el símbolo D .

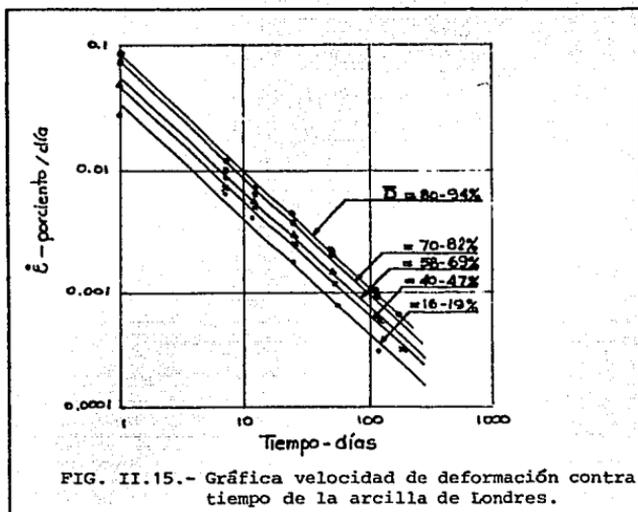
De la figura II.15 a la II.20 pueden verse algunas gráficas de velocidad de deformación contra tiempo en escala logarítmica, obtenidas por diversos autores, en tales gráficas se puede apreciar que el logaritmo de deformación decrece linealmente con el logaritmo de tiempo, lo cual nos da una expresión muy simple para la caracterización del fenómeno de fluencia.

$$\ln \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}(t, D)} \right) = -m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \dots \dots \dots (4)$$

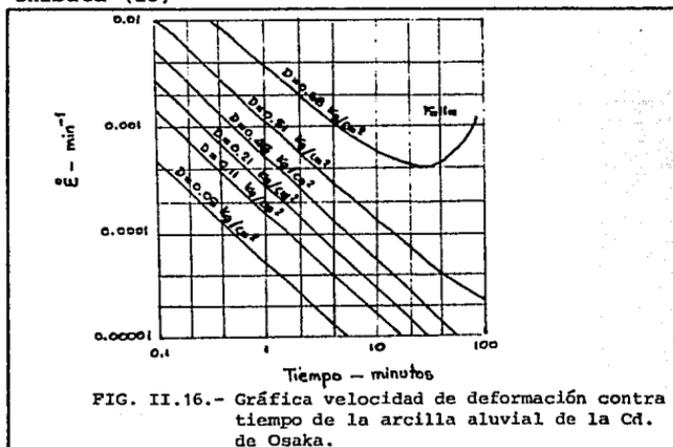
$$\text{o' } \ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t, D) - m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \dots \dots \dots (5)$$

en donde $\dot{\epsilon}$ = velocidad de deformación; $\dot{\epsilon}(t, D)$ = valor de la velocidad de deformación a un tiempo unitario en función del esfuerzo desviador, D ; m = valor absoluto de la pendiente - de la línea recta en la gráfica logarítmica de velocidad de - deformación contra logaritmo de tiempo; t_1 = tiempo unitario.

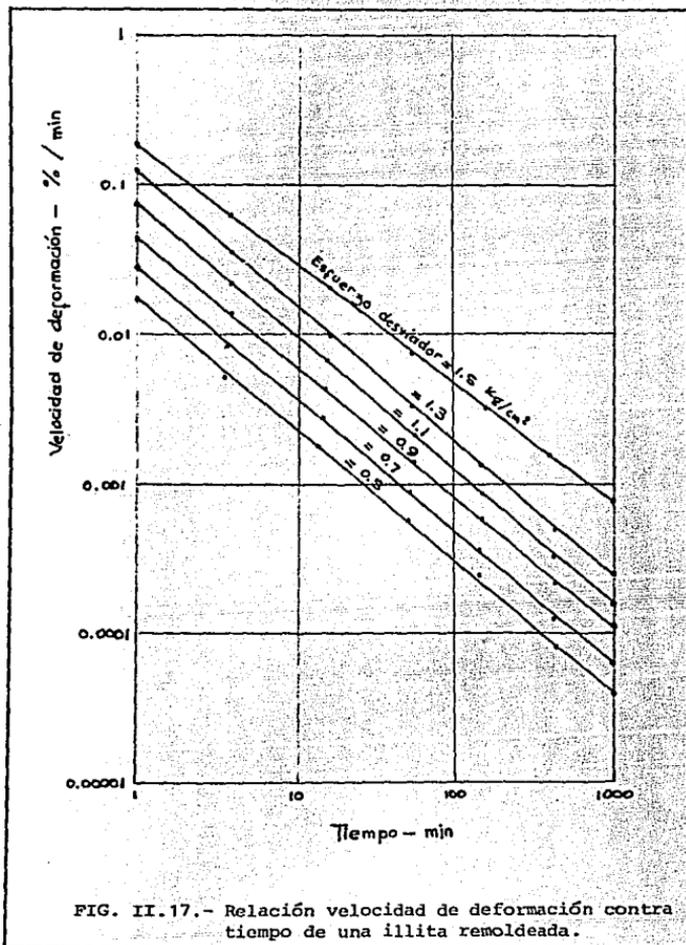
La gráfica II.15 muestra los resultados de pruebas triaxiales drenadas realizadas en la arcilla de la Ciudad de Londres por Bishop (14)

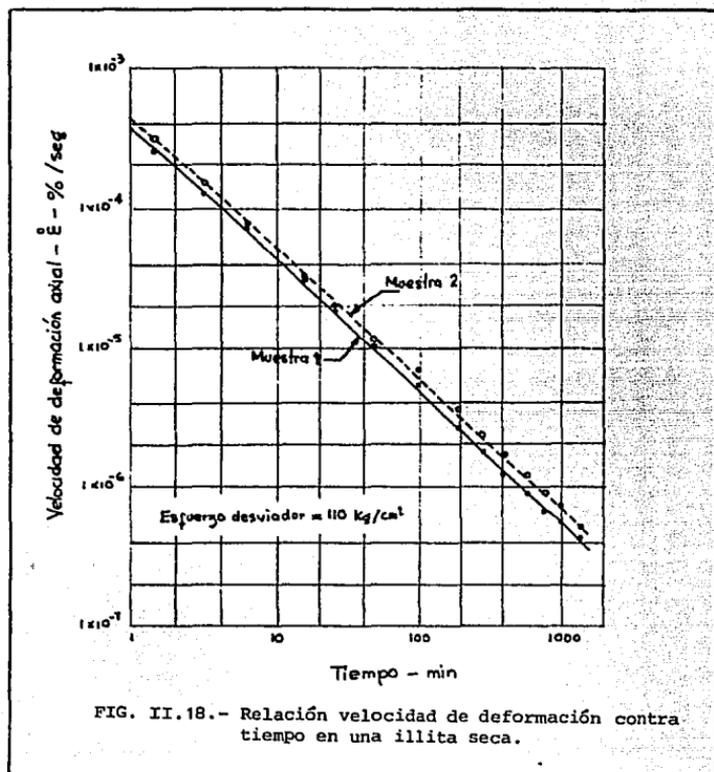


La figura II.16 indica la relación velocidad de deformación contra tiempo para pruebas de compresión sin drenaje en la arcilla de la Ciudad de Osaka, Japón, obtenidas por Murayama y Shibata (15)

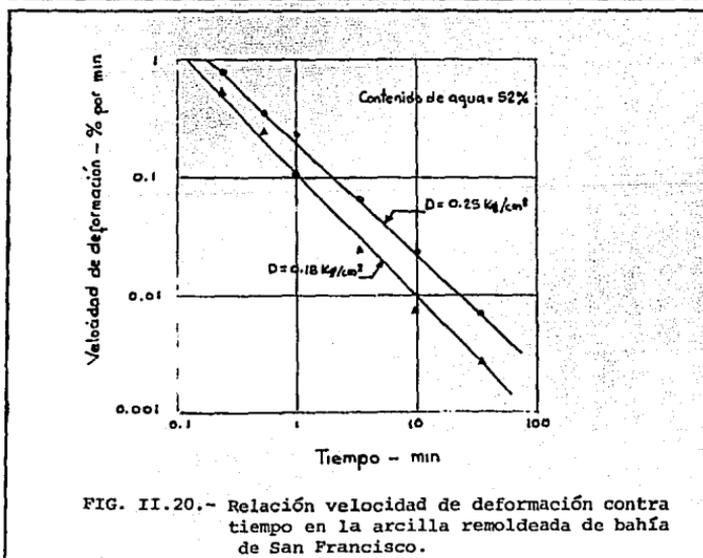
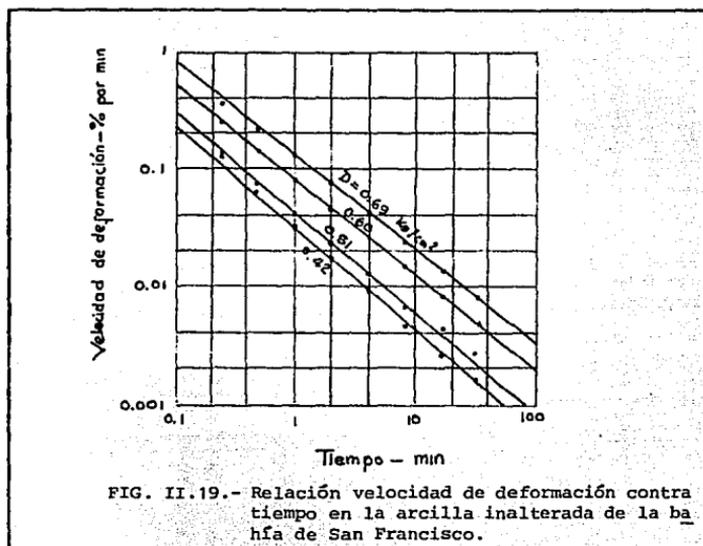


Las figuras II.17 y II.18 son para pruebas triaxiales de compresión sin drenaje en una illita saturada y remoldeada y pruebas drenadas en illita seca respectivamente, ambas gráficas fueron obtenidas por Campanella (16).





Las figuras II.19 y II.20 son de pruebas de consolidación sin drenaje y pruebas normalmente consolidadas de la arcilla inalterada y remodelada de la Bahía de San Francisco.



En las figuras anteriores, de la II.15 a la II.20 se muestra la influencia del esfuerzo desviador en la velocidad de fluencia, sin embargo esta influencia se ve más claramente si los datos se grafican como logaritmo de velocidad de deformación contra esfuerzo desviador, como se muestra en las figuras II.21 a la II.25, donde el patrón de comportamiento se observa indistintamente en todas las arcillas ensayadas.

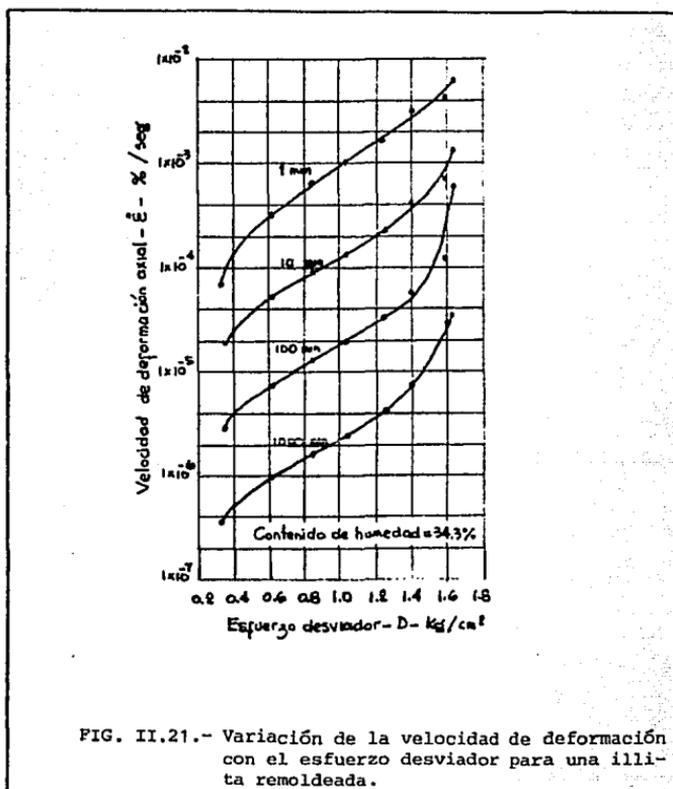


FIG. II.21.- Variación de la velocidad de deformación con el esfuerzo desviador para una illita remoldeada.

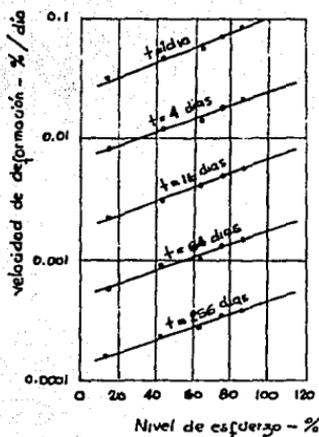


FIG. II.22.- Variación de la velocidad de deformación con el esfuerzo desviador para la arcilla de la Ciudad de Londres.

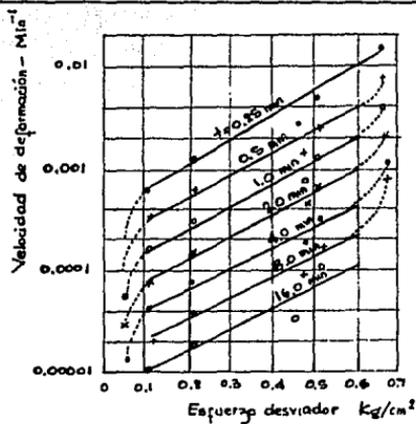


FIG. II.23.- Variación de la velocidad de deformación con el esfuerzo desviador para la arcilla aluvial de la Ciudad de Osaka.

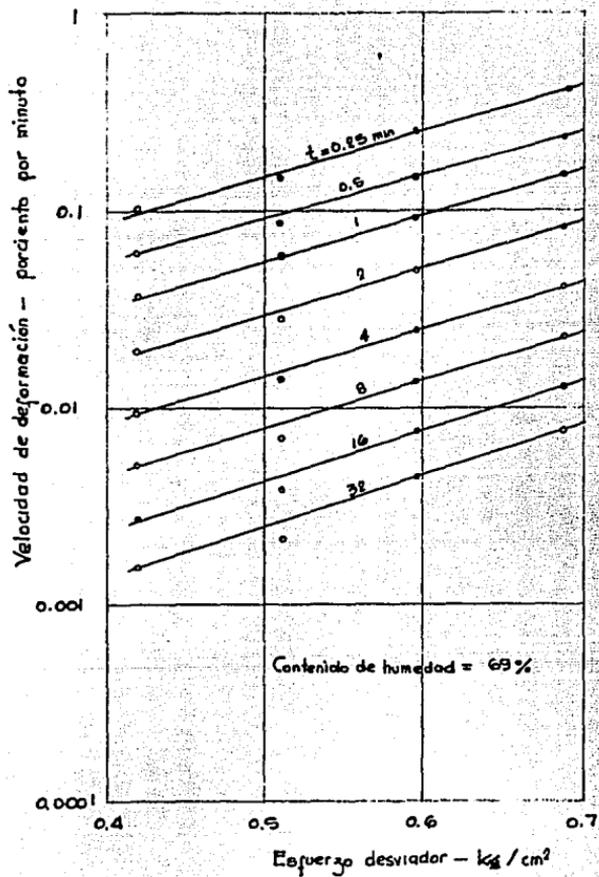


FIG. II.24.- Variación de la velocidad de deformación con el esfuerzo desviador para la arcilla normalmente consolidada de la bahía de San Francisco.

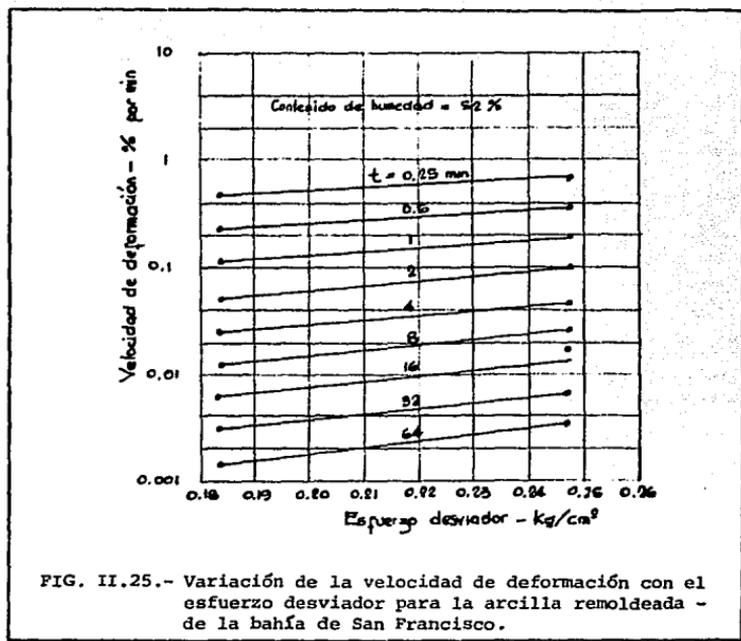


FIG. II.25.- Variación de la velocidad de deformación con el esfuerzo desviador para la arcilla remodelada de la bahía de San Francisco.

Las ecuaciones 4 y 5 expresadas según las gráficas de la fig. II.21 a la II.25 se pueden escribir como:

$$\ln \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}(t, 0)} \right) = \alpha D \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{ó } \ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t, 0) + \alpha D \dots\dots\dots (7)$$

en donde $\dot{\epsilon}(t, 0)$ = valor ficticio de la velocidad de deformación con $D=0$, en función del tiempo después de haber comenzado el fenómeno de fluencia; α = valor de la pendiente en el tramo recto de la gráfica logaritmo de velocidad de deformación - contra esfuerzo desviador.

Referencias.

- (1) Lambe T. William "Soil Testing for Engineers" New York, John Wiley and Sons Inc. 1951, U.S.A. p. 165.
- (2) Eduard Kavazanjian and James Mitchell "Time-depen deformation behavior of clays", Journal of the geotechnical engineering division. ASCE, junio 1980 p.p. 611-630.
- (3) Bjerrum L. "Engineering Geology of Normall-Consolidated Marine Clay as Related to Settlements of Building", Seven Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 17, No. 2; Junio 1967, p.p. 82-118.
- (4) Bjerrum L. "Problems of Soil Mechanics and - Construction on Soft Clays and - Structurally Unstable Soils", -- Proceedings, 8th ICSMFF, Vol. 3 1973 p.p. 111-159.
- (5) Ladd and Preston. "On the Secondary Compression of Saturated Clays", Research Report R65-59, Massachusetts Institute of Technology 1965.
- (6) Rendulic L. "Pore-Index and Pore-Water Pressure", Bavingenier, Vol. 17, 1936, p. 559.
- (7) Kondner R.L. " Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundation division, ASCE, Vol. 89, No. SMI Proc. Paper 3429, Feb., 1963, p.p. 115-144.
- (8) Autar Singh and James Mitchell. "General Stress-strain-time function for soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations - division, ASCE, January 1968, -- p.p. 21-46.
- (9) Geuze E. y Tan T.K. "The Mechanical Behavior of Clays" Proceedings, 2th International -- Congress on Rheology, Oxford, -- 1953, p. 247.
- (10) Murayama and Shibata. "On the Rheological Characteristic

- of Clay. Part I", Bulletin No. - 26, Kyoto University, Japan, -- 1958.
- (11) Murayama and Shibata. "Rheological Properties of Clays" Proceedings, 5th International - Congress on Soil Mechanics and-- Foundations, Paris, 1961, p.p. - 269-273.
- (12) Christensen and Wu T.H. "Analysis of Clay Deformation as a Rate Process", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, Vol. 90 No. SM6, -- Proc. Paper 4147, Nov. 1964 p.p. 125-157.
- (13) Abdel-Hady and Herrin M. "Characteristics of Soil-Asphalt as a Rate process", Journal of - the Highway Division, ASCE, Vol. 92, No. HW1, Proc. Paper 4719, - Mar. 1966, p.p. 49-69.
- (14) Bishop A.W. "The Strength of Soils and Engineering Materials", 6th Rankine Lecture, Geotechnique, Institution of Civil Engineers, London, Vol. 12, No. 2, June 1966.
- (15) Murayama S. And Shibata T. "Flow and Stress Relaxation of -- Clays (Theoretical Studies on the Rheological Properties of Clay - Part I)", Proceedings, Grenoble. France, Apr. 1964.
- (16) Campanella Richard G. "Effects of Temperature and Stress on the time-deformation behavior in Saturated Clay", thesis presented to the University of California at Berkeley, in 1965, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

III.- RESULTADOS EXPERIMENTALES.

III.- Resultados Experimentales.

III.1.- Descripción del Equipo a Utilizar.

Para la realización del presente trabajo se ensayó el suelo en cuestión en cámaras triaxiales, sin embargo se pueden obtener buenos resultados realizando las pruebas en equipo de consolidación o consolidómetro, por lo que en este capítulo se dará una exposición de ambas pruebas.

III.1.1.- Consolidómetro.

Con el consolidómetro se reproduce el estado de esfuerzos bajo los cuales se encuentra sometida una muestra del suelo en su estado natural, en donde el esfuerzo lateral de confinamiento está dado por el anillo que confina la muestra y el esfuerzo geostático lo da el marco de carga*

Preparación de la Muestra**

- 1.- Quitar parafina (sin perder la orientación del suelo)
- 2.- Labrado de la muestra (utilizando torno, anillos, moldeador, espátula y regla).
 - a).- Lubricar el anillo.
 - b).- Colocar el anillo sobre la muestra y éste sobre el torno.
 - c).- Labrar la muestra e ir la introduciendo en el anillo, teniendo cuidado de que sea de una forma uniforme, para evitar huecos en las proximidades de la pared del anillo.

* Ver capítulo II p. 15

** Las muestras deben ser inalteradas y deben mantenerse en un cuarto húmedo, así mismo la preparación de la muestra deberá realizarse en el cuarto húmedo, para que esta no pierda humedad.

d).- Cortar ambas caras y retirar el material sobrante, procurando que esta operación se realice -- una sola vez para evitar el remoldeo de la muestra.

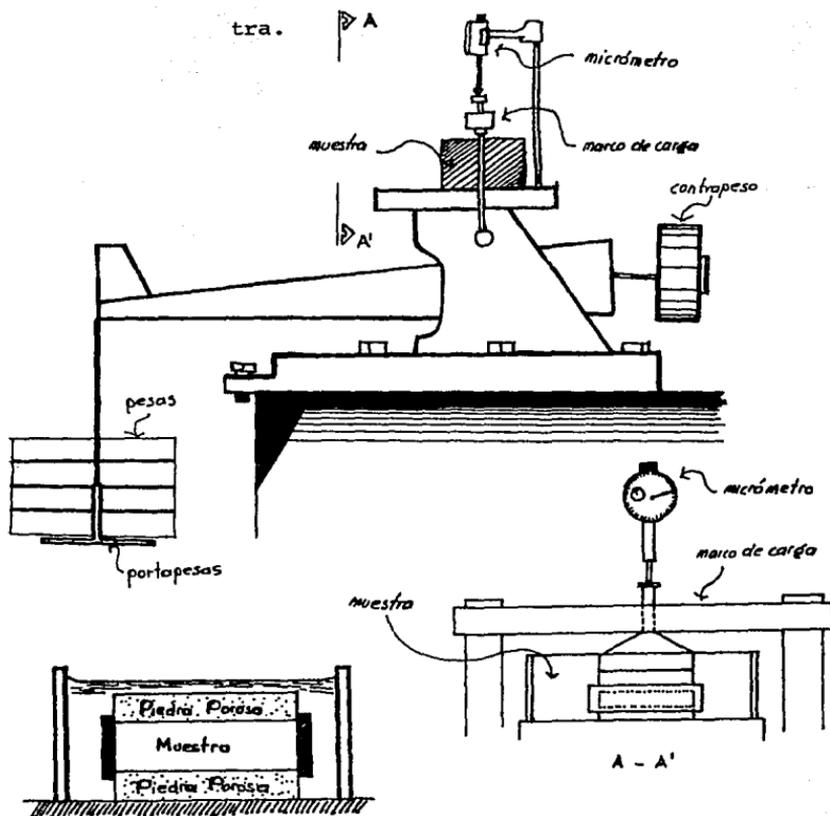
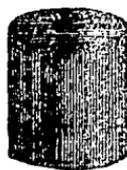
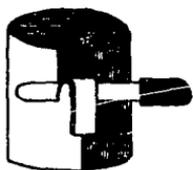
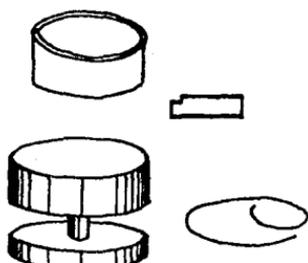


FIG. III.1.- Unidad de Consolidación.



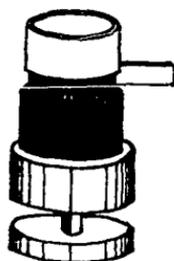
(1)



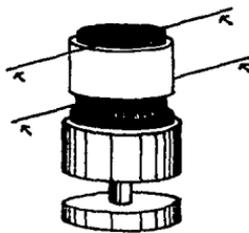
(2a)



(2b)



(2c)



(2d)



(2e)

FIG. III.2.- Preparación de la muestra para un ensayo en consolidómetro. (1).- Quitar parafina. (2a).- Equipo necesario para moldear la muestra; anillo, labrador, torno, alambre. (2b).- Colocar anillo sobre la muestra. (2c).- Labrar la muestra. (2d).- Cortar la muestra. (2e).- Muestra preparada.

III.1.2.- Cámara Triaxial.

Como se vió anteriormente, en los ensayos con consolidómetro la restricción lateral* de las muestras la proporciona el anillo de confinamiento, ver figura III.3, en cambio en los ensayos triaxiales la restricción lateral está dada por el fluido de la cámara de presión, la cual generalmente es de lucita. Esta presión se puede proporcionar ya sea con aire, agua, aceite o algún otro fluido.

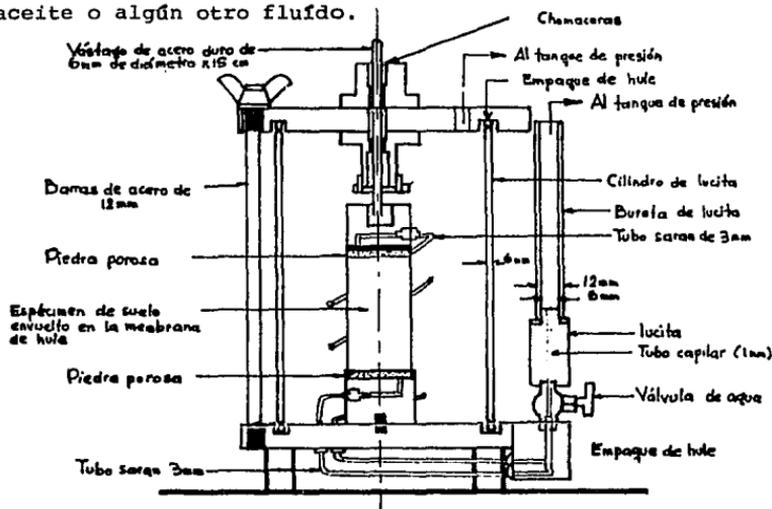


FIG. III.3.- Cámara de compresión triaxial.

Dentro de los ensayos triaxiales existen tres tipos diferentes, los cuales se describen a continuación:

1.- Ensayo no drenado.

(Ensayo no consolidado - no drenado, U).

* La restricción lateral, está dada por el esfuerzo principal menor σ_3 .

En este ensaye no se permite la consolidación de la muestra, manteniéndose la válvula de drenaje cerrada, durante toda la prueba.

2.- Ensaye consolidado - no drenado.

(Ensaye consolidado rápido, CU).

