



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

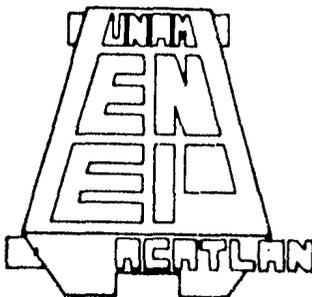
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
A C A T L A N

## ANALISIS DE DEFORMABILIDAD EN SUELOS BLANDOS



**TESIS PROFESIONAL**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE;  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A  
**RICARDO ORTA PEREZ**

SANTA CRUZ ACATLAN, MEXICO  
1 9 8 6





Universidad Nacional  
Autónoma de México

UNAM



## **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.

## INTRODUCCION

### CAPITULO I. - COMPOSICION Y FORMACION DE SUELOS BLANDOS

1.1	Generalidades	1
1.2	Formación del suelo	2
1.3	Estructura de las partículas minerales	2
1.4	Suelos finos	3
1.5	Grupo de arcillas	8
1.6	Fisico química de las arcillas	10

### CAPITULO II. - IDENTIFICACION DE SUELOS BLANDOS

2.1	Plasticidad	12
2.2	Relaciones gravimétricas y fórmulas	14
2.3	Relaciones y fórmulas útiles para suelos	16
2.4	Estados de consistencia	20
2.5	Indice de consistencia del suelo	23
2.6	Carta de plasticidad	24
2.7	Sistema de clasificación de suelos	25
2.8	Exploración y muestreo	39

### CAPITULO III. - COMPORTAMIENTO MECANICO E HIDRAULICO DE SUELOS BLANDOS

3.1	Introducción	41
3.2	Propiedades Hidráulicas	41
3.3	Tensión superficial	45
3.4	Ascención capilar	46
3.5	Prueba de permeabilidad por capilarización horizontal	48
3.6	Presión de poro y esfuerzo efectivo	48
3.7	Relaciones esfuerzo - deformación	50
3.8	Resistencia al esfuerzo cortante y Pruebas Triaxiales	54
3.9	Resistencia residual	62
3.10	Relación esfuerzo - deformación - tiempo.	63

CAPITULO IV.- TEORIA Y METODOS DE DISEÑO PARA SUELOS  
BLANDOS

4.1	<i>Introducción</i>	74
4.2	<i>Esfuerzos en planos inclinados</i>	75
4.3	<i>Teoría de la Consolidación</i>	78
4.4	<i>Análisis de asentamientos</i>	82
4.5	<i>Esfuerzo en una masa de suelo</i>	85
4.6	<i>Rápidos de hundimiento</i>	88
4.7	<i>Asentamientos primarios, secundarios y efectos de la preconsolidación</i>	92
4.8	<i>Flujo de agua en suelos</i>	92
4.9	<i>Redes de flujo</i>	94
4.10	<i>Capacidad de carga</i>	99
4.11	<i>Determinación de la carga límite de falla</i>	101
4.12	<i>Teoría de Skempton</i>	102
4.13	<i>Estabilidad de taludes</i>	107
4.14	<i>Análisis de estabilidad de un talud bajo flujo establecido</i>	109
4.15	<i>Grietas de tensión</i>	110
4.16	<i>Helicidad</i>	116
4.17	<i>Suelos expansibles</i>	119
4.18	<i>Esfuerzos octaédricos</i>	121

CAPITULO V.- TRATAMIENTO DE SUELOS BLANDOS

5.1	<i>Introducción</i>	124
5.2	<i>Tratamientos mecánicos</i>	125
5.3	<i>Compactación</i>	126
5.4	<i>Propiedades y estructuras de los suelos cohesivos compactados</i>	128
5.5	<i>Mezcla de suelos</i>	129
5.6	<i>Estabilización por drenaje</i>	129
5.7	<i>Estabilización por medios eléctricos</i>	134
5.8	<i>Estabilización por medio de calor</i>	136
5.9	<i>Estabilización por medios químicos</i>	137
5.10	<i>Suelo - Cal</i>	138

		<i>pag.</i>
5.11	<i>Estabilización con asfalto</i>	142
5.12	<i>Presencia de sulfatos en gran escala en los suelos</i>	143
	<i>C O N C L U S I O N E S</i>	145
	<i>Bibliografía</i>	148

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

i

*El modelo de desarrollo del país, ha convertido a la Cd. de México en un polo de concentración de actividades diversas; originando con ello un crecimiento anárquico del área metropolitana, creando problemas de conurbación muy graves.*

*El crecimiento demográfico que presenta el D.F., da lugar a una serie de diversos problemas a los cuales hay que dar solución, así como satisfacer las demandas de la cada vez mayor población, como son: la dotación de agua, luz y drenaje; vías de comunicación y otros.*

*Por otra parte; la situación geográfica y las características propias del subsuelo de una gran parte del D.F., a ocasionado desde tiempos pasados problemas de Ingeniería, que representan serios obstáculos al desarrollo del país. El ejemplo más palpable es el del hundimiento de la Cd. de México que registra un hundimiento variable de 5 a 20 cm al año y un hundimiento general de 5 a 7 mts.*

*El desconocimiento de los mecanismos de deformación de los suelos blandos da lugar a soluciones inadecuadas que se traducen en pérdidas económicas por la desviación de recursos que pueden o debieran ser utilizados hacia otros fines.*

*Dada la situación económica actual, la Ingeniería Civil tiene el gran deber de esforzarse al máximo para minimizar los riesgos de falla en toda obra de Ingeniería. El conocimiento de los mecanismos de deformación de los suelos blandos; objetivo primordial de esta Tesis, co-*

adyuba; junto con otra áreas de la Ingeniería, a impulsar en forma más --- efectiva el desarrollo del País.

En función del objetivo de este trabajo, el planteamiento general fue desarrollado en 5 apartados de la manera siguiente:

1er. Capítulo.- Composición y formación de los suelos blandos.

Se analiza la estructura de los suelos blandos, sus características físico-químicas y su formación en el medio ambiente.

2do. Capítulo.- Identificación de suelos blandos.

Se conocen las propiedades cualitativas de los suelos blandos, los métodos de identificación y las relaciones gravimétricas.

3er. Capítulo.- Comportamiento mecánico e Hidráulico de suelos --- blandos.

Se ve la íntima relación que existe entre suelo y -- agua; las propiedades hidráulicas del suelo, su comportamiento en las relaciones esfuerzo-deformación y las pruebas de laboratorio más utilizadas particularizando aquellas que reflejan más fielmente las condiciones originales de los suelos

4to. Capítulo.- Teoría y diseño de suelos blandos.

Trata teoría y métodos de diseño para el análisis -- de fallas; producidas por las características de las relaciones esfuer -- zo-deformación de los suelos en estudio.

5to. Capítulo.- Tratamiento de suelos blandos

Se ven los diferentes tratamientos que son utiliza -- dos para estabilizar los suelos con problemas de resistencia o defor -- mabilidad.

*Conclusiones.- Se da un bosquejo de la problemática a enfrentar y la importancia que tiene el seguir desarrollando nuevas teorías, nuevos métodos de diseño y un constante acercamiento entre el Ingeniero Civil y el suelo.*

## CAPITULO I

COMPOSICION Y FORMACION DE SUELOS

BLANDOS.

## I.1 GENERALIDADES.

La Historia de nuestro planeta desde su comienzo hasta nuestros días es antigua. Según las teorías más aceptadas, su formación data de hace aproximadamente 4,500 millones de años. El enfriamiento de gases y escombros cósmicos da lugar a la -- atmósfera, la hidrósfera y la litósfera o corteza terrestre y masa interior. El espesor de la corteza terrestre se calcula de 10 a 15 KM. sus principales elementos que la componen son: O, Si, AL, Fe, Ca, Na, K. La capa que suprayece a la -- corteza terrestre formado por material no consolidado producto de la desintegración mecánica ó de la descomposición química de rocas pre existentes, se le conoce como suelo.

Un suelo está constituido por 2 fases: La fase mineral y la fase fluída. La primera corresponde a la parte sólida y la otra esta constituida por agua y gas. Un esquema representativo de las fases del suelo es el mostrado en la figura I-1

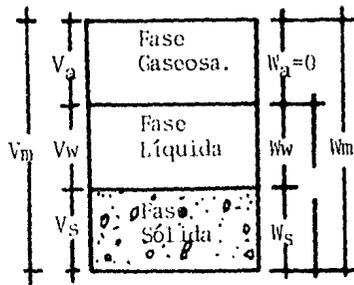


Fig. I-1 Esquema de una muestra de suelo.

Según la forma ó estructura del suelo, varían sus propiedades mecánicas.

## I.2. FORMACION DEL SUELO.

Cuando una roca es atacada por agentes de intemperismos químicos ó físicos, existe una disgregación que dependiendo del tipo de agente da formación al suelo, si este suelo por efectos exteriores es transportado de su lugar de origen y depositado en otro lugar será entonces un suelo transportado, si no se transporta, entonces es residual. Los mecanismos de ataque se pueden incluir en 2 grupos: por desintegración mecánica y por descomposición química.

Por desintegración mecánica se refiere al intemperismo de las rocas por --- agentes físicos tales como: Cambio de temperatura, congelación del agua, -- efectos de organismos, plantas, etc. Lo que da lugar a material grueso como la arena, algunos limos y muy pocas ocasiones arcillas.

La descomposición química se refiere a la modificación mineralógica ó química de las rocas por medio de la oxidación, hidratación y carbonatación.

El mecanismo usual del suelo transportado son principalmente: Los glaciares, el viento, los rios y corrientes de agua, los mares y fuerzas de gravedad.

Como consecuencia de tal fenómeno, los suelos transportados, generan estructuras cuyo comportamiento mecánico e hidráulico esta regido por la orientación de las partículas y su compactación, esto quiere decir que influyen grandemente los mecanismos de deposición.

En estos suelos podemos encontrar material que va desde las arenas gruesas y limos llegando inclusive a tener algunas partículas arcillosas.

En cuanto a los residuales, su estructuración y su distribución interna son totalmente diferentes a los suelos transportados, su mecanismo de desintegración provoca que al descomponerse se forme un material sumamente fino, cuya característica es la de que los granos individuales son angulares pero blandos.

## I.3. ESTRUCTURA DE LAS PARTICULAS MINERALES DE LOS SUELOS.

Suelos gruesos.- Su principal característica es su forma equidimensional; esto es, que las 3 dimensiones de la partícula son comparables, su origen se debe a la acción de los agentes mecánicos y en pocas ocasiones por ataques químicos. En estos suelos las fuerzas de gravitación predominan sobre cualquier otros, -- es por esto que el comportamiento de las partículas gruesas es similar.

Suelo fino.- Generalmente producto del ataque químico a las rocas, su forma tiende a ser aplanada aunque algunas poseen forma acicular. Su característica es que por su forma laminar 2 dimensiones son notablemente más grandes - que la tercera; en los suelos de forma acicular, una dimensión es más grande que las otras 2.

Como consecuencia de la superficie específica de los suelos finos, ejercen - sobre ellas fuerzas de atracción las cuales originan que el comportamiento - entre estos suelos y partículas gruesas son diametralmente opuestas y aún -- entre partículas finas varían notablemente en cuanto a su comportamiento.-- (Entre arcillas y limos por ejemplo)

#### I.4. SUELOS FINOS.

Denominamos suelos finos aquellos suelos que tienen una dimensión menor que 0.006 mm. que corresponde a los limos gruesos, el tamaño de una ultra arcilla es de 0.00002 a 0.0002 mm. las partículas menores de este tamaño no se depositan.

La tabla siguiente muestra los diferentes tamaños de suelo así como el nombre que se le aplica al suelo en función de su tamaño.

TABLA 1.1

Bloques	30 cm.
Boleos	15 a 30 cm.
Grava.	2.00 mm. (ó 4.76 mm.) a 15 cm.
Arena.	0.06 (ó 0.076 mm.) a 2.0 mm. (ó 4.76 mm)
Limo.	0.002 a 0.06 mm. (ó 0.074 mm.)
Arcilla	<0.002 mm.

Los minerales que forman las rocas son solamente una docena aproximadamente de las 2000 variedades conocidas, estos son:

Quarzo.- Bióxido de silicio.

Grupo de los feldespatos.- Silicatos aluminicos potásicos ó aluminicos sodicos.  
(Ortoclasa y plagióclclas)

Grupo de las micas.- Silicatos aluminicos-potasicos complejos (Biotitas, moscovitas.)

Grupo de anfíboles.- Silicatos complejos de calcio, magnesio y hierro (Hornoblenda).

Grupo de los Piroxenos.- Silicatos complejos de calcio y hierro (Augita).

Olivino.- Silicatos de magnesio y hierro.

Arcillas.- Silicatos de aluminio complejos hidratados, los 3 grupos más importantes son la caolinita, montorillonita e illita.

Limonita y hematita. Oxidos de hierro hidratado y oxido férrico.

De los agentes de descomposición química que actúan en una roca se llega a un producto final la arcilla. Esta como ya lo vimos esta compuesta de silicatos de aluminio hidratados y en algunas ocasiones silicatos de magnesio hierro u otros metales también hidratados. Como vemos, los minerales que mas predominan en un suelo son los silicatos.

En la tabla siguiente se muestran los silicatos de mayor importancia para el Ingeniero Civil.

TABLA 1 - 2.

## SILICATOS DE ESTRUCTURA LAMINAR.

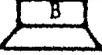
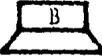
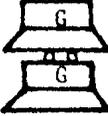
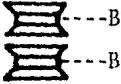
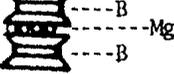
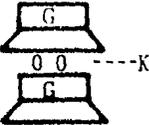
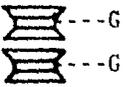
Mineral	Representación Simbólica	Forma de las Partículas	Tamaño de las Partículas.
Serpentina		Aplanada 6 fibrosa.	
Caolinita		Aplanada	d=0.3 a 3 $\mu$ espesor e=1/3 a 1/10d
Haloisita (2H <sub>2</sub> O)		Cilíndrica hueca	D.E. = 0.07 $\mu$ D.I. = 0.04 $\mu$ L. = 0.5 $\mu$
Talco		Aplanada	
Pirofilita		Aplanada	
Moscovita		Aplanda	
Vermiculita		Aplanada	

Tabla 1 - 2 (continuación)

Mineral	Representación Simbólica	Forma de las Partículas.	Tamaño de las Partículas.
ILITA		Aplanada	$d = 0.1 \text{ a } 2 \mu$ $e = 1/10d$
Montmorilonita		Aplanada	$d = 0.1 \text{ a } 1 \mu$ $e = \frac{1}{100} d$
Montronita		Prismática.	$L = 0.4 \text{ a } 2 \mu$ $e = \frac{1}{100} L$
Clorita		Aplanada.	

d = Tamaño de la partícula

G = Gibbsita

e = espesor de la partícula  
 $1 \times 10^{-3}$

B = Brucita

\* DE = Diametro exterior

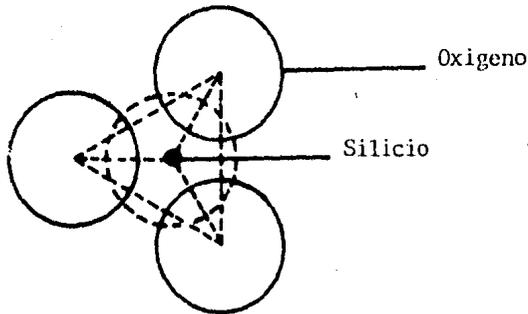
\* DI = Diametro interior

\* L = Largo

\* Las abreviaciones anteriores se deben a que la haloisita difiere de la caólinita (aunque es una familia de estas), en que las láminas están enrolladas en tubos.

En las arcillas los minerales tienen una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas: la silica y la aluminica.

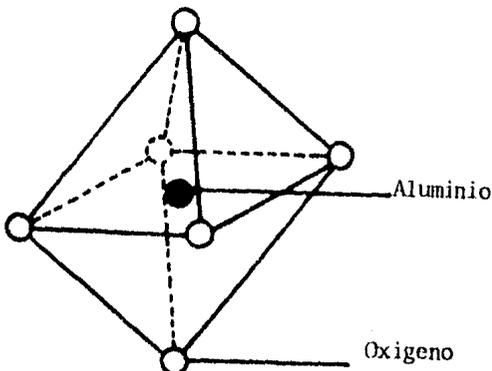
La silica está formada por un átomo de silicio y cuatro de oxígeno. (fig. I-2)



que a su vez, se agrupan en unidades exagonales donde un átomo de oxígeno es el nexo entre cada 2 tetraedros.

Una unidad exagonal repitiéndose indefinidamente, constituye una redícula laminar.

La aluminica está formada por 1 átomo de aluminio y 6 de oxígeno donde el nexo entre 2 octaedros es un átomo de oxígeno. (fig. I-3)



### I.5. GRUPO DE ARCILLAS.

De acuerdo con su estructura reticular, los minerales de arcilla se encasillan en 3 grandes grupos: CAOLINITAS, MONTMORILONITA e ILITA.

#### I.5.a. CAOLINITA.

Se deriva su nombre de KAULING, nombre de un risco alto de una colina cerca de JAUCHAU FU. CHINA, donde hace tiempo se obtuvo la arcilla blanca caolinitica. En la actualidad la caolinita comprende varios minerales arcillosos. Su principal característica es su baja actividad. Su unidad básica consta de una capa de silicio alternada con una de gibsita. Esto es un tetraedro de silicio con los puntos embebidos en una unidad octaédrica de aluminio (gibsita).

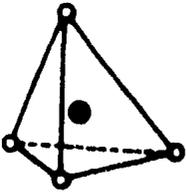


Fig. I-4a  
tetraedro.

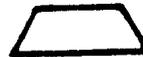


Fig. I-4b  
bloque equivalente.

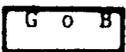


Fig. I-4c  
Esquema de la unidad básica.

Su baja actividad se debe a la unión firme de todas sus retículas por lo que no permite la penetración de moléculas de agua evitando así la absorción.

Un mineral arcilloso de la familia de las caolinitas es la HALOISITA, difiere de las caolinitas por la forma de tubo en que se encuentran sus láminas, es inestable aún cuando se seca en el aire pudiendo derivar en una caolinita.

### I.5. b. ILITA.

Termino genérico para designar un grupo de arcillas que consta de una capa octaédrica de gibsita entre 2 capas de tetraedro de silicio. Se obtiene -- principalmente de la moscovita (mica) y las biotitas y a menudo se les llama arcilla mecácea.



Fig. I-5a  
Esquema de la unidad básica.

Algunas de las posiciones del silicio están llenadas con átomos de aluminio y entre las capas están adheridas iones potasio para producir deficiencia de carga. Esto se traduce en una condición menos estable que la caolinita, su actividad por tanto es mayor que la caolinita.

Un mineral arcilloso de la familia de la ilita es la VERMICULITA su principal diferencia de la ilita es que en vez de g es B, además de la presencia de doble capa molecular de agua con iones calcio ó magnesio entre las láminas.

1.5. c. MONTMORILONITA.- Nombre dado a un mineral arcilloso encontrado en --- Montmorillon Francia. Formado de unidades laminares como una unidad 1:2 (1 de G entre 2 de Si). Su enlace interlaminar esta constituido por fuerzas de Vander - Waals (enlace secundario)por lo tanto es débil. Se producen varias sustituciones, incluyendo AL por Si en el tetraedro y Mg, Fe, Li, ó Zn por AL en la capa octaédrica originando una carga eléctrica negativa más grande con una capacidad de intercambio de cationes y afinidad por el agua con iones H en la ausencia de iones metálicos.

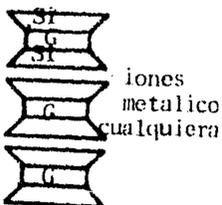


Fig. 1-6b.

Un mineral arcilloso de la familia de las Montmorilonita es la bentonita. Es muy activo en términos de expansión en presencia del agua.

#### I.6. FISICO QUIMICA DE LAS ARCILLAS.

Una idea general de las arcillas es la siguiente:

La superficie de una partícula de suelo posee una carga eléctrica negativa en sus partes planas y cargas positivas en sus aristas, las cargas negativas atraen a iones positivos del agua que la rodea ( $H^+$ ) y a cationes de diferentes elementos químicos tales como: Na, K, Mg, Al, Fe, Etc. Así pues, cada partícula queda rodeada de una capa de partícula de agua. Debido a la naturaleza dipolar del agua, --- cada molécula de agua ( $H_2O$ ) atrae cationes positivos, así el agua adsorbida por cada catión aumenta con la carga eléctrica de este.

Las cargas negativas del suelo se deben a uno ó a una combinación de los factores siguientes:

- 1.- Substitución isomorfa.
- 2.- Disociación superficial de los iones hidróxilo.
- 3.- Ausencia de cationes en la estructura cristalina.
- 4.- Adsorción de aniones.
- 5.- Presencia de materia orgánica.

De las cuales la primera es la mas importante.

Substitución isomorfa.- Consiste en el reemplazamiento de un tipo de átomo por otro, por ejemplo uno de silicio por uno de aluminio (valencia 3 por valencia 4) teniendo como efecto el aumento de carga negativa.

Si aproximamos 2 partículas de arcilla, a una cierta distancia empezaran a ejercer fuerzas mutuamente, si consideramos que cada partícula tiene una carga negativa, ambas tenderan a repelerse por efecto de sus cargas.

Sin embargo, no siempre es así ya que intervienen otras fuerzas de atracción resultado de las fuerzas de Van Der Wals.

#### I.7. FUERZAS DE VAN DER WALS.

En las moléculas de agua, los centros de carga positivas y negativas no coinciden de tal manera que el conjunto de moléculas funcionan como un dipolo, cuando

2 moléculas se aproximan, se orientan de tal manera que el centro de carga positiva queda próxima a la negativa del otro estableciéndose la fuerza de atracción y es llamada fuerza de enlace secundario.

Así pues tenemos dos tipos de fuerzas; de atracción y de repulsión, la fuerza neta actuante entre 2 partículas de arcilla, será la suma algebraica de las -- fuerzas ya mencionadas.

Si la resultante de las fuerzas es de atracción, las partículas entraran en -- contacto; esta es la floculación. Si la fuerza resultante es de repulsión, las partículas tenderan a separarse unas de otras; es la dispersión.

En la práctica es posible alterar el estado de dispersión de tal manera que se provoque la floculación.

Otra fuerza importante es la carga positiva que posee la partícula de suelo en sus bordes, estas fuerzas actuan cuando las partículas están a una distancia - relativamente cortas y el enlace es del tipo borde-cara.

Todo lo anterior es el resultado de las formas de la partícula, por ejemplo, - en los granos gruesos su forma equidimensional hace que el comportamiento sea similar entre los suelos gruesos. Sin embargo, en los suelos finos debido a la relación de area o volumen, esta relacionado con la magnitud de la carga eléctrica sobre el comportamiento de la partícula. Una arcilla cuanto mas pequeña sea tendrá una superficie específica mayor, es por eso que las arcillas están influenciadas por fuerzas de tipo superficial. Para las fracciones finas, el límite de superficie específica sobre las que obran las fuerzas superficiales es de  $25 \text{ m}^2/\text{gr}$ . Los limos a pesar de ser suelo fino tiene una superficie específica muy baja (menos que  $1 \text{ m}^2/\text{gr}$ .) lo que nos lleva a la conclusión de que -- están influenciadas por fuerzas de masa.

En especial la caolinita tiene una superficie de 10 a  $20 \text{ m}^2/\text{gr}$ . y la montmorilona  $8,000 \text{ m}^2/\text{gr}$ .

C A P I T U L O    I I

IDENTIFICACION DE SUELOS BLANDOS

## 2.1.- PLASTICIDAD

Un suelo cohesivo, dependiendo de su contenido de agua posee características especiales, por ejemplo; un suelo con cierto contenido de agua puede ser moldeado con facilidad y en estas condiciones sus propiedades físicas y mecánicas tener magnitudes.

Si a éste mismo suelo se le aumenta ó disminuye su contenido de agua, sus propiedades físicas y mecánicas varían.

En sí, puede el material pasar de un estado plástico a otro no plástico en donde juega un importante papel el contenido de agua.

En mecánica de suelos se maneja el término PLASTICIDAD como una propiedad de los suelos finos dentro de un rango extenso en contenido de humedad y, aunque no es permanente, si tiene importancia en su contenido físico.

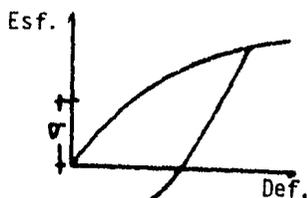
La plasticidad de un suelo tiene su origen en la estructura del mismo, en el caso de los suelos finos, aquellos cuya superficie específica es  $>25 \text{ m}^2/\text{gr}$ . - la carga eléctrica de sus partículas negativas se une a las partículas positivas de las moléculas de agua; estas debido a su naturaleza bipolar atraen cationes positivos y estas atraen moléculas de agua. Así, cuando una partícula de suelo atrae cationes, se refuerza la película de agua ligada a ella.

El espesor de ésta partícula está en función del tipo de catión pudiendo ser mayor ó menor el espesor de esta película y todo esto se trasmite en el grado de plasticidad del suelo.

Las características de un suelo son:

1. Soporta deformaciones rapidas sin rebote elástico. Esto es; que el suelo no tenga un comportamiento elástico en la relación esfuerzo-deformación. -- (reversible).

Figura (II.1)



2.- Deformación sin variación volumétrica apreciable.

Esto es, que el volúmen de la arcilla (por ejemplo) permanece constante durante la deformación de la misma.

3.- Deformación sin desmoronamiento ó agrietamiento.

Respecto al tercer punto conviene recordar que cuando un suelo arcilloso esta seco, posee una alta resistencia al corte y no es posible fácilmente despegar polvo con los dedos, lo que es fácilmente explicable por la naturaleza del -- suelo. En caso contrario estamos con otro tipo de suelo no plastico como por ejemplo el limo orgánico que posee muy poca o nula plasticidad.

El medio para que un suelo cambie de propiedades es el agua ya que es ella la que influye en la estructura. Asi, un suelo con una cantidad de agua dentro de un rango, puede comportarse como una suspensión o como un suelo compacto.

Se ha encontrado que existen relaciones entre estas propiedades cualitativas y sus propiedades mecánicas, por lo que se hace necesario conocer más a fondo - los rangos dentro del cual un suelo con un estado de consistencia determinado se comporta ya sea como una suspensión con un comportamiento plastico ó como - un sólido, asi como conocer sus umbrales.

Atterberg definió a los estados que pueden tomar los suelos finos y los llamó "Estados de Consistencia". Estos son:

Estado líquido.

Estado semi-líquido.

Estado plástico.

Estado semi-sólido.

Estado sólido.

y a los umbrales los definió como:

límite líquido.

límite plástico.

límite de contracción.

límite de adhesión.

límite de cohesión.

A las propiedades cualitativas de las distintos suelos de una misma categoria, se le conoce como Propiedades Indice.

## 2.2.- RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y FORMULAS.

- INTRODUCCION. Para una mejor identificación de los suelos blandos, es necesario encontrar relaciones de volúmen, pesos, contenido de agua y todos aquellos conceptos los cuales nos sirven como parámetro para intuir el grado de plasticidad de un suelo, conceptos tales como: Relación de vacíos, porosidad, contenido de agua, sensibilidad y otros, son producto de las relaciones que a continuación se estudian.

Un esquema representativo del suelo se da en la figura II-2.

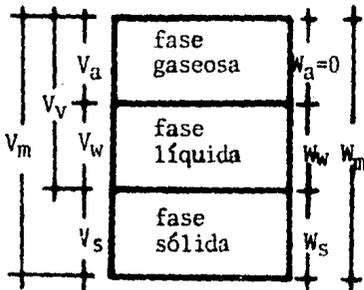


Fig. 11-2

donde:

$V_m$  = Volúmen de la masa (total)

$V_s$  = Volúmen de la fase sólida de la muestra.