Aquí las válvulas de drenaje se mantienen abiertas - hasta que se completa la consolidación, una vez terminada ésta, se cierran las válvulas de drenaje.

3.- Ensaye consolidado - drenado.

(Ensaye consolidado lento, CD).

En este ensaye primero se abre la válvula de drenaje y posteriormente se aplica la presión de cámara, controlando la consolidación de la muestra, una vez realizado esto, se aplica el esfuerzo desviador.

EVOLUCION DE LA ESTRUCTURA DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

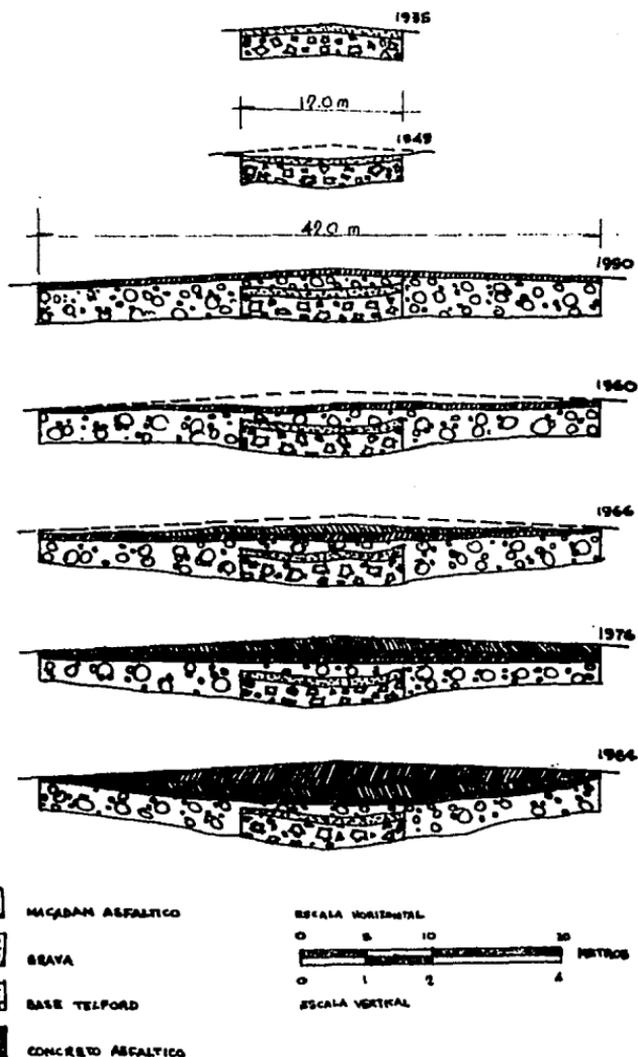


FIG. III.3.

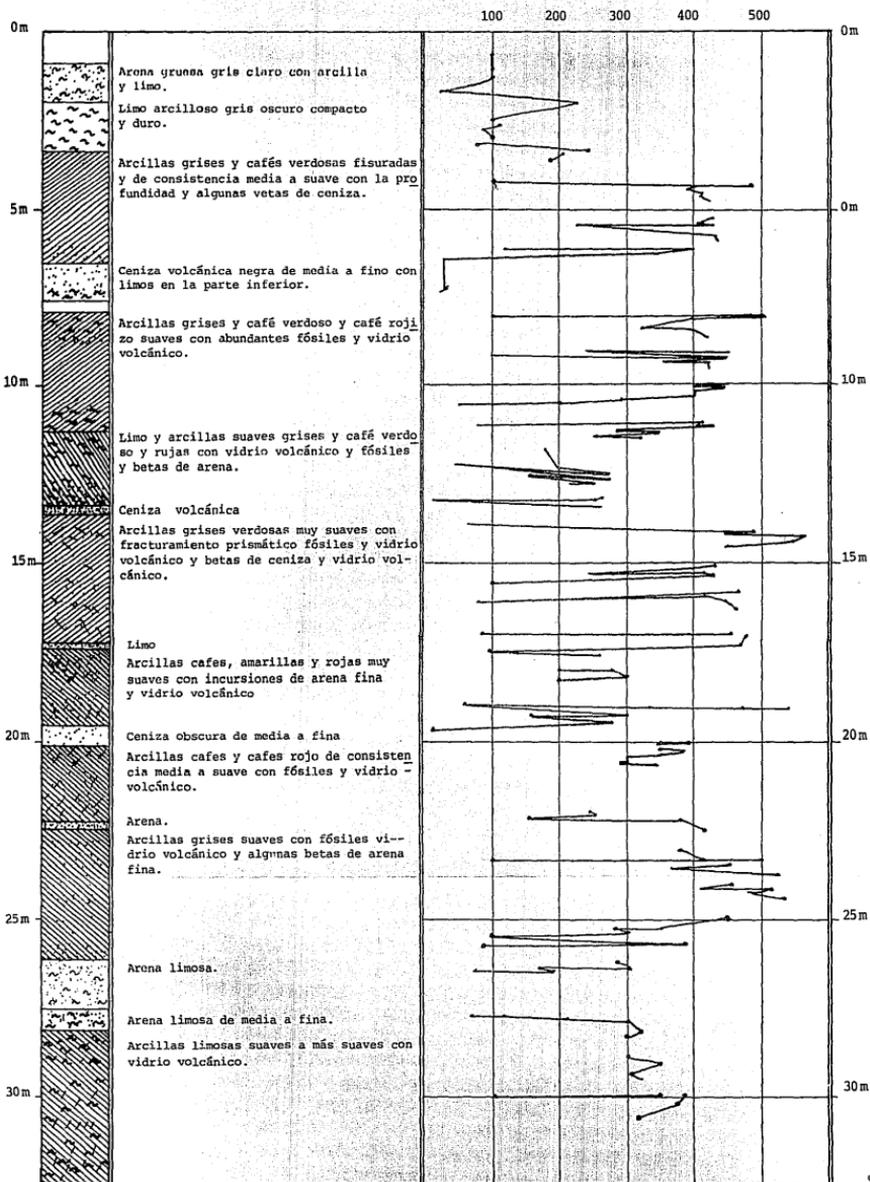


FIG. III.4.- Perfil Estratigráfico.

de humedad y la distribución de esfuerzos correspondientes a cada profundidad.

En la tabla III.1, se presentan las características generales de las muestras que se utilizaron en el programa de pruebas.

Clave Identificada	Muestra	Prof. (m)	$w_i \%$	e_i	e_f	$S_{r_i} \%$	γ_m (T/m ³)		S_s	$r_L \%$	I_p δ	Descripción
COF	M5-T2	4.20	438	11.6	10.9	99	1.12	1.15	2.625	462	360	Arcilla gris-verde consistencia, suave a media.
CIF	M10-T2	9.35	455	11.8	7.9	98	1.11	1.18	2.55	445	338	Arcilla gris-verde con manchas café, consistencia suave, con fracturamiento prismático
C2F	M17-T3	15.55	467	11.2	9.4	99	1.11	1.21	2.38	453	352	Arcilla gris-verdoso de consistencia suave con fósiles y v.v.
C3F	M24-T2	23.30	464	12.0	9.1	97	1.11	1.21	2.51	493	395	Arcilla café-verdoso pálido de consistencia suave
COM	M24-T2	23.20	491	12.8	11.9	99	1.11	1.14	2.60			Arcilla gris-verdoso de consistencia suave, con fósiles.
C1M	M24-T2	23.23	477	12.3	11.0	99	1.11	1.12	2.55			Arcilla gris-verdoso consistencia dura, con fósiles
C2M	M24-T2	23.26	524	13.4	12.4	99	1.11	1.12	2.55			Arcilla gris-verdoso de consistencia suave con fósiles
C3M	M24-T2	23.33	498	13.0	8.8	97	1.11	1.18	2.52			Arcilla gris-verdosa suave con abundantes fósiles
C1J	M24-T3	23.55	514	13.6	9.7	99	1.10	1.16	2.62	525	409	Arcilla café-verde, consistencia suave con v.v. y fósiles
C2J	M24-T3	23.57	500	12.7	12.7	98	1.10	1.16	2.50			Arcilla café-verdoso, consistencia suave con v.v. y fósiles.

Tabla III.1

III.3.- Resultados.

Para el presente trabajo se realizaron tres pruebas en cámara triaxial del tipo CD, las muestras fueron obtenidas -- del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México *, en el pozo PI-M24-T3, a una profundidad de entre 23.40 y 23.485 -- mts, estos muestreos fueron realizados por el Instituto de Ingeniería como parte de un proyecto para Aeropuertos y Servi-- cios Auxiliares.

Los resultados obtenidos en las pruebas 4, 5 y 6 se presentan a continuación en forma de tablas.

* Ver anexo 1.

Prueba 4(CD) Columna I, Serie IX' (ASCM) (PI-MEM-TS) (23.40-23.406m) $P_1 = 0.55 \frac{kg}{cm^2}$, $\sigma_1 = 0.05 \frac{kg}{cm^2}$

$W_k = 93.57$ gr $A_i = 10.066$ cm² $L = \frac{P}{\sigma} + 3.588$
 $L_i = 0.80$ cm $W_i = 85.561$ cm³ $K = 0.002105$
 $D_p = 0.59$ cm $W_i = 414.90$ % $q_2 = 2.38$
 $B_u = 0.58$ cm $A_g = 0.561$ cm²
 $D_i = 0.57$ cm

$W_{op} = \frac{W_k}{W_i} \cdot W$
 $W_p = \frac{W_k}{A_i} \cdot \frac{1}{\rho}$
 $e = \frac{V}{V_i} - 1$
 $W = \frac{W_k - (W_{op})}{W_{op}} - 1$
 $G_u = \frac{W \cdot G_i}{G}$

ETAPA	Etapa N°	M mm	ΔM mm	L cm	ε _h %	1-ε _h	ΔB cm	ΔV cm ³	V cm ³	A cm ²	G _i ' kg/cm ²	G _i ' kg/cm ²	W %	e -	G _u %
Datos iniciales	1	22.15	0	8.500	0	1	0	0	85.561	10.066	0	0	414.9	10.21	96.7
Sat con P ₁	2	21.52	0.63	8.437					85.472	9.917	0.376	0.376	419	9.96	99.1
Est	3	21.37	0.78	8.422					85.227	9.882	0.376	0.376	414.9	9.90	99.7
Coas. Isotrópica	4	19.97	2.18	8.287			14.4	6.078	75.148	9.074	0.650	0.650	370.5	8.84	99.8

al inicio de falla $W_{kp} = 93.57 - 0.08 = 89.49$ gr

Etapa de falla. - (CD) -

Etapa N°	M mm	ΔM mm	L cm	ε _h %	1-ε _h	A ^(D) cm ²	ΔC kg	C kg	G _i ' kg/cm ²	B cm	ΔB cm	ΔV cm ³	V cm ³	ε _v %	1-ε _v	G _i ' kg/cm ²	G _i ' kg/cm ²	q kg/cm ²	P' kg/cm ²	W %	e -	D cm	D' cm
0	19.97	0	8.282	0	1	9.074	0	0	0	153.0	0	0	75.148	0	1	0.65	0.65	0	0.65	370.5	8.84	3.40	2.43
1	18.49	1.48	8.134	1.8195	0.9808	9.021	1.815	1.815	0.2	156.2	3.2	1.7952	73.35	2.3889	0.7611	0.65	0.85	0.1	0.75	360.6	8.61	3.99	2.40
2	16.37	3.60	7.922	4.347	0.95653	8.998	1.793	3.608	0.4	-	3.7	2.076	71.274	5.151	0.4849	0.65	1.05	0.2	0.85	349.2	8.73	3.38	2.34
3	13.44	6.53	7.679	7.884	0.92115	8.989	1.791	3.393	0.6	-	4.8	2.693	68.581	8.735	0.1265	0.65	1.25	0.3	0.95	334.4	7.98	3.38	2.26

① $A = \frac{1-\epsilon_h}{1-\epsilon_h} A_0$
 ② $\sigma_1 \cdot \sigma_2 = \frac{P}{A} [kg/cm^2]$

③ $\sigma_1' = \sigma_2 + \frac{P}{A}$

Prueba 4 (CD)

Prueba 4 (CD) - Cámara 7 - Serie IX - (AICM) -

Etapas de saturación con A

F	H	t	$L(R)$	R	$L(\text{BASE})$	$E(\text{BASE})$	M	ΔM	B	ΔB	ΔC	C	P_c Densidad kg/cm ³	Canal (3)	$L_c = \frac{E_c}{K_c} + 17654$
-	-	min	-	kg/cm ²	BASE	kg/cm ²	mm	mm	cm	cm	kg	kg	kg/cm ²	Canal (4)	$K_c = 0.024667$
3.04.86	15:50	0	35.828	0	35.828	0	27.15	0			0	0	0		$L_c = \frac{0}{K_c} + 35880$
					35.902		27.13						0.50		$K_c = 0.002105$
					36.049		27.06						1.00		
					36.250		21.81						1.50		
	16:00				36.450		21.75						2.00		
			37.003	2.3765	36.830	2.00	21.57		158.0	0			2.75		
4.06.86	8:50		37.003		36.830	2.00	21.52	0.63	156.8	1.2			2.75		
					B _{sk}					$L(R)$	$L(\text{CP})$				
								iniciales		37.003	36.830				
								finales		37.576	37.377				
									Δ	573	547				B _{sk} = 95.5 %
4.06.86	9:200		37.003	2.364	36.830	2.00	21.37	0.78	157.0	1.0	0	0	2.65		
					Cons. Isotrópica			$J_{2,0} = 0.85$	kg/cm ²						
F	H	t	$P_{0,0}$	C_R	$\sigma'_{0,0} = (P_{0,0} - C_R)$	M	ΔM	B	ΔB	$L(R)$	$L(\text{CP})$	T			
04.06.86	10:15	0	2.364	2.000	0.3640	21.37	0	140.0	0	37.003	36.830				
		15	2.650	2.000	0.6500	21.35	0.02	140.5	0.5	37.139	36.830	22.2			
		30				21.32	0.03	140.7	0.7						
		1				21.28	0.03	141.0	1.0						
		2				21.21	0.16	141.5	1.5						
		4				21.11	0.26	142.4	2.4						
		9				20.97	0.40	143.6	3.6						
		15				20.86	0.51	145.0	5.0						
	10:40	25				20.71	0.66	146.2	6.2						
	10:55	40				20.62	0.75	147.4	7.4						
	11:15	60				20.53	0.84	148.6	8.6			22.5		Prueba 4 (CD)	
	11:45	90				20.44	0.93	149.7	9.7			22.5		# 2	

Prueba 4: (CD)- Cámara 7.- Serie IX' - (AICM)-

Etapa de falla diénada.-

Incr	F	H	t	M	ΔM	B	ΔB	T	ΔC	C	σ_d	$\Delta \sigma_d$	
NB	-	-	min	mm	mm	cm	cm	°C	Kg	Kg	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
3			0	16.37	0	152.0	0		1.793	3.608	0.4	0.2	PPD = 1.800
			15	16.08	0.29	152.1	0.1	21.6	1.791	3.399	0.6	0.2	PPR = 0.010
			30	16.08	0.29	152.1	0.1						$\Delta C = 1.790$
			1	16.08	0.29	152.1	0.1						
			2	16.07	0.30	152.2	0.2						
			4	16.05	0.32	152.3	0.3						
			9	16.01	0.36	152.4	0.4						
		10:16	16	15.77	0.40	152.4	0.4						
		10:25	25	15.92	0.45	152.5	0.5						
		10:40	40	15.87	0.50	152.6	0.6						
		11:10	70	15.80	0.57	152.8	0.8						
		12:00	120	15.72	0.65	152.9	0.9						
		13:00	180	15.64	0.73	153.0	1.0						
		14:00	240	15.57	0.80	153.2	1.2						
		15:00	300	15.51	0.86	153.3	1.3	22.2					
		16:40	400	15.42	0.95	153.5	1.5						
		18:20	500	15.35	1.02	153.5	1.5	21.7					
		22:40	760	15.185	1.19	153.9	1.9	22.4					
	21.06.86	10:07	1447	14.86	1.51	154.2	2.2						
		19:42	2022	14.693	1.75	154.5	2.5						
	22.06.86	14:11	3131	14.41	1.96	155.0	3.0						
	23.06.86	7:42	4182	14.19	2.18	155.4	3.4						
		8:50	4250	14.18	2.19	155.4	3.4	20.2					
		18:30	4830	14.08	2.29	155.6	3.6	22.4					
		22:00	5040	14.04	2.33	155.8	3.8						
	24.06.86	7:39	5619	13.95	2.42	155.9	3.9	20.8					Prueba 4 (CD)
		18:30	6270	13.87	2.50	156.1	4.1	23.2					
	25.06.86	8:17	7097	13.74	2.63	156.3	4.3	21.2					# 6

Prueba 5. (CD) Cámara 1 Serie 1A (A200) (P1-P12-13) 12.40-23.83 m - E2 = 0.23 / m 0.9. 0.0018

$W_h = 94.15$ gr
 $L_i = 8.50$ cm
 $D_s = 3.58$ cm
 $B_m = 3.56$ cm
 $D_i = 3.57$ cm

$A_i = 9.982$ cm²
 $V_i = 84.846$ cm³
 $W_i = 409.3$ %
 $A_p = 0.567$ cm²

$L = \frac{P}{E} 1.3030$
 $K = 0.001818$
 $G_s = 2.38$

$W_{sp} = \frac{W_{hp}}{W_{hr}} = W_{hr}$

$W_p = \frac{W_{sp}}{G_s} \frac{1}{V_u}$

$e = \frac{V}{V_0} - 1$

$W = \frac{W_h - (W_u)}{W_{sp}} - 1$

$G_w = \frac{W \cdot G_s}{e}$

ETAPA	Etapas N°	M mm	ΔM mm	L cm	εL %	1-εL	ΔB cm	ΔV cm ³	V cm ³	A cm ²	σ _s ' kg/cm ²	σ _i ' kg/cm ²	w %	e	G _w %
Datos iniciales	1	17.48	0	8.50	0	1	0	0	84.846	9.982	0	0	409.3	9.92	98.2
Sat con Pc	2	17.08	0.60	8.44					83.294	9.869	0.18	0.18	409.3	9.72	100.2
Bst.	3	-	-	-					83.294	9.869	0.18	0.18	409.3	9.72	100.2
Cons. Isotrópica	4	14.93	2.75	8.225			20.6	11.68	71.614	8.707	0.65	0.65	346.1	8.22	100.2

al iniciar falla - $W_h = 94.15 - 11.68 = 82.47$ gr

Etapas de falla - (CD)

Tar N°	M mm	ΔM mm	L cm	εL %	1-εL	A ^① cm ²	AC kg	C kg	σ _s ' kg/cm ²	B cm	ΔB cm	ΔV cm ³	V cm ³	εv %	1-εv	σ _s ' kg/cm ²	σ _i ' kg/cm ²	q kg/cm ²	P' kg/cm ²	W %	e	D cm	G _{st} kg
0	14.93	0	8.225	0	1	8.707	0	0	100.0	0	0	0	71.614	0	1	0.65	0.65	0	0.65	346.1	8.22	3.33	2.47
1	12.26	2.67	7.958	3.25	96.754	8.621	2.672	2.672	0.3	100.3	5.3	3.005	68.603	4.196	0.958	0.65	0.95	0.15	0.60	389.9	7.83	3.31	2.40
2	7.35	7.98	7.467	9.216	90.784	8.588	2.560	5.172	0.67	-	7.9	4.479	64.130	10.450	0.935	0.65	6.25	0.30	0.95	305.6	7.25	3.30	2.26
3	10.92	13.41	6.884	16.304	83.696	8.640	2.557	7.729	0.694	-	6.2	4.649	59.481	16.943	0.830	0.65	1.54	0.45	1.095	250.5	6.66	3.31	2.08

① $A = \frac{1-\epsilon_v}{1-\epsilon_L} A_0$

② $\sigma_s - \sigma_s = \frac{e}{\lambda} [kg/cm^2]$

③ $\sigma_i' = \sigma_s + \frac{e}{\lambda}$

Prueba 5 (CD)

8

Prueba 5 - (CD) - Cámara 1 Serie IX: (AICM) -

Falla drenada

Incr- Nr	F -	H -	t min	M mm	ΔM mm	B cm	ΔB cm	T °C	ΔC kg	C kg	(σ ₁ -σ ₃) kg/cm ²	E			
0	6-06-86	9:15	0	14.93	0	100.0	0		0	0	0	L ₀ = 82.25	PPD PPT	2.612 0	
1			15	14.45	0.48	100.2	0.2	20.8	2.612	2.612	0.300			ΔC	2.612
			30	14.42	0.51	100.3	0.3								
			1	14.39	0.54	100.5	0.5								
			2	14.34	0.59	100.6	0.6								
			4	14.28	0.65	100.7	0.7								
			9	14.18	0.75	100.9	0.9								
			16	14.09	0.84	101.1	1.1								
			20	13.99	0.94	101.3	1.3								
			45	13.92	1.01	101.4	1.4								
		10:15	60	13.87	1.06	101.5	1.5								
		10:45	90	13.79	1.14	101.7	1.7								
		11:15	120	13.74	1.19	101.8	1.8								
		12:15	180	13.65	1.28	102.0	2.0								
		15:05	350	13.49	1.44	102.4	2.4	22.5							
		18:25	500	13.35	1.58	102.7	2.7	20.3							
	7-06-86	10:30	1465	13.03	1.90	103.4	3.4	20.3					-2.33		
		15:30	1765	12.962	1.97	103.7	3.7								
	8-06-86	10:05	2930	12.79	2.14	104.0	4.0	20.8					-2.64		
	9-06-86	8:35	4280	12.63	2.30	104.4	4.4						-2.84		
		20:35	5000	12.56	2.37	104.6	4.6	21.9							
	10-06-86	8:15	5700	12.51	2.42	104.8	4.8	20.7					-2.89		
		18:55	6340	12.46	2.47	104.9	4.9	22.2							
	11-06-86	13:35	7460	12.40	2.53	105.1	5.1	20.5					-3.12		Prueba 5 (CD)
		18:55	7780	12.36	2.57	105.1	5.1	21.2							
	12-06-86	8:34	8539	12.33	2.60	105.2	5.2						-3.21		# 11
	13-06-86	8:31	10036	12.26	2.67	105.3	5.3	20.5					-3.30		

Prueba 5 - (CD) - Cámara 1 Serie IX' - (AICH) -

Falla drenada

Icr NR	F -	H -	t min	M mm	ΔM mm	B cm	ΔB cm	T "C	Δc Kg	C kg	($\sigma_1 - \sigma_2$) kg/cm ²	E	
2	13:06:00	9:25	0	12.26	0	100.0	0		2.612	2.612		$L_0 = 7.956$	PPD + 2.56 kg
			15	11.85	0.41	100.2	0.2		2.560	2.172			PPT 0
			30	11.83	0.43	100.2							+ 2.56
			1	11.80	0.46	100.3							
			2	11.75	0.51	100.4							
			4	11.69	0.58	100.5							
			25	11.38	0.80	101.1							
			55	11.18	1.08	101.4							
		11:05	100	10.96	1.30	101.8		21.5					
		12:05	160	10.77	1.49	102.1		21.8					
		13:35	250	10.54	1.72	102.4		22.2					
		15:15	350	10.32	1.94	102.8		22.4					
		16:55	450	10.15	2.11	103.2							
		19:15	590	9.93	2.33	103.5		22.3					
	14:06:00	11:14	1550	9.07	3.19	100.0		20.6				-4.09	Cambio de
		15:25	1800	8.97	3.29	100.2	4.9	20.9					bureta
	15:06:00	14:55	3150	8.44	3.82	101.1		21.3				-4.92	
	16:06:00	8:22	4260	8.21	4.05	101.5		20.5				-5.22	
		14:02	4600	8.13	4.13	101.7		22.7					
		20:45	5000	8.03	4.23	102.0		22.4					
	17:06:00	13:25	6000	7.84	4.42	102.1						-5.71	
	18:06:00	9:00	7175	7.66	4.60	102.5		20.8				-5.95	
		14:25	7500	7.62	4.64	102.6		22.8					
	19:06:00	8:16	8571	7.49	4.77	102.8						-6.18	
	20:06:00	8:05	10000	7.35	4.91	103.0	7.9	20.7				-6.37	
													Cambio micrometro
													" bureta
													# 12 Prueba 5 (CD)

Prueba 5.- (CD).- Cámara 1.- Serie K'. (AICM):

Falla drenada

Incr Nr	F	H	t min	M mm	ΔM mm	B cm	ΔB cm	T °C	ΔC kg	C kg	(σ ₁ -σ ₃) kg/cm ²	Δσ ₃ kg/cm ²		
3	20-06-86	9'10	0	16.75	0	98.0	0		2.560	6.172	0.9	0.3		FPD 1.2.600 - 2.043
			15	16.44	0.31	98.1	0.1	21.2	2.557	7.729				AC + 2.557
			30	16.41	0.34	98.2	0.2							
			1	16.40	0.35	98.3	0.3							
			2	16.35	0.40	98.4	0.4							
			4	16.29	0.46	98.5	0.5							
			9	16.18	0.57	98.7	0.7							
			18	16.05	0.70	98.9	0.9							
			30	15.93	0.82	99.1	1.1							
		9:55	45	15.81	0.94	99.2	1.2							
		10:15	65	15.68	1.07	99.4	1.4							
		10:40	90	15.51	1.24	99.7	1.7							
		11:40	150	15.23	1.52	100.0	2.0							
		13:30	260	14.80	1.95	100.6	2.6							
		14:20	310	14.66	2.09	101.0	3.0							
		15:10	360	14.51	2.24	101.1	3.1	22.2						
		16:40	450	14.27	2.48	101.4	3.4							
		18:20	550	14.07	2.68	101.8	3.8	21.7						
		22:40	610	13.64	3.11	102.4	4.4	22.4						
	21-06-86	10:10	1500	12.96	3.79	103.3	5.3							
		19:45	2075	12.608	4.14	103.6	5.8							
	22-06-86	14:12	3182	12.18	4.57	104.5	6.5							
	23-06-86	7:42	4232	11.86	4.89	105.0	7.0							
		8:30	4280	11.84	4.91	105.0	7.0	21.1						
		18:30	4880	11.68	5.07	105.2	7.2	22.3						Prueba 5 (CD)
		22:00	5090	11.64	5.11	105.4	7.4							
	24-06-86	7:38	5668	11.53	5.22	105.5	7.5	20.8						# 13
		18:30	6320	11.40	5.35	105.7	7.7	23.2						

Prueba 6 (CD) Cámara E Serie IX (AICH) (PI-N24-T3)(B40-23.465 m) $P_e = 0.55$ $\sigma_{9,0} = 0.65$ W/cu^2

$$\begin{aligned} W_{hi} &= \frac{9d \cdot 14}{qr} \\ L_i &= \frac{8.50}{cm} \\ D_s &= \frac{3.59}{cm} \\ B_m &= \frac{3.59}{cm} \\ D_i &= \frac{3.58}{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_i &= \frac{10.113}{cm^2} \\ V_i &= \frac{85.960}{cm^3} \\ W_i &= \frac{413.90}{\%} \\ A_B &= \frac{0.521}{cm^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= \frac{F}{E} + \frac{27600}{cm} \\ K &= \frac{0.00123}{cm} \\ G_s &= \frac{2.38}{cm} \end{aligned}$$

$$W_{ap} = \frac{W_{hr}}{W_{hr}} \cdot W_{hr}$$

$$W_p = \frac{W_{ap}}{G_s} \cdot \frac{1}{V_u}$$

$$e = \frac{V}{V_s} - 1$$

$$W = \frac{W_{hi} - (W_{hi})}{W_{ap}} - 1$$

$$G_{uv} = \frac{W \cdot G_s}{e}$$

ETAPA	Etapa N°	M mm	ΔM mm	L cm	ε _L %	1-ε _L	ΔB cm	ΔV (cm³)	V cm³	A cm²	σ _s ' kg/cm²	σ _s '(0) kg/cm²	w %	e	G _{uv} %
Datos iniciales	1	20.0	0	8.50	0	1	0	0	85.960	10.113	0	0	413.9	10.17	96.9
Sat con P _e	2	19.72	0.28	8.472					65.194	10.056	0.156	0.156	413.9	10.07	97.8
Bsk	3	--	--	--					65.194	10.056	0.156	0.156	413.9	10.07	97.8
Cons Isotópica	4	17.25	2.75	8.225			2.53	13.181	72.013	8.755	0.650	0.65	341.9	8.36	97.4

Al inicio de falla $W_{hr} = 9d \cdot 14 - 13.18 = 80.96$ gr

Etapa de falla: (CD)-

Incr N°	M mm	ΔM mm	L cm	ε _L %	1-ε _L	A ^D cm²	ΔC kg	C kg	ε _s	σ _s (kg/cm²)	B cm	ΔB cm	ΔV cm³	V cm³	ε _v	1-ε _v	σ _s ' kg/cm²	σ _s '(0) kg/cm²	q kg/m²	P' kg/cm²	W %	e	D cm	ε _h
0	17.25	0	8.225	0	1	8.755	0	0	0	88.0	0	0	72.013	0	1	0.65	0.65	0	0.65	341.9	8.36	3.34	2.46	
1	17.665	4.565	7.776	5.904	940.9%	6.678	3.500	3.500	0.4	97.3	9.3	4.845	67.168	6.728	9.377	0.65	1.05	0.2	0.65	315.5	7.72	3.32	2.34	
2	$\frac{9.65}{15.05}$	11.62	7.063	14.127	85.72	8.611	3.442	6.942	0.801	--	11.5	5.931	61.176	15.047	6.475	0.65	1.45	0.4	1.05	282.8	6.95	3.32	2.13	
3	7.61	15.06	7.315	23.173	76.27	8.789	3.451	10.395	1.183	--	10.9	5.679	55.497	22.932	7.1067	0.65	1.63	0.6	1.2d	251.8	6.21	3.34	1.69	

$$\textcircled{1} A = \frac{1-\epsilon_s}{1-\epsilon_L} A_0$$

$$\textcircled{2} \sigma'_s = \sigma_s + \frac{C}{A}$$

$$\textcircled{3} \sigma'_s - \sigma_s = \frac{C}{A} \quad [kg/cm^2]$$

Prueba 6 (CD)

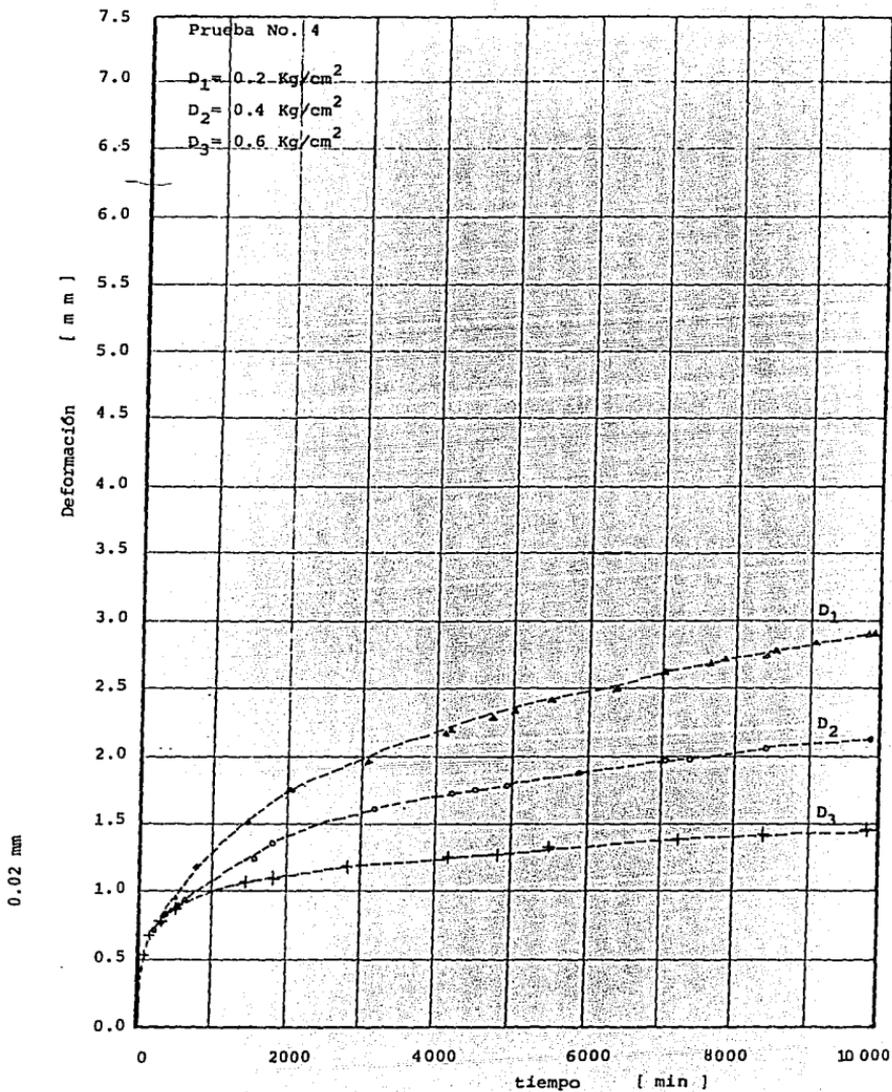
15

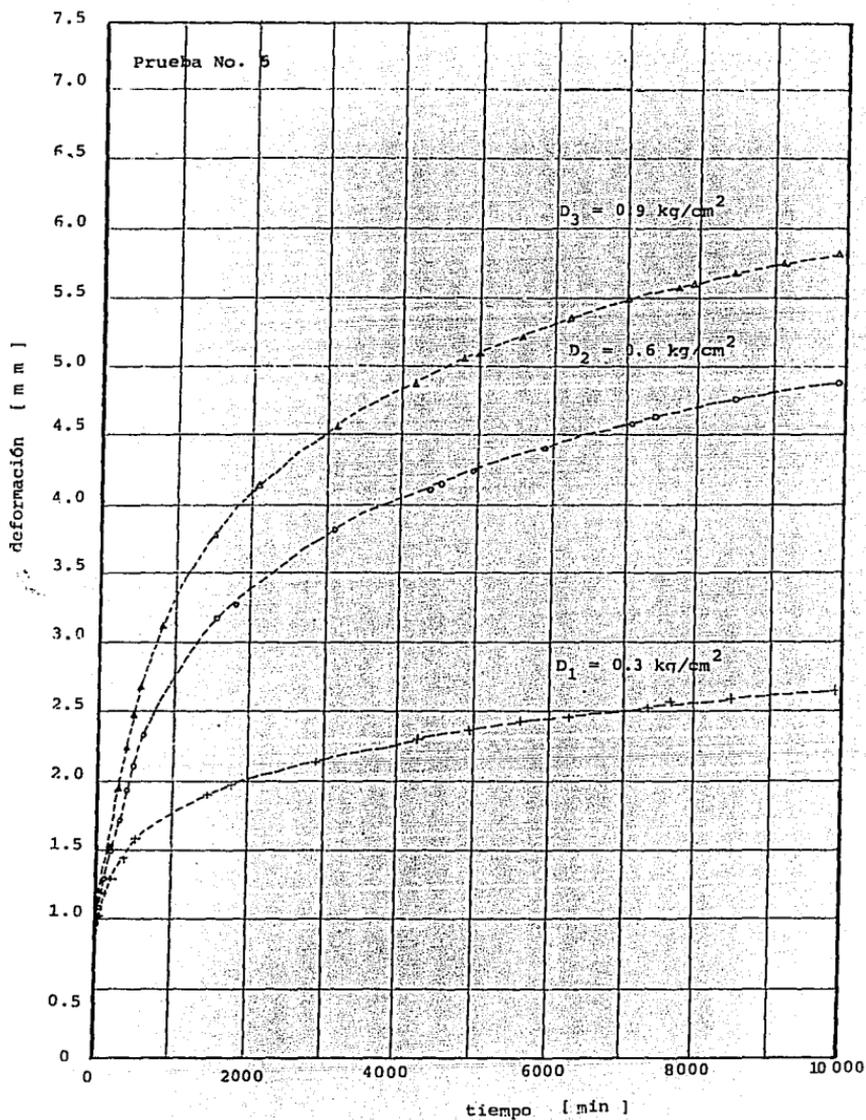
Incr NE	F -	H -	t min	M mm	ΔM mm	B cm	ΔB cm	T °C	ΔC Kg	C Kg	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ kg/cm ²	E	
2	13 06 86	9:12	0	12.665	0	90.0			3.500	3.500	0.4	$E = 7760$	PPD 3.442
			15	12.05	0.61	90.2	0.2		3.442	6.942	0.8		PPT 0
			30	12.00	0.66	90.3	0.3						ΔC 3.442
			1	11.90	0.76	90.4	0.4						
			2	11.81	0.85	90.6	0.6						
			4	11.65	1.01	90.9	0.9						
			9	11.42	1.24	91.4	1.4						
			15	11.16	1.50	91.8	1.8						
			35	10.68	1.98	92.6	2.6						
		10:18	66	10.23	2.43	93.5	3.5						
		11:12	120	9.77	2.89	94.2	4.2	21.5					
		12:12	160	9.41	3.25	94.8	4.8	21.8					
		13:32	260	9.04	3.62	95.4	5.4	22.2					
		15:02	350	8.73	3.93	95.9	5.9	22.4					
		16:42	450	8.50	4.16	96.2	6.2	22.5					
		19:12	600	8.19	4.47	96.9	6.9	22.3					
	14 06 86	11:10	1560	7.26	5.40	98.5	8.5	20.6				-7.20	Cambio de bureta
		15:22	1810	7.15	5.51	90.3		20.9					
	15 06 86	14:32	3200	6.65	6.01	91.1		21.3				-8.05	
	16 06 86	8:19	4265	6.41	6.25	91.6		20.5				-8.39	
		13:52	4600	6.34	6.32	91.8		22.7					
		20:32	5000	6.25	6.41	91.9		22.4					
	17 06 86	13:12	6000	6.10	6.56	92.3		22.0				-8.82	
	18 06 86	9:00	7190	5.94	6.72	92.5						-9.05	
		14:12	7500	5.91	6.75	92.6		22.8					
	19 06 86	8:15	8588	5.79	6.87	92.6						-9.26	Prueba 6 (CD) # 19
	20 06 86			5.642		93.0		20.7					
		10:10	10140	5.63	7.03	93.0	11.5	22.0				-9.89	Cambio de bureta y micrometro

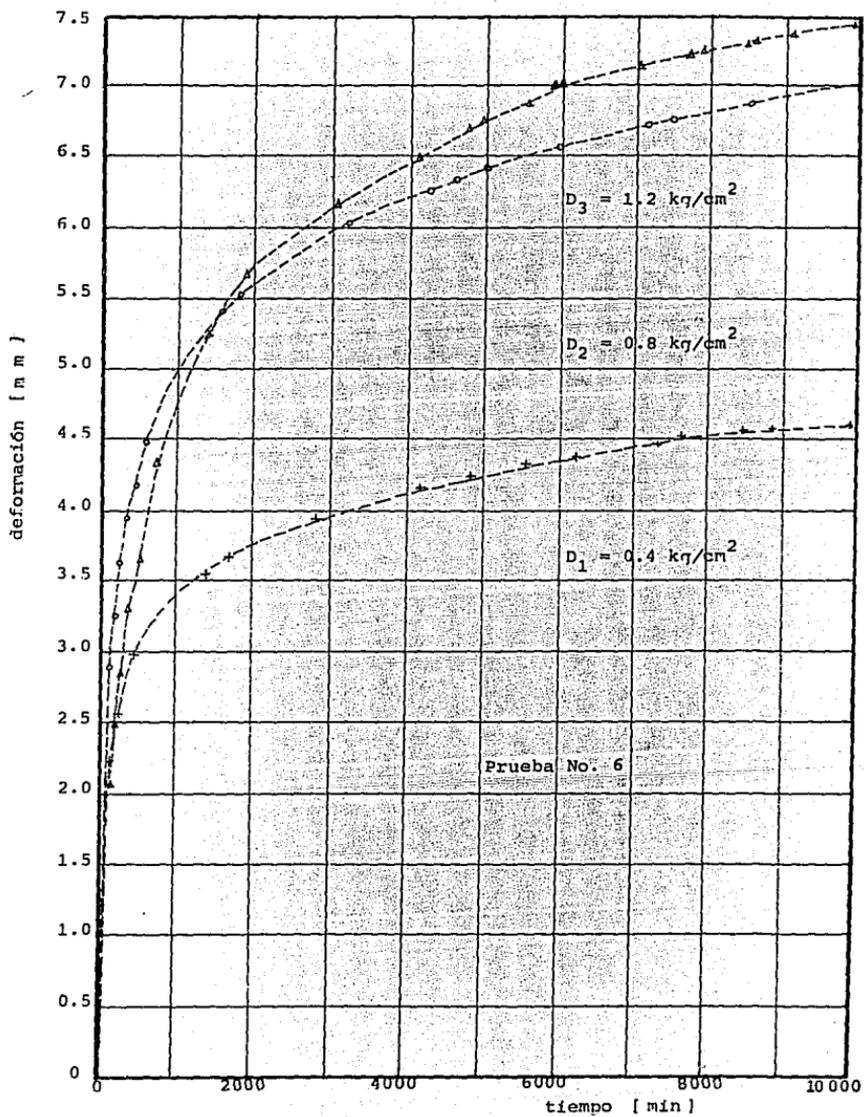
Prueba 6 (CD): Cámara B: Serie X' (AICM):

Falla drenada

Incr No	F -	H -	t min	M mm	ΔM mm	B cm	ΔB cm	T °C	ΔC kg	C kg	σ _d kg/cm ²	Δσ _d kg/cm ²		
3	20 06 86	11:00	0	15.05	0	83.0	0		3.442	6.942	0.8	0.4		
			15	14.70	0.35	83.1	0.1	22.7	3.451	10.393	1.2	0.4		
			30	14.66	0.39	83.2	0.2							
			1	14.61	0.44	83.3	0.3							
			2	14.53	0.52	83.4	0.4							
			4	14.45	0.60	83.6	0.6							
		11:09	9	14.29	0.76	83.8	0.8							
			16	14.11	0.94	84.1	1.1							
			25	13.97	1.08	84.3	1.3	23.0						
			40	13.77	1.28	84.6	1.6							
		12:10	70	13.43	1.62	85.1	2.1							
		13:00	120	13.00	2.05	85.7	2.7	22.5						
		14:00	180	12.58	2.47	86.4	3.4							
		15:10	250	12.21	2.84	86.9	3.9	22.2						
		16:50	350	11.75	3.30	87.6	4.6							
		18:30	450	11.40	3.65	88.1	5.1	21.7						
		22:42	702	10.725	4.33	89.1	6.1	22.4						
	21 06 86	10:05	1385	9.825	5.23	90.4	7.4							
		19:40	1960	9.402	5.65	91.0	8.0							
	22 06 86	14:10	3070	8.90	6.15	91.8	8.8							
	23 06 86	7:42	4122	8.56	6.49	92.4	9.4	20.7						
		9:10	4210	8.53	6.52	92.3	9.3	20.7						
		18:30	4770	8.36	6.69	92.6	9.6	22.4						Prueba 6 (CD)
		22:00	4980	8.312	6.74	92.8	9.8							
	24 06 86	7:40	5560	8.20	6.85	93.0	10.0	20.8						# 20
		18:30	6210	8.05	7.00	93.1	10.1	23.2						
	25 06 86	8:17	7037	7.93	7.12	93.4	10.4	21.2						
		19:00	7680	7.85	7.20	93.4	10.4	20.7						







IV.- PREDICION DEL COMPORTAMIENTO.

IV.- Predicción del Comportamiento.

IV.1.- Descripción de los Modelos Teóricos Considerados.

Para la predicción del comportamiento de un suelo dado, - es necesario encontrar un modelo que sea compatible con el suelo en estudio.

En el presente trabajo se consideran dos modelos diferentes, uno propuesto por Singh y Mitchell, y otro propuesto por Murayama y Shibata, este último modelo es de los llamados reológicos.

El modelo propuesto por Singh y Mitchell presentó un comportamiento bastante compatible con el suelo que sustenta las pistas del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, en cambio el modelo reológico elaborado por Murayama y Shibata no proporciona tan buenos resultados con el suelo estudiado, sin embargo se presenta para dar una idea general de este tipo de modelos.

IV.1.1.- Modelo de Singh y Mitchell.

Como recordaremos, anteriormente se vió que la relación - logaritmo de velocidad de deformación contra logaritmo de tiempo, se expresa por las siguientes ecuaciones:

$$\ln \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}(\epsilon_1, D)} \right) = -m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \dots \dots \dots (4)$$

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(\epsilon_1, D) - m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \dots \dots \dots (5)$$

y que la relación velocidad de deformación contra esfuerzo desviador se expresa por:

$$\ln \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}(t, D_0)} \right) = \alpha D \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t, D_0) + \alpha D \quad \dots \dots \dots (7)$$

sustituyendo la ecuación (5) en la (6) tenemos que

$$\ln \dot{\epsilon}(t, D) - m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) = \ln \dot{\epsilon}(t, D_0) + \alpha D \quad \dots \dots \dots (8)$$

si en la ecuación anterior tenemos que el esfuerzo desviador es igual a cero ($D=0$), tenemos que:

$$\ln \dot{\epsilon}(t, D_0) = \ln \dot{\epsilon}(t, D_0) - m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \quad \dots \dots \dots (9)$$

en donde $\dot{\epsilon}(t, D_0)$ = valor de la velocidad de deformación obtenida por la proyección de la línea recta de la relación entre logaritmo de velocidad de deformación y esfuerzo desviador a un tiempo unitario, para un valor de $D=0$, con esto la ecuación (7) nos da:

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t, D_0) + \alpha D - m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \quad \dots \dots \dots (10)$$

la cual se puede expresar como:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_0(t_1, D_0) + \alpha D + m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \dots \dots \dots (11)$$

$$\epsilon = A e^{\alpha D} \left(\frac{t}{t_1} \right)^m \dots \dots \dots (12)$$

en donde $A = \dot{\epsilon}_0(t_1, D_0)$

Como se ve la ecuación número (12) es una relación muy simple de únicamente tres parámetros; A, α y m. Para establecer el valor de estos parámetros se requiere un mínimo de dos pruebas de fluencia, utilizando dos especímenes idénticos y someténdolos a diferentes intensidades de esfuerzo, se pueden -- realizar dos gráficas diferentes; logaritmo de velocidad de deformación contra logaritmo de tiempo ($\log \dot{\epsilon}^2 - \log t$), con la que se obtiene el valor de m, y logaritmo de velocidad de deformación contra esfuerzo desviador para diferentes valores de tiempo ($\log \dot{\epsilon}^2 - D$), con lo que se puede encontrar los valores A y α , a partir de la intercepción a un tiempo unitario del eje de las ordenadas y la pendiente respectivamente.

Función de fluencia.

Integrando la ecuación (12) se puede obtener una relación general entre deformación y tiempo, la cual se podrá utilizar de manera alternativa con las gráficas.

Integrando la ecuación (12) para $m=1$, las dos soluciones son:

$$\epsilon = A e^{\alpha D} (t_1)^m \left(\frac{t}{t_1 - m} \right)^{1-m} + cte; (m \neq 1) \dots \dots \dots (13)$$

$$\varepsilon = A e^{\alpha D} (t_1) \ln e t + c t e ; (n=1) \dots\dots\dots (14)$$

Las constantes de integración en estas ecuaciones pueden evaluarse a partir de un valor conocido de la deformación a un tiempo conocido. Si ε_1 es la deformación a un tiempo unitario $t = 1$, y $t_1 = 1$, la constante de integración a , para la ecuación (13) es:

$$a = \varepsilon_1 - \left(\frac{A}{1-m} \right) e^{\alpha D} \dots\dots\dots (15)$$

y para la ecuación (14) la constante de integración a , es:

$$a = \varepsilon_1 \dots\dots\dots (16)$$

sustituyendo los valores de las constantes en las ecuaciones (13) y (14), estas se pueden escribir como:

$$\varepsilon = a + \frac{A}{1-m} e^{\alpha D} (t)^{1-m} ; (n \neq 1) \dots\dots\dots (17)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + A e^{\alpha D} \ln t ; (n=1, t > 1) \dots\dots\dots (18)$$

IV.1.2- Modelo Reológico de Murayama y Shibata.

Murayama y Shibata han desarrollado un modelo para explicar la viscosidad de las arcillas (FIG. IV.1).

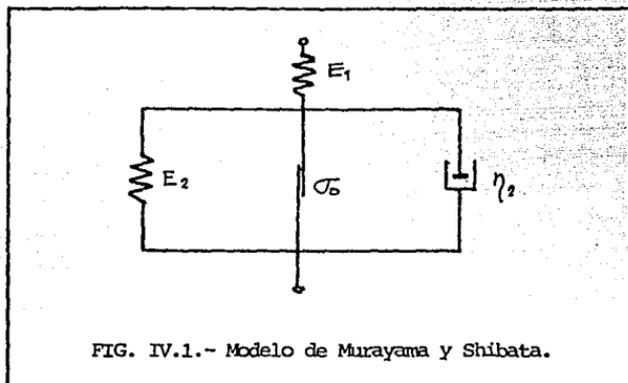


FIG. IV.1.- Modelo de Murayama y Shibata.

Este modelo se compone de un resorte E_1 y de un elemento modificado E_2, σ_0, η_2 , el cual consta de un resorte E_2 , un elemento que proporciona fricción σ_0 y un pistón η_2 , siendo ---
 $E_1 = \sigma_1 / \dot{\epsilon}_1$ $E_2 = \sigma_2 / \dot{\epsilon}_2$

Para este modelo los autores encontraron una relación entre el módulo elástico (E_1 y E_2) y el esfuerzo aplicado, esta relación se expresa mediante la ecuación 19.

$$E = \frac{\sigma}{\sigma_c/E_c + 1/E' \log \sigma/\sigma_c} \dots \dots \dots (19)$$

donde: E_c y E' = constantes; σ = esfuerzo y

σ_c = esfuerzo total excedente.

Así mismo, la relación entre el esfuerzo aplicado en el pistón σ_2 y la deformación del resorte E_2 , se expresa por ---

la ecuación 20, la cual se presenta a continuación:

$$\frac{d}{dt}(\epsilon_2) = A_2 (\sigma - \sigma_0) \operatorname{sen} h \left(\frac{B_2 \sigma_2}{\sigma - \sigma_0} \right) \dots \dots \dots (20)$$

La relación entre deformación y tiempo ($\epsilon - t$), la cual caracteriza el mecanismo de flujo de la arcilla, está dada por las ecuaciones 25 y 27, que se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones simultáneas:

$$\epsilon = \epsilon_1 + \epsilon_2 \dots \dots \dots (21)$$

$$\sigma = \epsilon_1 E_1 \dots \dots \dots (22)$$

$$\sigma = \epsilon_2 E_2 + \frac{(\sigma - \sigma_0)}{B_2} \operatorname{sen} h^{-1} \left\{ \frac{1}{A_2 (\sigma - \sigma_0)} \frac{d\epsilon_2}{dt} \right\} + \sigma_0 \dots (23)$$

$$\text{si } 0 < \epsilon_2 < \frac{(\sigma - \sigma_0)}{2B_2 E_2} (2B_2 - 1) \dots \dots \dots (24)$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{(\sigma - \sigma_0)}{E_2} + \frac{(\sigma - \sigma_0)}{B_2 E_2} \log \frac{A_2}{2} B_2 E_2 t \dots \dots \dots (25)$$

$$\text{si } \epsilon_2 > \frac{(\sigma - \sigma_0)}{2B_2 E_2} (2B_2 - 1) \dots \dots \dots (26)$$

$$\epsilon_{t \rightarrow \infty} = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{(\sigma - \sigma_0)}{E_2} \dots \dots \dots (27)$$

En la gráfica de la figura IV.2.- se muestra el flujo de deformación, expresado por la ecuación 25.

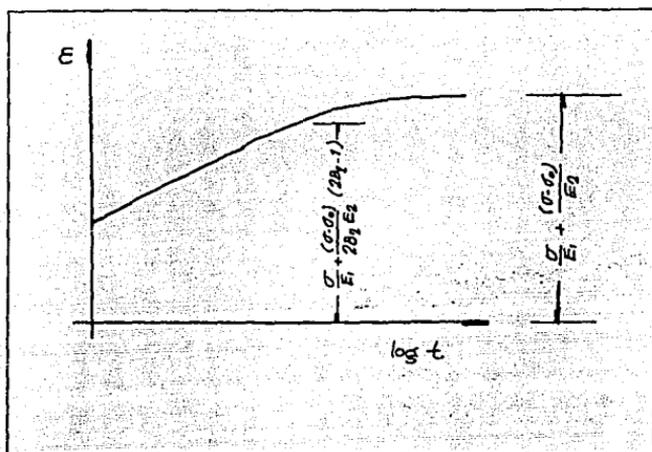
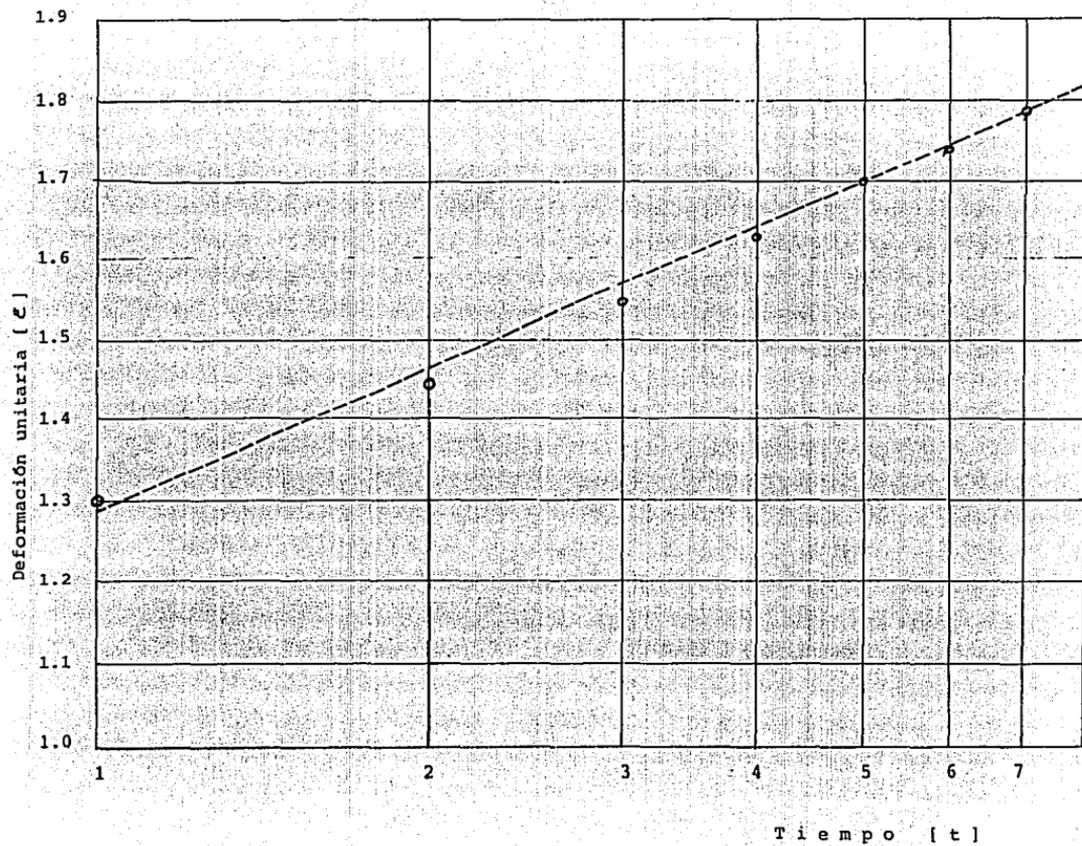


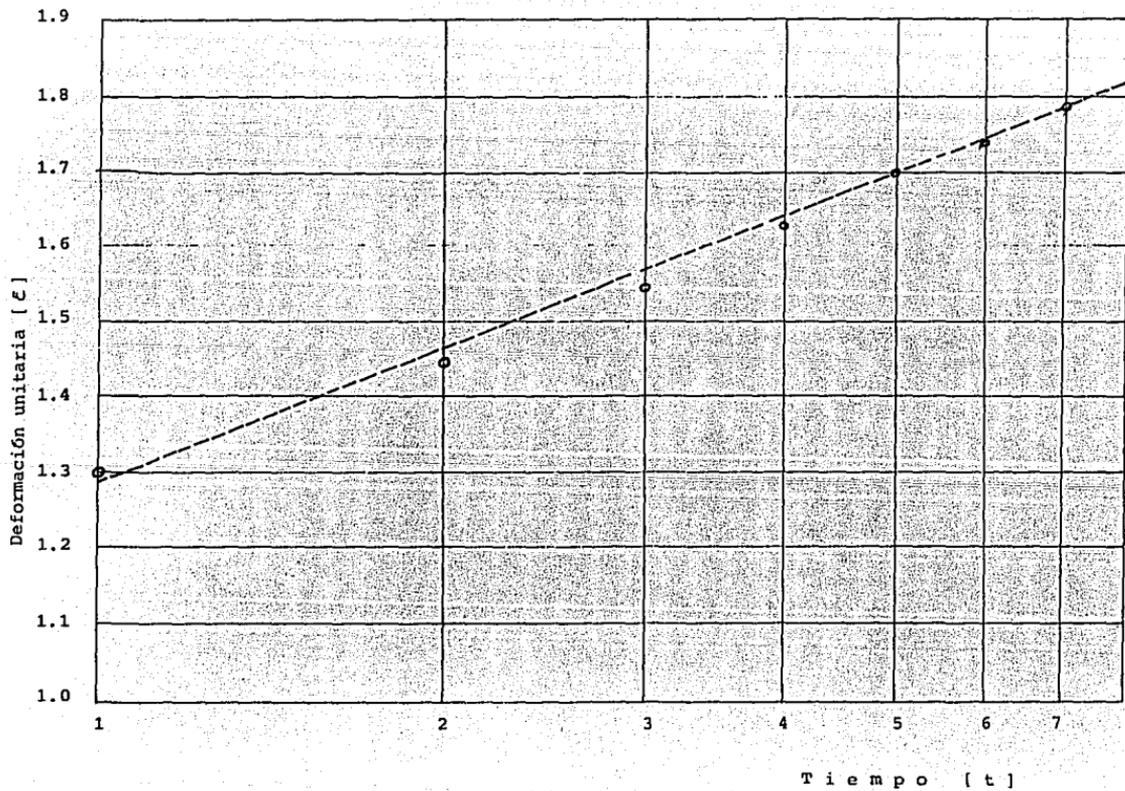
FIG. IV.2.