$V_v$  = Volúmen de vacíos de la muestra.

$V_w$  = Volúmen de la fase líquida.

$V_a$  = Volúmen de la fase gaseosa.

$W_m$  = Peso total de la muestra de suelo.

$W_w$  = Peso de la fase líquida de la muestra.

$W_a$  = Peso de la fase gaseosa. (Se considera nulo)

Otros valores importantes son:

$\gamma_w$  = Peso específico del agua destilada a 4°C y a 1 atm.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo.

$\gamma_m$  = Peso específico de la masa del suelo.

$S_m$  = Peso específico relativo de la masa de suelo.

$\gamma_s$  = Peso específico de la fase sólida del suelo.

Las relaciones de los 3 últimos son:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

$$S_m = \frac{W_w}{W_o} = \frac{W_w}{V_m \gamma_o}$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

a).- Relación de vacíos (e).- Se define como la relación que existe entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \Rightarrow \quad (1)$$

teóricamente su valor se encuentra entre

$$0 \leq e < \infty$$

Para arcillas estos valores varían entre 0.7 y 1.1

Para arenas estos valores varían entre 0.7 y 0.8

En la práctica, se trabaja con la porosidad (n) en el caso de las arenas.

b).- Porosidad (n) Se define como la relación que existe entre el volumen de vacíos y el volumen total

$$n = \frac{V_v}{V_m} \quad (2) \quad \text{para unos valores teóricos}$$

$$0 \leq n \leq 1$$

Si queremos tener a e en función de n:

sabemos que:

$$V_s = V_m - V_v \quad (3) \quad \text{y de (2)}$$

$$V_v = nV \quad (4) \quad \text{por def. y de (4)}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{nV}{V - nV} = \frac{n}{1-n}$$

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (5)$$

Siguiendo el mismo procedimiento para tener  $n$  en función de  $e$  llegamos a:

$$n = \frac{e}{1-e} \quad (6)$$

c).- Contenido de humedad ( $W$ ). Se define como la relación que existe entre el peso del agua y el peso de los sólidos.

$$W = \frac{W_w}{W_s} \quad (7) \quad \text{Y su valor teórico} \\ 0 \leq W \leq \infty$$

Para algunas arcillas tales como las del Valle de Mexico, el contenido de humedad llega a ser del orden de 500 - 600 (%)

Sensibilidad.- Cuando un material arcilloso es amasado con un contenido de humedad, ésta se ablanda y disminuye su resistencia. Esto se debe a su estructura interna, si el mismo material se deja en reposo con contenido de humedad uniforme, el suelo recobrará su consistencia.

El grado de sensibilidad ( $S_t$ ) de una arcilla saturada se expresa por la relación entre la resistencia a la compresión simple de una muestra inalterada y la resistencia a la compresión simple de la misma muestra después de amasada a contenido de humedad constante.

$$S_t = \frac{\text{Resist. Comp. simple de la arcilla inalterada.}}{\text{Resist. Comp. simple de la arcilla amasada.}}$$

Las arcillas saturadas tienen valores de 2 a 4 para arcillas sensitivas; de 4 a 8, y extrasensitivas entre 8 y 16. Estas arcillas existen en el Valle de -- Mexico y se debe principalmente a la descomp. de ceniza volcánica.

Las arcillas sensitivas tienen su causa debido quizás a;

- a.- Una estructura de nido de abeja.
- b.- Una estructura en esqueleto.
- c.- Lavado por lixiviación.

### 2.3. RELACIONES Y FORMULAS UTILES PARA SUELOS.

El mismo esquema mostrado anteriormente tomando como unidad para el volumen de

sólidos, calculando los demás conceptos y tomándo como base  $V_s = 1$  tenemos (Fig. II-3)

Si

$$e = \frac{V_v}{V_s} ; V_v = e V_s$$

entonces

$$V S_s = W_s \gamma_o = 1$$

$$V_v = e$$

$$W_s = \gamma_s V_s = \gamma_s (1) = \gamma_s \quad \text{pero } S_s = S_o \gamma_o$$

por lo tanto

$$W_s = S_s \gamma_o$$

$S_s =$  Peso específico relativo de sólidos

para  $W_w$ :

Si

$$W_w = W W_s \quad \text{porque } W = \frac{W_w}{W_s} ; W_s = S_s \gamma_o$$

$$W_w = W S_s \gamma_o$$

En la practica un suelo se encuentra en algunos de los siguientes estados:

- Secos.
- Saturados.
- Parcialmente saturados.

Lo que se hace necesario tener los conceptos  $S_m$  y  $\gamma_m$  en función de estos estados.

Para un suelo saturado tomando  $V = 1$ .

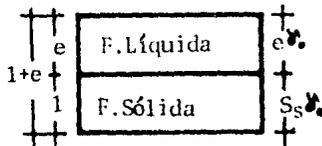


Fig. II-3

$$W_w = e \gamma_o$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} ; W_s = S_s V_s \gamma_o$$

como  $V_s = 1$

$$W_s = S_s \gamma_o$$

De las 2 ecuaciones encerradas en los recuadros anteriores tenemos por definición y sustituyendo

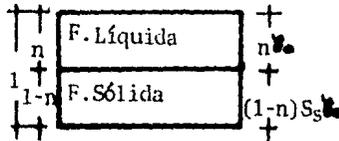
$$W = \frac{e \gamma_o}{S_s \gamma_o}$$

$$W = e/S_s$$

$$e = WS_s \quad (8)$$

Ecuación correspondiente a la Relación de Vacíos para suelos saturados.

ESQUEMA B



Tomando unitario el  $V_m = 1$

$$n = \frac{V_v}{V} ; W = n v ; V = 1 \text{ entonces } V_v = n$$

$$W_w = n \gamma_o$$

$$W = \frac{W_w}{W_s} ; W_w = W W_s ; W_s = V_s S_s \gamma_o$$

$$V_s = 1-n \text{ entonces } W_s = (1-n) S_s \gamma_o$$

ahora por definición ;

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

Sustituyendo  $W_s$ ,  $W_w$  y  $V_m$  para las relaciones correspondientes a suelos saturados.

$$\gamma_m = \frac{S_s \gamma_o + e \gamma_o}{1 + e} = \gamma_o \frac{(S_s + e)}{1 + e}$$

$$\gamma_m = \gamma_o \frac{(S_s + e)}{1 + e} \quad (9)$$

$$\text{para } S_m = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} = \frac{e \gamma_o + S_s \gamma_o}{(1 + e) \gamma_o} = \frac{e + S_s}{1 + e}$$

$$S_m = \frac{W S_s + S_s}{1 + e}$$

$$\boxed{S_m = \frac{S_s (W + 1)}{1 + WS_s}} \quad (10) \quad \text{peso específico relativo para suelos saturados.}$$

y para tener a  $S_m$  en función de  $n$  y  $S_s$

$$S_m = f(n, S_s)$$

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} = \frac{W_s + W_w}{V_m \gamma_o} = \frac{(1-n) S_s \gamma_o + n \gamma_o}{V_m \gamma_o}$$

$$V_m = 1$$

$$S_m = \frac{\gamma_o [(1-n) S_s + n]}{\gamma_o}$$

$$\boxed{S_m = n + (1-n) S_s} \quad (11) \quad \text{Peso específico relativo sólido para suelo saturado.}$$

para  $\gamma_m$  haciendo un proceso similar al anterior llegamos a:

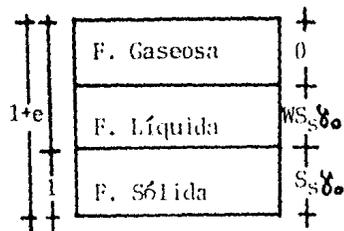
$$\boxed{\gamma_m = \frac{S_s (1+W) \gamma_o}{1 + S_s W}} \quad (12)$$

$$\gamma_m = [n + (1-n) S_s] \gamma_o \quad (13)$$

Peso específico de la masa de los suelos.

FORMULAS PARA SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS.

Esquema con  $V = 1$ ,  $W_s = 1$  (fig. II-4)



tenemos

$$m = \frac{1+W}{1+e} \gamma_s \quad (14) \quad GW = \text{Grado de saturación para una muestra de suelo en condiciones parcialmente saturado.}$$

$$S_m = \frac{1+W}{1+e} S_s \quad (15)$$

$$GW = \frac{WS_s}{e} \quad (16)$$

Para un suelo en estado normalmente seco  $GW = \frac{W_w}{V_v}$

Otras fórmulas para suelos secos, saturados, sumergidos son;

En estado seco (GW = 0)

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad (17) \quad \text{Peso específico del suelo.}$$

Saturado (GW = 100%)

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (18)$$

Sumergido

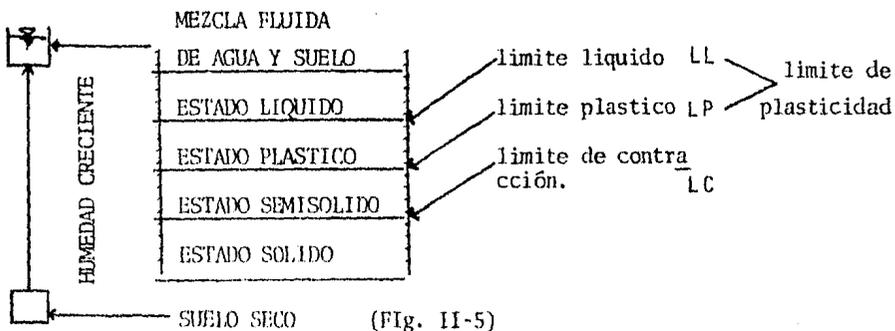
$$\gamma_m = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma_d \quad (19)$$

#### 2.4. ESTADOS DE CONSISTENCIA.

Un investigador sueco especialista en suelos A. ATTERBERG (1911) hizo ver que la plasticidad de un suelo no era permanente en las arcillas sino que es circunstancial y que dependiendo del contenido de agua; un suelo de grano fino - puede existir en 5 estados de consistencia y son:

- 1.- Estado Líquido.- Con las propiedades de una Suspensión.
- 2.- Estado Semilíquido.- Con las propiedades de un fluido viscoso.
- 3.- Estado Plástico.- El suelo se comporta plásticamente.
- 4.- Estado Semisólido.- El suelo tiene la apariencia de un sólido pero disminuye su volumen al estar sujeto a secado.
- 5.- Estado Sólido.- Se comporta como un sólido.

y a los puntos de transición de unos estados a otros se les llama límites. (fig. II-5)



A la frontera entre la LL y LP se le denomina limite de plasticidad.

#### 2.4.a.- DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO.

Casagrande modificó los métodos usados por ATTERBERG.

Para la determinación de los limites de plasticidad.

Para el limite líquido, lo determinó como el contenido de agua al cual 25 golpes de la copa de Casagrande cierran una acanaladura cortado en la pastilla del suelo en una distancia de 1.27 cm. (Fig. II-6)

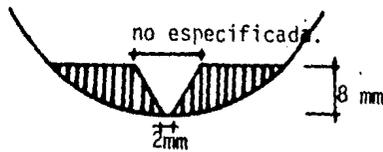


Fig. 11-6 Copa de Casagrande

La fuerza que se opone a la fluencia del suelo en la ranura, se debe a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por lo que el No. de golpes es una medida de esa resistencia. Por medio de pruebas de laboratorio se determina que el  $W_{co}$  corresponde a una resistencia al corte de  $25 \text{ g/cm}^2$ .

Para la determinación de este limite se requiere de por lo menos 2 ensayos con --- muestras de suelo a diferentes condiciones de humedad. Pasando las observaciones a un plano semilogaritmico con el No. de golpes y su contenido de humedad y tomándo la intersección correspondiente a los 25 golpes con la recta se encuentra el LL.

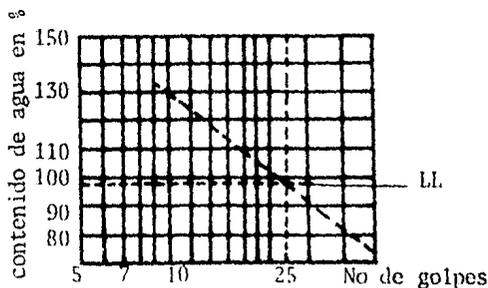


Fig. 11-7

#### 2.4.b.- DETERMINACION DE LIMITE PLASTICO.

Primero ATTERBERG y despues TERZAGHI definieron la prueba para la determinación del límite plástico de la siguiente manera:

Límite Plástico.- Es el contenido de humedad para el cual el suelo comienza a fracturarse cuando es amasado en pequeños cilindros, haciéndo rodar la -- masa de suelo entre la mano y una superficie lisa.

El diámetro del rollo debe ser de 3 mm. (1/8").

La formación del rollo se hace usualmente sobre una hoja de papel para una rápida perdida de humedad del material.

El rolado con los dedos se debe a que el operador ejerce la presión necesaria según la tenacidad de los suelos y que influye también la temperatura de la mano para un pronto secado.

En el momento en que el suelo se fractura se determina su contenido de humedad y si sabemos de la definición de plasticidad que una característica de - un suelo plástico es la deformación sin desmoronamiento ó agrietamiento, en el momento en que la muestra se agrieta deja de ser plástico y su contenido de humedad es el límite.

#### 2.4.c.- DETERMINACION DEL LIMITE DE CONTRACCION.

Def.- Es el contenido de humedad por debajo del cual una perdida de humedad por evaporación, no trae aparejada una disminución de volúmen.

Otra definición es: La humedad presente al haber añadido agua suficiente -- para llenar todos los huecos de una pastilla de suelo seca.

Existen 2 métodos para la determinación del Límite de contracción.

El descrito por Terzaghi y el de la PUBLIC ROAD ADMINISTRATION.

Existen otros límites de muy poca utilidad para la INGENIERIA CIVIL, pero - muy útiles en otras areas, estas son:

II.4.e.- Límite de cohesión.- Contenido de agua para el cual los granos de los suelos cesan de pegarse unos a otros.

II.4.f.- Límite de adhesión.- Contenido de agua el cual pierde el suelo sus propiedades adhesivas y cesa de pegarse a otros objetos tales como las manos ó una superficie pulida.

2.5 INDICE DE CONSISTENCIA DEL SUELO.

Al intervalo en el cual un suelo se comporta plásticamente se le denomina Índice de Plasticidad y se calcula como:

$$I_p = LL - LP$$

El estado ó estado potencial de consistencia de un suelo natural, se establece mediante una relación denominada Índice de Líquidez.

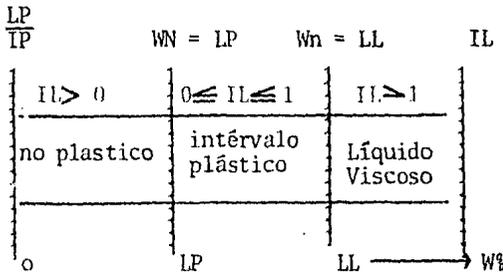
$$I_L = \frac{W_n - LP}{I_p} \quad \text{dónde } W_n = \text{humedad natural ó contenido de agua del suelo "in situ"}$$

Si  $0 < I_L < 1$  el suelo está en el intervalo plástico

Si  $I_L \geq 1$  el suelo está en estado plástico.

TABLA II - 1

Relaciones entre LP, LL y Wn en el cálculo de IL



otra relación ocasionalmente usada es el índice de consistencia.

$$I_c = \frac{LL - W_n}{I_p}$$

Índice de Tenacidad. - Una medida relativa para medir la tenacidad de una arcilla esta dada por la relación.

$$T_w = \log \frac{S_z}{S_c} \quad \text{donde: } S_c = \text{Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos plásticos en el límite líquido.}$$

$$S_z = \text{Resistencia al esfuerzo cortante correspondiente al límite líquido.}$$

El valor de  $T_w$  varía entre 1 y 5.

## 2.6 CARTA DE PLASTICIDAD.

Muchas de las propiedades de los suelos finos (arcillas y limos) tales como su resistencia seca, su compresibilidad, su reacción a un ensayo de sacudimiento y su consistencia cerca del límite plástico, pueden relacionarse con el límite líquido y el Índice de Plasticidad, por medio de un gráfico denominado gráfico de plasticidad ó carta de plasticidad. La razón es la siguiente:

Generalmente en el campo, no se encuentran los dispositivos necesarios para poder conocer las propiedades físicas de un suelo fino. El gráfico de plasticidad define cualitativamente, en forma aproximada tales propiedades; y el límite líquido así como el índice de plasticidad son ensayos fácilmente realizables en obra, con el mínimo de equipo.

El valor del LL tiene un alto significado en la compresibilidad; es decir, que si el valor del límite líquido aumenta, la compresibilidad aumenta. El Índice de Plasticidad (IP) nos relaciona con la forma laminar de las partículas coloidales y el contenido de partículas coloidales.

La línea Lw nos determina la frontera entre los suelos de alta compresibilidad ( $LL > 50\%$ ) y los de baja a media compresibilidad ( $LL < 50\%$ )

Entre este rango ( $0 \leq LL \leq 50$ ) hay otra línea que determina los suelos con mediana compresibilidad y baja compresibilidad.

La línea A esta empíricamente trazada. Arriba de estas líneas se encuentran las arcillas inorgánicas y abajo de esta línea se encuentran los limos inorgánicos. En la región donde se encuentran los limos inorgánicos de alta plasticidad, se encuentran las arcillas orgánicas. Los limos orgánicos se encuentran en la región de limos inorgánicos medianamente compresibles. Para determinar si un limo medianamente compresible es orgánico ó inorgánico, basta ver sus características físicas. Así por ejemplo, un limo orgánico es de color oscuro y su olor es característico. Además que la resistencia en estado seco del orgánico es mayor que el inorgánico.

La resistencia en estado seco aumenta si se encuentra contenida arriba de la línea A y si tiene un  $LL > 100$ . Si tiene un  $LL < 30$  la resistencia aumenta de baja a mediana. Si se encuentra abajo de la línea A, la resistencia de los -

suelos secos con  $LL < 50$  es muy baja y pasa a mediana para límites 100% esto indica que a mayor IP mayor resistencia en estado seco.

Los suelos inorganicos (parte superior de la linea A), se simbolizan genericamente con la letra C; a los limos inorgánicos su símbolo es M.

Para suelos finos orgánicos su simbolo es O .

En función de su compresibilidad, sí el suelo es de alta compresibilidad su símbolo generico es H .

Sí es de baja compresibilidad su símbolo generico es L .

En la tabla II - 2 , se da una clasificación de los suelos de grano fino en el sistema de clasificación unificado.

El fin de tener una carta de plasticidad, es el de contar con un método sencillo y fácil en el campo para tener una idea de las características físicas de los suelos con que se trate. Es decir, que se cuente con unos indicadores cualitativos y formarse una idea de las propiedades cuantitativas que pudiera tener el material.

Sin embargo, hay que tomar en consideración que al hacer las respectivas pruebas para determinar las propiedades índice de los suelos, que existen otros factores físicos que pueden alterar los resultados, tal es el caso de el secado de arcillas. En efecto, la perdida de humedad en las muestras de suelo trae consigo un importante cambio en las características de la fracción coloidal orgánica de un suelo (disminuye los límites) y son la mayor de las veces irreversible.

## 2.7.- SISTEMA DE CLASIFICACION DE SUELOS

A pesar de las limitaciones que pudiera tener una clasificación basada en la granulometría, es necesario normalizar criterio, esto da como resultado la uniformidad de criterios entre Ingenieros que emplean los mismos métodos de clasificación. El uso del sistema de clasificación, no elimina otros estudios o ensayos ya que como se dijo anteriormente , el sistema adolece de fallas.

TABLA II . 2

## CLASIFICACION DE SUELOS DE GRANOS FINOS. SISTEMA DE CLASIFICACION UNIFICADO

Grupo	Resistencia seca	Reacción al ensayo de sacudimiento	Rigidez en el límite plás-- tico
ML	ninguna o muy baja	rápida a lenta	nula
CL	mediana a alta	nula ó muy lenta	mediana
OL	muy baja a mediana	lenta	pequeña
MH	muy baja a mediana	lenta a nula	pequeña a <u>me</u> diana.
CH	alta a muy alta	nula	alta
OH	mediana a alta	nula a muy lenta	pequeña a <u>me</u> diana.

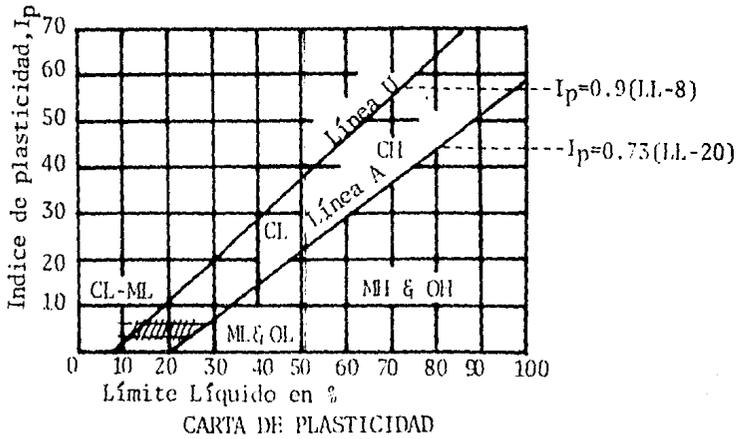


Fig. 11-8

2.7.a. SISTEMA AASHTO DE CLASIFICACION DE SUELOS.

Los ensayos requeridos son : Análisis Granulométrico así como, los Límites, Líquido y Plástico. Este sistema fué revisado y adoptado por la AASHTO ( Association of State Highway and Transportation Officials ). El sistema original era del BPR (BUREAU OF PUBLIC ROADS). Este sistema clasifica los suelos de 8 grupos desde A-1 hasta A-8, con 2 subgrupos en A-1, 4 subgrupos en A-2 y 2 subgrupos - en A-7.

La Tabla 3, ilustra el sistema corriente. El grup A-8 no se presenta pero es - turba ó tierra vejetal.

La figura II - 9 se utiliza para obtener los rangos gráficos de LL e IP para - los grupos A-4 a A-7. Para los subgrupos de A-2 se calcula un índice de grupo empleando la figura II - 10 para comparar suelos dentro de un grupo.

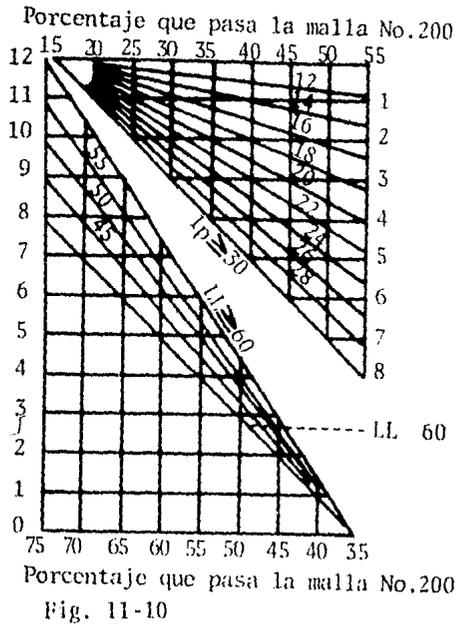
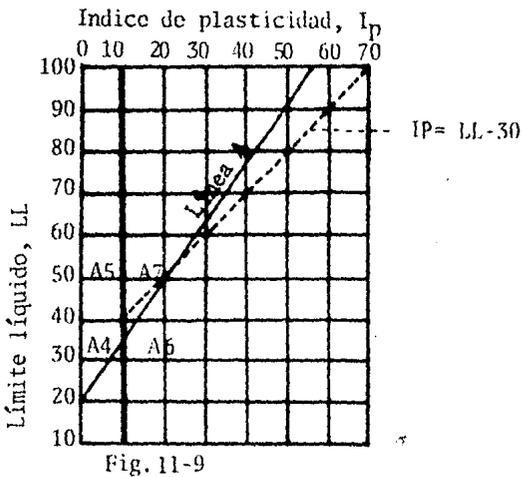


Tabla 3 Sistema AASHTO de clasificación de suelos

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa la No 200)							Materiales limo-arcillosos (Más de 35% pasa la No 200)			
Clasificación de grupo	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Análisis de cernido: Porcentaje que pasa:											
No 10	50 max										
No 40	30 max	50 max	51 min								
No 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Característica de la fracción que pasa la la No 40:											
Limite líquido:				40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Indice de plasticidad	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min
Indice de grupo	0		0	0		4 max		8 max	12 max	16 max	20 max
Tipos usuales de materiales constituyentes significativos.	Fragmentos de piedras, gravas y arena.		Arena fina	grava y arena limosa o arcillosa				suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación general como sub-base	Excelente a buena							Regular a pobre			

Este sistema clasifica un suelo como:

1.- Más pobre para uso en la construcción de caminos en la medida en que se avanza de izquierda a derecha en la tabla 1 (Un suelo A-6 es menos satisfactorio que el A-5).

2.- Más pobre para la construcción de caminos a medida que el índice de grupo aumenta para un subgrupo particular un A-6 (3) es menos satisfactorio -- que un A-6 (1).

Los suelos desde el A-1 hasta el A-3 son granulares con no más del 35% del material que pasa por la malla No. 200 con poca o nula plasticidad.

El Subgrupo A-1a.- Es un material más grueso que el A-1b con material en -- pequeñas cantidades con poco contenido de plasticidad.

A-3.- Este suelo es fino; es decir, arena fina con fracciones de limo (material no plástico.)

El grupo A-2 es granular con contenido de material que pasa por la malla -- 200 (no más de 35%)

Los subgrupos A-2-4 y A-2-5 incluyen varios materiales en los que no más del 35% es más fino que la malla 200 con características de plasticidad similar de los grupos A-4 y A-5.

Los subgrupos A-2-6 y A-2-7 son similares a sus anteriores subgrupos excepto que las características de plasticidad de la fracción bajo la malla No. 40 -- son los de los grupos A-6 y A-7.

Los grupos A-4 a A-7 son suelos finos con más del 35% que pasa la malla No. 200. El A-7 se subdivide en:

A-7-5 si el  $IP < (WL-30)$

A-7-6 si el  $IP > (WL-30)$

La figura 11-11 se emplea para clasificar rápidamente los subgrupos de A-7, el A-8 es turba ó detrita.

### INDICE DE GRUPO.

Establece la posición relativa de un suelo dentro de un subgrupo.

Esta en función del % de suelo que pasa la malla No. 200 y de los límites de ATTERBERG; se obtiene sumando los valores de la fig. 10, su representación es la ecuación:

$$GI = 0.2 a + 0.005ac + 0.01bd$$

donde:

a = La parte del porcentaje que pasa la malla No. 200 de 35 y < 75 (Intérvalo = 1 a 40)

b = La parte del porcentaje que pasa la malla No. 200 15 y 55. (Intérvalo = 1 a 40)

c = La parte del límite líquido 40 y 60. (Intérvalo = 1 a 20)

d = La parte del Índice de plasticidad 10 y 30. (Intérvalo = 1 a 20).

El Índice de Grupo se redondea al número entero más cercano y colocado entre parentesis como;

$$A - 2 - 6 (3)$$

#### 2.7.b.- SISTEMA DE CLASIFICACION DE LA (FAA) (ADMINISTRACION FEDERAL DE LA AVIACION)

El Sistema FAA. Clasifica los suelos en grupos desde el E-1 hasta el E-13. Del E-1 al E-4 son suelos granulares de baja plasticidad con no más del 35% que -- pasa la malla No. 200 y un máximo del 45% retenido en la malla No. 10.

Del E-5 al E-12 son principalmente de grano fino con más del 35% que pasa la - malla No. 200 con un aumento progresivo en su plasticidad.

El E-13 es turba ó detrito. (Tabla 11-4)

La Gráfica es una solución gráfica para suelos finos E-6 al E-12. El suelo E-5 es en cierto grado un suelo límite con un 35 a 45% del material más fino que - la malla No. 200. (Fig. 11-11)

Este método fué desarrollado primordialmente para el diseño de pavimentos de - aeropuertos.