Como se puede apreciar en la gráfica IV.2., las gráficas obtenidas del ensaye en el suelo que sustenta las pistas del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, no tuvieron la duración necesaria para establecer los parámetros del modelo. Sin embargo, de acuerdo a los resultados obtenidos en pruebas de hasta seis meses de duración, es difícil apreciar el valor asintótico de la deformación debido a que la componente viscosa del suelo sigue siendo muy importante, aún para grandes lapsos de tiempo. Por esta razón, este tipo de modelos reológicos no proporcionan resultados satisfactorios.

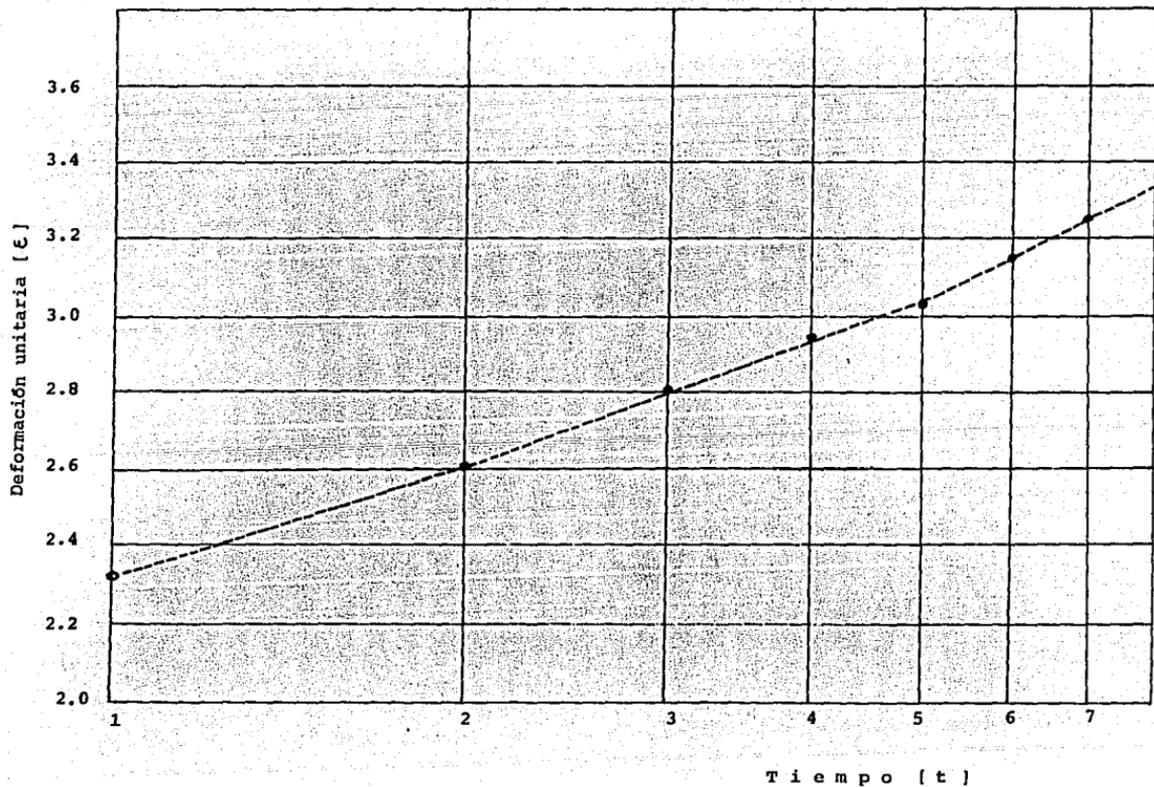
PRUEBA NO. 4



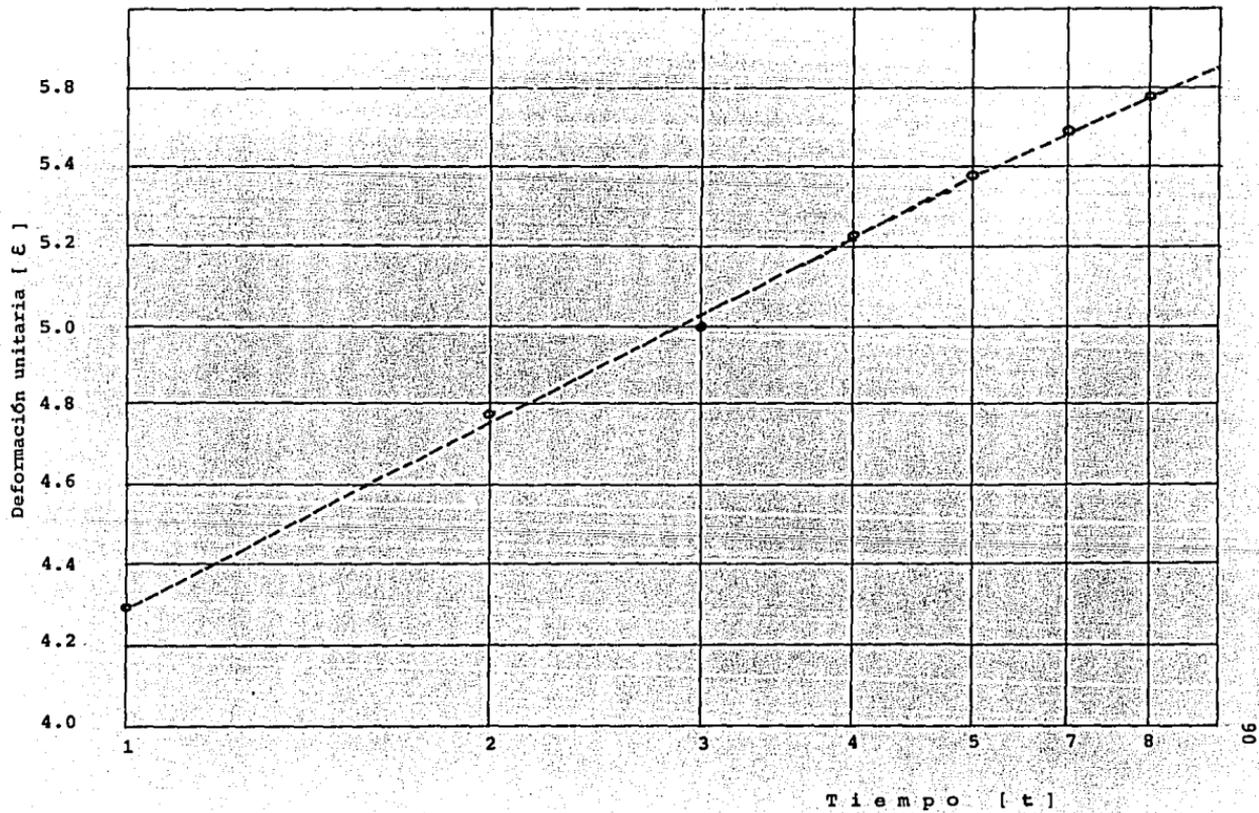
PRUEBA NO. 4



PRUEBA NO. 5



PRUEBA NO. 6



IV.2.- Cálculo de Parámetros.

Para utilizar el modelo de Singh y Mitchell, es necesario encontrar el valor de los parámetros α , m y A , para lo cual se pueden utilizar dos procedimientos diferentes: por medio de fórmulas y por medio de las gráficas, como se vio en el capítulo anterior.

Cualquiera de las dos que sea elegida, requiere de los valores de deformación ϵ , velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$ y del esfuerzo desviador aplicado, por lo que primeramente se obtendrán estos valores para ser utilizados en las fórmulas obtenidas por Singh y Mitchell, y así encontrar el valor de los parámetros.

IV.2.1.- Procedimiento para medir los parámetros m , α y A .

PASO 1.- Encontrar el valor de la deformación.

La deformación se encuentra a partir de los resultados arrojados por los ensayos triaxiales, donde la deformación ϵ , se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \times 100 \dots\dots\dots(28)$$

Los valores de la deformación se podrán encontrar para las tres pruebas (4,5 y 6), así como para cada esfuerzo desviador.

PASO 2.- Encontrar el valor de la velocidad de deformación.

La velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$, se encuentra a través de la derivada con respecto al tiempo de la deformación axial, para lo cual se utiliza el método de los cinco pasos.*

$$\dot{\epsilon} = \frac{dE}{dt}$$

donde: $E = \frac{t}{a+bt}$

$$E + \Delta E = \frac{t + \Delta t}{a + b(t + \Delta t)}$$

$$E + \Delta E - E = \frac{t + \Delta t}{a + b(t + \Delta t)} - \frac{t}{a + bt}$$

$$\Delta E = \frac{(a + bt)(t + \Delta t) - [a + b(t + \Delta t)](t)}{[a + b(t + \Delta t)](a + bt)}$$

$$\Delta E = \frac{at + a\Delta t + bt^2 + bt\Delta t - at - bt^2 - \Delta t \Delta t}{[a + b(t + \Delta t)](a + bt)}$$

$$\frac{\Delta E}{\Delta t} = \frac{a \Delta t}{\Delta t [a + b(t + \Delta t)](a + bt)}$$

$$\frac{\Delta E}{\Delta t} = \frac{a}{[a + b(t + \Delta t)](a + bt)}$$

$$\frac{\Delta E}{\Delta t} = \frac{a}{(a + bt + b\Delta t)(a + bt)}$$

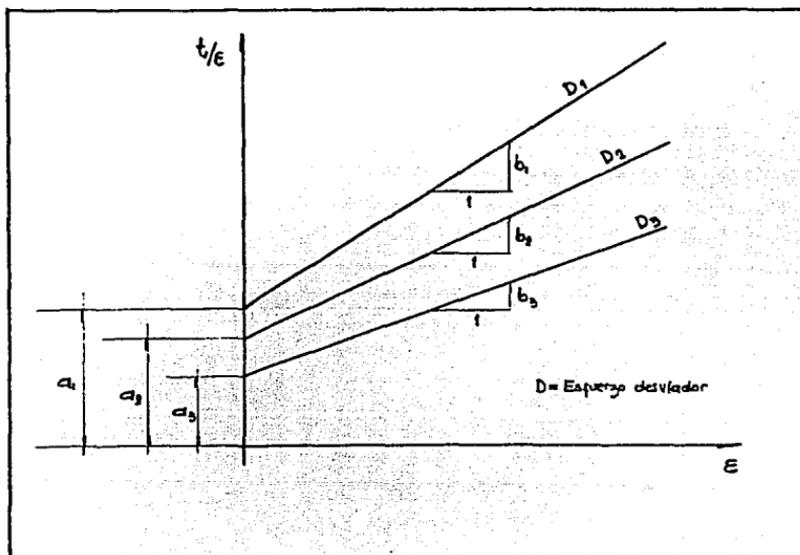
$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta E}{\Delta t} = \frac{a}{(a + bt + 0)(a + bt)}$$

$$\frac{dE}{dt} = \frac{a}{(a + bt)(a + bt)}$$

$$\dot{\epsilon} = \frac{a}{(a + bt)^2} \dots \dots \dots (29)$$

* También se puede encontrar de una manera directa aplicando la fórmula de la derivada de un cociente; $\frac{d}{dx} \left(\frac{u}{v} \right) = \frac{v \frac{du}{dx} - u \frac{dv}{dx}}{v^2}$

Las constantes a y b de la ecuación 29, se pueden encontrar a partir de una gráfica $t/\epsilon - \epsilon$, donde a es el valor de la ordenada al origen, para cada esfuerzo desviador como - lo muestra la gráfica de la figura IV.3



PASO 3.- Encontrar el valor de los parámetros A y α .

La obtención de estos parámetros, puede hacerse gráficamente, pero debido a que las gráficas son logarítmicas, no se puede medir directamente las pendientes, por lo que se utilizará la fórmula encontrada por Singht y - Mitchell, donde tenemos que:

$$\dot{\epsilon}_1 = A e^{-\alpha D_1} \quad \text{y} \quad \dot{\epsilon}_2 = A e^{-\alpha D_2}$$

Para encontrar A tenemos la siguiente solución a las ecua

ciones simultáneas:

$$\begin{aligned} \dot{\bar{E}}_2 &= A e^{\alpha D_2} \\ - (\dot{\bar{E}}_1 &= A e^{\alpha D_1}) \\ \hline \dot{\bar{E}}_2 - \dot{\bar{E}}_1 &= A e^{\alpha D_2} - A e^{\alpha D_1} \\ \dot{\bar{E}}_2 - \dot{\bar{E}}_1 &= A (e^{\alpha D_2} - e^{\alpha D_1}) \end{aligned}$$

$$A = \frac{\dot{\bar{E}}_2 - \dot{\bar{E}}_1}{(e^{\alpha D_2} - e^{\alpha D_1})}$$

$$A = \frac{\dot{\bar{E}}_2 - \dot{\bar{E}}_1}{(e^{\alpha D_2} - e^{\alpha D_1})} \dots \dots \dots (30)$$

De igual manera tenemos que:

$$\alpha = \frac{1}{D_2 - D_1} \ln \frac{\dot{\bar{E}}_2}{\dot{\bar{E}}_1} \dots \dots \dots (31)$$

PASO 4.- Obtención del parámetro m .

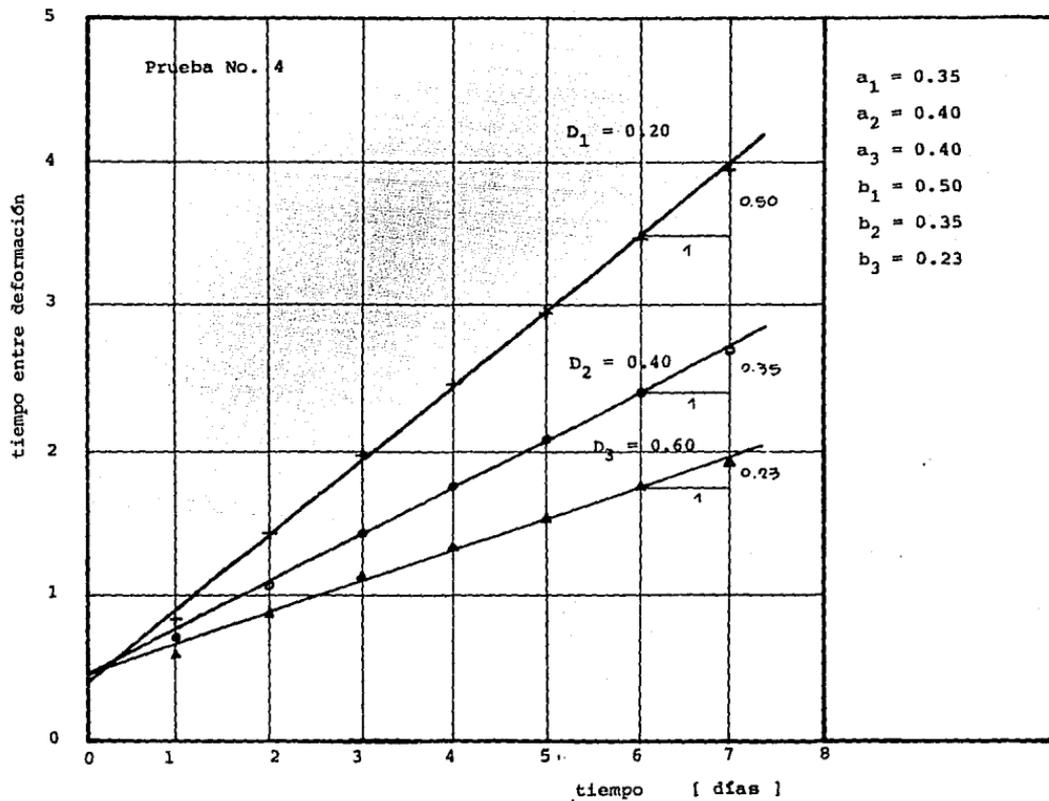
Este parámetro se encuentra a partir de la ecuación 9, de Singh y Mitchell.*

$$\ln \dot{\bar{E}}(t, D_0) = \ln \dot{\bar{E}}(t_1, D_0) - m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right)$$

$$m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) = \ln \dot{\bar{E}}(t_1, D_0) - \ln \dot{\bar{E}}(t, D_0)$$

$$m = \frac{\ln \dot{\bar{E}}(t_1, D_0) - \ln \dot{\bar{E}}(t, D_0)}{\ln \left(\frac{t}{t_1} \right)} \dots \dots \dots (32)$$

* Ver capítulo IV.1.- pag. 82



PRUEBA NO. 4

(D = 0.2 kg/cm²)

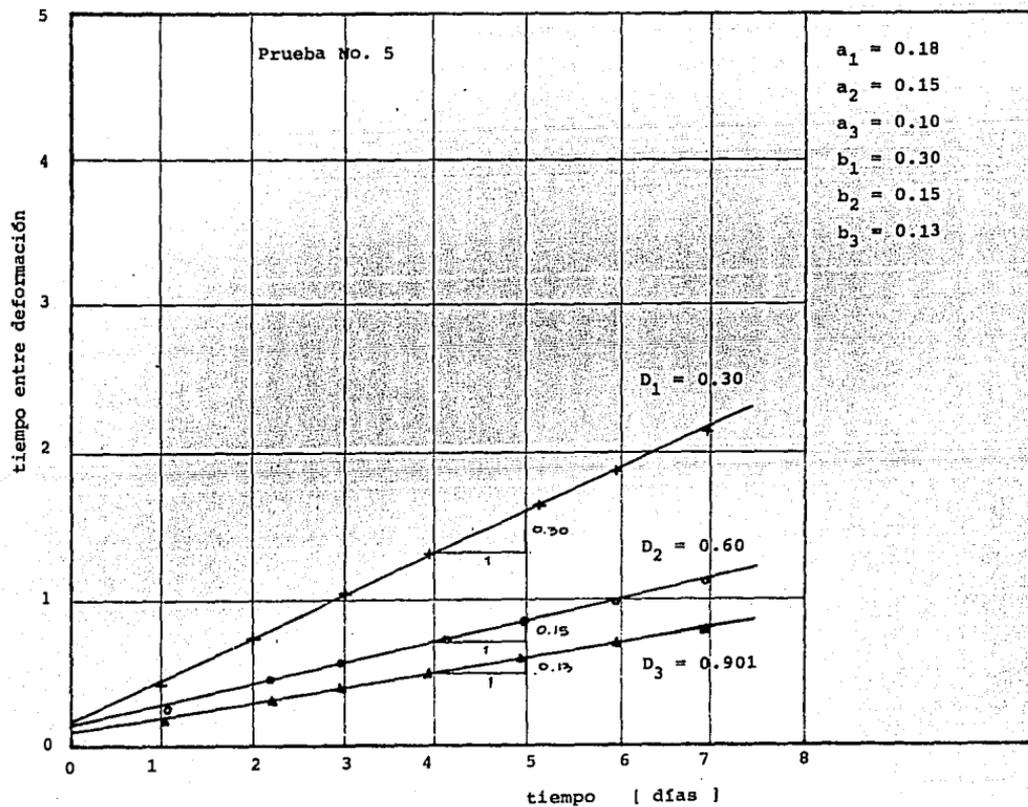
(D = 0.4 Kg/cm²)

(D = 0.6 kg/cm²)

t	1er. incremento			2o. incremento			3er. incremento		
	ϵ	$\dot{\epsilon}$	t/ϵ	ϵ	$\dot{\epsilon}$	t/ϵ	ϵ	$\dot{\epsilon}$	t/ϵ
1	1.30	0.48	0.77	1.52	0.71	0.66	1.90	1.01	0.53
2	1.44	0.19	1.39	1.97	0.33	1.02	2.47	0.54	0.81
3	1.53	0.10	1.96	2.11	0.19	1.42	2.75	0.34	1.09
4	1.62	0.06	2.47	2.30	0.12	1.74	3.05	0.23	1.31
5	1.69	0.04	2.96	2.40	0.08	2.08	3.32	0.17	1.51
6	1.74	0.03	3.45	2.50	0.06	2.40	3.47	0.13	1.73
7	1.79	0.02	4.07	2.61	0.05	2.68	3.70	0.10	1.89

$$\epsilon = \Delta L / L \times 100 \quad [\%]$$

$$\dot{\epsilon} = a / (a+bt)^2 \quad [\% \text{ día }]$$



PRUEBA NO. 5

(D = 0.3 kg/cm²)

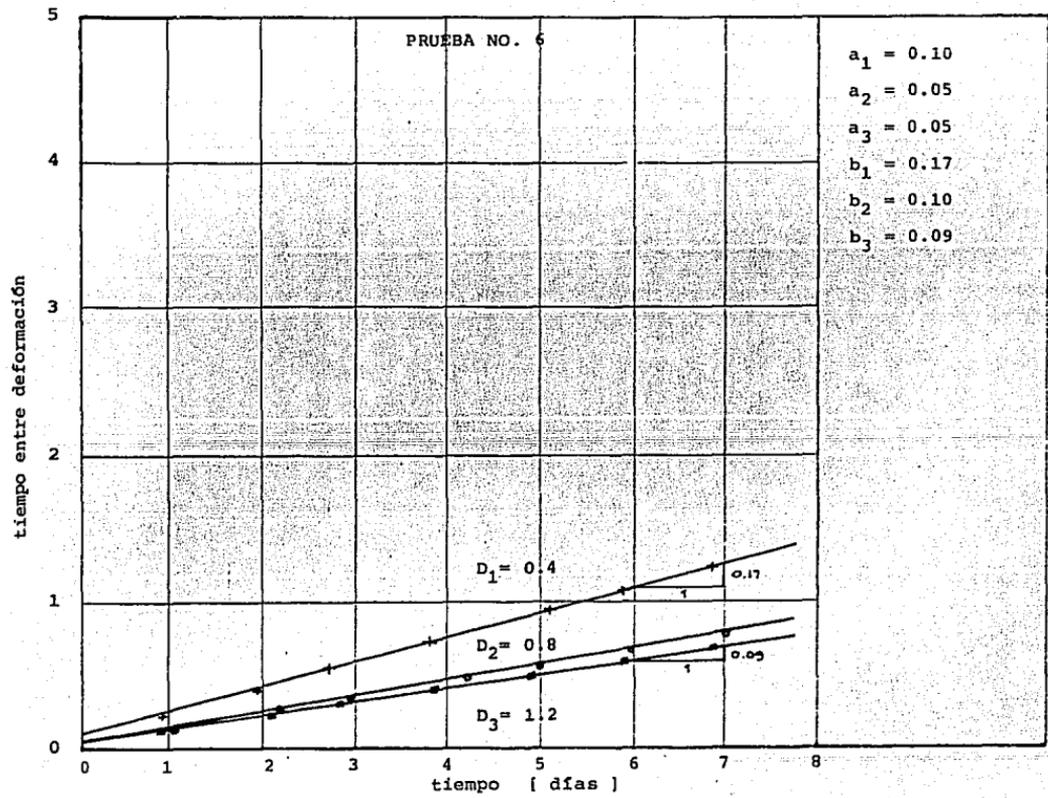
(D = 0.6 Kg/cm²)

(D = 0.9 kg/cm²)

t	1er. incremento			2o. incremento			3er. incremento		
	ϵ	$\dot{\epsilon}$	t/ ϵ	ϵ	$\dot{\epsilon}$	t/ ϵ	ϵ	$\dot{\epsilon}$	t/ ϵ
1	2.31	0.78	0.43	4.01	1.67	0.25	5.08	1.89	0.20
2	2.60	0.30	0.77	4.80	0.74	0.42	6.12	0.77	0.33
3	2.80	0.15	1.07	5.09	0.42	0.59	6.55	0.42	0.46
4	2.94	0.09	1.36	5.55	0.27	0.72	6.99	0.26	0.57
5	3.08	0.06	1.62	5.78	0.18	0.87	7.35	0.18	0.68
6	3.16	0.05	1.90	5.99	0.14	1.00	7.59	0.13	0.79
7	3.25	0.03	2.15	6.17	0.10	1.13	7.79	0.10	0.90

$$\epsilon = \Delta L / L \times 100 \quad [\%]$$

$$\dot{\epsilon} = a / (a+bt)^2 \quad [\% \text{ dfa}]$$



PRUEBA NO. 6

(D = 0.4 kg/cm²)

(D = 0.8 Kg/cm²)

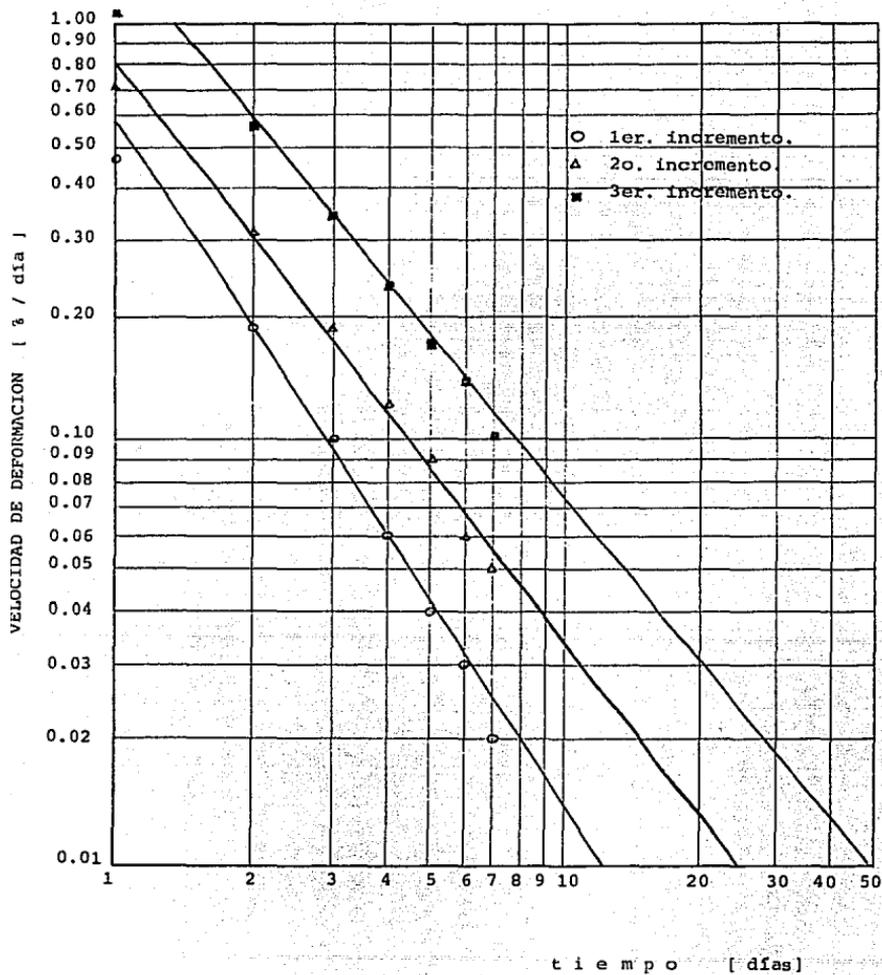
(D = 1.2 kg/cm²)

t	1er. incremento			2o. incremento			3er. incremento		
	ϵ	$\dot{\epsilon}$	t/ϵ	ϵ	$\dot{\epsilon}$	t/ϵ	ϵ	$\dot{\epsilon}$	t/ϵ
1	4.30	1.37	0.23	6.95	2.22	0.14	7.40	2.55	0.13
2	4.79	0.52	0.42	7.74	0.80	0.26	8.71	0.94	0.23
3	5.05	0.27	0.59	8.05	0.41	0.37	9.19	0.49	0.33
4	5.24	0.16	0.76	8.45	0.25	0.47	9.70	0.30	0.41
5	5.39	0.11	0.93	8.65	0.16	0.58	10.08	0.20	0.50
6	5.48	0.08	1.09	8.85	0.12	0.68	10.31	0.14	0.58
7	5.57	0.06	1.26	9.05	0.09	0.77	10.51	0.11	0.67

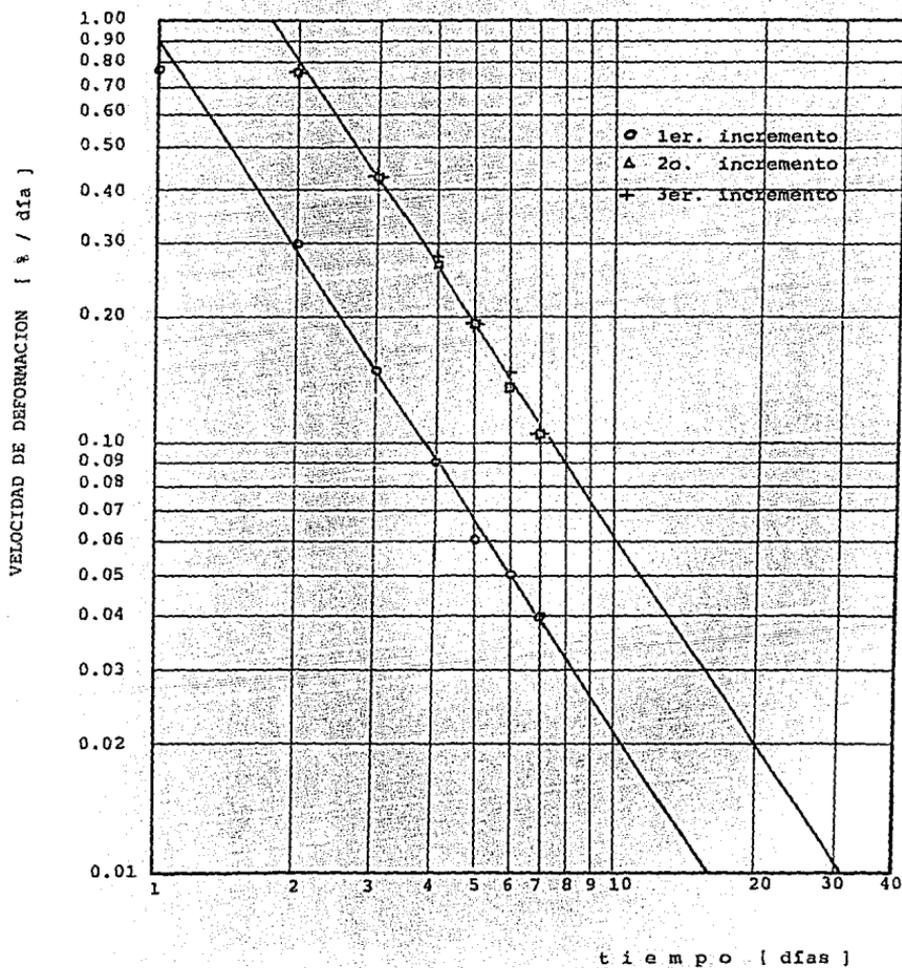
$$\epsilon = \Delta L / L \times 100 \quad [\%]$$

$$\dot{\epsilon} = a / (a+bt)^2 \quad [\% \text{ dfa}]$$

PRUEBA NO. 4

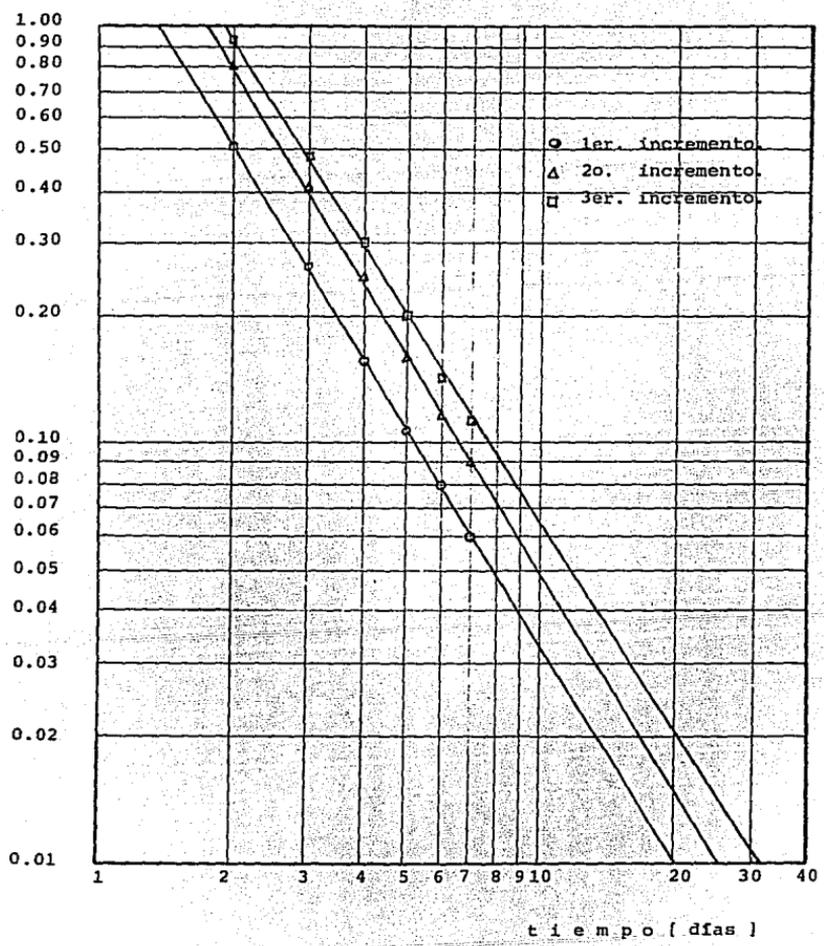


PRUEBA NO. 5



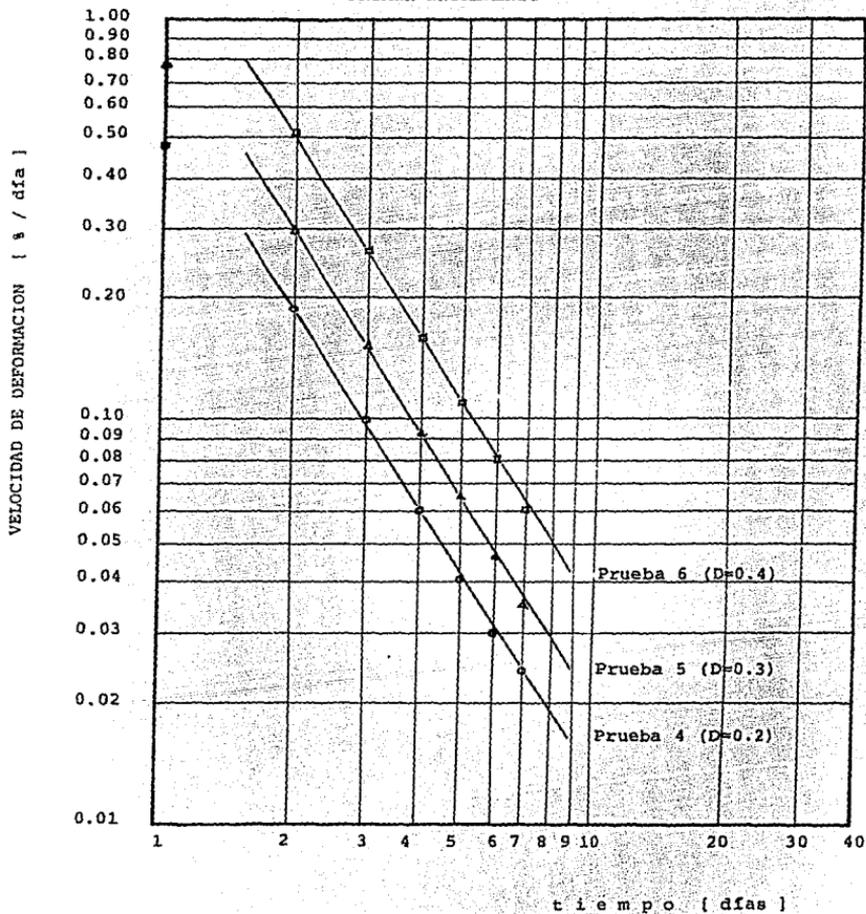
PRUEBA NO. 6

VELOCIDAD DE DEFORMACION [v / día]

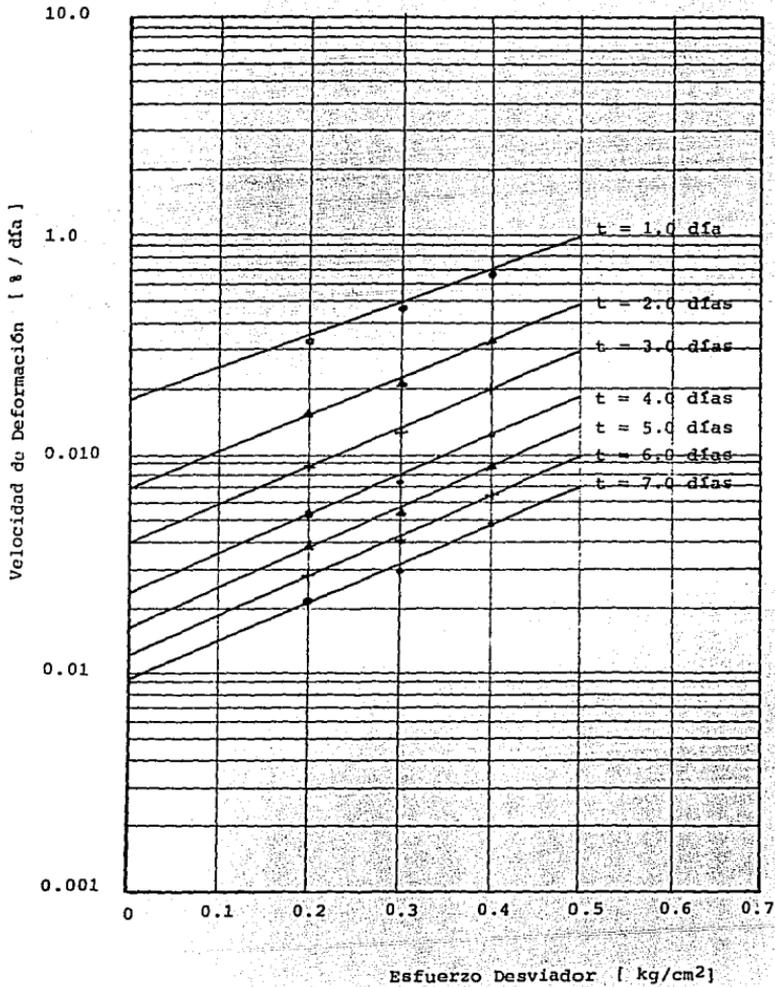


a

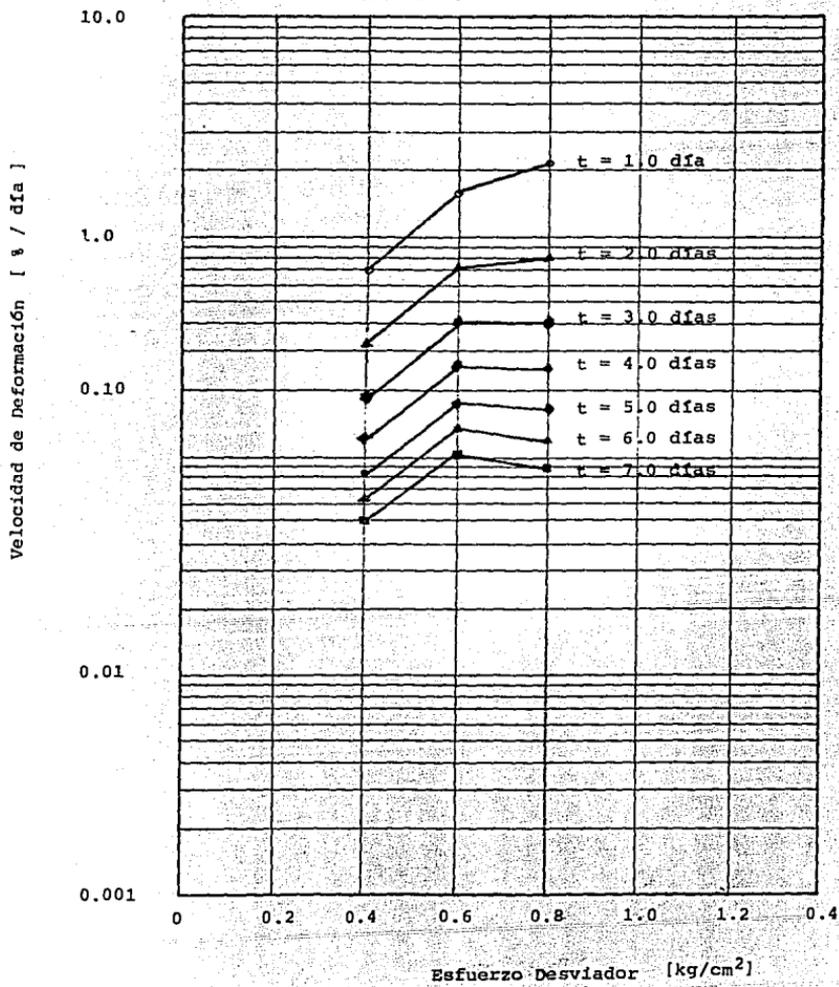
PRIMER INCREMENTO



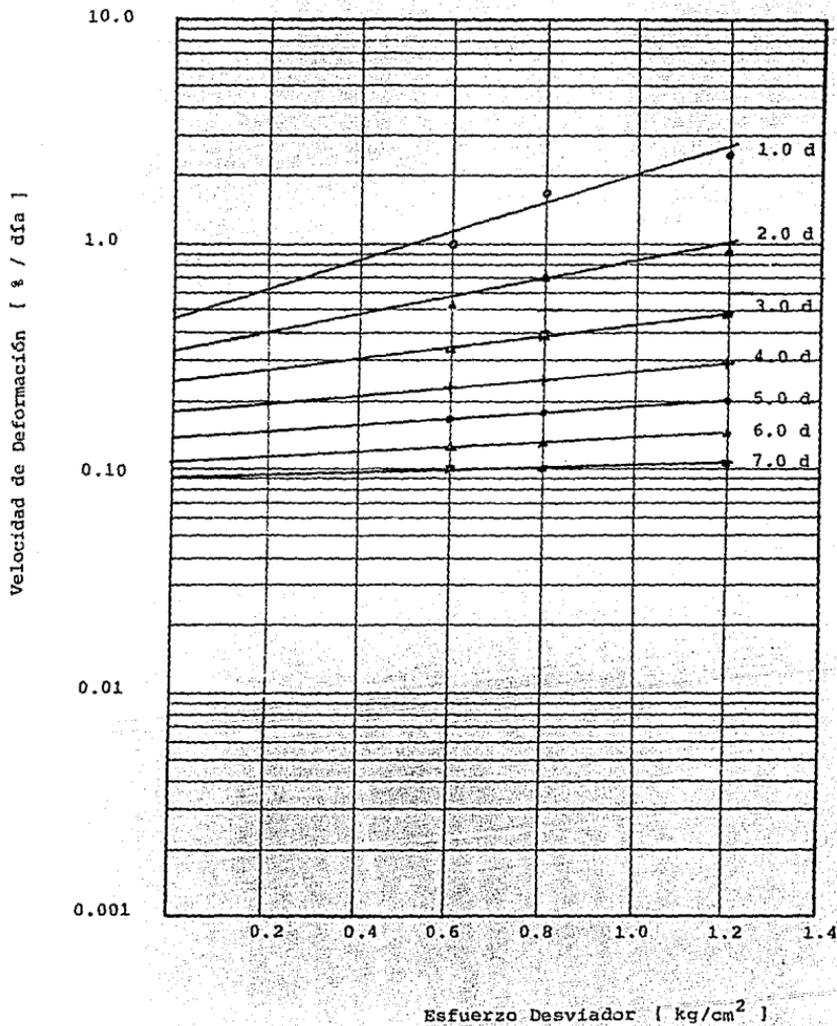
PRIMER INCREMENTO



SEGUNDO INCREMENTO



TERCER INCREMENTO



PASO 5.- Sustituir los valores de D, \dot{E} y t en las ecuaciones 30, 31 y 32 para encontrar los parámetros A, α y m respectivamente.

$$\left[\begin{array}{l} D_1 = 0.2 ; \dot{E}_1 = 0.06 \\ D_2 = 0.4 ; \dot{E}_2 = 0.155 \end{array} \right] *$$

$$\alpha = \frac{1}{D_2 - D_1} \ln \frac{\dot{E}_2}{\dot{E}_1}$$

$$\alpha = \frac{1}{(0.4 - 0.2)} \ln \frac{0.155}{0.06} = 4.745$$

$$A_{\text{②}} = \frac{\dot{E}_2 - \dot{E}_1}{e^{\alpha D_2} - e^{\alpha D_1}} = \frac{0.155 - 0.06}{(e^{4.745 \times 0.4} - e^{4.745 \times 0.2})} = 0.0235 **$$

$$A_{\text{①}} = \frac{1.2 - 0.49}{4.089} = 0.174 ***$$

$$m = \frac{\ln \dot{E}(t, D_2) - \ln \dot{E}(t, D_1)}{\ln \left(\frac{t}{t_1} \right)}$$

$$m = \frac{\ln 0.174 - \ln 0.0235}{\ln \left(\frac{4}{1} \right)}$$

$$m = 1.44$$

* Se utilizaron los valores de $t=4$ días por ser esta línea, la de pendiente media.

** Para $t = 4$ días.

*** Para $t = 1$ día.

IV.2.2.- Obtención de ϵ y $\dot{\epsilon}$ teóricos y experimentales.

La obtención de los valores de la deformación y de la velocidad de deformación, ϵ y $\dot{\epsilon}$ respectivamente, es a partir de los parámetros obtenidos.

$$a = \epsilon_1 - \left(\frac{A}{1-m} \right) e^{\alpha D} \dots\dots\dots (15) *$$

$$\epsilon = a + \frac{A}{1-m} e^{\alpha D} (t)^{1-m} \dots\dots\dots (17) *$$

$$\dot{\epsilon} = A e^{\alpha D} \left(\frac{t_1}{t} \right)^m \dots\dots\dots (12) *$$

PRUEBA NO. 4 (1er. incremento, D=0.2)

$$a = \epsilon_1 - \left(\frac{A}{1-m} \right) e$$

$$a = 1.304 - \left(\frac{0.174}{1-1.44} \right) e^{4.745 \times 0.20} = 2.326$$

t	EXPERIMENTAL		TEORICA	
	ϵ	$\dot{\epsilon}$	ϵ	$\dot{\epsilon}$
1	1.304	0.484	1.304	0.449
2	1.437	0.192	1.573	0.166
3	1.533	0.102	1.696	0.092
4	1.618	0.063	1.770	0.061
5	1.690	0.043	1.822	0.044
6	1.739	0.031	1.861	0.034
7	1.787	0.024	1.892	0.027

* Las ecuaciones 12, 15 y 17 se obtuvieron en el capítulo IV, pag. 83.

PRUEBA NO. 5 (1er. incremento, $D = 0.3$)

$$a = 2.31 - \left(\frac{0.174}{1-1.44}\right) e^{-4.745 \times 0.3} = 3.952$$

t	EXPERIMENTAL		TEORICA	
	ϵ	$\bar{\epsilon}$	ϵ	$\bar{\epsilon}$
1	2.31	0.781	2.310	0.722
2	2.60	0.296	2.742	0.266
3	2.80	0.154	2.939	0.148
4	2.94	0.094	2.060	0.098
5	3.08	0.064	3.143	0.071
6	3.16	0.046	3.205	0.055
7	3.25	0.035	3.254	0.044

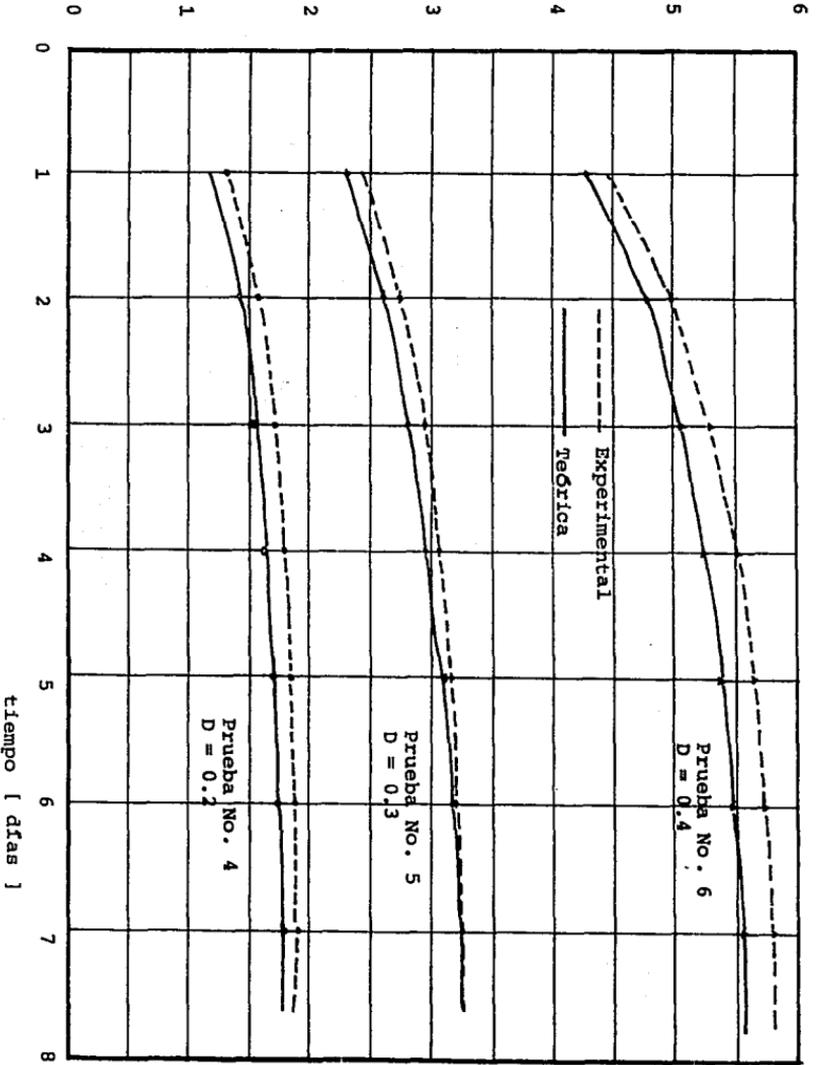
PRUEBA NO. 6 (1er. incremento, $D = 0.4$)

$$a = \epsilon_1 - \left(\frac{A}{1-m}\right) e^{-D}$$

$$a = 4.304 - \left(\frac{0.174}{1-1.44}\right) e^{-4.745 \times 0.4} = 6.943$$

t	EXPERIMENTAL		TEORICA	
	ϵ	$\bar{\epsilon}$	ϵ	$\bar{\epsilon}$
1	4.304	1.372	4.304	1.161
2	4.790	0.516	4.998	0.428
3	5.050	0.269	5.315	0.239
4	5.240	0.164	5.509	0.158
5	5.390	0.111	5.643	0.114
6	5.483	0.080	5.743	0.088
7	5.574	0.060	5.822	0.070

Deformación Unitaria [%]



IV.3.- Predicción del Comportamiento.

Para predecir el comportamiento de las pistas del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, utilizaremos la fórmula propuesta por el modelo de Singh y Mitchell, proyectándola a un tiempo de 365 días (12 meses), con este método solo se podrá cuantificar la deformación del estrato VI*, puesto que es el estrato del cual se pudieron obtener los parámetros del modelo (nivel -22.0 mts al nivel -26.0 mts), por lo que la aplicación del modelo será limitada. También se calculará la deformación mediante el método de Terzaghi** y se hará una comparación de ambos métodos.

IV.3.1.- Predicción del comportamiento mediante el modelo de "creep" de Singh y Mitchell.

Para encontrar la deformación del estrato del cual se obtuvieron las probetas para los ensayos en las cámaras triaxiales, se utilizará la fórmula (17) obtenida por Singh y Mitchell para un tiempo de 180 días.

$$\epsilon = a + \frac{A}{1-m} e^{\alpha t} (t)^{1+m} \dots \dots \dots (17)$$

donde: $a = \epsilon_1 - \left(\frac{A}{1-m}\right) e^{\alpha t_0} = 3.952$ ***

$A = 0.174$

$m = 1.44$

$\alpha = 4.745$

* Ver estratigrafía pág. 52.

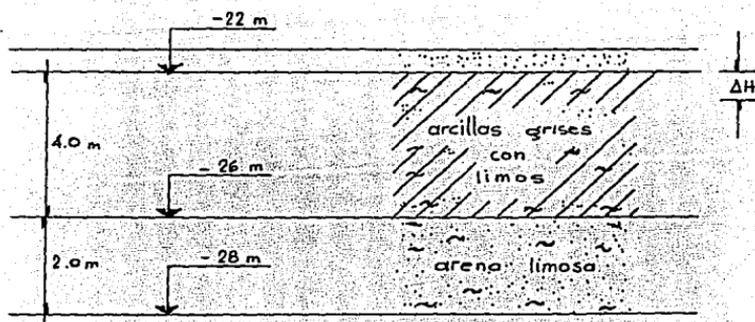
** Los datos utilizados para este método se tomaron del informe No. 5525 del Instituto de Ingeniería, Noviembre de 1986.