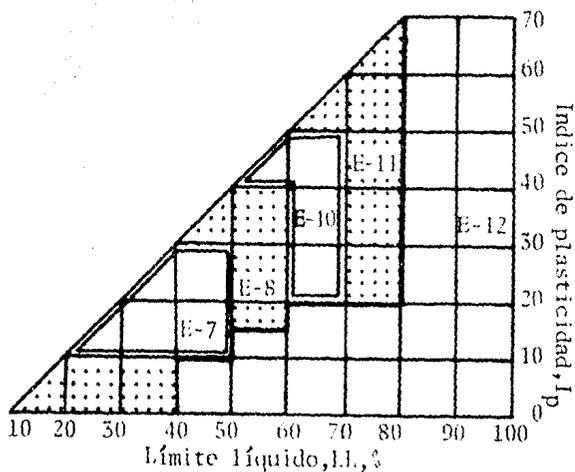


Fig. 11-11

Dependiendo del grupo de clasificación de si el pavimento es rígido ó flexible existen las correspondientes clases de subrasante. Las categorías de subrasante están basadas en el comportamiento de un suelo particular bajo diferentes - condiciones de drenaje y potencial de heladas.

El término drenaje implica que el suelo subyacente a la superficie del pavimento no retiene agua (es granular y de drenaje libre). La designación sin helada significa que la condición climática y geográfica es tal que la profundidad de penetración del hielo es mayor que la capa de rodamiento del pavimento.

Tabla 11-4 Sistema de clasificación de suelos de la Administración Federal de Aviación (FAA)

GRUPO DE SUELO	Análisis de cernido mecánico				Plasticidad		Categoría como subrasante			
	Retenido en la malla+ Grava+ ># 10	Material más fino que la malla No. 10			Límite líquido LL.%	Índice de plasticidad Ip	Buen drenaje		Drenaje pobre	
		Arena gruesa # 10>%>#40	Arena fina # 40>%># 200	Limo y arcilla %<# 200			Sin helada	Helada severa	Sin helada	Helada severa
E-1	0-45	40 <sup>+</sup>	60 <sup>-</sup>	15 <sup>-</sup>	25 <sup>-</sup>	6 <sup>-</sup>	Fa Ra	Fa Ra	Fa Ra	Fa Ra
E-2	0-45	15 <sup>+</sup>	85 <sup>-</sup>	25 <sup>-</sup>	25 <sup>-</sup>	6 <sup>-</sup>	Fa Ra	Fa Ra	F1 Ra	F2 Ra
E-3	0-45	-	-	25 <sup>-</sup>	25 <sup>-</sup>	6 <sup>-</sup>	F1 Ra	F1 Ra	F2 Ra	F2 Ra
E-4	0-45	-	-	35 <sup>-</sup>	35 <sup>-</sup>	10 <sup>-</sup>	F1 Ra	F2 Ra	F3 Rb	F4 Rb
E-5	0-55	-	-	45 <sup>-</sup>	40 <sup>-</sup>	15 <sup>-</sup>	F2 Ra	F3 Rb	F4 Rb	F5 Rc
E-6	0-55	-	-	45 <sup>+</sup>	40 <sup>-</sup>	10 <sup>-</sup>	F3 Rb	F4 Rb	F5 Rb	F6 Rc
E-7	0-55	-	-	45 <sup>+</sup>	50 <sup>-</sup>	10-30	F4 Rb	F5 Rb	F6 Rb	F7 Rc
E-8	0-55	-	-	45 <sup>+</sup>	60 <sup>-</sup>	15-40	F5 Rb	F6 Rc	F7 Rc	F8 Rd
E-9	0-55	-	-	45 <sup>+</sup>	40 <sup>+</sup>	30 <sup>-</sup>	F6 Rc	F7 Rc	F8 Rc	F9 Rd
E-10	0-55	-	-	45 <sup>+</sup>	70 <sup>-</sup>	20-50	F7 Rc	F8 Rc	F9 Rc	F10 Rd
E-11	0-55	-	-	45 <sup>+</sup>	80 <sup>-</sup>	30 <sup>+</sup>	F8 Rd	F9 Rd	F10 Rd	F11 Re
E-12	0-55	-	-	45 <sup>+</sup>	80 <sup>+</sup>	-	F9 Rd	F10 Re	F11 Re	F12 Re
E-13		Turba y/o detrito basado en el examen de terreno				No adecuado para el uso como subrasante				

Orden decreciente de comportamiento

## 2.7.c.- SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS.

Desarrollado por A. CASAGRANDE en 1948, adoptado por el cuerpo de Ingenieros - del ejercito de E.U., por el BUREAU OF RECLAMATION e internacionalmente adoptado (1963).

Este sistema clasifica al suelo en 2 grupos principales: De grano grueso y de grano fino distinguiéndolos por el cribado a través de la malla 200 y del porcentaje que pasa ó queda retenido.

En el caso de los suelos gruesos, se designan como G (gravel) y arenas S (Sand). La distinción entre gravas y arenas se hace mediante el cribado por la malla 4.

Las gravas y arenas se subdividen en:

- 1.- W.- bien graduado (Well graded).
- 2.- P.- mal graduado (Poorly graded).
- 3.- M.- finos no plasticos (Del Sueco no y mjala).
- 4.- C.- finos plasticos (clay)

Sus combinaciones pueden ser:

GW, SW, GP, SP, GM y SM, Cc y Sc.

en su frontera entre uno y otros se encuentran los simbolos dobles tales como GW - SW.

En suelos finos sus divisiones son:

- a.- M.- Limos Inorgánicos
- b.- C.- Arcillas inorgánicas.
- c.- O.- Limos y arcillas orgánicas. (organic).

Dependiéndo de su límite líquido se subdividen en 2 grupos. Así, si el LL < 50% (compresible a baja o medio) se le añade la letra L (low compressibility). - Obteniéndose los grupos ML, CL y OL, para LL > 50% se le agrega la letra H (High compressibility). Se obtienen así los grupos MH, CH y OH.

Para suelos altamente orgánicos y fibrosos tales como la turba y suelos pantanosos muy compresibles su simbolo genérico es Pt (Peat turba) y su grupo es in dependiente de los otros grupos.

## GRUPOS.

CL.- Se encuentra arriba de la línea A. con  $LL < 50\%$ , e  $I_p > 7\%$

CH.- Arriba de la línea A  $LL > 50\%$

ML.- Comprende una porción abajo de la línea A  $LL < 50\%$  y sobre  
la línea A  $I_p < 4$ .

MH.- Abajo de la línea A  $LL > 50\%$

OH y OL.- Sus zonas caen en los mismos que los de los grupos ML y MH.

CARTA DEL SISTEMA DE CLASIFICACION DEL SUELO  
Incluye identificación y descripción

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION DE TERRENO (EXCLUYENDO PARTICULAS MAYORES DE 75 MM. Y BASANDO LAS FRACCIONES EN PESOS ESTIMADOS)			
SUELOS DE GRANO GRUESO Más de la mitad del material es mayor que el tamaño de la malla 200 (vista simple)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es mayor que el tamaño de la malla N° 4 (Para clasificación visual, el tamaño de 6mm.--- puede ser considerado como equiv. al tamaño N°4)	ARENAS LIMPIAS	GRAVAS LIMPIAS
		ARENAS CON FINOS	GRAVAS CON FINOS
		Intervalo amplio de tamaños del grano y cantidades considerables de todos los tamaños intermedios de partículas. Predomina un tamaño o un intervalo de tamaños con algunos tamaños intermedios faltantes.	
		Finos no plásticos (para procedimientos de identificación ver abajo, ML) Finos plásticos (para procedimientos de identificación ver abajo, CL.)	
SUELOS DE GRANO FINO Más de la mitad del material es menor que el tamaño de la malla 200 (El tamaño de la malla N° 200 es de aproximadamente el de la partícula más pequeña visible a simple vista)	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	Intervalo amplio en tamaños de grano y cantidades considerables de todos los tamaños intermedios de partículas Predomina un tamaño o un intervalo de tamaños con algunos tamaños intermedios faltantes	
		Finos no plásticos (para procedimientos de identificación ver abajo, ML.) Finos plásticos (para procedimientos de identificación ver abajo, CL.)	
		Procedimiento de identificación en la fracción menor que el tamaño de la malla N° 40	
		Resistencia seca	Dilatancia
Ninguna.Ligera Rapida	Rapida a lenta	Ninguna	
Mediana a alta	Ninguna a muy lenta	Mediana	
Ligera a mediana	Lenta	Ligera	
Alta muy alta	Ninguna	Alta	
Mediana a alta	Ninguna a muy lenta	Ligera a mediana	
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS			Prontamente identificados por el color, olor, sensación esponjosa y frecuente por textura fibrosa.

## CARTA DEL SISTEMA DE CLASIFICACION DEL SUELO

.SIMBOLOS DE GRUPO	NOMBRES TIPICOS	INFORMACION REQUERIDA PARA DESCRIBIR LOS SUELOS
GW	Gravas bien gradadas, mezclas grava-arena;poco o nada de finos	Dé el nombre típico;indique porcentajes aproximados de arena y grava,tamaño max.angularidad con
GP	Gravas pobremente gradadas,mezclas, - grava-arena,poco o nada de finos.	dicion superficial y dureza de los granos;nombre local y geológico y otra información descriptiva-
GM	Gravas limosas,mezclas pobremente -- gradadas de grava arena-limo,	pertinente y símbolo en paréntesis
GC	Gravas arcillosas,mezclas pobremente gradadas de grava-arena-arcilla.	Para suelos no perturbados agregue información de la estratificación grado de compactación.
SW	Arenas bien gradadas,arenas con grava poco o nada de finos.	cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.
SP	Arenas pobremente gradadas, arenas - con grava;poco o nada de finos.	EJEMPLO: Arena limosa,con grava,alrededor de 20por ciento de particulas du
SM	Arenas limosas,mezclas pobremente -- gradadas de arena-limo	ras de grava,angulares de 12mm. - de tamaño máximo;arena redondeada y subangular de granos gruesos
SC	Arenas arcillosas, mezclas pobremente gradadas de arena-arcilla.	a finos;con cerca de 15 por ciento de finos; no plásticos con baja resistencia seca;bien compacta y
		humeda en el lugar;arena aluvial; (SM).
ML.	Limos inorgánicos y arenas muy finos polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.	De'el nombre típico;indique grado y carácter de la plasticidad.
CL	Arcillas inorgánicas de baja a mediana plasticidad, arcillas con grava,arcillas arenosas, arcillas limosas,arcillas magras.	cantidad y tamaño máximo de los granos gruesos;color en condiciones húmedas,olor si existe alguno nombre local o geológico y con --
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas organicas de baja plasticidad.	obra información descriptiva pertinente y símbolo en paréntesis
MI	Limos inorgánicos,suelos arenosos finos o limosos micáceos o diatomáceos, limos elásticos.	Para suelos no perturbados agregue información de la estructura, estratificación consistencia en estados natural y remodelado, humedad y condiciones de drenaje.
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad arcillas grasosas.	EJEMPLO: Limo arcilloso cafe; ligeramento plástico,porcentaje pequeño de -- arena fina, numerosos hoyos verticales de raíces, firme y seco en el lugar, loess, (ML)
OH.	Arcillas orgánicas de mediana a alta plasticidad	
Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos.	

CARTA DE CLASIFICACION DEL SUELO

CRITERIO DE CLASIFICACION DE LABORATORIO

Use la curva de tamaño del grano para identificar las fracciones dadas por la clasificación de terreno.

Determine los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica.

Dependiendo del porcentaje de finos (fracción menor que el tamaño de la Malla # 200), los suelos de grano grueso se clasifican como si-

gue:

Menos de 5 %

Más de 12 %

5 a 12 %

GW, GP, SW, SP.

GM, GC, SM, SC.

Casos de frontera que requieren el uso de símbolos duales.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ Mayor que } 4$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ Entre } 1 \text{ y } 3$$

No cumple con todos los requerimientos de gradación GW

Límites de Atterberg por debajo de la línea "A", o  $I_p$  menor que 4

Los casos sobre la línea "A" con  $I_p$  entre 4 y 7 - son casos de frontera -- que requieren el uso de símbolos duales.

Límites de Atterberg por encima de la línea "A" con  $I_p$  mayor que 7.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ Mayor que } 6$$

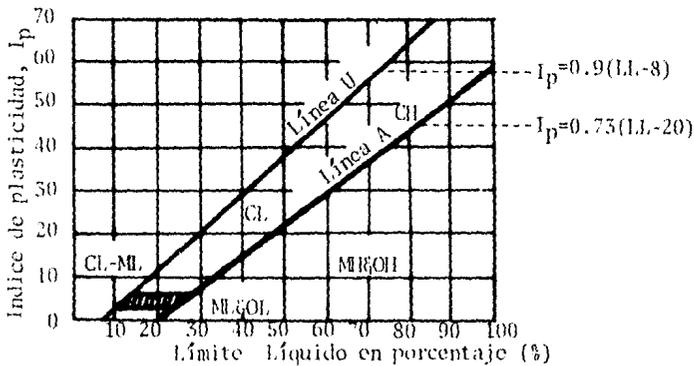
$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ Entre } 1 \text{ y } 3$$

No cumple con todos los requisitos de gradación p/SW

Límites de Atterberg por debajo de la línea "A" o  $I_p$  menor que 4.

Los casos sobre la línea "A" con  $I_p$  entre 4 y 7 - son casos de frontera -- que requieren el uso de símbolos duales.

Límites de Atterberg por encima de la línea "A" con  $I_p$  mayor que 7.



## 2 - 8 EXPLORACION Y MUESTREO

La manera de obtener datos confiables de las condiciones del subsuelo, es mediante las técnicas de exploración y muestreo.

Se entiende por exploración; todas las actividades de campo enfocadas a un reconocimiento del suelo. Desde el punto de vista Geológico, se necesita un reconocimiento serio y eficaz del lugar que proporcione datos como: tipo de sedimentos, fallas, fisuras, etc. La exploración desde el punto de vista Geotécnico, se utiliza el método de muestreo para obtener porciones de suelo y analizarlos, para tales fines; se utiliza un equipo de laboratorio cuya información proporciona las propiedades físicas y sus características de resistencia y deformación.

La obtención de probetas para los ensayos de resistencia-deformación se logra mediante la técnica de muestreo; mediante esta se consiguen muestras alteradas ó inalteradas según necesidades de proyecto. Debe entenderse por muestras inalteradas, aquellas cuyo procedimiento de extracción es tal que produce el mínimo de cambios de la condición de la muestra en su lugar de origen. Aún más; se debe tener en cuenta que una muestra al ser removida de su lugar de origen, produce cambios en su estado de esfuerzos y en el caso de suelos abajo del N.A.F. cambio en la fase líquida además de los cambios producidos en su estructura debido a las alteraciones que se producen al ser transportado o al labrar la probeta en el laboratorio.

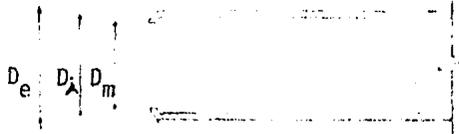
En casi todos los sondeos se efectúa el ensayo de penetración estándar que proporciona aunque con ciertas reservas una idea de la resistencia a la compresión simple. Este método proporciona también muestras del suelo.

Otros métodos para obtener muestras alteradas son: Pozo a cielo --abierto y perforaciones con barrenos.

Regularmente es necesario contar con muestras de suelo localizadas abajo del N.A.F., en este caso el método más eficaz para obtener --muestras inalteradas es el muestreo con tubo de pared delgada. Si el suelo está arriba del N.A.F., el método de obtención de muestras más eficaz es el pozo a cielo abierto con muestreo inalterado.

De los métodos de obtención de muestras inalteradas por medio del tubo de pared delgada, el más común es el que se le conoce como 'método del tubo SHELBI' cuyas características son las siguientes:

Es un tubo delgado que varía de 7.5 a 10 cm de diámetro, el cual se hince a presión para obtener muestras inalteradas de suelos finos blandos a semiduros que se encuentren arriba ó abajo del N.A.F. Las dimensiones de los tubos de pared delgada, están en función de la relación de áreas y diámetros de los tubos. Según Hvorslev; el grado de perturbación de una muestra depende del procedimiento de hincado del muestreador y del diámetro del tubo. Las condiciones geométricas vienen dada por las relaciones de área y diámetro siguientes:



1.- Relación de área  $\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_i^2} < 10\%$

2.- Relación de diámetros  $0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} < 1.5\%$

Otra clase de muestreador es el tipo 'Denison', que consiste en 2 tubos concéntricos, hincándose el interior para obtener la muestra mientras que el exterior corta el suelo con una broca de corte. Este muestreador requiere de un fluido de perforación que se hace circular entre ambos tubos, de tal manera que puede alterar las características de la muestra o contaminarse por lo que su uso es poco confiable en la obtención de muestras que se encuentran arriba del nivel freático.

2

C A P I T U L O III

COMPORTAMIENTO MECANICO E HIDRAULICO DE SUELOS  
BLANDOS

COMPORTAMIENTO MECANICO E HIDRAULICO  
DE SUELOS BLANDOS

3.1 INTRODUCCION: Ya se ha visto en los capítulos anteriores, la importancia que tiene el agua en el suelo. Sea en la fase intersticial u ocupando espacios en los vacíos, el agua puede variar no solo las propiedades físicas sino también las mecánicas; en el campo, el poco conocimiento de su comportamiento puede ocasionar fallas de gran magnitud en: Presas, Taludes, Carreteras, Cimentaciones, etc. Es por eso que en Mecánica de Suelos se han llevado investigaciones a fondo de las propiedades Hidráulicas y Mecánicas y su comportamiento en las relaciones esfuerzo-deformación del suelo. Parte de ellas se tratan en éste capítulo.

3.2 PROPIEDADES HIDRAULICAS.

3.2.a. FLUJO LAMINAR Y TURBULENTO.

En un flujo de agua, si un hilo de agua (ó línea de flujo) presenta una trayectoria bien definida; el flujo es laminar, si hay un movimiento desordenado de sus partículas estamos en el régimen crítico.

El flujo laminar ocurre en tubos rectos suaves con número de Reynolds hasta de 2100. El número de Reynolds es por definición:

donde 
$$R_e = \frac{VD}{\nu}$$

V = Velocidad.

D = Diámetro del tubo.

$\nu$  = Viscosidad.

Para el agua en suelos, el flujo turbulento ocurre para  $R_e$  de 300 a 600 - Darcy encontró para velocidades pequeñas que:

$$Q = KAi \quad (\text{cm}^3/\text{seg}) \quad \text{---(1)}$$

donde

A = Area de la sección transversal.

i = Gradiente hidráulico.

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

sabemos que:

$$Q = Av$$

Sustituyendo en la ecuación (1) nos queda:

$$v = Ki \text{ ----- (2)}$$

donde K es un coeficiente llamado coeficiente de permeabilidad.

### 3.2.b COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD.

Para encontrar el valor de K, nos auxiliamos en los trabajos de Hagen y Poiseville quienes a partir de las siguientes figuras:

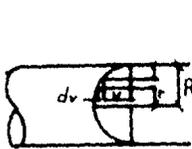


Fig. 111-1a

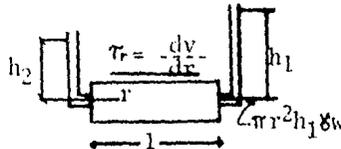


Fig. 111-1b

dedujeron la ley de Hagen-Poiseville.

$$v = \frac{\gamma_w}{8\eta} R^2 i$$

Si aislamos a i tenemos que:

$$K \cong \frac{\gamma_w}{8\eta} R^2 \quad \text{donde}$$

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua.

$\eta$  = Viscosidad del líquido.

R = Radio del tubo.

El valor de K también se obtiene por la prueba del permeámetro sea con carga constante ó carga variable. El ensaye de carga variable es utilizado para ensayos de larga duración y el de carga constante para suelos con una relación de vacíos grande; la figura 111-2 muestra el esquema y los términos usados para la determinación de K. El lado derecho es para el ensayo a carga constante y el lado izquierdo para ensayo de carga variable.

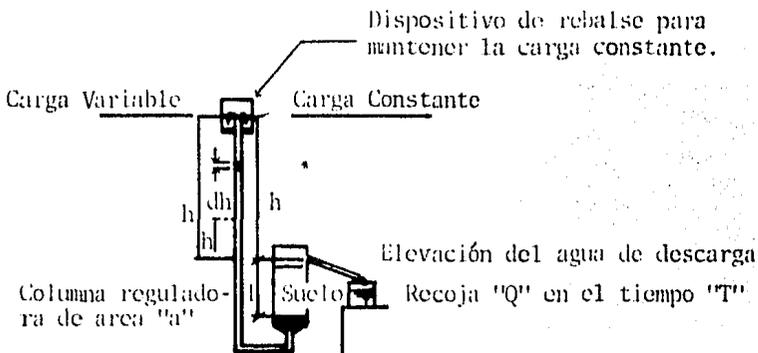


Figura III-2

### 3.2.c PERMEAMETRO DE CARGA CONSTANTE.

Para carga constante, midiéndose la cantidad (en  $\text{cm}^3$ ) que pasa el tiempo  $t$ , Aplicando la ley de Darcy.

$$Q = AKi$$

$$\text{pero } Q = \frac{V}{t}$$

$$\text{entonces } \frac{V}{t} = AKi$$

sustituyendo

$$\frac{V}{t} = AKi$$

$$V = AKit$$

despejando la incognita K

$$K = \frac{V}{Ait} \quad \text{si; } i = \frac{h}{L}$$

$$\boxed{K = \frac{VL}{Aht}} \quad (3)$$

### 3.2.d PERMEAMETRO DE CARGA VARIABLE.

En la columna reguladora

$$v = -\frac{dh}{dt} \quad (-) \quad (\text{por ser carga decreciente})$$

el gasto hacia la muestra en la columna reguladora con área "a"

$$q_c = -a \frac{dh}{dt}$$

el flujo a través y hacia afuera de la muestra es:

$$q_s = AKi$$

por continuidad

$$q_e = q_s ; \text{ es decir } -a \frac{dh}{dt} = AK \frac{h}{L}$$

$$\delta \quad -adh = KA \frac{h}{L} dt$$

integrando

$$a \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{KA}{L} \int_0^t dt$$

y ordenando términos

$$K = \frac{aL}{At} \ln \frac{h_1}{h_2} \Rightarrow (\text{cm/s})$$

Existen otros métodos para encontrar el valor de K como por ejemplo mediante la fórmula de ALLEN HAZAN.

$$K = C D_{10}^2 \rightarrow (\text{cm/seg})$$

Donde  $D_{10}$  = Diámetro efectivo de Hazen; es el tamaño tal que que sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo.

esta fórmula nos dice que K esta en función del diámetro efectivo de las partículas, esto es: El tamaño tal que sea igual ó mayor que el 10% en peso del suelo.

Como la temperatura influye en el valor de K, se puede tratar la misma ecuación pero teniendo en cuenta este parámetro:

$$K = c (0.7 + 0.03 t) D_{10}^2$$

otras fórmulas son:

### 3.2.e FORMULA DE SHLICHTER.

$$K = 771 \frac{D_{10}^2}{c} (0.7 + 0.003 t)$$

$$c = f(\eta)$$

para	n	C
	0.26	83.4
	0.38	24.1
	0.46	12.8

### 3.2.f. FORMULA DE TERZAGHI.

$$K = C_1 D_{10}^2 \times (0.7 + 0.03t)$$

$$C_1 = C_0 \times \frac{(n-0.13)}{\sqrt[3]{1-n}}$$

n = Porosidad  
C<sub>0</sub> = Coeficiente.

Valores de C<sub>0</sub>.

Arenas de grano redondeado.

C<sub>0</sub> = 800

Arena de grano anguloso.

C<sub>0</sub> = 460

Arena con limos.

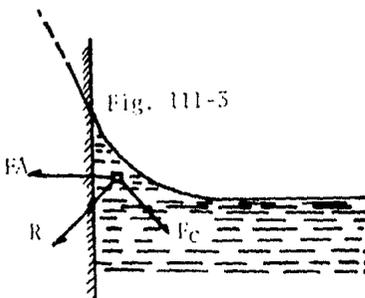
C<sub>0</sub> ≤ 400

Otros metodos para encontrar el valor de K son:

- Prueba horizontal de capilaridad.
- Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- Prueba directa de los suelos en el lugar.

### 3.3 TENSION SUPERFICIAL.

Se puede demostrar (Por fórmula de Laplace ) que cuando un líquido presenta al aire una superficie curva, se genera en un menisco curvo un desnivel de presión en el cual es mayor la presión en el lado concavo que en el lado convexo, esta demostración lleva a la conclusión que una superficie líquida es capaz de resistir tensiones debido a la atracción superficial entre moléculas adyacentes. Esta atracción viene medida por la tensión superficial. En general, todos los materiales presentan fuerzas intermoleculares que son de cohesión ó adhesión. Por ejemplo, si tenemos un sólido en presencia de un líquido (figura III-3) considerando las fuerzas que se generan entre el líquido y el sólido tenemos 2 fuerzas principales y su resultante.



Si en el líquido predominan las fuerzas de adhesión, el líquido tendera a colgar se a la pared teniendo la figura mostrada.

Si predominan las fuerzas de cohesión entonces varía también la inclinación de la resultante, fig.111-4

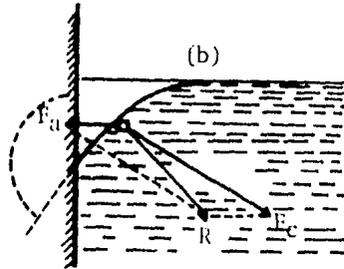
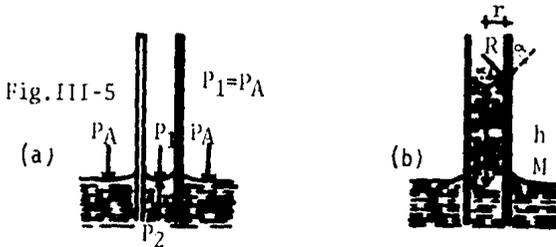


Fig. 111-4

3.4 ASCENSION CAPILAR.

Un fenómeno característico de la tensión superficial es la ascensión de un liquido en un tubo capilar originándose un menisco de forma esférica aproximadamente. La mecánica de la ascensión es la siguiente:

Sea un tubo como el mostrado en la figura 111-5



La presión  $P_2$  en el lado convexo es menor que  $P_1$  siendo su diferencia

$$\frac{2 T_s}{R} \quad P = \text{Patmosférica}$$

$R = \text{Radio del menisco.}$

$$T_s = -\frac{dw}{dA} \quad T_s = \text{Coeficiente de tensión superficial}$$

Pero en la inmediata vecindad abajo del tubo existe una presión igual a  $P_a$  por lo que existe un desequilibrio teniendo una presión  $P=P_a=P_2$  por este efecto el agua sube hasta formar una columna lo suficiente para equilibrar estas presiones. De la figura "b" se obtiene lo siguiente:

$$P_2 = P_A - \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \quad \alpha = \text{Angulo de contacto.}$$

La presión en M es  $P_2 + \rho_{wh} = P_M$

la presión M vale

$$P_M = P_a = \frac{2\gamma_s \cos\theta}{r} + \rho_w h$$

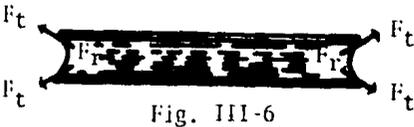
Si esta en equilibrio, esta presión debe ser la atmosférica, esto es

$P_M = P_A$  por lo que

$$h = \frac{2\gamma_s \cos\theta}{r \rho_w}$$

$h$  = altura ó elevación capilar.

Un caso particular de los estados de tensión, son los efectos producidos en las paredes de un tubo capilar. En efecto, considérese un tubo capilar con agua y colocado horizontalmente, (figura III-6) debido a la evaporación del agua se formarán en sus extremos meniscos cóncavos.



Y se desarrollan fuerzas  $F_t$  generadas por la tensión superficial. Por reacción a estas fuerzas se tiende a cerrar el tubo y a acortarlo.

Si el tubo es un material compresible, las presiones capilares producen un estrechamiento y un acortamiento. Este fenómeno se relaciona con algo que ya vimos anteriormente, con el límite de contracción.

Según vimos el límite de contracción es el contenido de agua para el cual un suelo pierde agua sin cambio de volumen. Las etapas por las que pasa un suelo están dadas en las siguientes figuras.

$$\sigma = 0$$

E.1.- tubo lleno de agua.

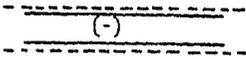
$\sigma_s$  = Tensión

$$\sigma_s \Rightarrow 0.03/d$$

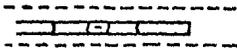
$$\sigma_s < 0 \text{ (-)}$$

E.2.- Comienza la evaporación, inicia la formación de meniscos.

$$\sigma_t = 0.03/d$$



E.3.- Reducción del tubo debido a las compresiones ocasionados por las tensiones en el agua capilar.



E.4.- Agua en el límite de contracción.

donde 0.03 es el orden del diámetro para arcillas. Esto es que:

$$d = \frac{1}{5} D_{10} \text{ mm.}$$

### 3.5 PRUEBA DE PERMEABILIDAD POR CAPILARIZACION HORIZONTAL.

Se determina en función de esta prueba indirectamente la permeabilidad de un suelo.

### 3.6 PRESION DE PORO Y ESFUERZOS EFECTIVOS.

En el análisis de las presiones en los suelos, importante para el estudio de la consolidación de los suelos, surgen 2 conceptos importantes que son la presión de poro y esfuerzos efectivos.

3.6.a Presión de poro.- Se define como la presión del agua intersticial de un suelo ó como presión neutral. Esta presión corresponde a la suma de la presión hidrostática ( $U_h$ ) y la presión en exceso de la hidrostática ( $U$ ), esto es

$$U_n = U_h + U$$

donde  $U_h = \gamma_w Z$

La presión  $U$  se presenta cuando en el suelo obra una sobrecarga  $\Delta p$ . En el primer instante  $\Delta p = U$  y en el instante posterior  $\Delta p = \Delta p + U$ . Una forma gráfica de visualizar esta ecuación es mediante la analogía de TERZAGHI.

3.6.b Presión efectiva ó esfuerzo efectivo  $\sigma_g$ . - Se define como aquellos esfuerzos normales que gobiernan los cambios volumétricos y la resistencia de un suelo, esto es:

$$\sigma_g = \sigma - U_n$$

$\sigma_g$  = presión intergranular = presión efectiva  
 usando el símbolo de presión efectiva:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_n$$

donde  $\bar{\sigma}$  = Presión efectiva

Teniendo en consideración estos 2 conceptos, podemos estudiar más a fondo la teoría de la consolidación.

Comentario especial merece este esfuerzo efectivo y su íntima relación a el esfuerzo total y presión de poro.

Empíricamente se sabe que el esfuerzo efectivo esta más relacionado al comportamiento del suelo que el esfuerzo total y la presión intersticial. Si el esfuerzo efectivo aumenta, reagrupa a las partículas del suelo compactandolo. Si aumenta el esfuerzo total ó presión intersticial manteniendo constante - el esfuerzo efectivo, se producirá un escaso ó nulo efecto sobre la compacidad del suelo.

La importancia del esfuerzo efectivo reside en que este esfuerzo controla-- ciertos aspectos del comportamiento del suelo tales como la consolidación y la resistencia.

### 3.7 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION.

#### 3.7.a PRUEBAS PARA LA DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES ESFUERZO-DEFORMACION.

En Mecánica de Suelos, para poder estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos es necesario hacer varias pruebas de laboratorio que satisfagan las condiciones variantes de un suelo.

Las mas importantes pruebas para suelos son aquellas que se hacen en función de las condiciones del suelo, de la historia del suelo y las que -- nos den -- los resultados que el Ingeniero necesita para el mejor control de la obra. Sin embargo aquí se presentan las pruebas que más comunmente se hacen a los suelos blandos sin que ello quiera decir que son las mas importantes.

#### 3.7.b CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL.

Se llama consolidación a la reducción paulatina de la relación de vacios que - sufre un suelo de baja permeabilidad sometidas a carga de larga duración.

Los aspectos del fenómeno de consolidación Unidimensional (C.U.) son 2: Magnitud de la compresión y el tiempo de consolidación.

La prueba de consolidación representa la deformación de un estrato frente a -- una carga real en una sola dirección esto es, que el movimiento de partículas solo es en la dirección vertical. (Y el flujo de agua solo se da en sentido -- vertical)

La prueba de consolidación estandar consiste en comprimir verticalmente un espécimen de material confinado en un anillo rígido de acuerdo con una secuela de cargas establecidas de antemano. Para cada incremento de carga el espécimen sufre una primera deformación atribuible al proceso de expulsión de agua ó aire y al que se le llama consolidación Primaria y una segunda deformación debida a fenómeno de flujo plastico en el suelo llamada consolidación secundaria.

Por medio de un extensómetro a cada incremento de carga se toman lecturas a diferentes tiempos y se llevan a un eje de coordenadas  $t$  (tiempo en escala log.) deformación. A las curvas obtenidas se le llama curvas de consolidación y se - obtiene una para cada incremento de carga. (fig.111-7)

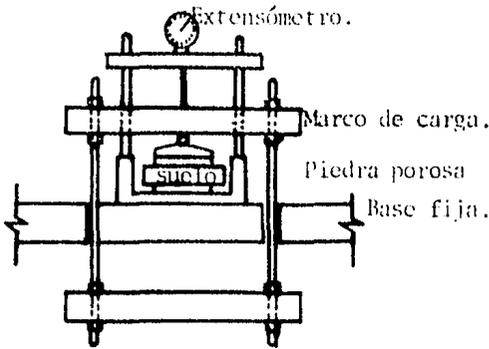
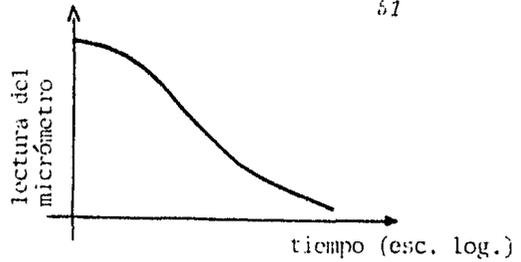


Fig. 111-7



Si para cada incremento de carga se determina su relación de vacíos inicial y final, de toda la prueba se obtienen valores con los cuales se construyen una gráfica llamada de compresibilidad cuyas características son las siguientes:

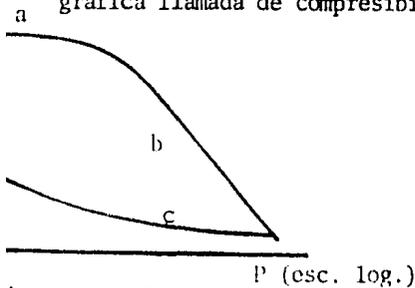


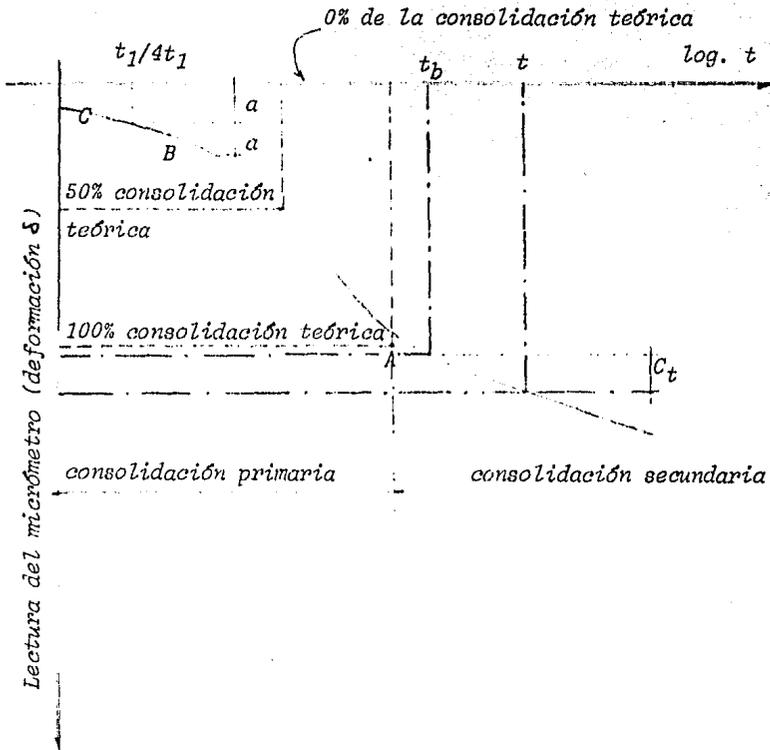
Fig. 111-8 Curva de Compresibilidad.

Existe un primer tramo A llamado de recompresión, un tramo B ó tramo virgen y un -- tramo C ó tramo de descarga el cual se obtiene quitandole la carga al espécimen.

3.7.c CONSOLIDACION PRIMARIA.- Como ya vimos la consolidación primaria es producto de la expulsión del agua y aire de un suelo ante una carga. Si el -- suelo contiene aire ó si la muestra no se ajusta al anillo, las primeras lectu ras pueden no corresponder a la iniciación de la consolidación. Sin embargo, - la curva del tramo A, corresponde muy apróximadamente al de una parábola y mediante una propiedad de estas curvas se puede determinar el comienzo de la con solidación. Para la determinación del 100% de la consolidación primaria se pue de utilizar el método propuesto por el Dr. A. Casagrande que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogaritmica.

Si continuamos la parte recta de la curva y la parte curva, la intersección re presenta (teóricamente) el lugar dónde termina el 100% de la consolidación pri maria. El 0% de la consolidación se obtiene localizando 2 puntos B y C tal que B sea menor que el 50% de consolidación y C correspondiente a  $t/4$  la diferencia entre estas 2 ordenadas sera  $a$  y el origen de la parábola estara a una distancia  $a$  arriba del punto c correspondiente.

Figura III - 9



Ob. Notese que la línea correspondiente al 0% de la consolidación, queda superpuesta en el eje correspondiente al tiempo. ( $\log. t$ ).

### 3.7.d.- CONSOLIDACION SECUNDARIA

La teoría de consolidación de Terzaghi explica el fenómeno hidrodinámico que da lugar cuando el agua gravitacional es expulsada de los poros del suelo. Sin embargo; en la prueba de consolidación se observa que después de la expulsión del agua, una deformación de tipo viscosa intergranular continúa debido al desplazamiento relativo de los granos en el suelo. Este fenómeno es el que se conoce como consolidación secundaria.

De la curva de consolidación anteriormente vista, se puede ver que existe un tramo que cambia de pendiente, este tramo es el que le corresponde a la compresión secundaria y su determinación se hace por el método de Casagrande. Este procedimiento empírico supone que en la intersección de la tangente de las curvas de consolidación y compresión secundaria, la consolidación hidrodinámica es completada, es decir; se llega al 100 % de la consolidación según la teoría de Terzaghi.

El fenómeno de consolidación secundaria se presenta principalmente en suelos que exhiben una viscosidad intergranular tales como suelos finos lacustres y marinos, así como suelos finos con alto contenido de material orgánico, cuyo comportamiento se acerca mucho al de un material elasto-plástico. En estos suelos la deformación volumétrica en el intervalo de compresión secundaria disminuye con el tiempo.

K.A.S. Buisman analizó este fenómeno y encontró que la viscosidad intergranular es una función lineal de el logaritmo de tiempo. De sus estudios y sus observaciones se llegó a la siguiente ecuación:

$$\delta_t = \delta_b + C_t \log \frac{t}{t_b}$$

Según la figura III-9  $C_t$  representa la pendiente de el tramo y  $t_b$  es el tiempo durante el cual se observa el comienzo del comportamiento lineal logarítmico.

Podemos concluir que el fenómeno de la consolidación secundaria se debe al deslizamiento progresivo de un suelo que observa una ley de viscosidad elasto-plástica, y que esta en función del tiempo.

Este deslizamiento tiende a reagrupar al suelo para pasar a un estado más compacto que pueda adaptarse a su nueva condición de carga.

### 3.8.- RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE Y PRUEBAS TRIAXIALES

Las pruebas triaxiales son aquellas que detrmnan mejor las características de esfuerzo deformación , así como la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En estas pruebas, una probeta de suelo es sometida a presiones laterales y axiales diferentes y se estudia su comportamiento.

El medio donde se aplican estas presiones es un compartimiento llamado CAMARA TRIAXIAL. La figura III.10 muestra las partes principales de una camara Triaxial, desarrollada en el Instituto de Ingenieria llamado INING 2. la idea de este sistema es de los Ingenieros Raúl j. Marsal , E. Santoyo V. y Daniel Resendiz U.

Como la resistencia al esfuerzo cprtante de los suelos finos dependen de los esfuerzos efectivos, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación, la ley de Coulomb par suelos cohesivos es:

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

donde:

$S$  = Esfuerzo cortante en el plano de falla.

$\sigma$  = Esfuerzo normal total sobre el plano

$c$  = Cohesión aparente (en términos de esfuerzos totales)

$\phi$  = Angulo de fricción aparente

$c$  y  $\phi$  son funcion de sus características de la historia de carga previa y de las condiciones de carga y drenaje.

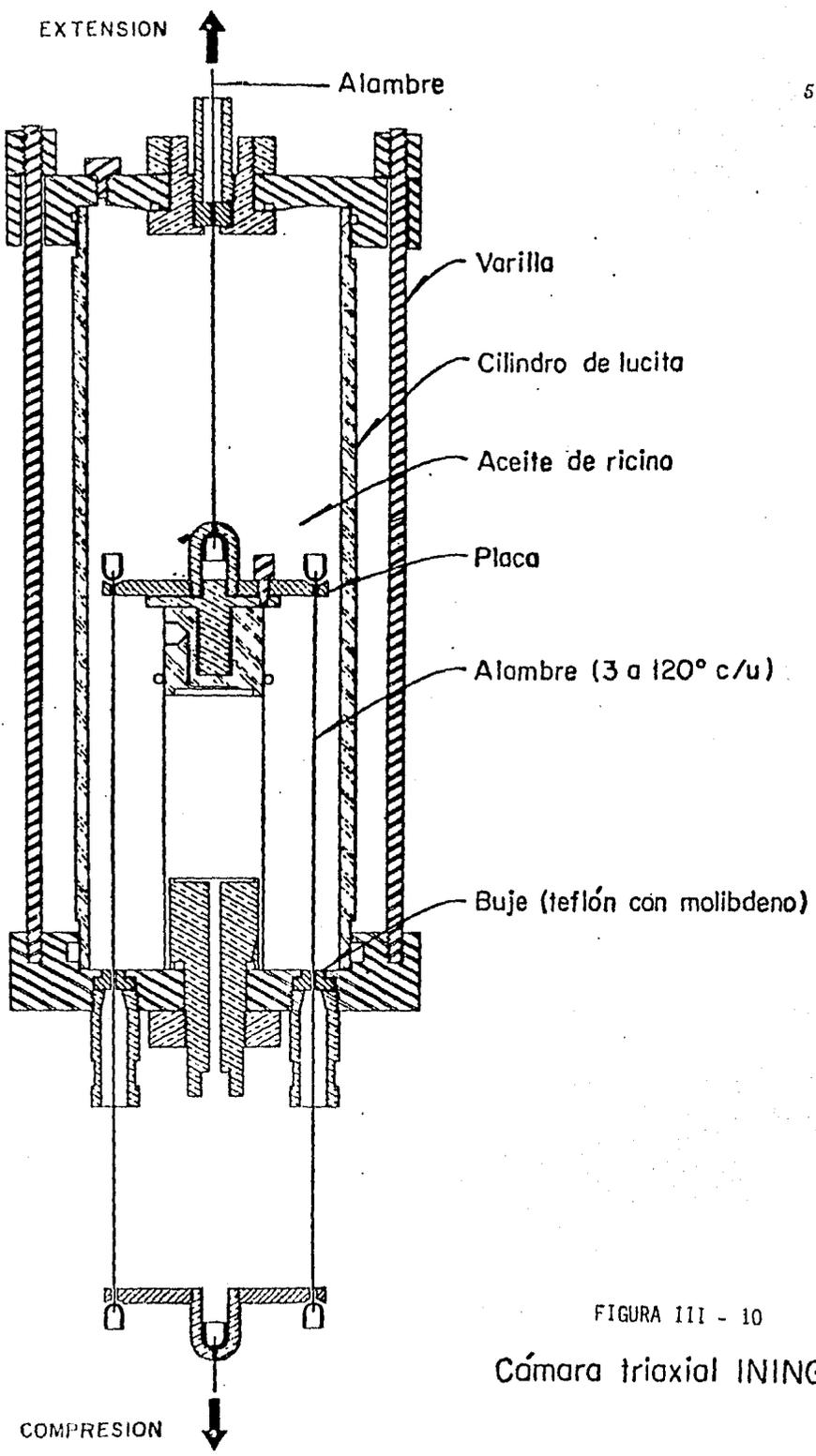


FIGURA III - 10  
Cámara triaxial INING 2

## 3.8.a. - RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Según ya vimos, las pruebas triaxiales nos sirven para conocer la resistencia de un suelo al corte. Auxiliándonos con los círculos de MOHOR conocemos a los parámetros que rigen la resistencia de un suelo (o por ejemplo). En realidad un suelo puede fallar por otros tipos de esfuerzos como son los esfuerzos de torsión, de tensión e inclusive los de -- compresión; solo que los valores máximos de los esfuerzos de falla son tan grandes (compresión), o tan pequeños (tensión), que la mayor parte de las veces los esfuerzos que originan la falla en el material son principalmente los de cortante.

En la ecuación:

$$S = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

vista anteriormente, se señaló que el término 'c' cuyo valor se consideró como constante durante mucho tiempo y desmentido por Hvorslev; es un valor no constante que está en función de la cantidad de agua de la muestra y de la velocidad de deformación. Efectivamente, la cohesión no es más que la fricción debido a la historia previa de consolidación. Para entenderlo desarrollemos el siguiente ejemplo:

Considerese una muestra fuertemente consolidada por un esfuerzo  $\sigma_1$ , si se descarga la muestra, la arcilla sufrirá una expansión de tal manera que el suelo no pueda tomar el agua necesaria con la suficiente rapidez que el suelo se expande, por lo que el agua intersticial trabajará a tensión para mantener el volumen de tal manera que esta tendrá que ser la máxima que el esfuerzo original. Es decir:

$$U_{hN} = -\sigma_1$$

En una prueba directa de resistencia al corte, si la muestra se lleva a la falla aplicando la fuerza cortante  $F$  rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará una perturbación de la estructura sólida y la presión intersticial  $U$ , disminuyendo  $U_{hN}$ . Si la presión total es nula y  $U_{hN} = -\sigma_1$  entonces la resistencia al esfuerzo cortante será:

$$S = (0 - U_{hN} - U) \operatorname{tg} \phi = (\sigma - U) \operatorname{tg} \phi$$

Esta resistencia es la que comúnmente se conoce como cohesión y que ocurre a un esfuerzo exterior nulo.

quizá no sea esta la única forma de explicar la cohesión ya que por su naturaleza un suelo arcilloso esta sujeto a una especie de liga interlaminar tal y como se vio en el capítulo I ;de tal manera que los nexos que por ejemplo tiene el agua adsorbida produzca una verdadera cohesión. De cualquier manera, el efecto de fricción es el que rige en última instancia la resistencia al esfuerzo cortante .

El equipo de laboratorio utilizado para la prueba de resistencia al corte de los suelos, se ilustra en la figura siguiente:

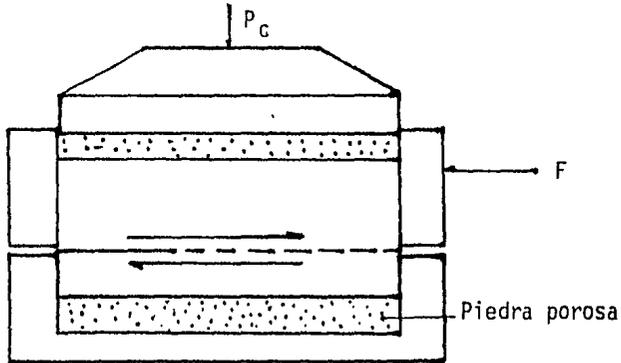


Fig. III-11

F produce un plano de falla en la muestra a lo largo de la separación de la caja como se indica. (figura III.11)

Según vimos, se puede conocer la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo; por medio de pruebas triaxiales o prueba directa de resistencia al corte. En lo que sigue se comentara los resultados de las pruebas triaxiales de suelos cohesivos saturados, pudiendose hacer el mismo análisis para suelos parcialmente saturados.

Ya se dijo que para un suelo saturado existen 2 diferentes condiciones.

- 1.- que sea normalmente consolidado
- 2.- que sea preconsolidado

Para suelos cohesivos saturados normalmente consolidados, la presión del agua debe ser igual a la presión vertical efectiva soportada 'in situ' por el suelo.

En la prueba lenta, los esfuerzos actuantes son los efectivos - por permitir el drenaje de la muestra. En la primera etapa, el espécimen esta sujeto al esfuerzo cortante  $\tau_3$  y una presión neutral  $U_r = 0$ ; como  $U_r = 0$  y el espécimen es pequeño se considera  $U_r = 0$ , entonces  $U_r = 0$ . Llevandose a la gráfica de Mohor el círculo de falla aparece como en la figura

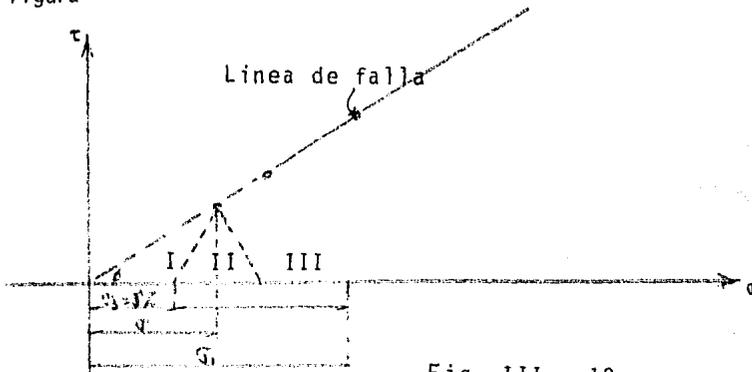


Fig. III - 12

Para la presión dada, el círculo I es el de falla;  $s$  es la resistencia al esfuerzo cortante y  $\sigma$  el esfuerzo normal;  $\phi$  es el ángulo de fricción interna de el material.

Prueba rápida consolidada.- en esta prueba, en la primera etapa se deja consolidar la muestra y en la segunda se lleva a la falla sin permitir drenaje. Esto implica que el esfuerzo efectivo se vea disminuído -- por la presión intersticial.

Sí se conoce la presión neutral en el instante de falla se puede obtener 2 líneas de falla, una para esfuerzos totales y la otra para esfuerzos efectivos.

El círculo I' de la figura corresponde a la línea de falla conociendo el esfuerzo efectivo y los círculos I, II y III corresponde a esfuerzos totales. Es de hacer notar que la línea de falla de el círculo I' es similar a la de la prueba lenta, además este círculo y los otros son del mismo diámetro; en particular la resistencia de un suelo en términos de esfuerzo efectivo, tanto en la prueba lenta como en la rápida consolidada son similares.

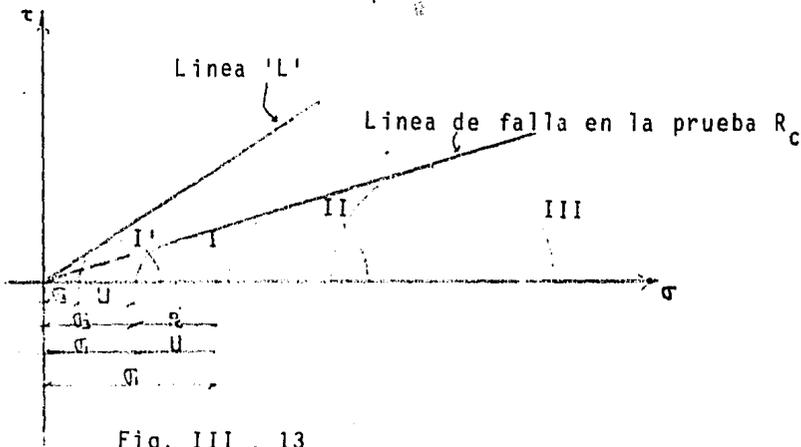


Fig. III . 13

Prueba Rápida.-En esta prueba no se permite el drenaje en ninguna de las 2 etapas. La característica de esta prueba es de que el agua tomara las presiones desde el momento en que la presión sea igual a la que tenía "in situ" y al no producirse la consolidación su resistencia sera la misma aún si se aumenta la presión del agua.

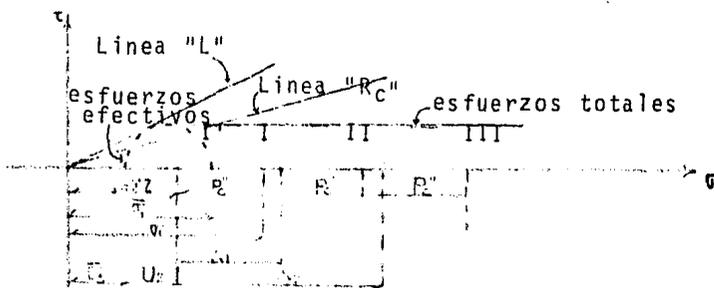


Fig. III.14

En la figura anterior, el círculo I es el correspondiente a una presión

soportada por el suelo, los círculos II y III con presiones crecientes. El suelo se comporta como si su resistencia fuera constante pero no es así: el círculo I' corresponde al de esfuerzo efectivo y es prácticamente tangente a la línea de prueba lenta 'L'. Cabe mencionar que la resistencia al esfuerzo cortante no es la magnitud de el punto tangente a la línea 'R' sino que corresponde a un valor un poco más bajo de la línea mencionada.

Para el caso de los suelos preconsolidados, las mismas pruebas dan una configuración similares a los de la figura

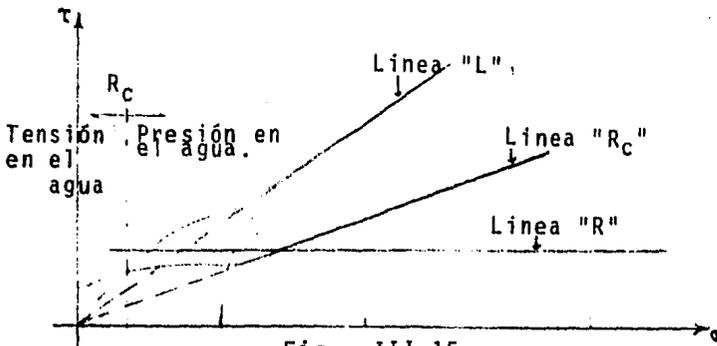


Fig. III.15

Según se ve, en prueba lenta hay un aumento de resistencia en el punto de preconsolidación que es atribuible a los efectos de la fricción remanente. Algo similar ocurre con la línea 'Rc', y la línea 'R' permanece constante. Observese que la línea L y la línea Rc se cortan en el punto 'c' lo que quiere decir que para presiones menores que  $R_c$  la resistencia en prueba rápida consolidada es mayor que en la prueba lenta.