*** ϵ_1 es la deformación para un tiempo unitario y para un esfuerzo desviador $D=0.3$, ver pág. 123

$$\epsilon = 2.310 + \frac{0.174}{1-1.44} e^{-4.745 \times 0.3} (365)^{1-1.44}$$

$$\epsilon = 2.15 \% \text{ (para 12.0 meses)}$$

La deformación del estrato V a los 365 días, será según el modelo de 2.15% y si tenemos que el espesor del estrato es de 4.0 mts., el ΔH del estrato será:



$$\Delta H = 400 \text{ cm} \times 0.0215 = 8.60 \text{ cms.}$$

IV.3.2.- Predicción del comportamiento mediante el método de Terzaghi.

Para utilizar este método se hace necesario conocer las propiedades de cada uno de los estratos bajo las pistas del - Aeropuerto, estas propiedades se enlistan a continuación:

a).- Relación de vacíos

$$e = \frac{V_v}{V_s} \dots\dots\dots(33)$$

b).- Coeficiente de permeabilidad

$$K = \frac{v}{l} \dots\dots\dots(34)$$

$$K = \frac{v (v_m)}{(1+e_o)} \dots\dots\dots(34')$$

c).- Peso específico

$$\gamma_m = \frac{w_m}{V_m} \dots\dots\dots(35)$$

d).- Coeficiente de compresibilidad

$$\alpha_v = \frac{\Delta e}{\Delta P} \dots\dots\dots(36)$$

e).- Coeficiente de variación volumétrica

$$m_v = \frac{Q_v}{1+e} \dots\dots\dots(37)$$

f).- Coeficiente de consolidación

$$C_v = \frac{k(1+e)}{v_m} \dots\dots\dots(38)$$

g).- Ecuación del factor tiempo

$$t = \frac{Q_v \gamma_m H}{k(1+e)} T^2 \dots\dots\dots(39)$$

$$t = \frac{H^2}{C_v} T \dots\dots\dots(40)$$

IV.3.2.1.- Cálculo de la distribución de esfuerzos por el método de Newmark.

Para encontrar la distribución de esfuerzos en la masa de suelo, bajo las pistas del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, se utilizará el método de Newmark, el cual se detalla en el anexo II.

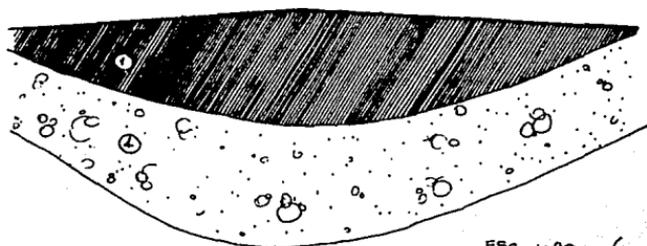
Con las cartas de Newmark únicamente se puede encontrar la distribución de esfuerzos para un área uniformemente cargada, ya que estas cartas no son más que una simplificación de la fórmula de Boussinesq para cargas uniformemente distribuidas en un área circular. De lo anterior se deriva que el método de Newmark aplicado en la estructura de pavimento de las pistas del aeropuerto, dará lugar a un pequeño error en la cuantificación de los esfuerzos, sin embargo se puede utilizar haciendo las siguientes suposiciones:

- a).- La carpeta asfáltica se supone horizontal, sin bombeo transversal (FIG. IV.4).
- b).- La base se supone horizontal.
- c).- Para suponer tanto la base como la carpeta horizontal se tomó un espesor promedio de ambas capas.
- d).- No se consideran las solicitaciones impuestas por el paso de las aeronaves en las operaciones de despegue y aterrizaje de las mismas, ya que dichas solicitaciones requieren un estudio amplio y compli-

cado que por sí solo puede abarcar un volúmen completo.

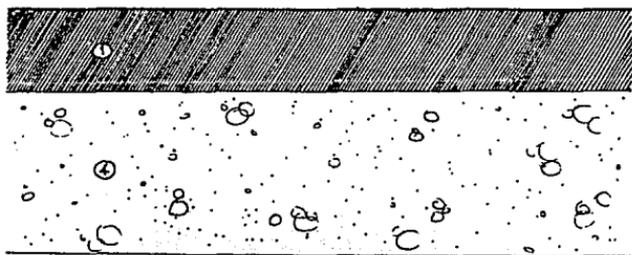
En la FIG. IV.5 se presenta una vista en planta de la pista, la cual servirá para utilizar las cartas de Newmark y así encontrar la distribución de esfuerzos (Tabla IV.1).

La Tabla IV.1 muestra la distribución de esfuerzos encontrada, donde N es el número de cuadros en la carta de Newmark que se encuentran dentro de la pista.



Esc 1:20 (vertical)

a.- Condición real



b.- Condición supuesta

- ① Concreto asfáltico.
- ② Grava controlada.

FIG. IV.4.- Condiciones real y supuesta de la estructura del pavimento.

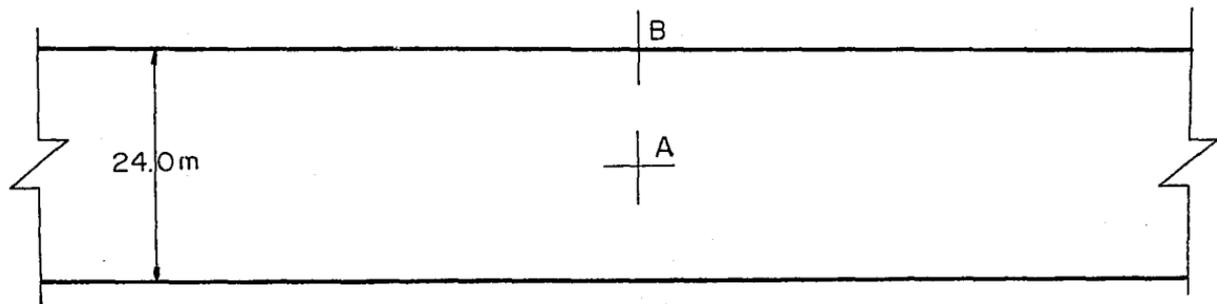


FIG. IV.5.- Vista en Planta de la Pista 05I-23D.

ESC 1: 500

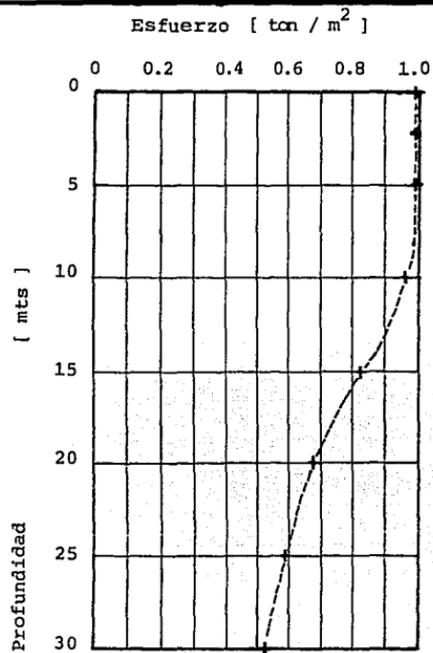
$$w_1 = 2.0 \text{ t/m}^3 \times 0.33\text{m} = 0.660 \text{ t/m}^2$$

$$w_2 = 1.8 \text{ t/m}^3 \times 0.66\text{m} = \underline{1.188 \text{ t/m}^2}$$

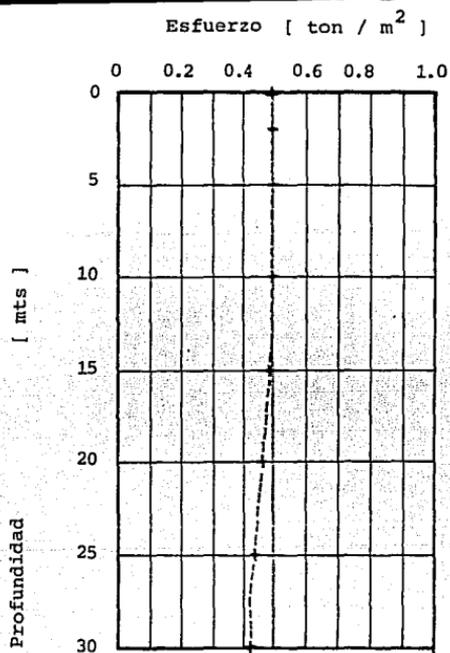
$$w = 1.848 \text{ t/m}^2$$

Punto	Prof (m)	N	$w_0 = 0.005 \text{ N}$	$\sigma = w \times w_0 \text{ (t/m}^2\text{)}$
A	2.0	108	0.540	0.998
	5.0	108	0.540	0.998
	10.0	104.5	0.5225	0.965
	15.0	89	0.445	0.822
	20.0	74	0.370	0.684
	25.0	64	0.320	0.591
	30.0	56.5	0.2825	0.522
B	2.0	54	0.270	0.499
	5.0	54	0.270	0.499
	10.0	54	0.270	0.499
	15.0	53	0.265	0.490
	20.0	49.5	0.2475	0.457
	25.0	48	0.240	0.443
	30.0	44	0.220	0.406

Tabla IV.1.- Obtención de la distribución de esfuerzos.



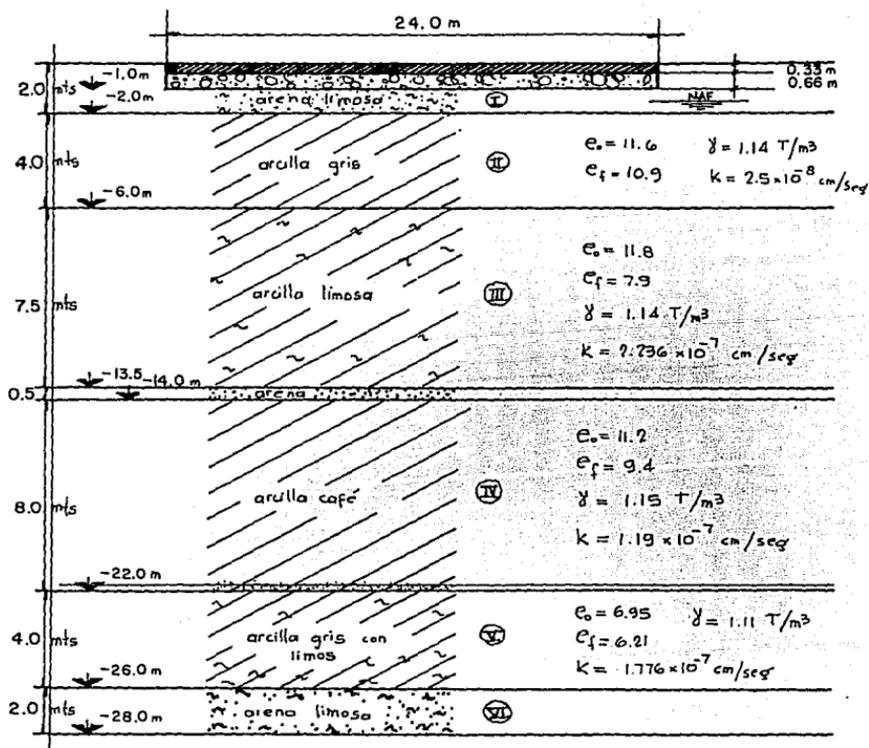
PUNTO A



PUNTO B

Distribución de esfuerzos por Newmark.

IV.3.2.2.- Deformación de cada estrato bajo la pista
y deformación total.



ESTRATO II

$$\Delta e = e_o - e_f = 11.6 - 10.9 = 0.70$$

$$\Delta p = 1.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{0.70}{1.12 \text{ kg/cm}^2} = 0.625 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_v = \frac{\alpha_v}{1 + e_0} = \frac{0.625 \text{ cm}^2/\text{kg}}{1 + 11.6} = 0.05 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$K = C_v m_v \gamma_w = 0.5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg} \times 0.05 \text{ cm}^2/\text{kg} \times 0.001 \text{ kg}/\text{cm}^3$$

$$K = 2.5 \times 10^{-8} \text{ cm}/\text{seg}$$

$$\Delta H = m_v \Delta p H = 0.05 \times 0.112 \times 400 = 2.24 \text{ cms}$$

$$T_{70} = \frac{C_v \gamma_w H^2}{k(1+e_0)} t = \frac{0.625 \times 0.001 \times (200)^2}{2.5 \times 10^{-8} (12.60)} \times 0.405 = 372.0 \text{ días}$$

$$\Delta H_{360} = 2.24 \text{ cms} \times 0.70 = 1.57 \text{ cms}$$

ESTADO III

$$\Delta e = 11.8 - 7.9 = 3.9$$

$$\Delta p = 0.71 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\alpha_v = \frac{3.90}{0.71} = 5.49 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_v = \frac{5.49}{12.8} = 0.43 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$K = 0.52 \times 10^{-3} \times 0.43 \times 0.001 = 2.236 \times 10^{-7} \text{ cm}/\text{seg}$$

$$\Delta H = 0.43 \times 0.108 \times 750 = 34.83 \text{ cms}$$

$$T_{19} = \frac{5.49 \times 0.001 \times (750)^2}{2.236 \times 10^{-7} (12.80)} \times 0.029 = 369.0 \text{ días}$$

$$\Delta H_{365} = 34.83 \text{ cm} \times 0.19 = 6.61 \text{ cms}$$

ESTADO IV

$$\Delta e = 11.2 - 9.4 = 1.80$$

$$\Delta p = 0.43 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\alpha_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{1.80}{0.43} = 4.186 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_v = \frac{\alpha_v}{1 + e_0} = \frac{4.186}{12.20} = 0.34 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$K = C_v m_v \gamma_w = 0.58 \times 10^{-4} \times 0.34 \times 0.001 = 1.97 \times 10^{-8} \text{ cm/seg}$$

$$\Delta H = 0.34 \times 0.084 \times 800 = 22.85 \text{ cms}$$

$$t = \frac{H^2}{C_v} T = \frac{(400)^2}{0.58 \times 10^{-4}} T$$

$$t_{12} = 365 \text{ días}$$

$$\Delta H_{365} = 22.85 \text{ cm} \times 0.12 = 2.74 \text{ cms}$$

ESTRATO V

$$a_v = \frac{\Delta c}{\Delta p} = \frac{(6.95 - 6.21)}{(1.24 - 1.05)} = 3.9 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$C_v = \frac{T(H_b)^2}{t} = \frac{0.197 (7.06)^2}{30000 \text{ seg}} = 3.27 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$K = \frac{a_v C_v \gamma_w}{(1 + e_0)} = \frac{3.89 \times 3.27 \times 10^{-4} \times 1.11 \times 10^{-3}}{(1 + 6.95)} = 1.776 \times 10^{-7} \text{ cm/seg}$$

$$t = \frac{H^2}{C_v} T = \frac{(200 \text{ cm})^2}{3.27 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}} \times T = 4.893 \times 10^8 T$$

$$t_{57} = 4.893 \times 10^8 \times 0.245 = 365 \text{ días.}$$

$$\Delta H = 0.49 \times 0.067 \times 400 = 13.0 \text{ cms}$$

$$\Delta H_{365} = 13.0 \text{ cms} \times 0.57 = 7.41 \text{ cms.}$$

ESTRATO	ΔH (365 días)
II	1.57 cms
III	6.61 cms
IV	2.74 cms
V	7.41 cms
TOTAL	18.33 cms

Para encontrar en el estrato V los valores de:

$$1).- \quad \alpha_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

$$2).- \quad C_v = \frac{T \cdot (H_0)^2}{t}$$

$$3).- \quad k = \frac{\alpha_v \cdot C_v \cdot \delta \cdot m}{1 - e_0}$$

$$4).- \quad t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T$$

Se utilizaron los resultados de los ensayos en cámaras triaxiales*, en forma de gráficas;

- deformación contra tiempo (Fig. IV.7), tercer incremento para un esfuerzo desviador igual a 1.183 kg/cm² de la prueba No. 6
- deformación contra tiempo (Fig. IV.8), primer incremento para un esfuerzo desviador igual a 0.60 kg/cm² de la prueba No. 4
- relación de vacíos contra carga (Fig. IV.9), de los tres incrementos en las pruebas No. 4, 5 y 6.

* Ver sección III.3, pág. 55.

tiempo [min]

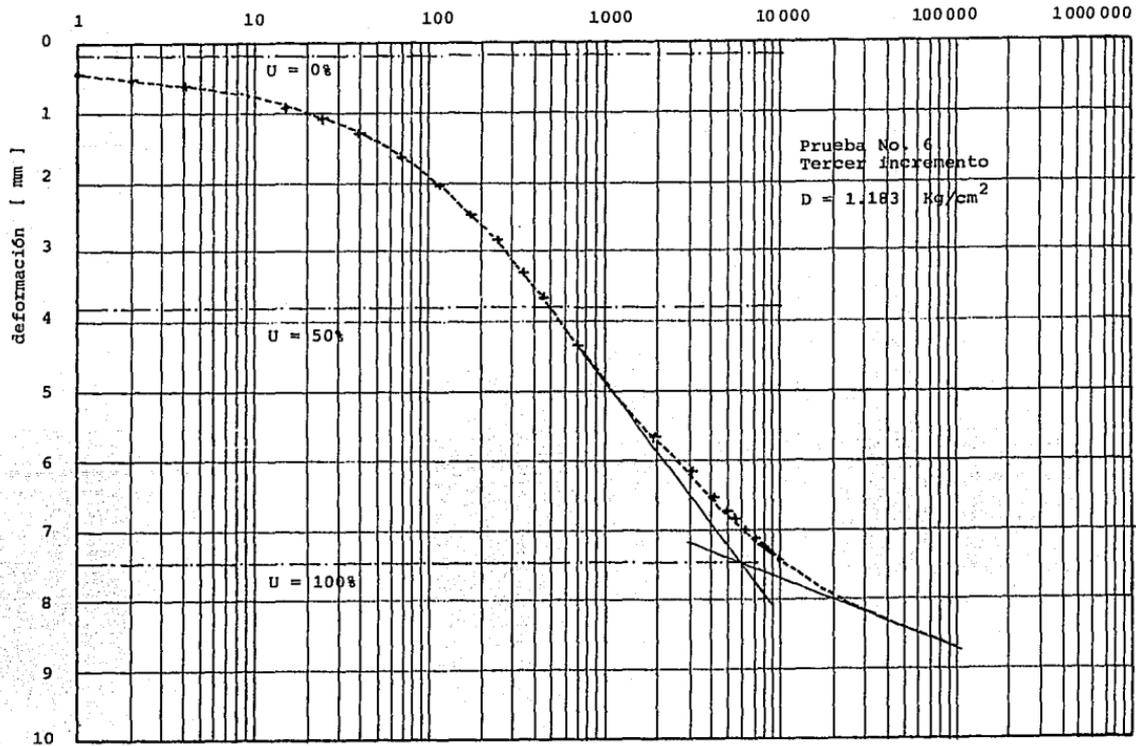


FIG. IV.7

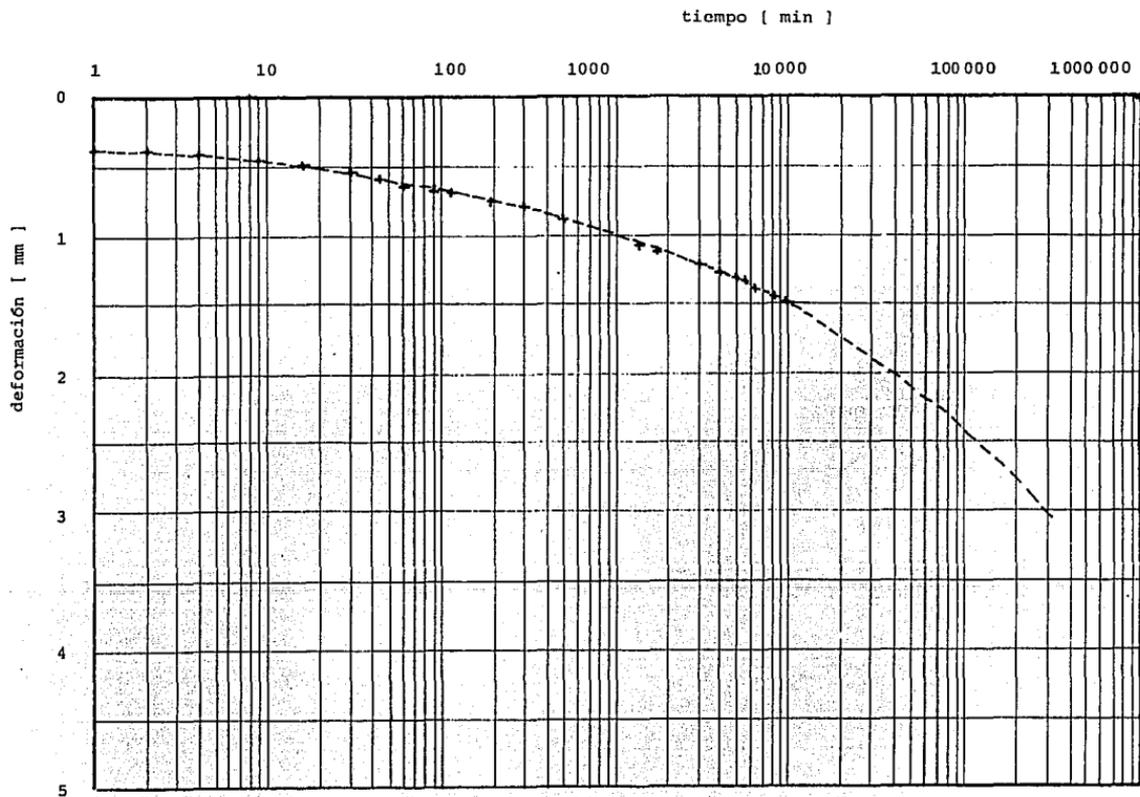


FIG. IV.8

Relación de vacíos - e

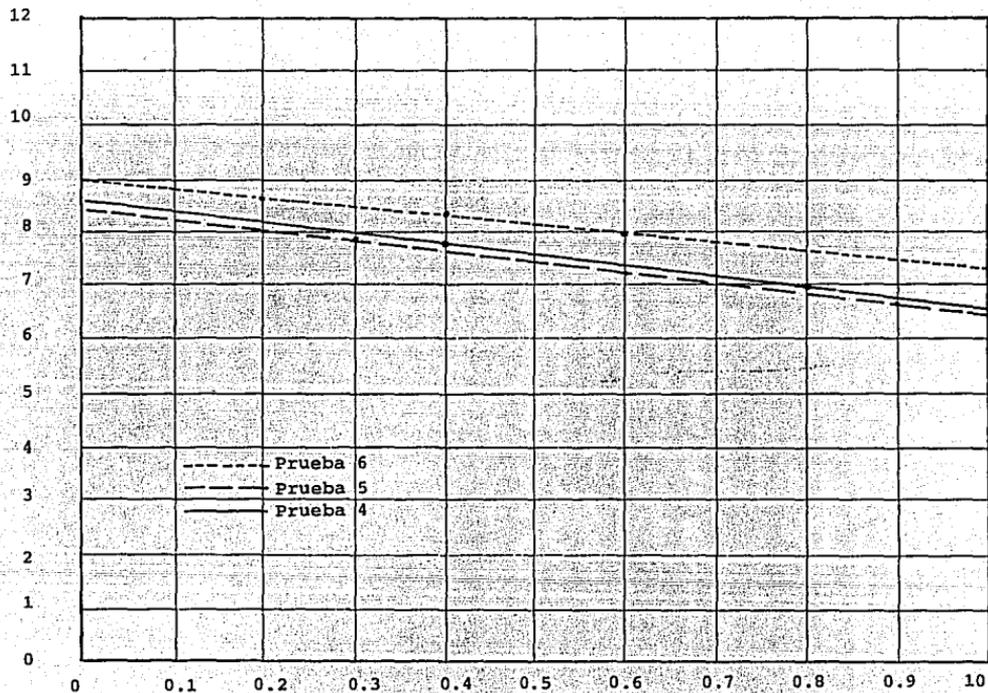


FIG. IV.9

Carga - P [kg / cm²]

IV.3.3.- Comparación de ambos métodos.

Para encontrar el asentamiento de cada uno de los estratos bajo las pistas, por medio del modelo de Singh y Mitchell es necesario realizar cuando menos tres ensayos triaxiales -- por estrato, lo cual no fue posible debido a que los especímenes obtenidos durante el sondeo, presentaron diferentes grados de remoldeo, con excepción del estrato ensayado.

Por lo anteriormente señalado, la comparación entre el método de Singh y Mitchell y el método de Terzaghi se realizó para el estrato antes mencionado y la deformación de los demás se encontró mediante la teoría de Terzaghi, para un tiempo de 365 días, como lo indica la siguiente tabla:

	TERZAGHI	MITCHELL Y SINGH
ΔH_{II}	1.57 cms	—
ΔH_{III}	6.61 cms	—
ΔH_{IV}	2.74 cms	—
ΔH_V	7.41 cms	8.60 cms
TOTAL	18.33 cms	—

TABLA IV.2 Deformaciones obtenidas por ambos métodos.

Como se puede ver, la deformación encontrada según la teoría de Terzaghi (de 7.41 cms) es menor que la obtenida mediante el modelo de Singh y Mitchell (de 8.60 cms.), lo cual es debido a que Terzaghi considera únicamente el drenaje de agua como el causante del asentamiento total del suelo, sin considerar la componente de la consolidación secundaria que para períodos largos de tiempo es de suma importancia sobre todo en suelos que poseen un comportamiento sumamente viscoso como es el caso de la arcilla del Valle de México.

Por otro lado, el modelo propuesto por Singh y Mitchell - toma en cuenta los dos tipos de consolidación, es decir que -- además de la deformación provocada por el drenaje de agua, también considera la deformación por reorientación o reacomodo de las partículas del suelo.

Por lo tanto no es extraño que el valor obtenido por el método de Terzaghi sea inferior al obtenido por el método de Singh y Mitchell. Sin embargo, posiblemente el valor obtenido por este último método se encuentre por encima del valor real, como se concluye al comparar los valores teóricos y experimentales obtenidos en la Sec. IV.2.2. De ahí que muy probablemente, el valor real se encuentre entre los valores dados por estos dos métodos.

IV.4.- Solución Constructiva.

De los resultados obtenidos se deduce que es necesario - realizar renivelaciones periódicas en las pistas, lo cual no se debe tomar como un remedio adecuado, pues con la superposición de sobrecargas aumenta la velocidad de deformación del - suelo, además de que dichas renivelaciones no son uniformes - debido a que se debe restablecer un bombeo adecuado para las pistas.

IV.4.1.- Solución constructiva utilizando material por sustitución.

Para conocer el espesor de pavimento que se debe sustituir por material ligero, es necesario conocer el comportamiento de las muestras del suelo, ensayadas en consolidómetro, sometidas a diferentes ciclos de carga y descarga. Para obtener estos datos se utilizó el informe elaborado por el Instituto de Ingeniería para el organismo de Aeropuertos y Servicios Auxiliares*, donde para dar una solución adecuada se obtiene un espesor por sustituir del orden del 50% del peso total de la estructura del pavimento.

Para obtener el porcentaje antes citado, se realizaron pruebas de consolidación con ciclos de carga y descarga. Los incrementos de carga variaron de 1 a 7 días y de 0.093 a 0.20 kg/cm² (ver anexo 3). Se hicieron ciclos dobles de carga y - descarga, y además para evaluar la capacidad de expansión y - compresión en periodos más largos, se permitió la permanencia

* Evangelina Gutiérrez, M.P. Romo, H.M. Gallegos, G.A. Hernández, "Estudio para determinar el comportamiento a largo plazo de las arcillas bajo las pistas del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México", Instituto de Ingeniería UNAM, México.

de un esfuerzo dado para tres niveles de descarga y uno de carga, durante 38 días.