De todo lo anterior se deduce que, al elegir una prueba para conocer la resistencia al esfuerzo cortante, se debe tener en consideración las circunstancias a que el suelo va a estar sujeto durante y después de realizar la obra.

Queda como alternativa del Ingeniero; el tabajar con los esfuerzos efectivos o los esfuerzos totales.

donde  $\beta_r$  varía entre 1 y  $10^0$  con respecto a  $\beta$ .

Skempton desarrolla una teoría para explicar este fenómeno aduciendo que una parte de la disminución de la resistencia se debe a un incremento del contenido de agua y por otra parte a una re-estructuración de las partículas laminares paralelas a la dirección del desplazamiento.

## 3.9.- RESISTENCIA RESIDUAL

Si a una arcilla preconsolidada se le somete a una prueba de corte simple, permitiéndose drenaje libre; conforme se aumenta la presión y aumenta la deformación; aumenta la carga tangencial y el esfuerzo cortante. Dado un esfuerzo máximo límite el suelo tendrá una resistencia máxima -- (punto 'a' figura III.16). Si la prueba continúa provocando mayor desplazamiento angular, disminuye la fuerza tangencial y el esfuerzo cortante también pero hasta un límite el cual una vez alcanzado se conserva aún cuando el desplazamiento angular aumente. A esta resistencia final más allá de la máxima se le llama resistencia residual. Tal fenómeno se visualiza en la figura

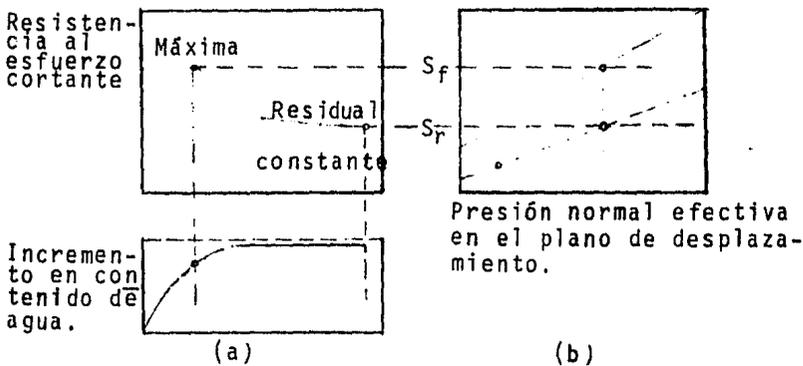


Fig. III.16

Según la figura de la parte B, la resistencia máxima tiene por ecuación:

$$S_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

y la resistencia residual:

$$S_r = c + \bar{\sigma} \tan \phi_r ; \text{ pero } c_r \neq 0$$

por lo tanto:

$$S_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r$$

### 3.10 RELACION ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO

Un suelo está constituido por un esqueleto formado de granos sólidos de diferentes tamaños y formas. La fracción fina y muy fina está constituida -- por minerales de arcilla que proporcionan al suelo la cohesión y viscosidad intergranular, los huecos dejados por la estructura se encuentran llenos ó parcialmente llenos de agua. Fig. III-17



Fig. III-17

La zona viscosa es la que guarda una posición cercana a los puntos de contacto entre arcillas y no es más que el agua adsorbida por el grano de arcilla cuyas propiedades son similares a la del hielo (sólido); las moléculas más alejadas son las que tienen el comportamiento de un fluido con alta viscosidad. Así pues podemos decir que las propiedades esfuerzo-deformación tiempo del suelo, están en función de varios factores, y los principales son:

1. Estado de esfuerzo a que está ó haya estado confinado el material.
2. Estructura interna del material.
3. Fuerzas cohesivas intergranulares, cementación del material.
4. Formas, dimensiones y resistencia de los granos.
5. Compacidad del material.
6. Grado de saturación del material.
7. Permeabilidad del material.

La compresibilidad de un suelo puede correlacionarse con el módulo de deformación unitaria, definida por la siguiente relación

$$\lim_{\Delta\sigma \rightarrow 0} \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma} = M$$

El módulo de deformación está representado por la tangente a la curva esfuerzo deformación, Fig. III-18.

Se observa que a medida que el esfuerzo aumenta, el módulo de deformación aumenta, hasta que cerca de la ruptura del material su valor tiende a ser muy grande.

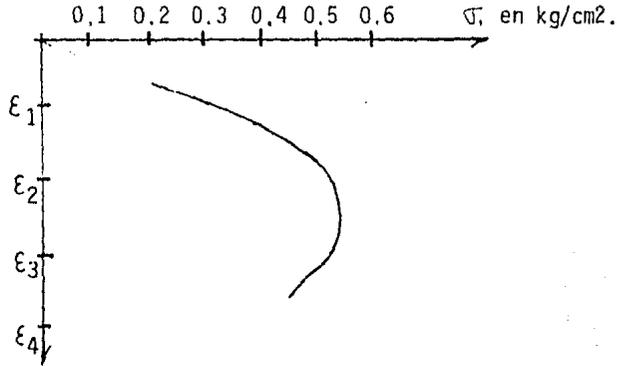


Fig. III-18

Si  $M$  es constante en la carga y la descarga, la deformación total es:

$$E_t = M \sigma_t$$

luego entonces se trata de un sólido elástico ideal y  $M$  representa el coeficiente de proporcionalidad.

En realidad, bajo una descarga del material después de haber alcanzado el nivel de esfuerzos  $\sigma_t$ , la deformación  $\epsilon_t$ , no se recupera totalmente, sino que queda una deformación  $\alpha_1$ , que representa un acomodamiento estructural; la parte  $\alpha_2$ , representa una recuperación elástica del suelo, Fig. III-19.

La explicación de éste fenómeno es el siguiente:

Si la fuerza intergranular no rebaza a la fricción entre los puntos de contacto, la deformación será del tipo elástica, si se rebaza será una deformación de tipo plástica y el fenómeno plástico se presentará y el suelo se comportará como un fluido viscoso, cuya fluidez disminuye con el tiempo a medida que el material se comprime y sufre un acomodamiento hasta un nuevo arreglo estructural.

0.1

0.2

0.3

0.4

 $\sigma$  en kg/cm<sup>2</sup>.

65

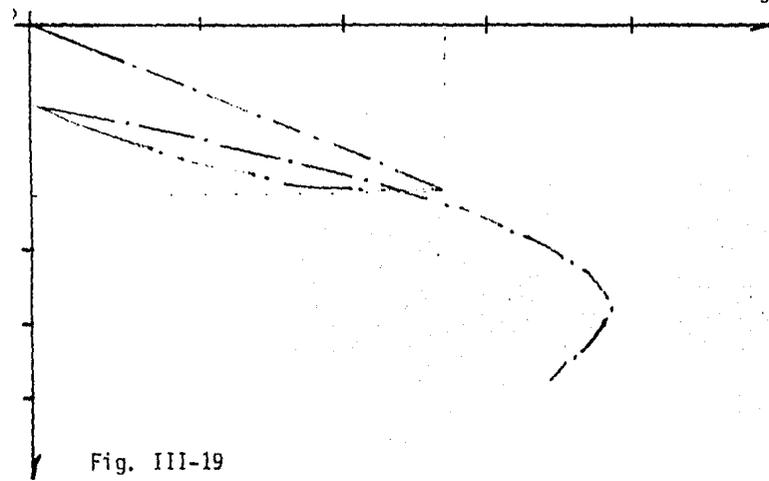


Fig. III-19

Si el material es fino, el efecto del tiempo en la deformación es importante. Si se aplica un incremento de esfuerzo  $\Delta\sigma$  en la Fig. III-20 se observa que -- hay un incremento inmediato en la deformación  $\Delta\varepsilon$  pero al transcurrir el tiempo, la deformación sigue aumentando, pero la rapidez de deformación  $\frac{d(\Delta\varepsilon)}{dt}$  disminuye con el tiempo.

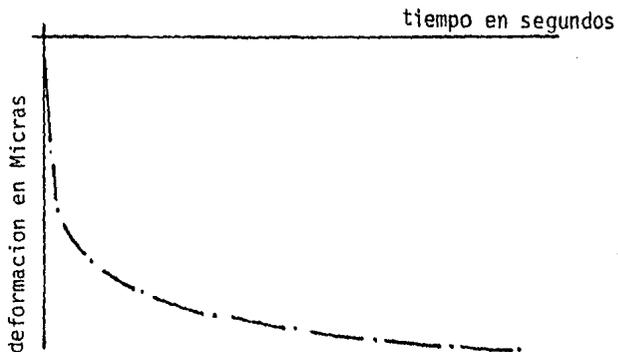


Fig. III-20

De todo lo anterior se deduce que la deformación total de un suelo bajo un incremento del nivel de carga será la suma de la deformación plástica y elástica.

$$\chi_{ep} = \chi_e + \chi_p$$

Además; existe un retardamiento debido a las propiedades viscosas del material ó bien, si el material se encuentra saturado con agua gravitacional, existirá un retardamiento hidrodinámico.

Un modelo reológico que explica el comportamiento elástico del suelo fué estudiado por Hooke, cuyo enunciado dice que "La distorsión" de un cuerpo elástico es directamente proporcional al esfuerzo aplicado", es decir:

$$X_e = \alpha_e P$$

y  $\alpha_e$  representa el coeficiente de proporcionalidad, la representación reológica es la de un resorte ideal que no sufre deformación permanente. Fig. III 21 independientemente de la frecuencia con que se aplique la carga.

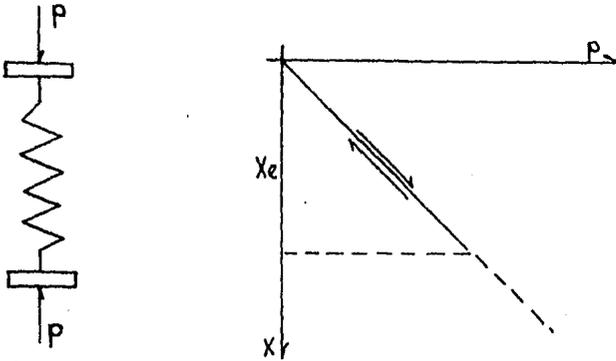


Fig. III-21

Un cuerpo es idealmente plástico cuando el cuerpo conserva la deformación total que origina la carga a la que fué sometida.

En la figura III-22 un cuerpo (A) de peso ( $w$ )

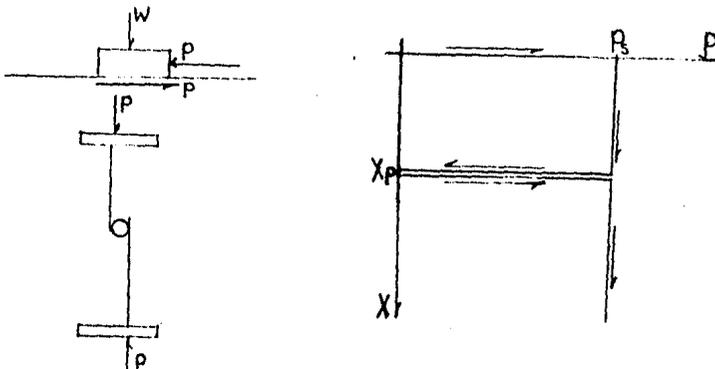


Fig. III-22

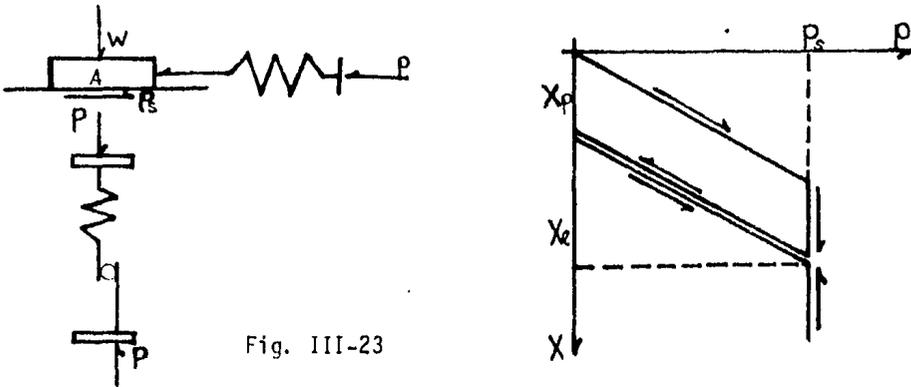
es sometido a una fuerza ( $P$ ) lo cuál no producirá movimiento hasta que sea rebazada la resistencia a la fricción ( $P_s$ )

Según Coulomb, la resistencia limite es:

$$P_s = u \cdot W$$

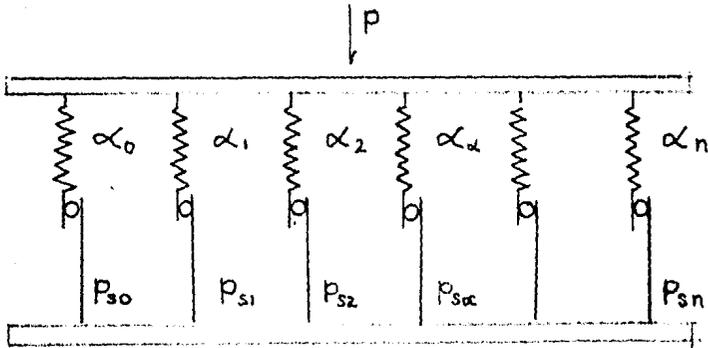
Cuando se alcanza ésta carga, el cuerpo entra en movimiento y al retirar la carga el desplazamiento  $X_p$  permanece íntegro.

Un suelo posee características elásticas y plásticas por lo que si queremos tener un modelo más adecuado a la realidad, podemos unir un elemento elástico y otro plástico el cual se le conoce como cuerpo de St. Venant. Fig. III-23



De ésta figura se observa que el cuerpo en presencia de la carga  $P$ , se comporta elásticamente hasta un valor  $P_s$  y al rebasar éste valor, el cuerpo se deforma continuamente; al retirar la carga el material sufre una recuperación elástica.

Como un cuerpo de St. Venant no satisface el comportamiento plástico del suelo, un nuevo modelo, formado por una serie de cuerpos de St. Venant es presentado en la Fig. III-24 donde cada resorte tiene diferentes módulos de deformación y los elementos plásticos poseen diferentes límites de resistencia.



$$0 \leq P_{s\alpha} \leq P_{sn}$$

$$\alpha_0 < \alpha_1 < \alpha_\alpha < \alpha_n$$

$\alpha$  = módulo de deformación

Así a medida que la carga aumenta, los elementos de St. Venant, van siendo utilizados gradualmente a medida que se vence la resistencia  $P_s$ ; aún más, a niveles de carga pequeños, el cuerpo se comporta elásticamente y en la deformación plástica, a medida que la carga aumenta, la deformación crece indefinidamente. Este comportamiento se asemeja a la deformación que sufre el suelo en presencia de carga. La fórmula que expresa la ley más probable del fenómeno carga-deformación para un material elasto-plástico y para un determinado estado de esfuerzos de confinamiento iniciales que no varían durante el proceso de la prueba, - está dada por la siguiente expresión:

$$\chi_{ep} = \alpha_e P + \alpha_p \text{Log} \frac{P_u}{P_u - P}$$

Donde  $\alpha_e$  representa el módulo inicial de deformación elástica.

### 3.10a. COMPORTAMIENTO PLASTO-VISCOZO DE FLUIDEZ NO LINEAL.

Cuando un cuerpo se comporta de acuerdo a la ley de Newton:  $\frac{\partial \chi}{\partial t} = \phi P$

El cuál expresa que la rapidez de deformación es directamente proporcional a la carga, se dice que se trata del liquido perfecto de Newton, donde  $\varphi$  es el coeficiente de proporcionalidad que representa la fluidez y se mantiene constante durante el proceso de deformación carga-tiempo.

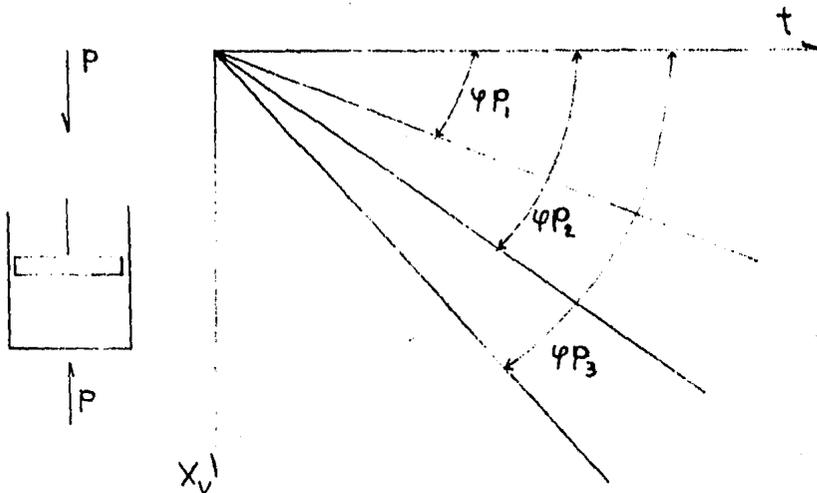
Integrando

$$X_v = \varphi \int_0^t P dt$$

si  $P$  permanece constante.

$$X_v = \varphi P dt$$

su representación gráfica será, Fig. III-25



Como se puede ver, para cada valor de  $P$  se obtiene una línea recta  $X_v$  vs  $t$  que representa un fenómeno viscoso lineal.

Sin embargo se ha observado en arcillas, que se presenta una mayor fluidez que en suelos gruesos, pero en estado confinado. éste disminuye con el tiempo, de tal manera que la ley que representa más fielmente éste fenómeno es:

$$\frac{dX_v}{dt} = \left[ \varphi_f + \frac{a}{b+t} \right] (P - P_s)$$

Donde  $P_s$  es el nivel de carga al cual existe un rompimiento de los contactos firmes intergranulares y  $\varphi_f$  es la fluidez final que disminuye con el tiempo hasta llegar a valores practicamente nulos.

Si  $t=0$  entonces

$$\frac{dX_v}{dt} = \left[ \varphi_f + \frac{a}{b} \right] (P - P_s) = \varphi_i (P - P_s)$$

si  $t \rightarrow \infty$

$$\frac{dX_v}{dt} \rightarrow \varphi_f (P - P_s)$$

si  $P_a > P_s$  el fenómeno viscoso intergranular comienza en  $t=0$ .  
Si la carga permanece constante entonces

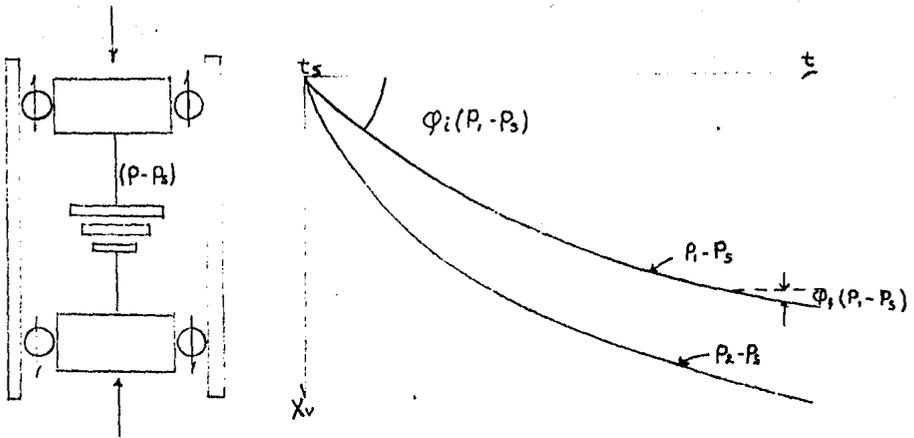
$$X_v = \left[ \varphi_f t + a \log(b+t) \right] (P_a - P_s) + c$$

$$\text{Para } t=0; X_v=0 \quad c = -a \log b (P_a - P_s)$$

de donde

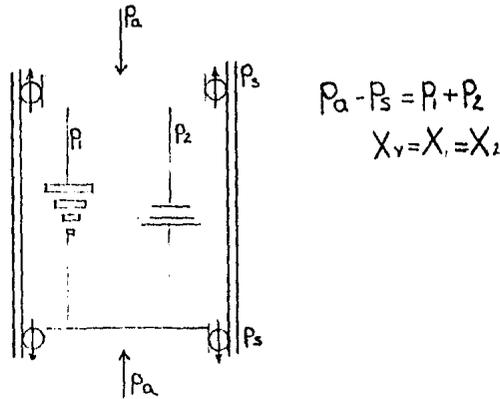
$$X_v = \left[ \varphi_f + a \log \frac{b+t}{b} \right] (P_a - P_s) \text{ -----(4)}$$

Esta ley indica que si  $a=0$  se obtiene el fluido perfecto de Newton y si  $\varphi_f=0$  se obtiene una ley logaritmica que se representa en la Fig. III-26 cuya rapidez de deformación tiende a cero a medida que  $t$  crece.



3.10.b. RETARDAMIENTO PLASTO-VISCOSO DE FLUIDEZ NO LINEAL

Si a la figura anterior se introduce una unidad de viscosidad lineal en paralelo para retardar la deformación, se tiene, Fig. III-27



El elemento viscoso no lineal representara los efectos viscosos intergranulares que no es más que el agua gravitacional que al ser expulsada retarda la deformación intergranular.

La ecuación diferencial que rige el fenómeno es:

$$\frac{dX_v}{dt} = \left[ \frac{A}{B + t} + \frac{\phi}{\rho_a} \frac{C}{B + t} \right] (P_a - P_b)$$

Integrando:

$$X_v = \left[ B \log \frac{B+t}{B} + \varphi_{af} t \right] (\rho_a - \rho_s)$$

Siendo:

$$A = \left( b + \frac{a}{\varphi_f} \right) \frac{\varphi_f \varphi_a}{\varphi_f + \varphi_a}$$

$$B = b + \frac{a}{\varphi_f + \varphi_a} \quad ; \quad \varphi_{af} = \frac{\varphi_f \varphi_a}{\varphi_f + \varphi_a}$$

Si  $\varphi_f = 0$

$$A = a = \beta$$

$$B = b + \frac{a}{\varphi_a}$$

$$\varphi_{af} = 0$$

Entonces

$$X_v = a \log \frac{(b + \frac{a}{\varphi_a}) + t}{b + \frac{a}{\varphi_a}} (\rho_a - \rho_s) \text{ ----- (5)}$$

Si  $\varphi_f = 0$ , la ley de deformación tiene la misma pendiente que la de (4) por lo tanto la retardación debido al agua gravitacional está medida por  $\frac{a}{\varphi_a}$

La porción de carga que toman los elementos lineal y no lineal son:

elemento de fluidez no lineal

elemento lineal

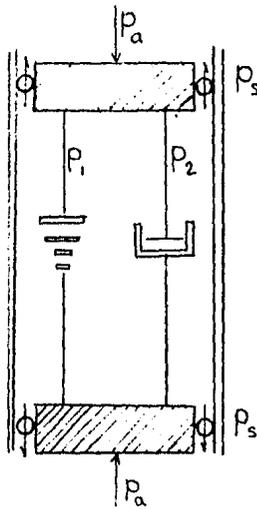
$$\frac{\rho_s}{\rho_a - \rho_s} = \frac{t}{\frac{a}{\varphi_a} + t}$$

$$\frac{\rho_s}{(\rho_a - \rho_s)} = \frac{\frac{a}{\varphi_a}}{\frac{a}{\varphi_a} + t}$$

y la ecuación (5) se transforma en

$$X_v = a \left( 1 - \frac{\rho_s}{\rho_a} \right) \log \frac{\frac{a}{\varphi_a} + t}{\frac{a}{\varphi_a}} \cdot \rho_a$$

Representada por la Fig. III-28



$$p_a - p_s = p_1 + p_2$$

$$X_v = X_1 \quad X_2$$

C A P I T U L O   I V

TEORIA Y METODOS DE DISEÑO PARA SUELOS BLANDOS

4.1.- INTRODUCCION: Este capítulo trata de las teorías usadas en Mecánica de suelos para el análisis de fallas, flujos de agua, asentamientos y expansiones, aplicadas a la deformabilidad del suelo.

Tanto en la Geotecnia como en las estructuras, el Ingeniero se encuentra con el problema de no conocer el Estado de Esfuerzos de una Estructura. Comunmente tiene 2 teorías generales como armas. La teoría plástica y la teoría elástica. Cualquiera de las teorías que el Ingeniero prefiera, podrá resolver el problema aunque no con la precisión que nos dan los resultados obtenidos de gabinete; dada la complejidad de los suelos en su estructura. Es por esto que el Ingeniero debe basarse no sólo en los resultados de gabinete, sino en las observaciones de campo, aunada su experiencia y respaldada por la Teoría. Sin embargo, hay sus excepciones a lo anteriormente expuesto; como por ejemplo, la teoría de los centros de tensión desarrollada por el Dr. Nabor Carrillo, para la investigación de las causas del hundimiento de la ciudad de Long Beach, California y en la cual se baso en la teoría de la elasticidad para la demostración de las causas de tales hundimientos. Sin embargo, como el propio Dr. N. Carrillo comentó respecto a su teoría, que esta era uno de los casos raros en que la solución a un problema práctico de Mecánica de suelos se puede obtener aplicando la Teoría.

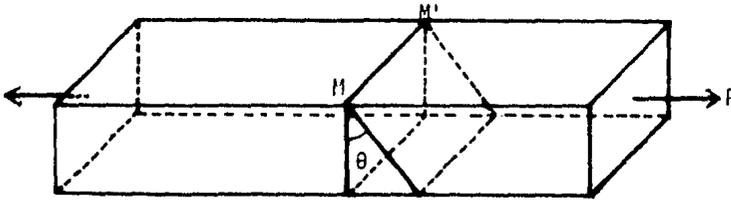
En la Teoría Elástica de Mecánica de Suelos, se parte de ciertas hipótesis que simplifican el problema, pero tales hipótesis son por lo regular falsas, por lo que hay que tomar las soluciones con sumo cuidado, y en base a la experiencia y a datos de campo, extrapolar y sacar conclusiones, las hipótesis a tomar son las siguientes.:

- a). Se supone que el material es HOMOGENEO; falso pues sus propiedades, no son las mismas en todos los puntos de su masa. Como por ejemplo: que las propiedades  $e$ ,  $w$ ,  $\nu$ , no son constantes en toda la masa.
- b). Es ISOTROPO. Falso pues en un punto dado, esas propiedades varían en las distintas direcciones del espacio.
- c). LINEALMENTE ELASTICO.- Falso puesto que su relación, esfuerzo - deformación no corresponde a ese comportamiento.

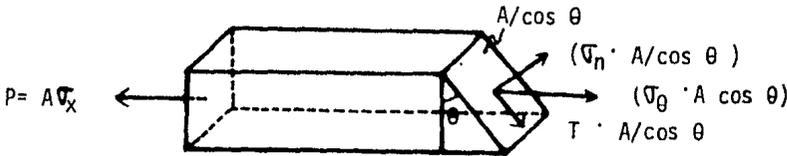
d). SEMI-INFINITO. Falso puesto que ninguna masa de suelo es semi - infinita.  
4.2 ESFUERZOS EN PLANOS INCLINADOS

Cuando en un suelo obra una carga, se crea un estado de esfuerzos en la masa, cuya magnitud es de suma importancia conocerlos, ya que dependiendo de tales esfuerzos - el Material se comportará de una manera aceptable o bien creará una serie de problemas que se traducirán en la estructura. Es por esto que el análisis y el conocimiento de los estados de esfuerzos en una masa de suelo ha llevado a desarrollar - conceptos tales como el conocido CIRCULO DE MOHOR, cuyos principios elementales se conocen a partir del análisis de los esfuerzos en planos inclinados.

Sea la siguiente figura: (IV-1)



El equilibrio en el Plano inclinado figura (IV - 2)

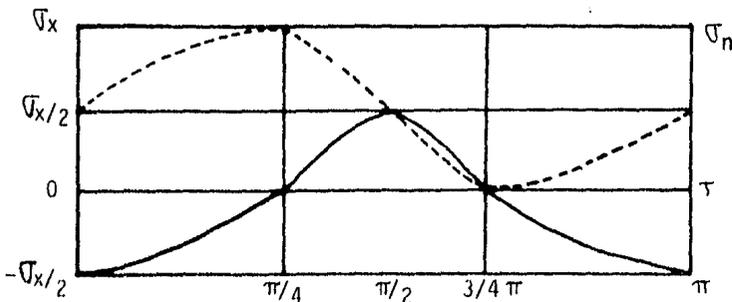


$$\sigma_o = \frac{P}{A/\cos\theta} = \frac{P}{A} \cos\theta = \sigma_x \cos\theta$$

$$\sigma_n = \sigma_x \left( \frac{\cos 2\theta + 1}{2} \right)$$

$$\tau = \frac{\sigma_x \sin 2\theta}{2}$$

Su representación gráfica (fig. IV - 3)



Podemos notar que cuando el esfuerzo normal es mínimo ó máximo, el esfuerzo cortante es cero. A estos esfuerzos normales, máximo y mínimo se les llama esfuerzos principales y los planos en que ocurren. (  $T=0$  ) se llaman planos principales.

El esfuerzo cortante en  $\theta$  tiene la misma magnitud que los esfuerzos (  $\pi/2 + \theta$  ) ó (  $\pi - \theta$  ) ; Esto es: los esfuerzos cortantes en planos perpendiculares son de la misma magnitud.

El valor máximo se encuentra diferenciando con respecto a 0, esto es:

$$\frac{\partial \sigma_n}{\partial \theta} = -\sigma_x \sin 2\theta = 0 \quad \text{donde } \theta = 0, \pi/2$$

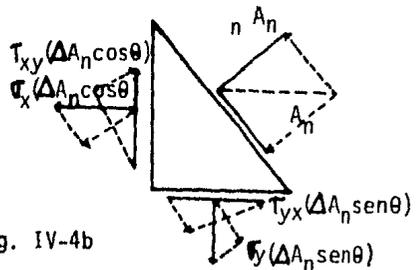
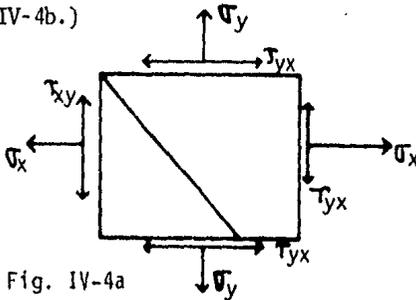
$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} = \sigma_y \cos 2\theta = 0 \quad \text{donde } \theta = \pm \pi/4$$

evaluando

$$\sigma_n \text{ máx} = \sigma_x \text{ sen } \theta = 0 ; \sigma_n \text{ min} = 0 \text{ en } \theta = \pi/2$$

$$|\tau_{\text{max}}| = |\tau_{\text{min}}| = \frac{\sigma_x}{2} \text{ para } \theta = \pm \pi/4$$

Ahora supongase un elemento cortado por un plano en los puntos M y N en un espacio bidimensional. Colocando nuestro triángulo en equilibrio (fig. IV-4a. y IV-4b.)



donde Fig. IV-4a

Fig. IV-4b

$\Delta A_n$  = al área del plano inclinado.

Las áreas de las caras verticales y horizontales de éste segmento de área son:

$$\Delta A_n \cos \theta \quad \text{y} \quad \Delta A_n \sin \theta$$

Sumando las fuerzas normales al plano ( $\sum F_n = 0$ )

$$\sigma_n \Delta A_n - \sigma_x (\Delta A_n \cos \theta) \cos \theta - \tau_{xy} (\Delta A_n \cos \theta) \sin \theta + (\Delta A_n \sin \theta) \sin \theta - \tau_{yx} (\Delta A_n \sin \theta) \cos \theta = 0$$

De tal manera que:

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta - 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

y en términos de ángulos dobles.

$$\sigma_n = \left( \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) + \left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) \cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \quad \text{-----(1)}$$

De igual manera, sumando fuerzas ( $\sum F_T = 0$ ) obtenemos:

$$\tau = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta$$

Si derivamos  $\sigma_n/d\theta = 0$  Esto es; encontramos la orientación del Plano principal.

$$-(\sigma_x - \sigma_y) \sin 2\theta - 2\tau_{xy} \cos 2\theta = 0$$

$$\tan 2\theta = \frac{-\tau_{xy}}{(\sigma_x - \sigma_y)/2} \quad \text{-----(2)}$$

y de (1)

$$\cos 2\theta = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left[ \frac{(\sigma_x - \sigma_y)/2}{\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}} \right] - \tau_{xy} \left[ \frac{\tau_{xy}}{\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}} \right]$$

Finalmente obtenemos las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau_0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

donde  $\sigma_1 - \sigma_3 =$  esfuerzo desviador.

Estas ecuaciones proporcionan una descripción completa del Estado de Esfuerzos y corresponde a un círculo de radio  $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  y con origen del círculo  $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  en  $y=0$  en un sistema de ejes coordenados  $\sigma - \tau$

Dados  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  y sus direcciones, se pueden encontrar gráficamente los esfuerzos correspondientes en cualquier otra dirección mediante el círculo de MOHR. Así -- mismo, dado  $\sigma_0$  y  $\tau_0$  actuando sobre dos planos cualquiera, pueden encontrarse -- las magnitudes y dirección de los esfuerzos principales.

POLO.- Es un punto de círculo de MOHR ( $O_p$ ) que tiene la siguiente propiedad: -- Una línea trazada  $O_p$  y por un punto dado A del círculo de MOHR será paralela al plano sobre el cual actúan los esfuerzos correspondientes al punto A. (fig. IV-5)

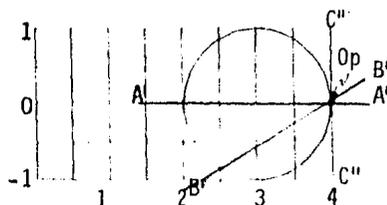


Fig. IV.-5 Aplicación de la teoría del Polo (ejemplificativa)

#### 4.3 TEORIA DE LA CONSOLIDACION

Mediante las ecuaciones de equilibrio de un elemento de suelo, las relaciones esf-def. y la ecuación de continuidad; factores que rigen la consolidación, se deduce la ecuación de la consolidación. Tal ecuación es :

$$K_z \frac{d^2 h}{dz^2} + K_x \frac{d^2 h}{dx^2} = \frac{1}{1+e} \left( e \frac{ds}{dt} + S \frac{de}{dt} \right)$$

donde

Z = coordenada en la dirección vertical

X = coordenada en la dirección horizontal

Kz, Kx = Permeabilidad en las direcciones correspondientes

e = Relación de vacíos.

h = Carga hidráulica total

S = Grado de saturación

t = Tiempo

##### 4.3.a. - CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Según la ecuación anterior, la parte izquierda es el flujo de agua en un suelo y la parte derecha es el aumento de volumen de agua en el elemento y si S = 100%, - entonces representa también la variación del volumen del elemento.

Sea. las sig. figuras: (IV - 5a y IV-5b)

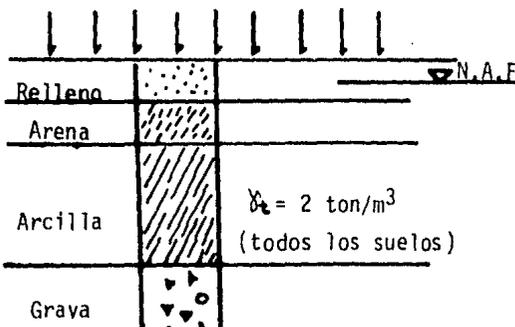


fig. IV 5a.

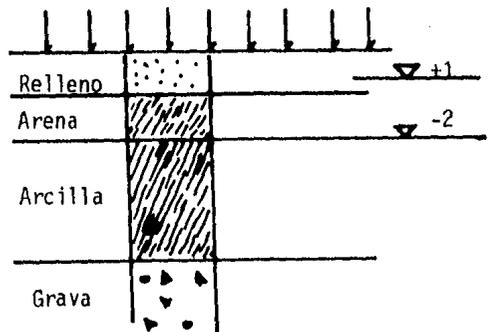


fig. IV 5b.

En las figuras anteriores, se muestran 2 casos particulares habituales en las que el flujo y la deformación se producen sólo en dirección vertical. La arcilla se encuentra entre 2 estratos más rígidos que se consolidan mucho más rápido que ella.

Los asentamientos que se puedan sufrir, se deberán al cambio de volumen de la arcilla (sólo existen sobre presiones intersticiales en la arcilla). La dimensión de todo el estrato es grande comparado al espesor del estrato que se consolida y todas las secciones tienen la misma distribución de presiones intersticiales y de esfuerzos. El flujo de agua sólo se produce en dirección vertical y no hay deformación horizontal, por lo tanto:

$$\sigma_v = \gamma t z + \text{esfuerzo en la superficie} \text{-----equilibrio-----}(3)$$

$$\frac{\partial e}{\partial \bar{\sigma}_v} = -a_v \text{-----esf.- def.-----}(4)$$

$$\frac{k \partial h}{\partial z^2} = \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial e}{\partial t} \text{-----continuidad-----}(5)$$

(Se considera  $S=1$  y  $\partial s/\partial t = 0$ )

de (4) y (5)

$$\partial e = -a_v \partial \bar{\sigma}_v$$

$$k(1+e) \frac{\partial h}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t}$$

$$\frac{\partial h}{\partial z^2} \frac{k(1+e)}{a_v} = \frac{\partial \bar{\sigma}_v}{\partial t}$$

$$\frac{k(1+e)}{a} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial \bar{\sigma}_v}{\partial t} \text{-----}(6)$$

Esta ecuación en función del esfuerzo total, el esfuerzo efectivo y la presión intersticial y otros factores, teniendo en cuenta que:  $\frac{\partial u_{ss}}{\partial t} = 0$   
queda:

$$e \frac{\partial u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \bar{\sigma}_v}{\partial t}$$

Otra modificación útil será: Dividir la carga total en sus 2 componentes.

$$h = h_e + \frac{U}{\gamma_w} = h_e + \frac{1}{\gamma_w} (U + U_h)$$

$h_e$  = Carga hidráulica.

$U$  = Presión intersticial.

$U_h$  = Sobrepresión o presión en exceso de la hidrostática. Por definición.

$$\frac{\partial^2 h_e}{\partial z^2} = 0 \quad \text{y} \quad \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = 0$$

la ecuación (6) queda:

$$\frac{K(1+e)}{\gamma_w a_v} = \frac{K(1+e)}{\gamma_w a_v} = \frac{K}{\gamma_w m_v} \quad \text{-----(7)}$$

$$y \quad c_v = \frac{K(1+e)}{\gamma_w a_v} = \frac{K}{\gamma_w m_v} \quad \text{-----(8)}$$

$c_v$  = Coeficiente de consolidación.

$m_v$  = Coeficiente de variación volumétrica.

y en términos de esfuerzo total y presión intersticial, la ecuación (7) queda:

$$c_v \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = \frac{\partial U}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \quad \text{-----(9)}$$

Que es la ecuación de CONSOLIDACIÓN DE TERZAGUI.

Si  $\frac{\partial \sigma_v}{\partial t} = 0$  la ecuación anterior queda:

$$c_v \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = \frac{\partial U}{\partial t} \quad \text{-----(10)}$$

Esta ecuación es similar a la ecuación de conducción de calor (ó ecuación de FOURIER)

$$\frac{\partial U}{\partial t} = a^2 \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} \quad \text{-----(11)}$$

De otra forma:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = a^2 \Delta U$$

Donde  $\Delta U = \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2}$  llamado Operador de LAPLACE.

Si la función  $\frac{\partial U}{\partial t}$  no depende de 'Y' y 'Z'

$$U = \frac{\partial^2 U}{\partial x^2}$$

Volviendo a la ecuación (11)

$$\frac{\partial u}{\partial t} = a^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \text{esto quiere decir que un fenómeno de consolidación tridimensional (por ejm),}$$

se tiene  $U = f(x, y, z, t)$  y en nuestro caso el fenómeno ocurre sólo en una dirección (dirección vertical) por lo que

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

Las soluciones de la ecuación de la consolidación unidimensional dependen de las condiciones iniciales y de contorno o de frontera.

Las investigaciones de la ecuación de LAPLACE, son de enorme ayuda para nuestras soluciones particulares. Una de las soluciones de la ecuación diferencial nos lleva particularmente a la forma  $\frac{u}{\Delta p} = f\left(\frac{z}{H}, T\right)$  expresado por una serie de FOURIER convergente, donde  $\frac{z}{H}$  y  $C_v t/H^2$  son adimensionales, y la última cantidad que es función de las constantes físicas del complejo suelo - agua y que determinan el proceso de consolidación, se denomina Factor Tiempo (T)

$$T = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{K(1+e)}{\gamma_w a_v} \frac{T}{H^2}$$

La solución es:

$$U = \Delta p \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} \operatorname{sen} \left[ \frac{(2n+1)\pi z}{H} \right] \varepsilon \frac{-(2n+1)^2 C_v t}{4H^2} \right\} \quad \text{---(12)}$$

Grado de consolidación.- Es el porcentaje de consolidación del suelo a una profundidad  $z$  y en un instante  $t$ . Esta dada por:

$$U(\%) = 100 \left[ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi} \varepsilon \frac{(2n+1)^2 \pi}{4} \right] \quad \text{-----(13)}$$

El factor tiempo puede escribirse como:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{K(1+e)} T \quad \text{-----(14)}$$

De lo que se deduce que si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a

un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato.

#### 4.3.b.- CURVAS DE CONSOLIDACION

Como consecuencia de la teoría de la consolidación, se obtiene una curva teórica  $U (\%) - T$  donde  $T$  es el factor tiempo. Por otra parte, al hacer la prueba de consolidación de una muestra de suelo, se obtienen curvas de consolidación, lecturas del micrómetro tiempo; Si nuestra hipótesis que hicimos al comienzo de este ---- capítulo fueron ciertas, el grado de consolidación y las lecturas del micrómetro estarían relacionadas linealmente. Esto es, semejantes entre sí, esto como se ve es prácticamente imposible tanto para la hipótesis, como las fallas humanas en el laboratorio. Una curva teórica se presenta en la fig. IV - 6.

#### 4.4.- ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

Considerese que se tiene una masa de suelo de apoyo de una estructura flexible - que provoca una sobrecarga  $\Delta P$  y que a su vez produce una deformación en el suelo de apoyo de la que es necesario conocer 2 características que son:

- a) Magnitud
- b) Rápidez

Para ponerlo de manifiesto, recordamos que si hacemos la hipótesis de que el --- suelo de apoyo esta saturado, podemos representarlo por un modelo como el de la figura IV - 7.

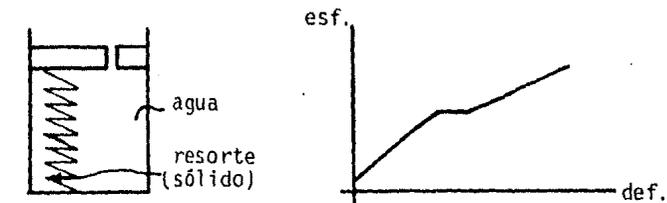


Fig. IV - 7 Esquema del modelo de TERZAGHI.

En la realidad la sobrecarga impuesta empieza a generar hundimiento en el suelo -- de apoyo y en el modelo el agua comienza a salir, el embolo a bajar y el resto a -- deformarse, hasta que llega un momento en que el hundimiento en el suelo de apoyo -- cesa y el émbolo deja de bajar; En ese momento la  $\Delta P$  es soportada por el resorte -- (sólidos) y se dice que se convierte en esfuerzo efectivo, debido a que efectiva- mente esta siendo soportado por los sólidos.

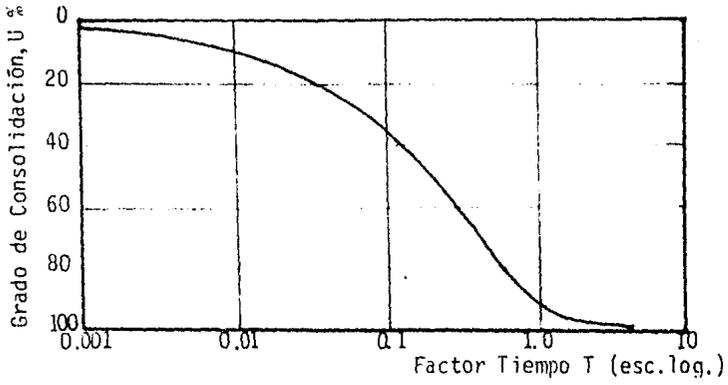


Fig. IV-6 Curva teórica de Consolidación

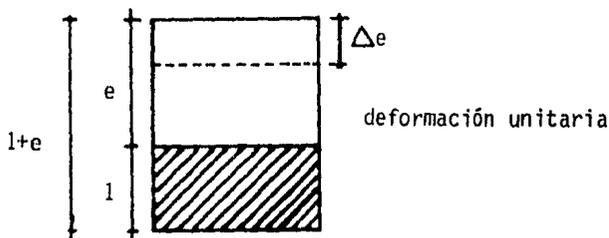
Así pues, la magnitud del hundimiento depende de:

- La sobrecarga impuesta
- De la naturaleza compresible del suelo
- Dimensiones del área cargada

Y en cuanto a la rapidez del hundimiento, las características fundamentales que influyen son:

- Permeabilidad del suelo
- Magnitud de las sobrecargas

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor  $H$ , debida a un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, inducido por una carga  $\Delta P$ , se puede determinar mediante el esquema de la fig. IV-8 y los datos - extraídos de la prueba de consolidación.



$$\frac{\text{cambio del volumen del suelo de apoyo}}{\text{volumen original del suelo de apoyo}} = \frac{\text{cambio del volumen del modelo}}{\text{volumen original del modelo}}$$

Si  $\Delta e$  representa la dimensión de espesor de una muestra de suelo, de espesor  $1+e$ .  
Para un estrato de espesor  $H$ ;

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H \quad (15)$$

pero :

$$Q_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (a)$$

$$M_v = \frac{A_v}{1+e} \quad (b)$$

$$\Delta e = Q_v \Delta \bar{P}$$

$$1+e = \frac{A_v}{M_v}$$

entonces :

$$\Delta H = \frac{Q_v \Delta P}{Q_v / m_v} = \frac{M_v \alpha_v \Delta p H}{A_v}$$

finalmente:

$$\Delta H = m_v \bar{\Delta p} H \text{ -----(16)}$$

En esta fórmula  $\Delta p$  es tomada por los sólidos y se convierte en efectivo, por lo tanto  $\bar{\Delta p} = \bar{U}$

Ahora bien,  $M_v$  es el coeficiente de variación volumétrica y depende de  $a_v$  y de  $e$ . Pero  $a_v$  esta en función de  $\Delta e$  y  $\Delta p$ , por lo que en la ecuación anterior es necesario conocer  $a_v$  primero y en seguida  $M_v$ .

$a_v$  mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión: Esto es,  $a_v = \frac{de}{dp}$ ; Un alto  $a_v$  caracteriza a un suelo muy compresible.

En la fórmula (16)  $a_v$  es un valor ligeramente diferente de este  $a_v$ .

$M_v$  expresa la compresibilidad del suelo, relacionandolo con su volumen inicial, esto es  $M_v = \frac{a_v}{1+e}$  y también se le conoce como el inverso del módulo de deformación confinada.

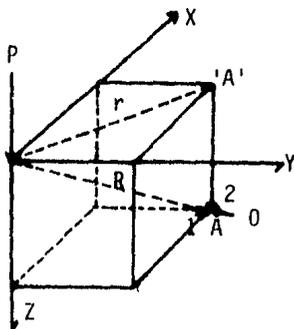
$$\text{En } \Delta e = e_0 - e$$

donde  $e_0$  es la relación de vacíos inicial y  $e$  es la relación de vacíos después de haber aplicado  $\Delta p$ . Para encontrar  $\Delta p_1$ , se calcula el incremento  $\Delta U$  a la mitad del estrato, por el método de BOUSSINESQ u otro método.

#### 4.5.- ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO (METODO DE BOUSSINESQ)

Boussinesq encontró el valor del esfuerzo provocado en un punto de masa de suelo por una sobrecarga concentrada (fig. IV - 9).

Fig. IV-9  
Esfuerzos en un punto.



El esfuerzo en 'A' es

$$\bar{U} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

$$\bar{U} = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}}$$

$$\bar{U}_z = \frac{z^2}{p} = \frac{3}{2\pi} \left[ \frac{1}{1+\left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{-5/2}$$

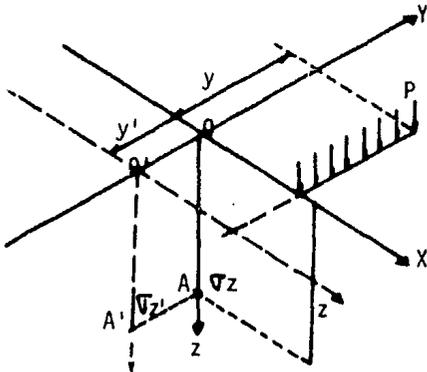
de donde

$$\bar{U}_z = \frac{P}{z^2} p_0 \text{ -----(17); siendo } p_0 = \frac{3}{2} \pi \left[ \frac{1}{1+\left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

Esto es, si queremos encontrar los esfuerzos en un punto, se necesita conocer  $P_0$ . Como  $P_0$  esta en función de la relación  $r/z$ , en base a tablas se determina el valor de  $P_0$  y se calcula  $\sigma_z$ .

Como en realidad en la práctica nos encontramos condiciones de carga que no son la anterior; la idea de BOUSSINESQ es aplicada a diferentes condiciones de carga. Las más importantes son:

4.5a. Distribución de esfuerzos con carga líneal de longitud infinita.



$$\sigma_z = \frac{P}{z} P_0 \quad (18)$$

$$\sigma_z \frac{z}{P} = \frac{1}{2\pi} \frac{n}{(m^2+1) \sqrt{m^2+n^2+1}} \left( \frac{1}{m^2+n^2+1} + \frac{2}{m^2+1} \right)$$

donde :

$$m = \frac{x}{z}, \quad n = \frac{y}{z}$$

$m$  y  $n$  se proporciona en tablas.

fig. IV - 10

Para calcular  $\sigma_z'$ , se considera una longitud  $y + y'$  calculando  $\sigma_z''$ , después calcular el esfuerzo a una longitud  $y'$  ( $\sigma_z'''$ ) siendo finalmente

$$\sigma_z' = \sigma_z'' - \sigma_z'''$$

4.5.b Distribución de esfuerzos bajo una superficie rectangular uniformemente cargada

Si  $m = \frac{x}{z}$  ;  $n = \frac{y}{z}$

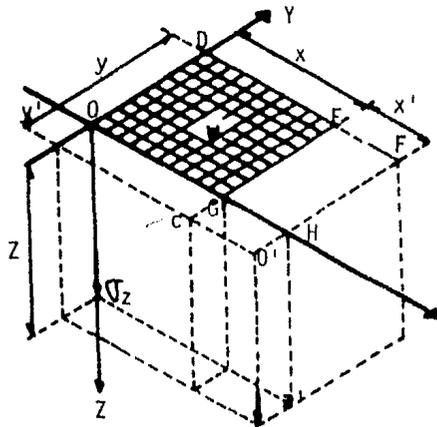


fig. IV - 11

La ecuación queda:

$$\frac{\sigma_z}{w} = \frac{1}{4\pi} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{(m^2 + n^2 + 1) + m^2n^2} \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \frac{\text{angtg } 2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{(m^2 + n^2 + 1) - m^2n^2}$$

Al segundo miembro se le llamó... $W_0$   
y esta tabulado en las gráficas de Fadum  
Encontrando m y n

$$\sigma_z = W \cdot W_0 \text{ ----- (19)}$$

4.5c.-Distribución del esfuerzo bajo el centro de una superficie circular uniformemente cargada.

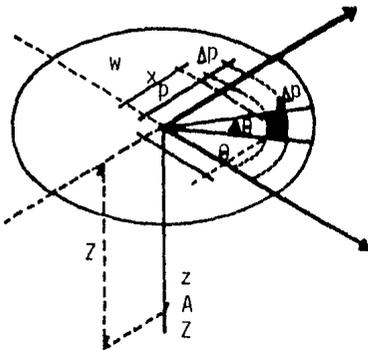


Fig. 1V - 12

$$\sigma_z = W \cdot W_0 \text{ ----- (20)}$$

Los valores de  $W_0$  son tabulados y basta encontrar  $r$  y  $z$   
Existen otras soluciones para otras condiciones de carga ó modificaciones de las ecuaciones de BOUSSINESQ, como por ejemplo: los monogramas de NEWMARK y los bulbos de presión, pero el desarrollo actual de las minicomputadoras, hace innecesario el uso de estas otras soluciones. Sin embargo, se dan estas -- soluciones a manera de una mejor comprensión teórica.

El esfuerzo en un punto a la profundidad  $Z$

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

ó si hacemos

$$W_0 = 1 - \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2}$$

Volviendo al análisis de hundimientos; Sabemos que H es el espesor del estrato comprensible, ó si queremos calcular  $\Delta h$ , nuestro espesor H. será aquel donde por la influencia de  $\Delta p$  el suelo soporte al esfuerzo generado. Teóricamente -- consideramos H. donde el suelo soporta un esfuerzo de 0.10 el esfuerzo total-generado. Por lo tanto, necesitamos para determinar H, el bulbo de presiones a lo largo de la vertical que pase por el punto en donde se produce el hundimien-to máximo ó sea al centro del área cargada.

#### 4.6 RAPIDEZ DE HUNDIMIENTO

Si se desea determinar la rapidez de los hundimientos generados por una sobre-carga  $\Delta p$  en una mesa de suelo, necesitamos conocer el módulo de compresibili--dad (ó coeficiente de variación volamétrica) del suelo así como el coeficiente de consolidación.

La ecuación 12 que expresa el factor tiempo puede escribirse de la siguiente -manera:

$$T = \frac{C_v T}{H^2} \Rightarrow t = \frac{H^2}{C_v} T$$

donde :

$$C_v = \frac{K}{\gamma_w m_v}$$

Para la determinación de  $C_v$  se requiere conocer el valor de  $M_v$ , lo cual se logra con los datos extraídos de la prueba de consolidación; Sin embargo en muchos --- problemas prácticos, sea por la rapidez de la construcción ó por la falta de --- equipo, no se cuenta con tales pruebas, por lo que se requiere utilizar otro --- camino. Si no se cuenta con la curva de compresibilidad podemos trazar la curva-de compresibilidad en el tramo vírgen mediante una relación estadística ente LL y el  $C_c$  (índice de compresibilidad) tomando :

Para arcillas remoldeados  $C'_c = 0.007 (LL - 10)$

Para arcillas inalteradas normalmente consolidada  $C_c = 0.009 (LL - 10)$ .

Para el Cálculo de la rapidez, podremos ayudarnos de la siguiente tabla:

U %	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	$\infty$

Aplicando la fórmula 
$$t = \frac{T H_e^2}{C_v}$$

donde  $H_e$  = semi-espesor

despejando 
$$C_v = \frac{T H_e^2}{t}$$

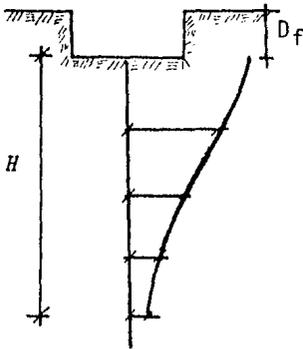
$t$  es el tiempo para el cual en la muestra de laboratorio ocurre un cierto grado de consolidación. Como se supone que durante la consolidación  $C_v$  se mantiene -- constante y se puede calcular  $C_v$  para cualquier grado de consolidación estandarizando a un 50%.