El material ligero puede tener un espesor menor en las partes extremas de la pista (sentido transversal), debido a que aquí disminuye el esfuerzo aplicado, así como los espesores del pavimento existentes (FIG. IV.6).

PAVIMENTO EXISTENTE

$$1 \quad 0.45\text{m} \times 2.2 \text{ Ton/m}^3 = 0.99 \text{ Ton/m}^2$$

$$3 \quad 0.55\text{m} \times 2.0 \text{ Ton/m}^3 = 1.10 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Terreno natural } 0.80\text{m} \times 1.8 \text{ Ton/m}^3 = 1.44 \text{ Ton/m}^2$$

$$3.53 \text{ Ton/m}^2$$

$$3.53 \text{ Ton/m}^2 \times 50\% = 1.765 \text{ Ton/m}^2$$

PAVIMENTO ALIGERADO

$$1 \quad 0.10\text{m} \times 2.2 \text{ Ton/m}^3 = 0.22 \text{ Ton/m}^2$$

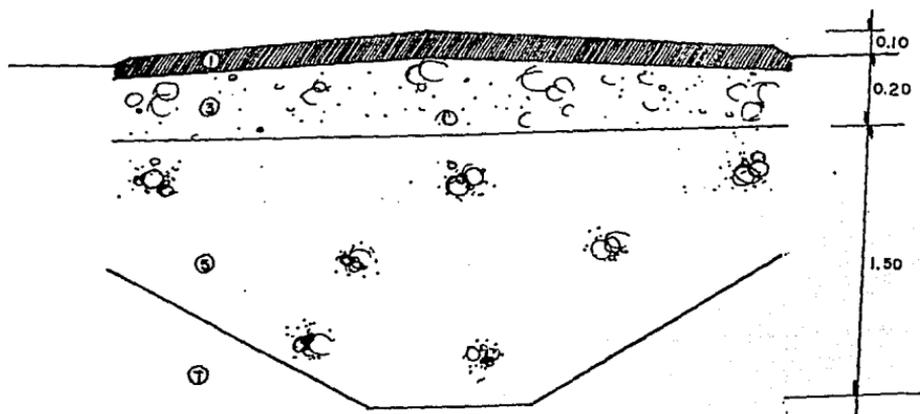
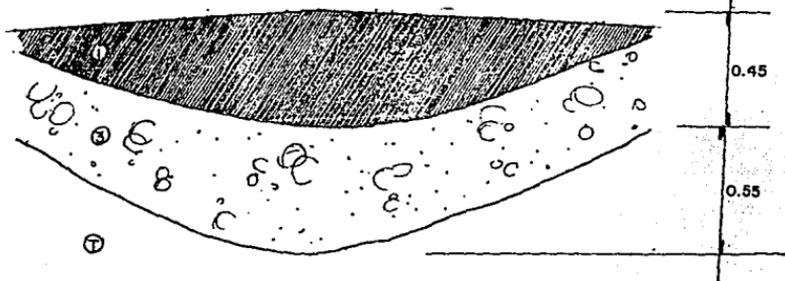
$$3 \quad 0.20\text{m} \times 2.0 \text{ Ton/m}^3 = 0.40 \text{ Ton/m}^2$$

$$4 \quad 0.00\text{m} \times 2.0 \text{ Ton/m}^3 = 0.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$5 \quad 0.50\text{m} \times 0.80 \text{ Ton/m}^3 = 1.145 \text{ Ton/m}^2$$

$$1.765 \text{ Ton/m}^2$$

Capa	γ [Ton/m ³]	Pavimento actual		Pavimento aligerado	
		h [mts]	γh [T/m ²]	h [mts]	γh [T/m ²]
① Carpeta	2.20	0.45	0.99	0.10	0.22
③ Base	2.00	0.55	1.10	0.20	0.40
④ Subbase	2.00	—	—	—	—
⑤ Tezontle	0.80	—	—	1.50	1.145
Terreno natural	1.80	0.80	1.44	—	—
		1.80	3.53	1.80	1.765



CONCLUSIONES

•

CONCLUSIONES

- 1.- El modelo de Singh y Mitchell considera las principales causas que producen el fenómeno de consolidación y que son: deformación instantánea, consolidación primaria y consolidación secundaria (efectos viscosos). Sin embargo es probable que los valores obtenidos con este método para la arcilla del Valle de México, estén por encima de los valores reales.
- 2.- El cálculo de asentamientos mediante la teoría desarrollada por Terzaghi da lugar a una subestimación de los asentamientos, debido a que Terzaghi considera la expulsión del agua intersticial (consolidación primaria), como causa principal de la deformación unidimensional de los suelos finos, despreciando los efectos secundarios, como el reacomodo o reorientación de las partículas del suelo.
- 3.- La utilización de los modelos en este trabajo tropezó con serias limitaciones, como un muestreo deficiente -- que impidió realizar el cálculo de los hundimientos totales mediante el modelo de Singh y Mitchell, sin embargo la aplicabilidad de los modelos es incuestionable, -- pues consideran las características de cada suelo en -- particular y puede decirse que ambos métodos se comple-

mentan entre sí, pues es muy probable que el asentamiento real del estrato se encuentre entre los valores obtenidos por estos dos métodos.

4.- Las constantes renivelaciones de las pistas, al contrario de ser una solución para aliviar el problema de los hundimientos, acelera el proceso de consolidación provocando - además hundimientos diferenciales en las pistas.

5.- Para tener una solución adecuada mediante la sustitución del material de las pistas por material ligero, es necesario sustituir un espesor del orden de 1.40 mts. (cadena-
miento 1 + 750), lo que equivale a eliminar un 50% del peso que soporta actualmente el suelo bajo las pistas.

Debido a que el tráfico aéreo del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, es en la actualidad de una -- cantidad muy importante, se hace imposible cerrar una pista para su completa reparación, por lo que se hace necesaria la construcción de una pista adicional que no inter-
fiera con la operación de las dos que funcionan actualmen-
te para que posteriormente estas sufran el tratamiento ne-
cesario para aligerarlas.

A N E X O I

INFORME DE LAS PISTAS 05I-23D Y 05D-23I

A N E X O 1

Como es sabido, los antecedentes del actual Aeropuerto de la Cd. de México, se remontan a los albores de la aviación civil en nuestro país, pudiendo decirse que para el año de 1924, cuando surge la 1a. Compañía Aérea de México, ya existían en el sitio actual, las instalaciones y facilidades mínimas indispensables para la operación de las pequeñas aeronaves de la época. A partir de entonces, dichas instalaciones fueron evolucionando paralelamente con el avance y requerimientos de la aviación, hasta alcanzar el nivel de desarrollo que ahora conseguimos.

Obviamente el crecimiento de los diferentes elementos de operación terrestre, y de las instalaciones en general, tuvo necesariamente que ser progresivo, para adaptarse día a día a las crecientes demandas, y bien pudiera decirse que ha existido desde entonces en el Aeropuerto un estado de construcción permanente, en donde no sólo las pistas y plataformas, sino todas las instalaciones en general, son motivo de ampliaciones y modificaciones.

Con el fin de interpretar de la mejor manera posible las características estructurales de los pavimentos existentes, se consideró de gran valor el averiguar la cronología de este tipo de obras, razón por la cual se presentan a continuación, -- las fecha que marcan las etapas de construcción que se han considerado más relevantes, en cuanto a la construcción de pavi--

mentos se refiere.

1932.- Se pavimentó hasta el nivel de carpeta asfáltica las -- Pistas 10-28 y 05I-23D, con longitudes de 1 750 y 1 800 respectivamente. Se presume que dicho pavimento consistió esencialmente de una capa de fragmentos de roca, -- acomodados, de 30 cm de espesor, coronada por una capa bituminosa delgada, mismas que corresponden a las designaciones de base Telford y Macadam asfáltico, respectivamente.

1937.- Se inicia la construcción de la Pista 14-32 concluyéndose al siguiente año, con una longitud de 1 715 m. La estructura del pavimento fue similar a la anteriormente descrita.

1940.- Se repara parcialmente la Pista 05I-23D, y se prolonga la cabecera 23D, para alcanzar una longitud total de -- 2 200 m. En este mismo año se tiene noticias de la --- construcción de la pista 05D-23I, con una longitud de - 1 130 m, contando con un pavimento de la misma estructura descrita.

1949.- Se prolonga la pista 05D-23I, hasta alcanzar una longitud total de 3 000 m. En esta ampliación el pavimento se constituye por una capa de base de grava cementada, con espesor del orden de 60 cm y una carpeta asfáltica de 8 cm, abandonándose el hasta entonces tradicional -

sistema de pavimentación.

- 1951.- Queda terminada la pista 13-31, con una longitud de ---
2 300 m y un pavimento análogo al de la prolongación de
la pista 03D-23I.
- 1957.- Se prolonga la cabecera 23D, de la estación 2+200 a la
2+720, utilizando una estructura de pavimento como la -
descrita a propósito de la prolongación de la pista ---
05D-23I.
- 1958.- Se efectúa una renivelación general de la pista 05D-23I
y se prolonga la cabecera 23I en una longitud de 300 m,
para alcanzar una longitud total de 3 300 m. El pavi-
mento de esta última se constituyó por una carpeta asfál-
tica de 8 cm, base de grava cementada de 60 cm. y subba-
se de tepetate de 30 cm.
- 1959.- Se reconstruye desde la terracería el pavimento de la -
cabecera 05I, eliminada la base Telford, la cual es sus-
tituida por una base de grava cementada, de 60 cm de es-
pesor y carpeta asfáltica de 8 cm.
- 1960.- Se prolonga la cabecera 23D, en una longitud de 400 m,
para alcanzar una longitud total de 3 100 m. En esta -
ocasión se utiliza por primera vez el pavimento de tipo
compensado, con las siguientes estructuras:

ELEMENTO	ESPEJOR (cm)
Carpeta de concreto asfáltico	10

Base asfáltica de mezcla en el lugar.	15
Subbase de tezontle.	60
Losa de concreto hidráulico.	15
Plantilla de arena.	5

1963.- Renivelación general de ambas pistas.

1967.- Renivelación general de la pista 05D-23I

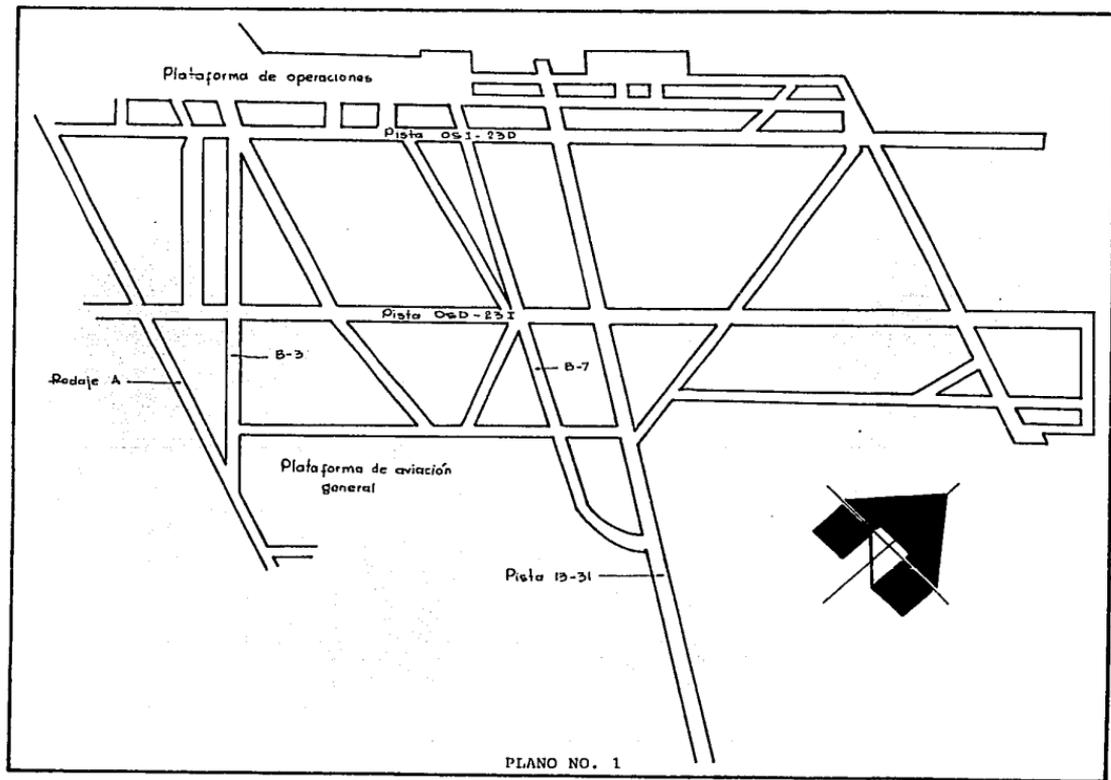
1971.- Renivelación general de ambas pistas y prolongación de la cabecera 23I en 600 m, para alcanzar una longitud total de 3 900 m. En esta prolongación se utilizó la sección compensada con estructura similar a la ya descrita, variando el espesor de la base asfáltica a 10 cm y utilizando para ella concreto asfáltico.

1975.- Renivelación general de la pista 05D-23I.

1977.- Renivelación parcial de la pista 05D-23I.

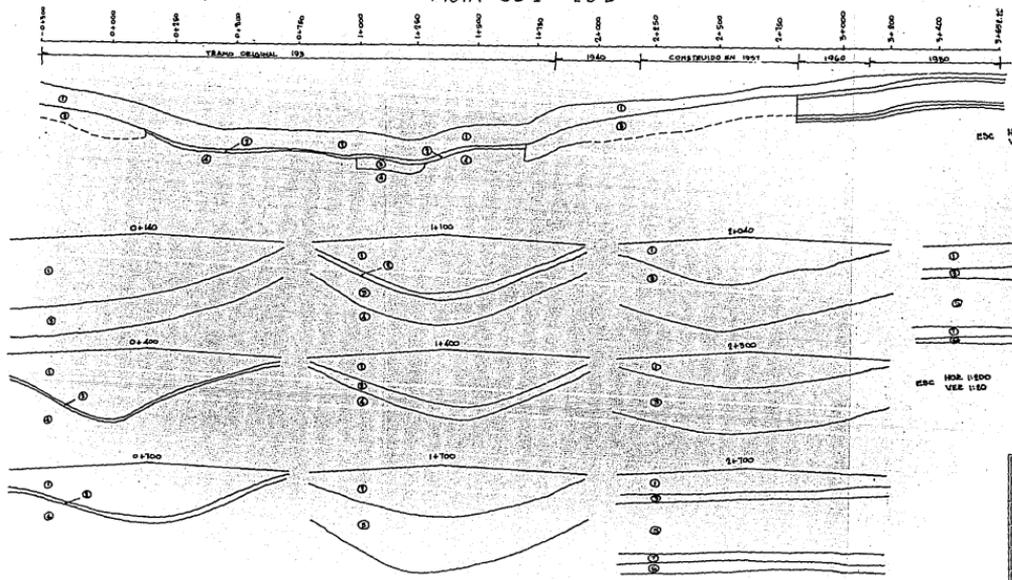
1979.- Renivelación parcial de ambas pistas.

1980.- Prolongación de la cabecera 23D, en 500 m, para alcanzar una longitud total de 3 632 m. utilizando también la sección compensada; sólo que en este caso el espesor total subió a 1.45 m. en lugar de 1.05 m. Dicho aumento se proporcionó en la subbase de tezontle, aclarando también que la base asfáltica fue elaborada con concreto asfáltico, al igual que la carpeta.



PLANO NO. 1

PISTA 05 I - 23 D



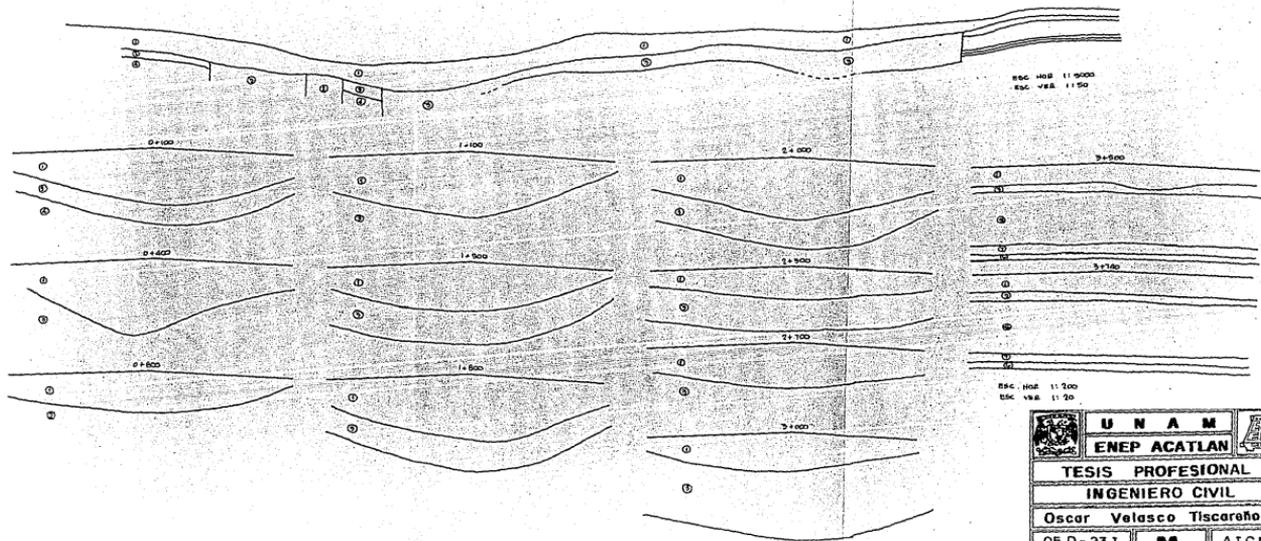
HDE 1:5000
VEE 1:150

HDE 1:500
VEE 1:50

CLAVE

- ① CARRETA DE GRISETO ASFALTICO
- ② MACADAM ASFALTICO
- ③ BASE DE GRAYA GENERAL
- ④ BARRA TRAFICADA
- ⑤ YESO
- ⑥ ACERVA
- ⑦ CONCRETO 41-1
- ⑧ DRENAJE

	UNAM		
	ENEP ACATLAN		
TESIS PROFESIONAL			
INGENIERO CIVIL			
Oscar Velasco Tiscarsaño			
05I-23D		M	AICM

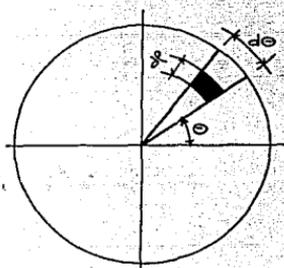


	U N A M	
	ENEP ACATLAN	
TESIS PROFESIONAL		
INGENIERO CIVIL		
Oscar Velasco Tiscareño		
05 D-231	M	AICM

A N E X O I I

LA CARTA DE NEWMARK

La carta de Newmark se emplea para encontrar la distribución de esfuerzos en una masa de suelo, causados por una sobrecarga (terraplenes, edificios, etc.) que se aplica uniformemente en una superficie dada. Esta carta se basa en la teoría desarrollada por Boussinesq, aplicando dicha teoría a un área circular, mediante la fórmula de Boussinesq para áreas circulares, la cual se escribe a continuación:



$$\sigma_z = \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right\}^{3/2} \right] W \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{\sigma_z}{W} = \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right\}^{3/2} \right] \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{r}{z} = \left[\sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{\sigma_z}{W}\right)^{2/3}} - 1} \right] \dots \dots \dots (3)$$

La carta de Newmark puede ser utilizada de dos formas diferentes; utilizando el dibujo en planta de la estructura a una escala determinada y diversas cartas en papel transparente, una para cada profundidad y escala, o también una sola carta y varias plantas de la estructura en papel transparente y a diferentes escalas para cada profundidad. En el caso particular de este trabajo se utilizó una sola planta a escala 1:500 y varias cartas, una para cada profundidad.

En la ecuación (3) se puede encontrar el valor de r/z

sustituyendo σ_z/W según la influencia de esfuerzo requerido, el cual se puede tomar con la secuencia: 0.1, 0.2, 0.3, ... 1.0, esto significa que el círculo con 0.1 tendrá 10% de influencia de carga y el círculo con 1.0 tendrá 100% de influencia de la carga, en realidad el círculo con 100% de influencia no existe, pues al sustituir el valor de $\frac{\sigma_z}{W} = 1.0$ en la ecuación (3), r/z nos da infinito.

A continuación se presenta el cálculo de los radios de las circunferencias, así como las cartas de Newmark.

σ_z / W	r / z
0.1	0.27
0.2	0.40
0.3	0.52
0.4	0.64
0.5	0.77
0.6	0.92
0.7	1.11
0.8	1.39
0.9	1.91
1.0	∞

ESCALA 1:500

Profundidad 2.0 mts.

$$\begin{aligned}
 r_1 &= 0.27 (0.40) = 0.108 \text{ cms.} \\
 r_2 &= 0.40 (0.40) = 0.16 \text{ cms.} \\
 r_3 &= 0.52 (0.40) = 0.21 \text{ cms.} \\
 r_4 &= 0.64 (0.40) = 0.26 \text{ cms.} \\
 r_5 &= 0.77 (0.40) = 0.31 \text{ cms.} \\
 r_6 &= 0.92 (0.40) = 0.37 \text{ cms.} \\
 r_7 &= 1.11 (0.40) = 0.44 \text{ cms.} \\
 r_8 &= 1.39 (0.40) = 0.56 \text{ cms.} \\
 r_9 &= 1.91 (0.40) = 0.76 \text{ cms.}
 \end{aligned}$$

Profundidad 5.0 mts.

r_1	=	0.27 (1.0)	=	0.27 cms.
r_2	=	0.40 (1.0)	=	0.40 cms.
r_3	=	0.52 (1.0)	=	0.52 cms.
r_4	=	0.64 (1.0)	=	0.64 cms.
r_5	=	0.77 (1.0)	=	0.77 cms.
r_6	=	0.92 (1.0)	=	0.92 cms.
r_7	=	1.11 (1.0)	=	1.11 cms.
r_8	=	1.39 (1.0)	=	1.39 cms.
r_9	=	1.91 (1.0)	=	1.91 cms.

$$500 \times \frac{1}{500} = 1.0$$

Profundidad 10.0 mts.

r_1	=	0.27(2.0)	=	0.54 cms.
r_2	=	0.40(2.0)	=	0.80 cms.
r_3	=	0.52(2.0)	=	1.04 cms.
r_4	=	0.64(2.0)	=	1.28 cms.
r_5	=	0.77(2.0)	=	1.54 cms.
r_6	=	0.92(2.0)	=	1.84 cms.
r_7	=	1.11(2.0)	=	2.22 cms.
r_8	=	1.39(2.0)	=	2.78 cms.
r_9	=	1.91(2.0)	=	3.82 cms.

$$1000 \times \frac{1}{500} = 2.0$$

Profundidad 15.0 mts.

r_1	=	0.27(3.0)	=	0.81 cms.
r_2	=	0.40(3.0)	=	1.20 cms.
r_3	=	0.52(3.0)	=	1.56 cms.
r_4	=	0.64(3.0)	=	1.92 cms.
r_5	=	0.77(3.0)	=	2.31 cms.
r_6	=	0.92(3.0)	=	2.76 cms.
r_7	=	1.11(3.0)	=	3.33 cms.
r_8	=	1.39(3.0)	=	4.17 cms.
r_9	=	1.91(3.0)	=	5.73 cms.

$$1500 \times \frac{1}{500} = 3.0$$

Profundidad 20.0 mts.

r_1	=	0.27(4.0)	=	1.08 cms.
r_2	=	0.40(4.0)	=	1.60 cms.
r_3	=	0.52(4.0)	=	2.08 cms.
r_4	=	0.64(4.0)	=	2.56 cms.
r_5	=	0.77(4.0)	=	3.08 cms.
r_6	=	0.92(4.0)	=	3.68 cms.
r_7	=	1.11(4.0)	=	4.44 cms.
r_8	=	1.39(4.0)	=	5.56 cms.
r_9	=	1.91(4.0)	=	7.64 cms.

$$2000 \times \frac{1}{500} = 4.0$$

Profundidad 25.0 mts.

r ₁	=	0.27	(5.0)	1.35	cms.
r ₂	=	0.40	(5.0)	2.00	cms.
r ₃	=	0.52	(5.0)	2.60	cms.
r ₄	=	0.64	(5.0)	3.20	cms.
r ₅	=	0.77	(5.0)	3.85	cms.
r ₆	=	0.92	(5.0)	4.60	cms.
r ₇	=	1.11	(5.0)	5.55	cms.
r ₈	=	1.39	(5.0)	6.95	cms.
r ₉	=	1.91	(5.0)	9.55	cms.

$$2500 \times \frac{1}{500} = 5.0$$

Profundidad 30.0 mts.

r ₁	=	0.27	(6.0)	1.62	cms.
r ₂	=	0.40	(6.0)	2.40	cms.
r ₃	=	0.52	(6.0)	3.12	cms.
r ₄	=	0.64	(6.0)	3.84	cms.
r ₅	=	0.77	(6.0)	4.62	cms.
r ₆	=	0.92	(6.0)	5.52	cms.
r ₇	=	1.11	(6.0)	6.66	cms.
r ₈	=	1.39	(6.0)	8.34	cms.
r ₉	=	1.91	(6.0)	11.46	cms.

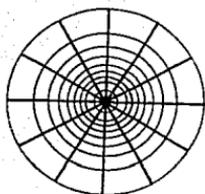
$$3000 \times \frac{1}{500} = 6.0$$

Profundidad = 2.0 mts



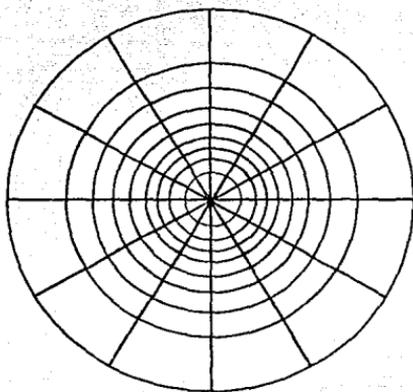
ESC 1:500

Profundidad = 5.0 mts.