Entonces de la tabla :

$$C_v = \frac{0.197 H_e^2}{t_{50}} - (21); t_{50} = \text{valor encontrado en la gráfica de consolidación.}$$

Conocidos los Datos, se procede a calcular el tiempo en el cual va a ocurrir el asentamiento por consolidación.

Si queremos aproximamos más el resultado teórico de la magnitud de hundimientos, el proceso ya señalado se puede repetir pero trabajando ahora con el bulbo de presiones teóricas y con más curvas de compresibilidad. Así por ejemplo, si queremos determinar el hundimiento máximo generado total, se obtiene el bulbo de presiones teórico y se divide en diferentes partes, teniendo en cuenta que a mayor número de éstos, más se aproxima el resultado a lo que indica la Teoría. Se procede a calcular el hundimiento correspondiente a cada una de las partes.



$$\Delta H_1 = m_{v1} \Delta p_1 H_1$$

$$\Delta P_1 = \frac{\Delta P_a + \Delta P_b}{2}$$

$$\Delta H_2 = m_{v2} \Delta p_2 H_2$$

$$\Delta P_2 = \frac{\Delta P_b + \Delta P_c}{2}$$

$$\Delta H_3 = m_{v3} \Delta p_3 H_3$$

$$\Delta P_3 = \frac{\Delta P_c + \Delta P_d}{2}$$

$$\Delta H_4 = m_{v4} \Delta p_4 H_4$$

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta P_d + \Delta P_c}{2}$$

Utilizando en cada caso  $\Delta H = m_v \Delta p H$

pero  $m_v$ ,  $\Delta p$  y  $H$  son sus correspondientes valores a las diferentes profundidades.  $m_v$  - Se obtiene de la curva de compresión del suelo que aparece a la profundidad de :

$$D_f + \frac{H_1}{2}$$

y

$m_{v2}$  a la prof. de

$$D_f + H_1 + \frac{H_2}{2}$$

$m_{v4}$  a la prof. de

$$D_f + H_1 + H_2 + H_3 + \frac{H_4}{2}$$

$m_{v3}$  a la prof. de

$$D_f + H_1 + H_2 + \frac{H_3}{2}$$

Comentario.- Es obvio que lo anteriormente expuesto en el cálculo de hundimientos, el procedimiento no es del todo correcto. El considerar al suelo como elemento ó parte de la estructura nos lleva a situaciones equívocas. Por ejemplo; sabemos lo que una sobrecarga  $\Delta P$  produce en el suelo (Falla, cambio de forma, cambios físicos, químicos, etc), por lo tanto debemos de considerar una estructura y el suelo como un todo y no dividirlo en partes.

Sí consideramos en el problema de asentamientos el otro elemento, ó sea la estructura, estamos (por lo tanto), haciendo el problema más obvio. El método para calcular los hundimientos diferenciales en una estructura se conoce como el Método de Interacción SUELO-ESTRUCTURA. este método no solo toma en cuenta el material de apoyo sino también la rigidez de la estructura. Siendo este método enormemente complejo (aunque sus principios fácilmente entendibles) analizándose por métodos numéricos usados en computadoras; no se mencionan en este trabajo ya que por sí solo constituye un tratado. Cualquier método de este tipo se puede encontrar en los trabajos realizados por la Facultad de Ingeniería ó por el Instituto de Ingeniería U.N.A.M.

#### 4.7.- ASENTAMIENTOS PRIMARIOS, SECUNDARIOS Y EFECTO DE LA PRECONSOLIDACION.

El asentamiento total inmediato esta dado por la ecuación  $\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H$ . Utilizandose la curva de consolidación. Si el intervalo  $(P_o + \Delta P)$  incluye la presión de preconsolidación  $P_c$  se tendrá

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 \quad (22)$$

donde

$$\Delta H_1(P_o \text{ a } P_c) = C_v \log_{10} \frac{P_c}{P_o} \left( \frac{H}{1+e_0} \right)$$

$$\Delta H_2(P_c \text{ a } P_o + \Delta P) = C_c \log_{10} \frac{P_o + \Delta P}{P_c} \left( \frac{H}{1+e_0} \right)$$

$C_v$  = índice de compresibilidad para el tramo de compresión.

$C_c$  = índice de compresibilidad para el tramo virgen.

Los asentamiento por compresión secundaria.

$$\Delta H_{sec} = C_{\infty} H \log_{10} \frac{t_{sec}}{t_p} \quad (23)$$

$\Delta H_{sec}$  = asentamiento por compresión secundaria.

$C_{\infty}$  = coeficiente de compresión secundaria.

$H$  = Altura inicial del estrato compresible.

$T_{sec}$  = tiempo de vida útil de la estructura.

$t_p$  = tiempo de terminación de la consolidación primaria.

$C_{\infty}$  representa la relación de decremento de altura del especimen respecto a su altura inicial para un ciclo logarítmico en la escala de tiempo después de la consolidación primaria, se determina a partir de curvas de asentamiento-tiempo de laboratorio.

#### 4.8.- FLUJO DE AGUA EN SUELOS.

Siendo de gran importancia el diseño de presas, cimentaciones y demás estructuras dónde se necesite conocer el flujo de agua a través de ella, surge la teoría del flujo de agua en suelos y ha sido tan bondadosa esta teoría, que se ha logrado gracias a ella, estructuras de gran altura y bastante seguras. Tenemos

el ejemplo de las grandes presas de México; El palmito en el estado de Durango con 95 mts. de altura; Infiernillo en Michoacan, guerrero con 145 mts, la angostura con 146 mts. en Chiapas y Chicoasen con 260 mts. de altura.

La ecuación fundamental para el análisis de un flujo bidimensional parte de las ecuaciones hidrodinámicas del flujo de agua de los suelos y está dada por la -- ecuación diferencial:

$$K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad \text{-----(24)}$$

Si el suelo es homogéneo, es decir  $K_z = K_x$ , la ecuación anterior queda:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad \text{-----(25)}$$

Esta ecuación matemática es afortunadamente muy conocida de tipo parabólica y denominada ecuación de LAPLACE; donde el primer operador  $\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \Delta U$

se llama operador de LAPLACE, la función U que satisface la ecuación de LAPLACE se llama función armónica. Además de la aplicación en problemas de hidrodinámica, se extiende hacia otras aplicaciones de la Física, por lo que como en la ecuación de FOURIER, sus estudios son de gran utilidad de la Mecánica de Suelos. La ecuación (25) corresponde a una familia de curvas ortogonales entre sí (Fig-IV-13) intersectándose en ángulo recto, Dicho de otra forma, una red de flujo -- es la solución particular del problema de infiltración.

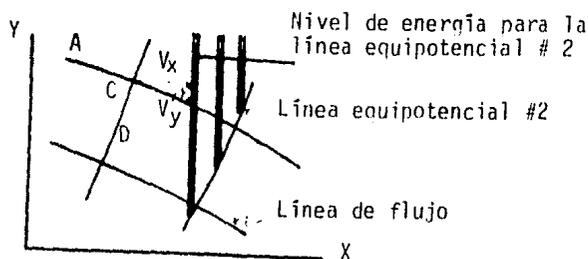


FIG. IV - 13 Líneas equipotenciales y de flujo.

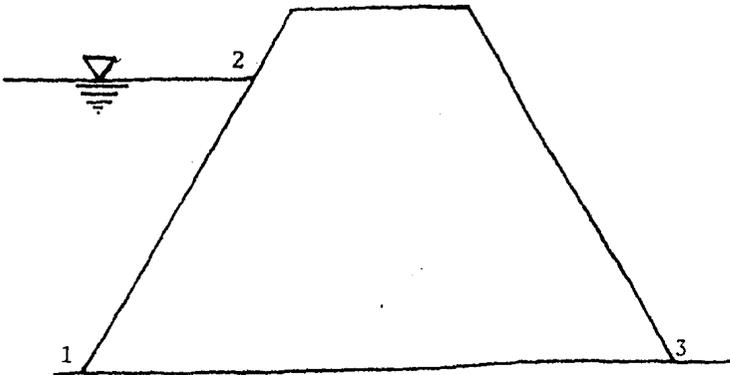
El análisis de las infiltraciones a través de una presa de tierra (por ejemplo), nos lleva a obtener 3 importantes aspectos:

- 1.- Gasto de infiltración.
- 2.- Estabilidad de la masa (La influencia del agua en esta)
- 3.- Posibles fallas estructurales.

#### 4.9.- REDES DE FLUJO.

Básicamente una red de flujo se hace por tanteos fijando las condiciones de contorno, delimitando la zona de flujo y el trazo de 2 familias de curvas ortogonales entre sí y que constituyen la solución de la ecuación de LAPLACE.

Para delimitar las condiciones de frontera supongase la siguiente idealización; (fig. IV-19)



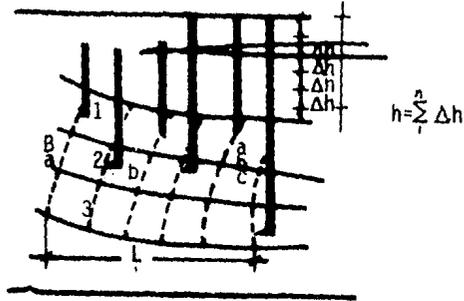
La línea 1-2 es una frontera por la cual se infiltra el agua siendo demostrable que la línea 1-2 es una línea equipotencial.

La línea 1-3 por ser una línea en la cual el flujo va a seguir su trayectoria - se considera línea de flujo.

Así pues, si la frontera es una línea de flujo (1-3) la familia de líneas equipotenciales la deben cortar ortogonalmente.

## 4. 9. a. - GASTO DE INFILTRACION.

Vease la figura IV-20 la correspondiente a una red de flujo



El área del elemento 1 es

$$A = a \quad (1)$$

El área total de los 3 tubos de flujo; ( $nf=3$ )

$$A_t = nf \quad (a) \quad \text{donde } nf = N^{\circ} \text{ de tubos de flujo}$$

La longitud  $L$  del suelo a través del cual ocurre la pérdida de presión total constante  $h$  es

$$L = nd \quad (b)$$

$nd = N^{\circ}$  de caídas equipotenciales (espacios), y el gasto (según Darcy)

$$Q = KiA$$

ó

$$Q = K \frac{h}{L} A = K (h) \frac{nfa}{ndb}$$

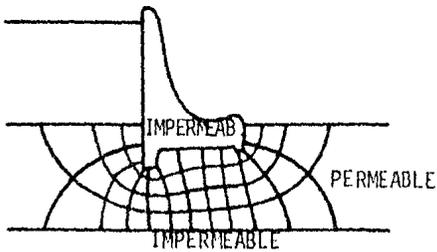
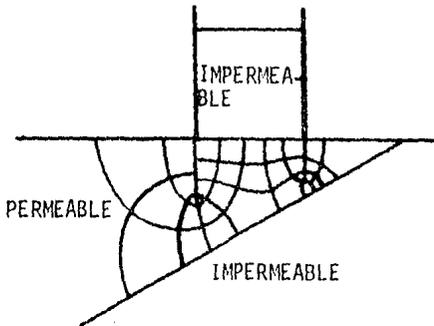
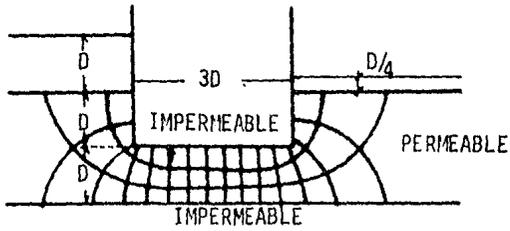
como  $a = b$

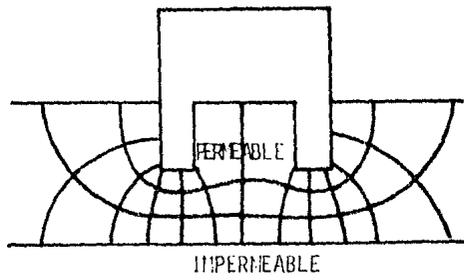
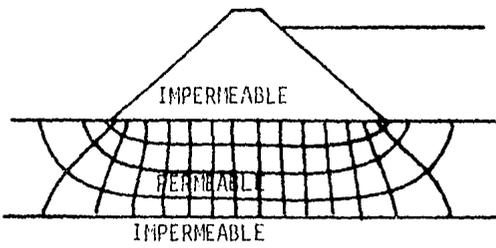
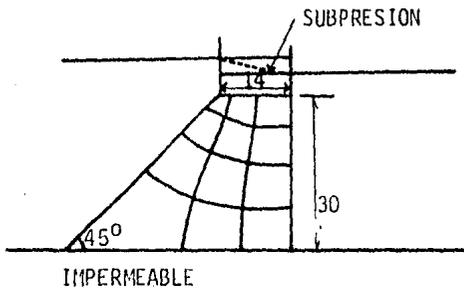
$$Q = Kh \frac{nf}{nd} \quad (26)$$

Algunos ejemplos de red de flujo se muestran en la página siguiente.

Algunas aplicaciones útiles de la red de flujo son:

- a.- Gasto (visto anteriormente) de infiltración.
- b.- Presiones hidrodinámicas en el suelo.
- c.- Cálculo de velocidades de flujo y gradientes hidráulicos.
- d.- Fuerzas de filtración.





#### 4.9.b.- EFECTO DE LA FUERZA DE FILTRACION EN UNA MASA DE SUELO "TUBIFICACION"

Uno de los efectos importantes relacionados con el flujo de agua a través de una masa de suelo, es la que se relaciona con las presiones hidrodinámicas representadas por empujes hidrodinámicos.

Un fenómeno ligado a lo anterior es la "ebullición" de las arenas. TERZAGHI - describió este fenómeno. (ver la figura IV-21)

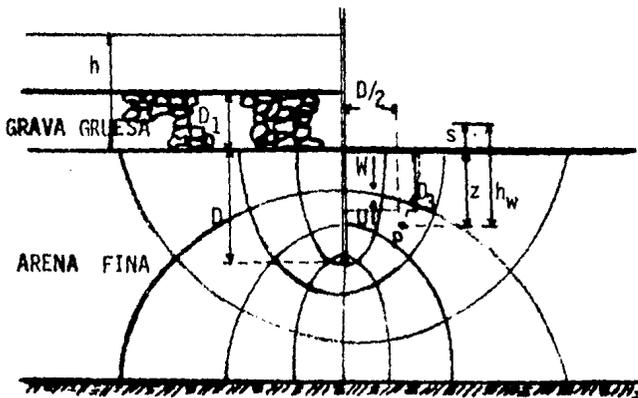


Fig. IV-21 Red de flujo y el fenómeno de ebullición

Corresponde a una red de flujo en la tabla estaca. La arena de la zona de estudio permanece en equilibrio, en tanto que la carga  $h$  permanezca menor que un valor límite  $h_p$ ; Si ese valor se rebasa, la descarga a la salida aumenta como si la permeabilidad de la arena aumentase bruscamente y el agua comienza a arrastrar a la arena produciéndose la tubificación. La máxima concentración de flujo de agua ocurre dentro de una distancia  $d/2$ . La tubificación es posible si la presión hidrodinámica es mayor que el peso sumergido de la arena. Las características de la zona movida son los dados en la figura.

#### 4.9.c.- EFECTO EN LA MASA DE SUELO POR UN VACIADO RÁPIDO EN UNA PRESA DE TIERRA

Si una presa se vacía rápidamente, se impone al talud aguas arriba condiciones de esfuerzo desfavorable. Por vaciado rápido se entiende cuando el agua baja más aprisa que lo que se disipan los excesos de presión neutral en el cuerpo de la presa, originados por el abastecimiento del agua. El problema que ---

se ha originado por el vaciado rápido es el deslizamiento en el talud aguas -- arriba por vaciados en velocidad o en magnitud considerable.

Es necesario hablar de "factor de seguridad" concepto aún no visto, así como de otros temas relacionados con tal factor de seguridad. El tema que abarca este aspecto es Capacidad de Carga.

#### 4.10.- CAPACIDAD DE CARGA.

Definimos a la Capacidad de Carga de un material de apoyo de un cimiento, como la magnitud del esfuerzo que transmite el cimiento al material de apoyo y que produce en este su rotura; y, puesto que produce la falla se le denomina Capacidad de Carga a la falla. Cuando esta magnitud se afecta por un factor de seguridad que determina la capacidad de carga admisible de proyecto, se le denomina Capacidad de Carga admisible. En esta definición están implícitas 2 condiciones a cumplir.

- 1.- Que no se produzca la rotura del material de apoyo.
- 2.- Que bajo la acción de las cargas no se produzcan deformaciones considerables.

La historia de la investigación de este problema data de 1857 y no fué sino -- hasta 1943 cuando TERZAGHI, resumiendo una serie de trabajos e investigando por su cuenta presentó sus ideas a partir de las cuales se ha venido trabajando y estudiando.

En términos generales se pueden distinguir 3 tipos de fallas:

- a.- falla por corte general.
- b.- falla por corte local.
- c.- falla por punzamiento.

a.- Falla por Corte General.- Se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno. Fig. IV-22.

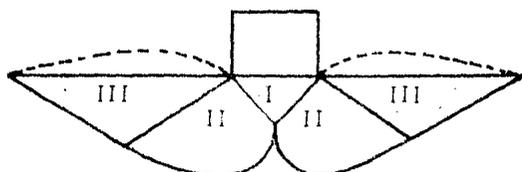


Fig. IV-22 Falla por Corte General

Este tipo de falla es súbita y catastrófica, existiendo una tendencia al bufoamiento.

b.- Falla Local.- Es aquella en que la superficie de falla solo se define claramente en la inmediata vecindad del cimiento, existiendo la tendencia al bufoamiento del material de apoyo a los lados de la cimentación y un hundimiento de la misma; no se produce colapso catastrófico ni inclinación de la cimentación, pudiendo pasar a una falla de corte general si el hundimiento llega a valores del orden de la mitad del ancho ó diámetro del cimiento ya que entonces la superficie de falla se desarrolla hasta la superficie exterior del terreno de apoyo. Fig. IV-23.

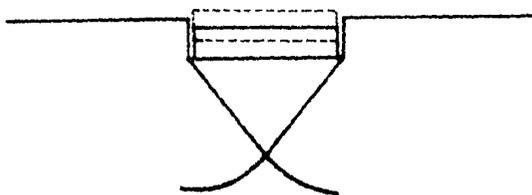


Fig. IV-23 FALLA LOCAL.

c.- Falla por Punzonamiento.- Significa un movimiento vertical de la cimentación debido a la compresión del terreno inmediatamente debajo del cimiento. Esta falla es casi imperceptible y no se observa inclinación. Fig. IV-24.



Fig. IV-24. FALLA POR PUNZONAMIENTO.

Se ha visto que lo que influye más en el tipo de falla es la compresibilidad -- del suelo, por ejemplo; un suelo incompresible, la falla es de tipo local.

Si es muy compresible la falla es por punzonamiento, aunque el tipo de suelo no es un factor que influya en el tipo de falla que se presente, una cimentación en una arcilla saturada y compresible, puede fallar por corte general si el procedimiento constructivo es tal que no se genere, cambio de volumen en el suelo, el mismo suelo falla por punzonamiento si se permite cambio de volumen del suelo de cimentación, por ejemplo, si la carga se aplica con relativa lentitud en la práctica.

#### 4.11.- DETERMINACION DE LA CARGA LIMITE DE FALLA.

Se supone un material homogéneo ocupando un semi-espacio y resistencia.

$$S = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

y de comportamiento rígido plástico.

Se supone que el ancho B de la cimentación, es mayor a su longitud L

Se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante del material de apoyo y no existe fricción entre los materiales de apoyo y cimentación.

Se considera que el material de apoyo sujeto a falla consiste en 3 zonas:

Una sujeta a un estado de empuje activo.

Una sujeta a un estado de corte radial.

Una sujeta a un estado de empuje pasivo.

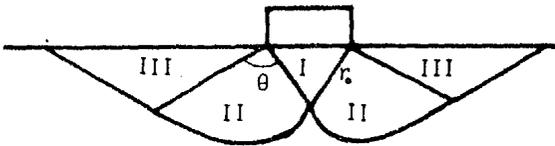


Fig. IV-25 estados en una masa de suelo bajo una sobrecarga.

Según la figura, las superficies de falla en las zonas primera y tercera son planas y en las zonas segunda constituyen 2 familias, una de curvas y otra de superficies planas. La parte curva resulta ser una espiral logarítmica cuya ecuación es

$$r = r_0 e^{\tan \phi}$$

Si el material es cohesivo ( $\phi = 0$ )  $C \neq 0$ , los tramos tienen por ecuación  $r = r_0$ .

Este análisis corresponde a PRANDTL y REISSNER. Ellos consideraron que el material de apoyo no tenía peso y encontraron la fórmula teórica para Capacidad de Carga a la falla.

$$q_f = cN + \gamma D_f N_q \quad (27)$$

donde

$q_f$  = Capacidad de carga a la falla.

donde

$c$  = Cohesión.

$\gamma$  = Peso vol. del material de apoyo.

$D_f$  = Profundidad de desplante.

$N_c$  y  $N_q$  = Factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ángulo  $\phi$ .

TERZAGHI propone la expresión

$$q_c = 1.3 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (28)$$

para zapatas cuadradas

$$q_c = 1.3 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (29)$$

En las ecuaciones anteriores, los factores de capacidad de carga se obtienen en la Fig. IV-26;  $R$  es el radio del cimiento; además en las ecuaciones se considera solamente carga vertical, es decir sin ninguna excentricidad.

#### 4.12.- TEORIA DE SKEMPTON.

Como ya vimos, TERZAGHI no toma en cuenta la profundidad de desplante sino solo como una mera sobrecarga. Sin embargo, es claro que la cohesión influye de cierta manera a la capacidad de carga, por ejemplo, en el caso de un cimiento más profundo, SKEMPTON encontró que  $N_c$  varía según  $D_f$  aunque esta variación no es ilimitada por lo que propone la siguiente fórmula:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \quad (30)$$

dónde  $N_c$  varía según la relación  $D/B$ ,  $D$  es la relación profundidad del cimiento - en el estrato resistente y  $B$  es el ancho;  $D_f$  es la profundidad total. Los valores de  $N_c$  se dan en la tabla de la Fig. IV-27.b.

La explicación gráfica se da en la figura IV-27.a.

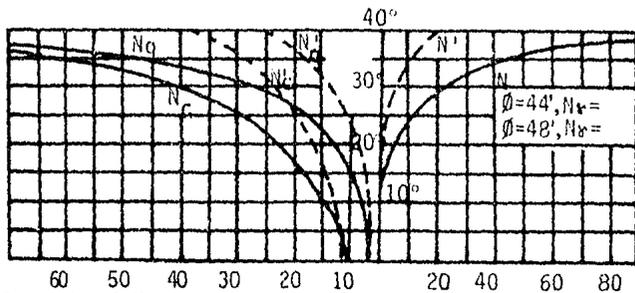


Fig. IV-26 Valores de  $N_0, N_c$  y  $N_r$

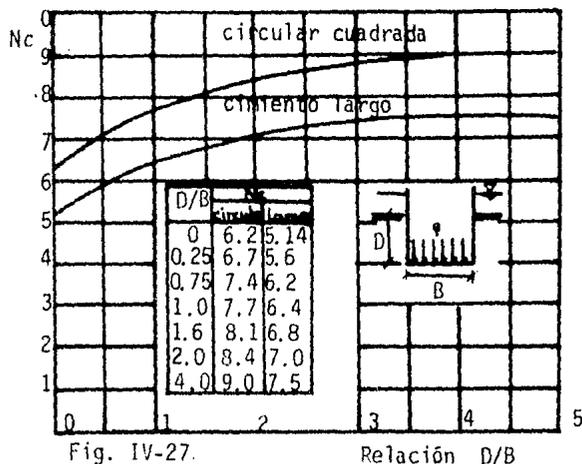


Fig. IV-27.

Relación D/B

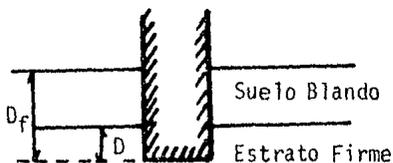


Fig. IV-7-a

Los primeros intentos teóricos para evaluar la capacidad de carga fueron hechos por LUDWIG PRANDTL quien consideró la determinación de  $q_f$  sobre un material -- cuya resistencia al esfuerzo cortante es  $S = C$ . Esto es suelos cohesivos. El resultado al que llega PRANDTL es:

$$q_f = (\pi + 2) C$$

TERZAGHI consideró una cimentación apoyada a una profundidad de desplante  $D_f$ , - despreciando la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel del desplante del cemento, la cual actúa como una sobrecarga  $q = \gamma D_f$  actuante en el plano horizontal que pasa por la base del cemento. (Fig. IV-28)

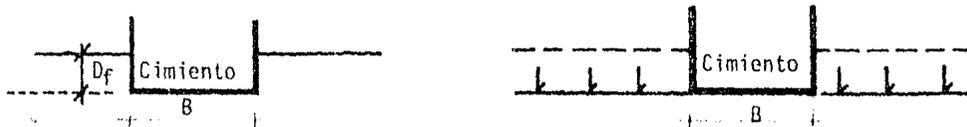


Fig. IV - 28

TERZAGHI propuso el mecanismo de falla para un medio cohesivo y friccionante para un cimiento poco profundo. (fig. IV-29)

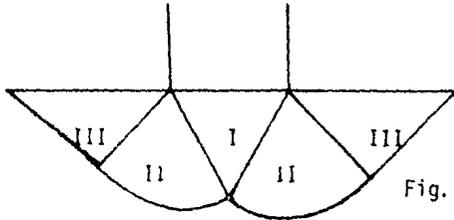
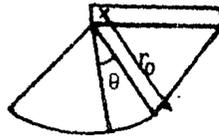


Fig. IV-29

Zonas de falla según el mecanismo de falla de un suelo cohesivo y friccionante.

La zona I se mueve como cuerpo rígido verticalmente hacia abajo, desarrollando se un empuje  $\sigma_{ha}$  (Empuje activo de RANKINE\*) La zona III corresponde a estados pasivos de RANKINE\*\*  $\sigma_{hp}$  y la zona II es de deformación tangencial radial debido a que en ellos una de las familias de falla tienen sobre un plano vertical, trazos según radios con ecuación

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$$



\*  $\sigma_{ha} = K_a \sigma_v =$  empuje activo de RANKINE donde  $K_a =$  coef. de empuje activo. -- Esto se logra cuando en una masa de suelo se disminuye el esfuerzo horizontal y el vertical permanece constante.

\*\*  $\sigma_{hp} = K_p \sigma_v =$  empuje pasivo de RANKINE donde  $K_p =$  coef. de empuje pasivo, se logra cuando se aumenta la presión horizontal.

Finalmente dedujo la fórmula:

$$q_c = cN_c + \gamma' D_f N_q + 1/2 \gamma' B N_\gamma \text{----- (31)}$$

donde

$$N_c = \frac{2Ppc}{Bc} + \text{tg } \phi$$

$$N_q = \frac{2Ppq}{B\gamma' D_f}$$

$$N_\gamma = \frac{4Pp}{B2\gamma}$$

siendo

$$Ppc = Kc Bc \quad ; \quad Kc \Rightarrow f(\phi)$$

$$Ppq = Kq B D_f \quad Kq \Rightarrow f(\phi)$$

Sin embargo  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  están en función de  $\phi$ , por lo tanto es de gran ayuda la tabla IV-26 vista anteriormente, donde encontramos  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ , conocido el valor de  $\phi$ . Los valores dados son aceptados solo si se trata del mecanismo de falla general.

Los valores de  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  se debe a que el mecanismo de falla supone que al ir penetrando el cimientto en el suelo se va produciendo desplazamiento lateral de modo que los estados plasticos desarrollados se amplian hasta los puntos E y E' de tal manera que en el instante de la falla, toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo limite. Sin embargo en arenas sueltas ó arcillosas blandas cuya curva esf-def. sea como la C2 de la figura IV-30.