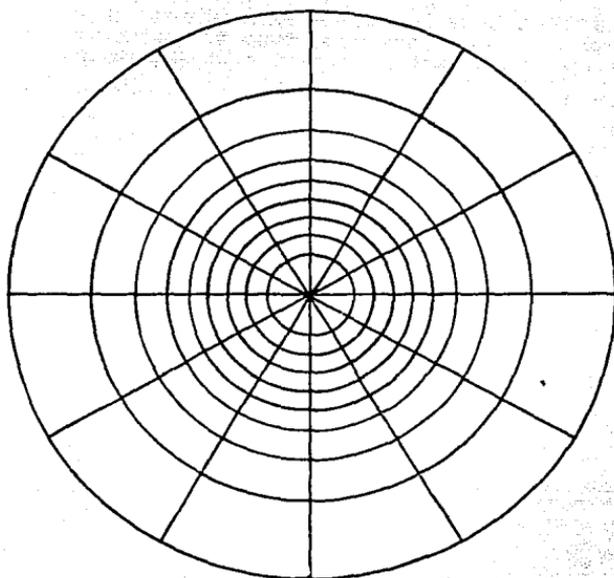
ESC 1:500

Profundidad = 10.0 mts



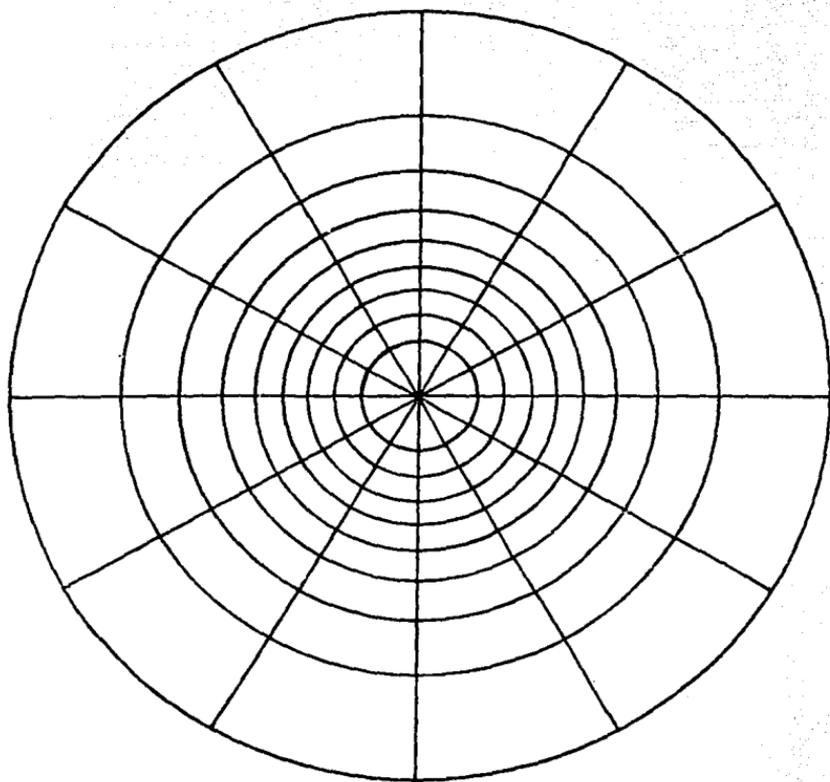
ESC 1:500

Profundidad = 15.0 mts



ESC 1:500

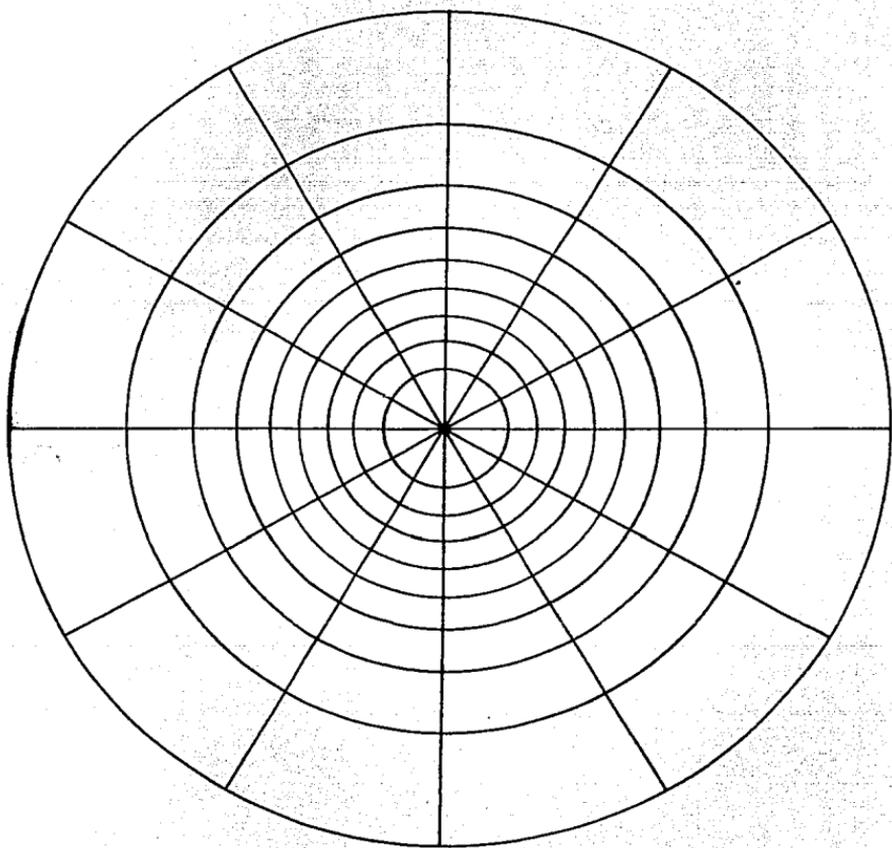
Profundidad = 20.0 mts



ESC 1: 500

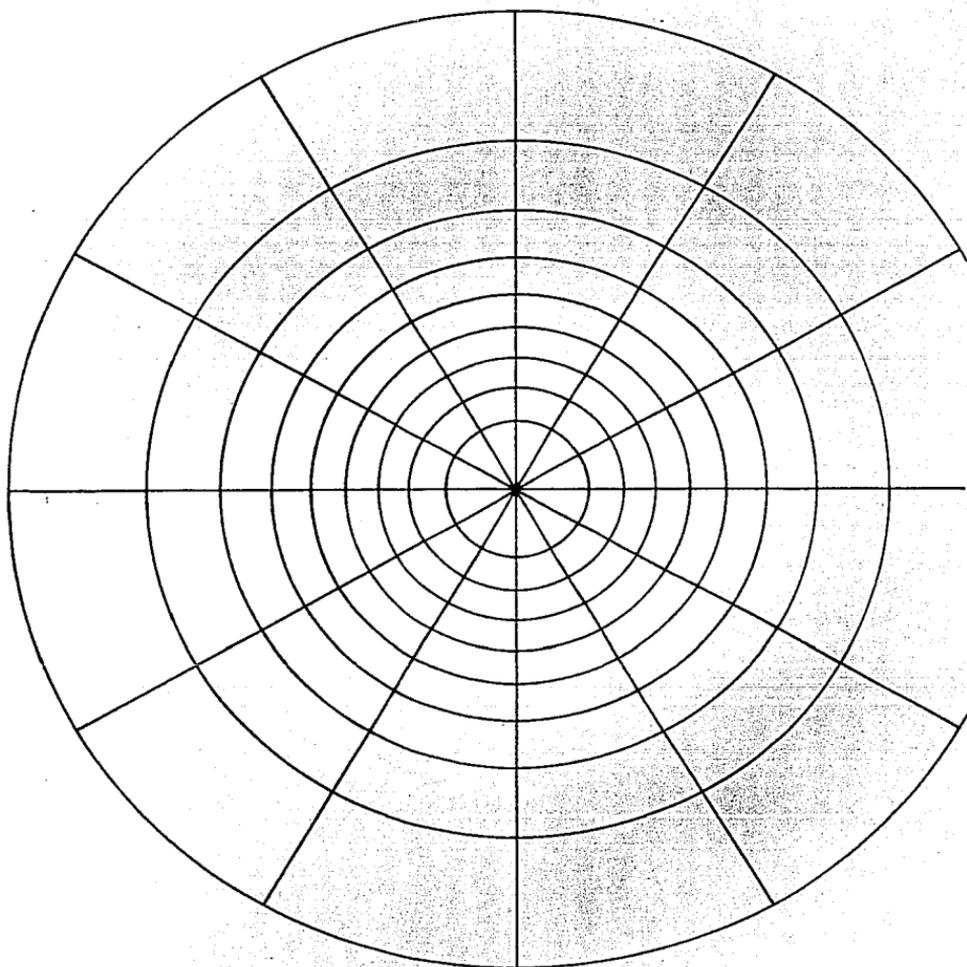
Profundidad = 25.0 mts

154



ESC 1:500

Profundidad = 30.0 mts



ESC 1:500

A N E X O I I I

INFORME NO. 5525 DEL INSTITUTO DE INGENIERIA.

ANEXO III

Informe No. 5525 del Instituto de Ingeniería.

El presente informe fue elaborado por la Coordinación de Geotecnia del Instituto de Ingeniería para el organismo de Aeropuertos y Servicios Auxiliares y contiene un estudio del comportamiento a largo plazo de las arcillas de la zona de las pistas del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

En este informe se presentan los resultados de la investigación experimental que consistió básicamente de ensayos de consolidación unidimensional, realizados con diferentes condiciones de frecuencia de carga, magnitud y duración de los incrementos de carga y duración total de la etapa de carga; así mismo en la etapa de descarga se utilizaron diversas combinaciones de frecuencia, magnitud y duración de los decrementos de esfuerzo.

Todos los especímenes fueron ensayados en consolidómetros mecánicos con anillos de 8.0 cms de diámetro y altura de la partilla de 2.0 cms. Las Características de cada ensaye y tipo de ensaye se resumen en la tabla 1. Los incrementos de carga variaron de 0.093 a 0.20 kg/cm² y la duración de cada incremento varió de 1 a 7 días. En las muestras C0F, C1F, C2F y C3F se hicieron ciclos dobles de carga y descarga y además, para evaluar la capacidad de expansión y compresión en períodos más largos, se permi-

TABLA 1 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DEL INCREMENTO Y TIEMPO DE DURACION DEL MISMO, DURANTE LAS PRUEBAS DE CONSOLIDACION

CLAVE IDENTIFICACION	MUESTRA	PROF. (m)	MAGNITUD DEL INCREMENTO (kg/cm ²)	TIEMPO DE PERMANENCIA (días)	ESFUERZO MAXIMO (kg/cm ²)	CICLOS	COMENTARIOS
C0F	M5-T2	4.20	de 0.093 a 0.151	2	1.48	carga descarga	En la descarga se dejó expandir durante 38 días con $\sigma = 0.105 \text{ kg/cm}^2$
C1F	M10-T2	9.35	de 0.095 a 0.095	2	1.05	carga descarga recarga descarga	Durante la 2a. descarga se dejó expandir por 38 días con $\sigma = 0.86 \text{ kg/cm}^2$
C2F	M16-T3	15.55	de 0.093 a 0.094	2	0.76	carga descarga recarga descarga	Durante la 2a. descarga se dejó expandir por 38 días con $\sigma = 0.5 \text{ kg/cm}^2$
C3F	M24-T2	23.33	de 0.093 a 0.094	2	0.94	carga descarga recarga	Durante la recarga se dejó consolidar por 38 días con $\sigma = 0.94 \text{ kg/cm}^2$
COM	M24-T2	23.20	0.10	7	0.80	carga descarga	El primer incremento fue de 0.5 kg/cm^2
C1M	M24-T2	23.23	0.15	7	0.95	carga descarga	El primer incremento fue de 0.5 kg/cm^2

TABLA 1 (continuación)

CLAVE IDENTIFICACION	MUESTRA	PROF. (m)	MAGNITUD DEL INCREMENTO (kg/cm ²)	TIEMPO DE PERMANENCIA (días)	ESFUERZO MAXIMO (kg/cm ²)	CICLOS	COMENTARIOS
C2H	M24-T2	23.26	0.20	7	1.10	carga descarga	El primer incremento fue de 0.5 kg/cm ²
C3H	M24-T2	23.30	0.15	7	1.50	carga descarga	Todos los incrementos iguales
C1J	M24-T3	23.55	0.10	1	1.50	carga descarga	Todos los incrementos iguales
C2J	M24-T3	23.57	0.15	1	1.50	carga descarga	Todos los incrementos iguales

tió la permanencia de un esfuerzo dado para tres niveles de descarga y uno de carga, durante 38 días, de la manera siguiente:

Muestra	σ kg/cm ²	$\sigma_{\text{máx}}$ kg/cm ²	Ciclo
C0F	0.105	1.479	descarga
C1F	0.873	1.053	2 descarga
C2F	0.387	0.760	2 descarga
C3F	0.944	0.944	recarga

Los resultados de los ensayos indicados en la tabla No. 1 se muestran en las figuras 2-30.

Los resultados muestran claramente que para esfuerzos verticales menores que la presión de preconsolidación la deformación es relativamente pequeña. Sin embargo cuando se alcanza o supera la presión de preconsolidación, la deformación se incrementa notablemente, en especial las deformaciones por consolidación secundaria.

Los resultados parecen indicar que solo hasta que se tiene una descarga se detiene, y para decrementos de cargas mayores se empiezan a tener expansiones. Estos resultados tienen un significado práctico importante, ya que para el caso en que se proponga una compensación del

peso actual del pavimento, para detener el proceso de asentamiento, se debe obtener compensaciones del orden del 50% del peso actual del pavimento.

Muestra	Esfuerzo de preconsolidación kg/cm ²	
C0F	1.10	- 1.20
C1F	0.32	- 0.36
C2F	*	- 0.33
C3F	0.61	- 0.66
C0M	+	+
C1M	+	+
C2M	+	+
C3M	0.60	- 0.65
C1J	0.60	- 0.65
C2J	0.63	- 0.67

- * No se puede definir debido al remoldeo de la muestra.
- + Difícil de definir debido a que el primer incremento de esfuerzo (0.5 kg/cm²) es muy cercano a la presión de preconsolidación, pero que se estima en aproximadamente 0.6 kg/cm² para las 3 muestras.

TABLA 3.- Esfuerzos de preconsolidación determinados en las muestras

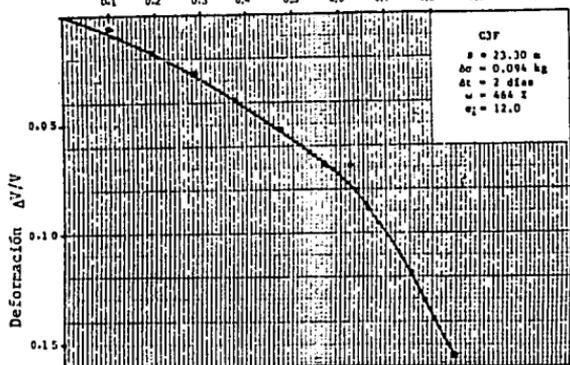
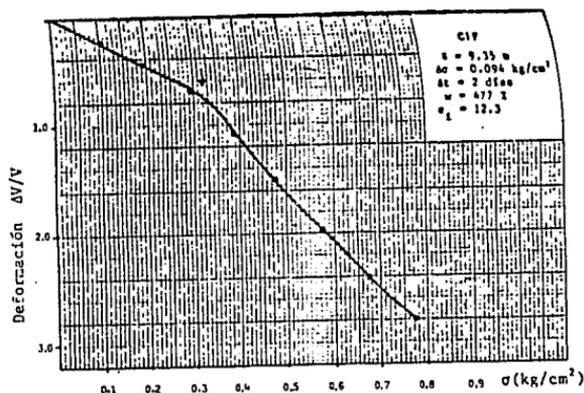
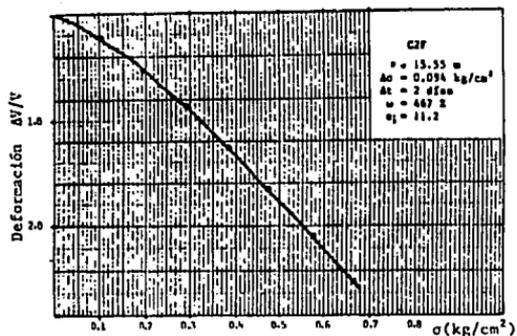
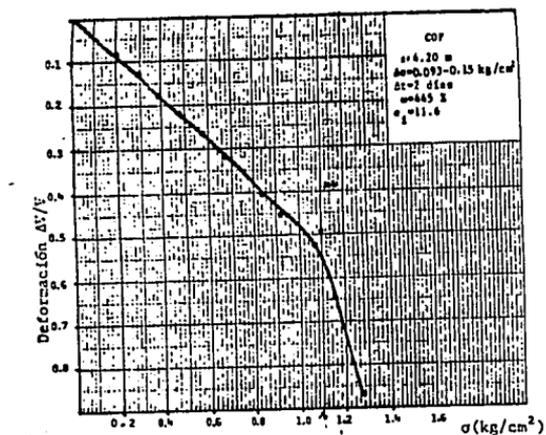


FIG. 2 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD EN ESCALA

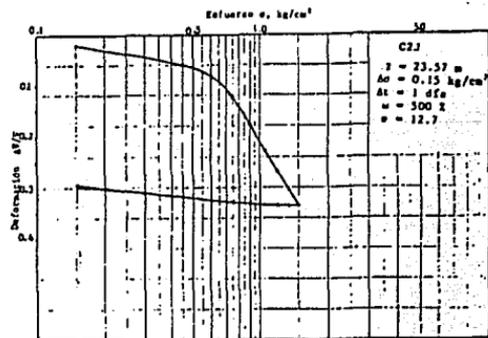
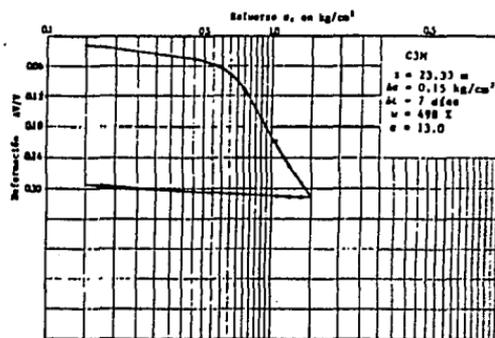
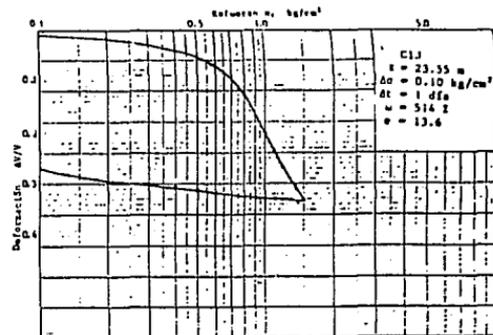
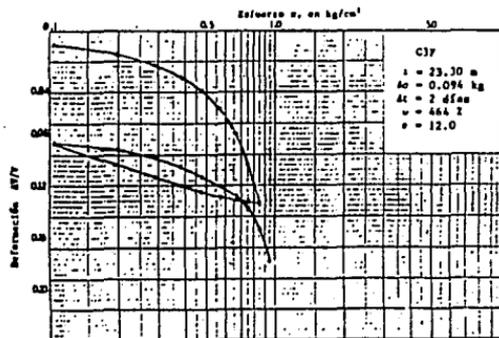


FIG. 5 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD EN ESCALA SEMILOGARITMICA C3F, C3M, C1J Y C2J

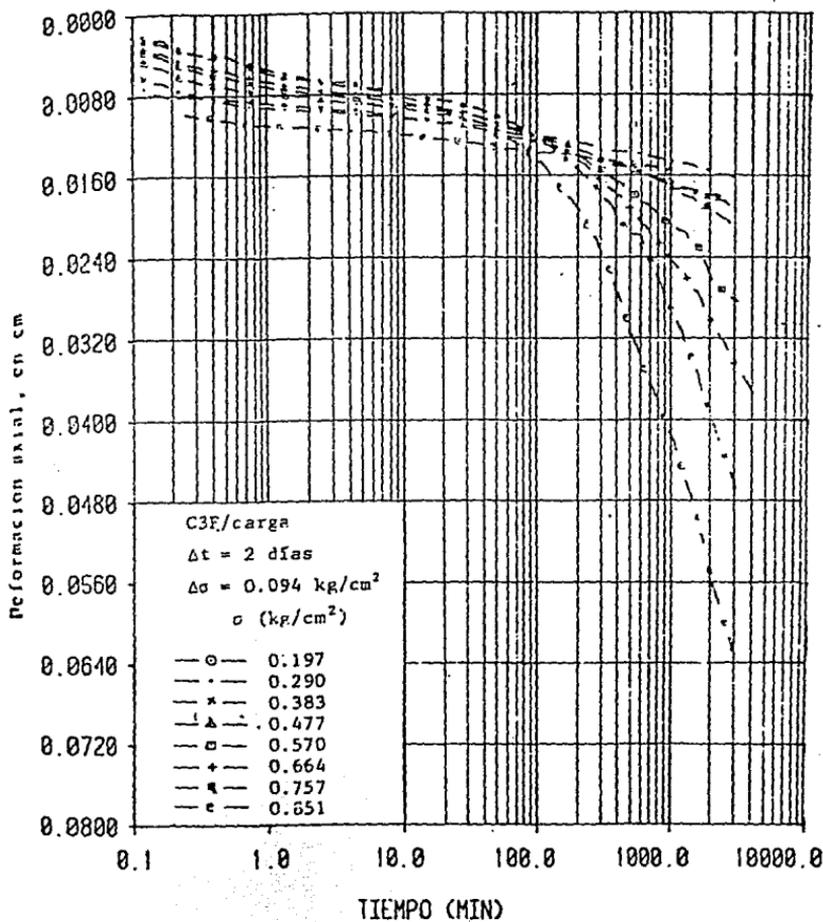


FIG. 17 CURVAS DE CONSOLIDACION, MUESTRA
 C3F/CARGA

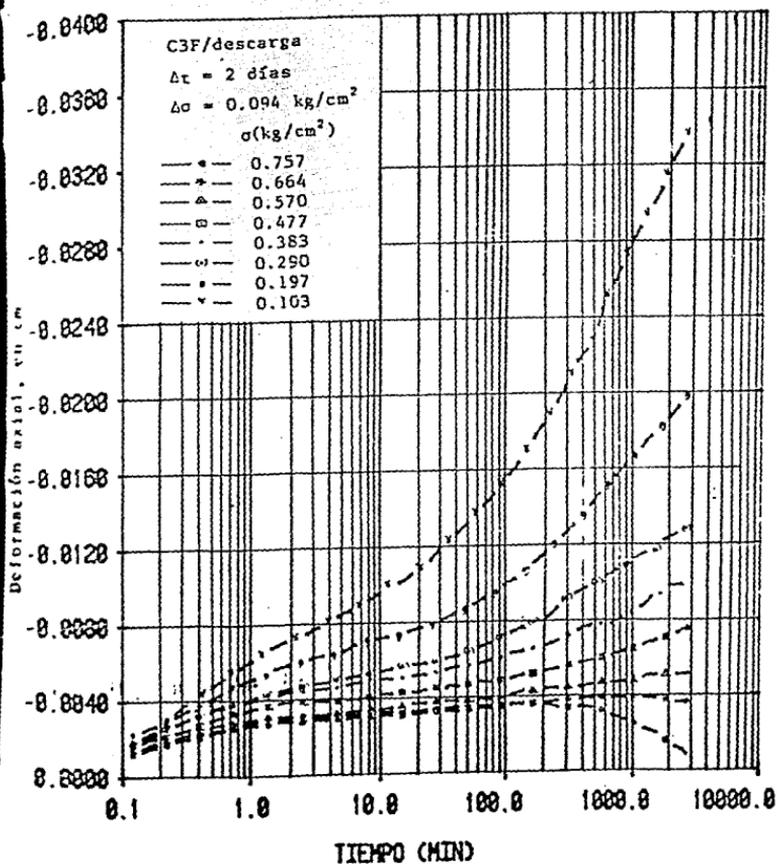


FIG. 18 CURVAS DE DESCARGA, MUESTRA
 C3F/DESCARGA

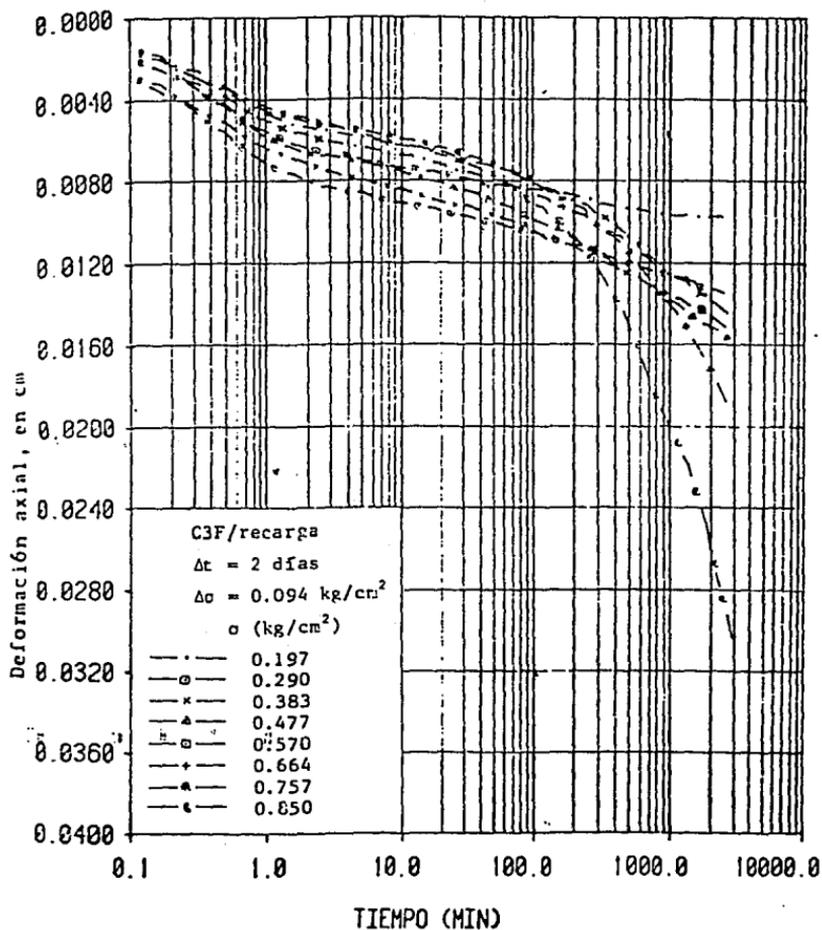


FIG. 19 CURVAS DE CONSOLIDACION, MUESTRA
C3F/RECARGA

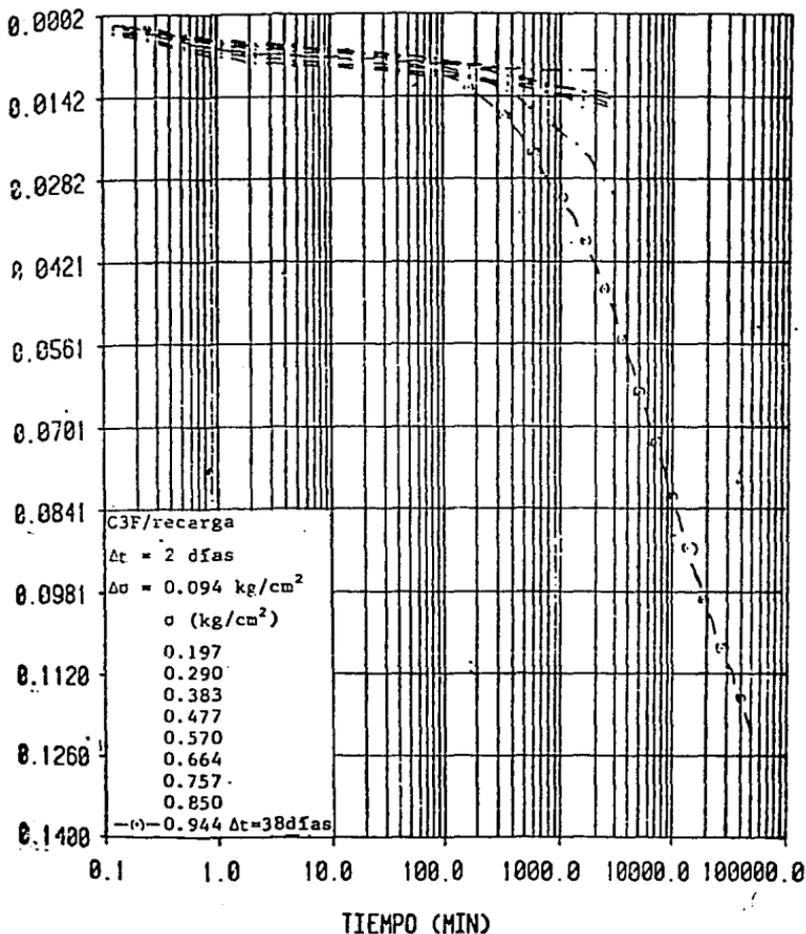


FIG. 19 CURVAS DE CONSOLIDACION, MUESTRA C3F/RECARGA
 CON $T=2$ días EXCEPTUANDO EL ULTIMO INCREMENTO
 QUE PERMANECIO 28 DIAS