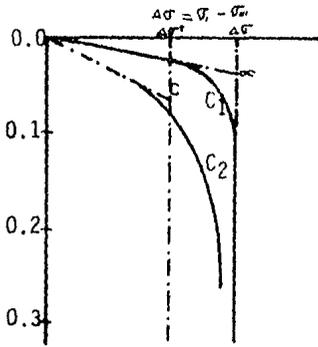


Fig IV-30 Curvas esfuerzo-deformación de falla general y local según Terzaghi

La deformación crece mucho para cargas próximas a la de falla por lo que no se desarrolla el estado plástico hasta los puntos E y E' porque falla antes, por lo tanto este tipo es de falla local.

Corrigiendo su teoría, TERZAGHI introdujo

$$c' = 2/3 c$$

$$\text{tg } \phi' = 2/3 \text{ tg } \phi$$

Con estos valores, dado  $\phi$  se encuentra  $\phi'$  y en las tablas, los nuevos valores  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$ .

#### 4.13.- ESTABILIDAD DE TALUDES.

Este tema trata de equilibrio de una masa de suelo cuya importancia es vital para el país pues está ligado directamente a obras esenciales como son las vías terrestres e hidráulicas.

Los taludes pueden ser hechos por el hombre ó ser formadas naturalmente. Cualquiera de los dos casos, la superficie no es horizontal con la consecuencia de una componente vertical debido a los efectos gravitacionales. Otro caso es cuando existe filtración, fuerzas de sismo.

Estas fuerzas producen esfuerzos cortantes en la masa de suelo, produciéndose la falla a menos que la resistencia cortante sea mayor que el esfuerzo cortante.

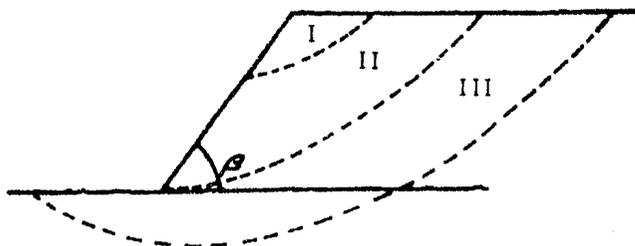
Falla por rotación.- En este tipo de falla, se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud.

Falla por traslación.- Es aquella falla que ocurre a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos suelen ser horizontales o con poca inclinación.

En el caso de las fallas por rotación, esta puede ser:

- a.- Local.
- b.- Por pie de talud.
- c.- De base.

La figura muestra estos 3 casos típicos.



licuación.- Se presenta cuando el suelo pierde casi totalmente su resistencia al esfuerzo cortante.

El problema del análisis de estabilidad de taludes se presenta en términos generales de 2 maneras:

- 1.- Determinar  $\beta$  conocida la altura y el F.S con el que se requiera que se trabaje.
- 2.- Determinar el factor de Seguridad con el que se esta trabajando conocido el ángulo  $\beta$  del mismo.

Por lo que debemos de tener un concepto claro de lo que es el F.S y definiéndola:

$$\text{F.S.} = \frac{\text{lo que resiste}}{\text{lo que actúa}}$$

Teniendo que conocerse de la masa de suelo a analizar:

- 1.- Peso propio de la masa de suelo que tiende a moverse.
- 2.- Las fuerzas debidas a la resistencia del suelo.
- 3.- Las fuerzas de filtración ó sismicas.

Se requiere pues conocer la superficie de falla y como anteriormente dijimos, - si la falla es por rotación, la superficie de falla tiende a una forma circular. En este trabajo solo se presenta el método de los Dovelas.

#### 4.13.b.- METODO DE LAS DOVELAS.

Este método se debe a FELLENIUS (1927) En el, se propone un circulo de falla y se divide en n Dovelas. El elemento (Dovela) se pone en equilibrio (Fig. IV-31) y se considera que cada Dovela trabaja independientemente a las demás y que las fuerzas normales y tangenciales ( $N_i$ ,  $T_i$ ) equilibran a el peso de la Dovela.

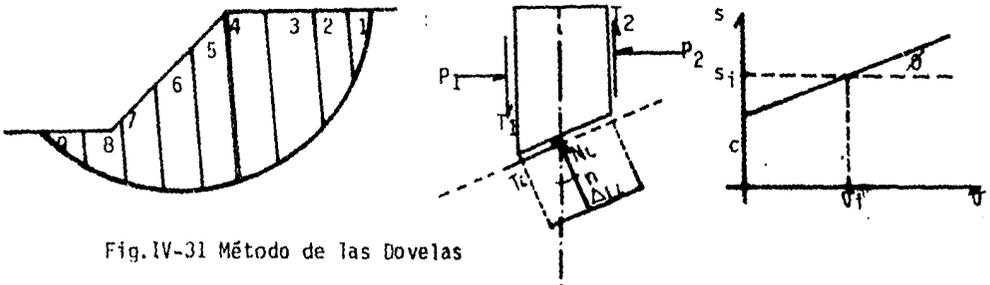


Fig.IV-31 Método de las Dovelas

4.13.a.- Falla por licuación.- Se presenta cuando el suelo pierde casi totalmente su resistencia al esfuerzo cortante.

El problema del análisis de estabilidad de taludes se presenta en términos generales de 2 maneras:

- 1.- Determinar  $\beta$  conocida la altura y el F.S con el que se requiera que se trabaje.
- 2.- Determinar el factor de Seguridad con el que se esta trabajando conocido el ángulo  $\beta$  del mismo.

Por lo que debemos de tener un concepto claro de lo que es el F.S y definiéndola:

$$F.S. = \frac{\text{lo que resiste}}{\text{lo que actúa}}$$

Teniendo que conocerse de la masa de suelo a analizar:

- 1.- Peso propio de la masa de suelo que tiende a moverse.
- 2.- Las fuerzas debidas a la resistencia del suelo.
- 3.- Las fuerzas de filtración ó sismicas.

Se requiere pues conocer la superficie de falla y como anteriormente dijimos, - si la falla es por rotación, la superficie de falla tiende a una forma circular. En este trabajo solo se presenta el método de los Dovelas.

#### 4.13.b.- METODO DE LAS DOVELAS.

Este método se debe a FELLENIUS (1927) En el, se propone un círculo de falla y se divide en n Dovelas. El elemento (Dovela) se pone en equilibrio (Fig. IV-31) y se considera que cada Dovela trabaja independientemente a las demás y que las fuerzas normales y tangenciales ( $N_i$ ,  $T_i$ ) equilibran a el peso de la Dovela.

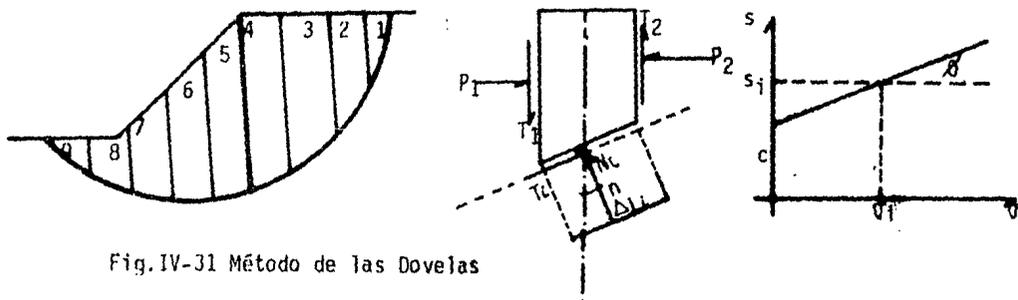


Fig. IV-31 Método de las Dovelas

De esta manera, se considera que  $\frac{N_i}{\Delta l_i}$  es suficientemente aproximado al esfuerzo  $\tau_i$  que actúa en el arco  $\Delta l_i$  y llevándose este valor a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya tenido, se encuentra  $S_i$  que representa la resistencia al esfuerzo cortante constante a través de todo el arco. Para calcular el F.S., la expresión inicial es:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_a}, \quad \begin{matrix} M_r = \text{momento resistente.} \\ M_a = \text{momento actuante} = \text{momento motor.} \end{matrix}$$

el momento resistente vale:

$$M_r = R \sum S_i \Delta l_i$$

el momento motor:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

el F.S. es por lo tanto

$$F.S. = \frac{\sum S_i \Delta l_i}{\sum |T_i|} \text{----- (32)}$$

Así para garantizar la estabilidad de un talud, el F.S. debe ser mayor que 1 -- (F.S. > 1) y en la practica se considera un talud en condiciones aceptables si F.S. > 1.5, ó un factor de Seguridad, dependiendo de los requerimientos del problema.

4.14.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE UN TALUD BAJO FLUJO ESTABLECIDO.

En muchos casos un talud se encuentra bajo esta condición por lo que analizamos su estabilidad de esta manera:

Si  $W'$  es el peso de la masa deslizante fig. IV-32.

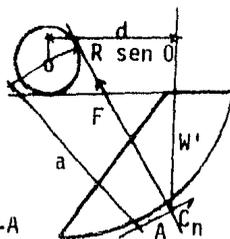


Fig. IV-32-A

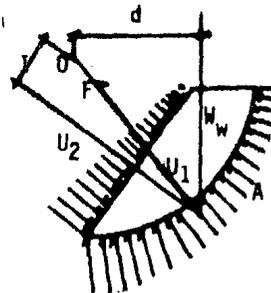


Fig. IV-32-B

El peso del agua contenido en el talud, que se supone saturado es soportado por  $U_1$  y  $U_2$  (parte b)

La ecuación de equilibrio de momentos en torno a "o" para "A" es

$$W'd = F.R \operatorname{sen} \phi + Cn \quad a$$

y el equilibrio en  $\bar{b}$  es:

$$W_w d = U_2 l$$

El factor de seguridad,

$$F.S = \frac{Ca}{Cna}$$

C = fuerza de cohesión del suelo.

finalmente 
$$F.S. = \frac{Ca}{W'd - FR \operatorname{sen} \phi} \quad (33)$$

Si el suelo es estratificado, el análisis difiere un poco ya que para cada dovela el peso del material variara si se encuentra la dovela dividida por uno ó varios estratos diferentes, por lo que el peso de la dovela sera la suma de los parciales correspondientes a cada estrato.

#### 4.15.- GRIETAS DE TENSION.

Un fenómeno que se presenta en áreas grandes de ciertos suelos del Valle de Mexico es el agrietamiento del subsuelo inmediatamente despues de una lluvia fuerte - que produce pequeñas láminas de agua y cuyo suelo ha sido expuesto a una intensa evaporación superficial en las estaciones cálidas. Por ser un fenómeno donde se - presenta una deformación de tipo unidimensional y de gran importancia por la zona donde se produce, se analiza este fenómeno.

La primera explicación racional sobre este fenómeno fué dada por N. Carrillo y -- posteriormente E. Juárez Badillo hizo su planteamiento matemático con algunas modificaciones.

El primer paso es el estudio de los esfuerzos neutrales y efectivos en una masa - de arcilla saturada por evaporación superficial y después su variación al aparecer una lámina superficial que anulan las tensiones en el agua en la zona próxima a la superficie del estrato arcilloso.

4.15.a.- ESFUERZOS GENERADOS EN UNA MASA DE ARCILLA SATURADA POR EVAPORACION SUPERFICIAL.

Sea el problema de consolidación unidimensional en una masa semi-infinita de arcilla saturada cuando existe en la superficie una evaporación de intensidad constante ( $I_e$ ). Se supone nula la presión inicial en el agua en exceso de la hidrostática ( $u=0$ ) en todo el medio. Para este caso se requiere una solución de la ecuación diferencial de la consolidación.

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\partial u}{\partial t} \text{ ----- (34)}$$

Que satisfaga las condiciones de frontera.

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} = I_e \quad \text{para } z=0, \quad t>0$$

y condición inicial  $U = 0$  para  $Z>0$ ,  $t = 0$

En la expresión:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} = I_e ; \quad \frac{\partial u}{\partial w \partial z} = I \quad \begin{array}{l} \text{(gradiente hidráulico en} \\ \text{la superficie de arcilla)} \end{array}$$

La solución de esta ecuación por medio de la transformada de LAPLACE es:

$$c_v \frac{\partial \bar{u}}{\partial z^2} = p \bar{u} \text{ ----- (35)}$$

La condición de frontera se puede transformar igualmente quedando

$$\frac{k \partial \bar{u}}{\gamma_w \partial z} = \frac{I_e}{p} \quad \text{(para } z=0) \text{ ----- (36)}$$

que es la transformada de la condición de frontera.

La solución de la ecuación de (35) que satisface la condición (36) y para la que  $\bar{u}$  es finita cuando  $z \rightarrow \infty$

$$\bar{u} = A e^{-\sqrt{p/c_v \cdot z}} + B e^{\sqrt{p/c_v \cdot z}}$$

"A" y "B" son constantes.

Y como  $\bar{U}$  debe ser finita cuando  $Z \rightarrow \infty$ , "A" debe ser cero, entonces

$$\bar{u} = B e^{-\sqrt{p/C_v \cdot z}}$$

$$\mu = -\frac{I_e \delta w}{K \sqrt{\pi t}} \sqrt{C_v t} \quad ; \quad \mu = -\frac{I_e \delta w}{k} z \quad f(x)$$

cuando  $Z \rightarrow 0$  para  $t > 0$

$$\mu = \frac{-2I_e \delta w}{k \sqrt{\pi t}} \sqrt{C_v t} \text{ -----(37)}$$

Ecuación que da la variación de  $\mu$  en la frontera expuesta a la evaporación de intensidad  $I_e$ .

Para encontrar la variación del nivel freático durante la evaporización superficial, supongase que el nivel coincide con la superficie de terreno, la variación del nivel freático puede encontrarse considerando la ecuación:

$$\mu + \delta w Z = 0 \text{ -----(38)}$$

Esto es cuando la presión  $\mu$  iguale a la presión hidrostática.

Manejando otras expresiones y suponiendo que  $X_0$  es la raíz de la ecuación  $f(x) = \frac{K}{I_e} \text{ -----(39)}$  correspondiente a la ecuación (36), se obtiene que

$$Z_0 = 2X_0 \sqrt{C_v t}$$

Esto es, que la profundidad del N.F. aumenta durante el proceso de evaporación con la raíz cuadrada del tiempo.

#### 4.15.b.- CALCULO DE ESFUERZOS EFECTIVOS.

Considérese los esfuerzos normales totales  $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\sigma}_z$  ; los esfuerzos efectivos  $\bar{\sigma}'_x, \bar{\sigma}'_y, \bar{\sigma}'_z$  y las deformaciones  $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$

Sea

$$U_n = U_h + \mu$$

$U_n$  = presión neutral.

$U_h$  = presión hidrostática.

$\mu$  = presión en exceso de la hidrostática.

En un punto de la masa de arcilla se tiene que:

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x + \mu_n$$

$$\sigma_y = \bar{\sigma}_y + \mu_n$$

$$\sigma_z = \bar{\sigma}_z + \mu_n$$

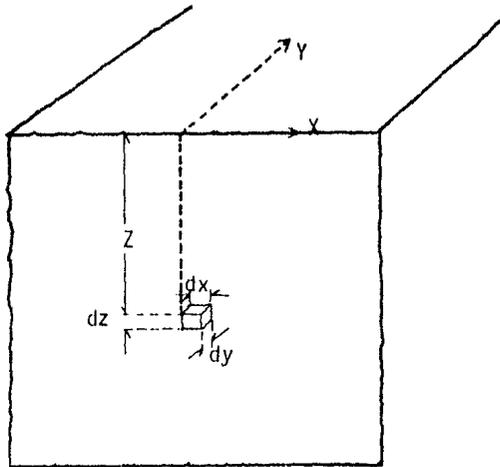
Si se tiene un elemento de arcilla (fig. IV-35) se debe cumplir que

$$\bar{\sigma}_z = \bar{\sigma}_z + U_n = \gamma'_m Z$$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = 0$$

ya que se trata de deformación unidimensional en el eje Z.

Fig. IV-33



El esfuerzo efectivo

$$\bar{\sigma}_z = \gamma'_m Z - U_n = \gamma'_m Z - (U_n + \mu)$$

Si el nivel freático se encuentra en la superficie del suelo

$$\bar{\sigma}_z = (\gamma'_m - \gamma'_w) Z - \mu$$

$$\bar{\sigma}_z = \gamma'_m Z - \mu \text{-----(41)}$$

$$\bar{\sigma}_x = \bar{\sigma}_y = K_{oc} \bar{\sigma}_z = K_{oc} (\gamma'_m Z - \mu) \text{-----(42)}$$

$K_{oc}$  = coeficiente de presión de tierra.

Sustituyendo en la ecuación 34-a el valor de  $\mu$ , tenemos

$$\bar{\sigma}_z = \delta'_m Z + \frac{I_e \delta'_w}{K} Z f(x) \text{-----(43)}$$

$$\bar{\sigma}_x = \bar{\sigma}_y = K_{oc} \left[ \delta'_m Z + \frac{I_e \delta'_w}{K} Z f(x) \right] \text{-----(44)}$$

Las expresiones 43 y 44 dan los esfuerzos generados en una masa de arcilla después de una intensa evaporación superficial.

Si el elemento de suelo lo consideramos sobre la superficie donde se ha formado una lámina de agua (por lluvia, por ejemplo) esta sujeta a:

$$\bar{\sigma}_z = -\mu$$

$$\bar{\sigma}_x = \bar{\sigma}_y = -K_{oc} \mu$$

Al presentarse y formarse la lámina de agua, produce una destrucción de los meniscos del agua intersticial anulando la tensión neutral. En otras palabras, el suelo se encontraba en una compresión entre sus partículas por reacción a la -- tensión, de valor  $\mu$  y al presentarse la lámina esta compresión se convierte en tensión vertical igual a  $\mu$

El esfuerzo efectivo horizontal se encuentra considerando un valor  $K'$  que ligue al esfuerzo vertical y horizontal de tal manera que quede así

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{z2} &= \mu \\ \bar{\sigma}_{x2} &= \bar{\sigma}_{y2} = K' \mu \end{aligned}$$

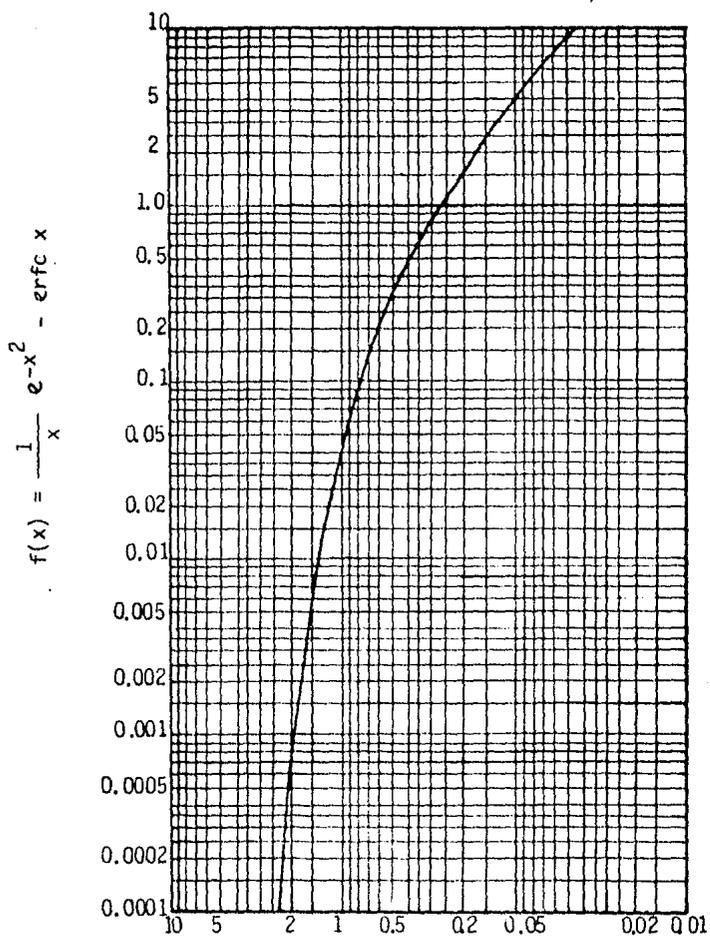
Siendo estos esfuerzos los correspondientes por la presencia de la lámina de agua. Sumando a estos esfuerzos los anteriores correspondientes antes de la deformación queda:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{z3} &= \bar{\sigma}_{z1} + \bar{\sigma}_{z2} = -\mu + \mu = 0 \\ \bar{\sigma}_{x4} &= \bar{\sigma}_{y3} = (-K_{oc} + K') \mu \end{aligned}$$

Se concluye que en este estado no existen esfuerzos verticales efectivos y el esfuerzo efectivo horizontal puede ser de tensión si  $(-K_{oc} + K')$  es positivo.

Cuando es así aparecen las grietas en el terreno, precisamente cuando la tensión horizontal es mayor que la resistencia del suelo a la tensión lo cual como ya se sabe es baja.

Se anexa la gráfica  $f(x) \text{ --- } X_0$ .

Gráfica que da la  $f(x)$  respecto a  $x$

## 4.16.- HELACIDAD.

En algunas regiones donde la temperatura es baja, se puede tener el efecto de helacidad. Esto es, que en el suelo se presenten expansiones por el hielo o lentes de hielo que presentan los suelos susceptibles a las heladas.

Si el agua que se hiela se presenta en una arena o grava limpia saturada, la congelación aumenta el volumen de vacío en un 9% si se hiela en un suelo saturado de grano fino, se puede llegar a una estructura de capas alternadas de hielo y suelo por lo que el espesor aumenta varios centímetros. El efecto de congelación depende en gran parte de la velocidad de congelación del agua.

Por ejemplo en limos ó arenas limosas saturadas un enfriamiento gradual produce una serie de capas alternadas, comentadas anteriormente.

En el caso de los suelos finos hay 3 casos de formación de hielo según TERZAGHI (- fig. IV-34). En el caso A

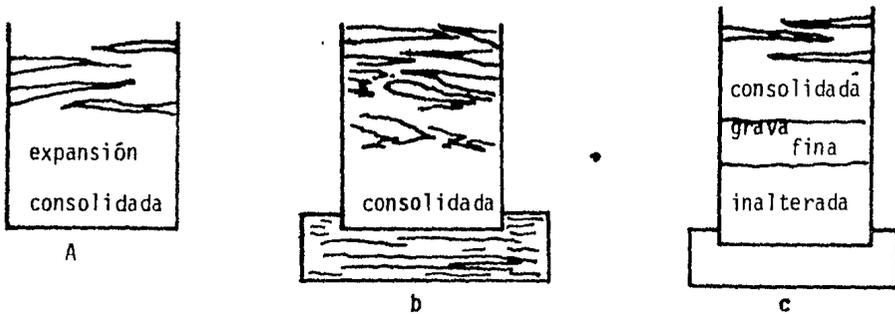


figura IV - 34

casos de formación de hielos.

el lente de hielo proviene de la parte inferior y se le llama cerrada por no variar en el contenido total de agua de la masa de hielo. En este caso el incremento del volumen total de la muestra llega a lo mucho a un 5% del volumen total, induciéndose un proceso de consolidación en la parte inferior de la muestra y expansión en la parte superior por efecto de la congelación.

Las capas de hielo solo se forman en los suelos de grano fino, el tamaño límite depende de la uniformidad del suelo.

En suelos perfectamente uniformes el hielo se forma si los granos son menores de 0.01 mm. los suelos menos uniformes deben contener un mínimo del 10% de granos menores de 0.02 mm. para que se formen las capas. En suelos con menos del 1% de granos menores de 0.02 mm. no se forman capas.

En el caso B el agua que se requiere para formar las primeras capas de hielo procede de la parte inferior por lo que esta parte inferior se consolida, conforme se consolida se establece una corriente de agua que va del recipiente al suelo -- hasta que hay un equilibrio entre la cantidad de agua que engruesa las capas de hielo y la que entra al suelo por la parte inferior.

Un sistema trabajando de este modo se le llama sistema abierto.

Un sistema abierto se puede transformar en uno cerrado si se inserta entre la superficie de congelamiento y el nivel freático una capa de gravilla. Como el agua no puede subir en la grava por capilaridad, la masa se comporta como un sistema cerrado.

La tabla anexa clasifica a los suelos susceptibles a la acción de las heladas --- comúnmente usadas.

TABLA 4-1 Clasificación de suelos susceptibles a heladas

GRUPO	TIPO DE SUELO
F1	Gravas con 3% a 20% de partículas menores que 0.02mm
F2	Arenas con 3% a 15% de partículas menores que 0.02mm
F3 - a	Gravas con más del 20% de partículas menores que 0.02mm
F3 - b	Arenas excepto las finas limosas, con más del 5% de partículas menores de 0.02mm
F3 - c	Arcillas excepto las finamente estratificadas con $I_p > 12$
F4 - a	Todos los limos inorgánicos, incluyendo los arenosos.
F4 - b	Arenas finas limosas con más del 15% de partículas menores de 0.02mm
F4 - c	Arcillas con $I_p < 12$
F4 - d	Arcillas finamente estratificadas

Quando el agua se congela en un vacío de suelo, actúa como una cuña separando las partículas sólidas y aumentando el volumen de vacíos. En un suelo no susceptible a la helada como la grava o la arena, el aumento del volumen tiene como límite un 10% del volumen inicial, por lo que en un suelo de superficie horizontal, la elevación de dicha superficie no rebasará.

$$h = 0.1 n H$$

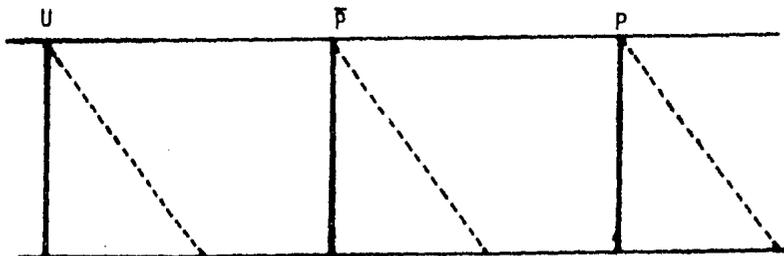
siendo  $n$  la porosidad media del suelo y  $H$  el espesor de suelo.

Quando ocurre el deshielo, este generalmente va acompañado de asentamientos que dependen en cuanto a su magnitud de si se han formado o no en ese suelo lentes de hielo puro durante la época de congelación. Como consecuencia de las heladas, además del cambio volumétrico, hay una disminución del esfuerzo cortante en el suelo y consecuentemente una capacidad de carga menor.

## 4.17.- SUELOS EXPANSIBLES.

Además de la expansión del suelo por efecto de helada, existen otros suelos ---- susceptibles a aumentar su volumen sea porque se le alivio de una carga u otra - razón.

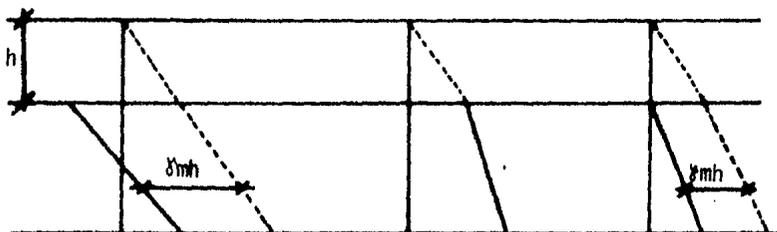
Si el suelo sufre una descarga, hay un cambio de volumen en éste en forma de expansión. Considerese un suelo de superficie horizontal arcilloso y homogéneo antes de la descarga con el N.A.F. en la superficie del terreno, el estado de esfuerzos neutrales, efectivos y totales son los siguientes.



Si se excava a una profundidad  $h$ , la presión total removida será  $\gamma mh$  y el diagrama de presiones totales se reducirá y el agua tomará la descarga disminuyendo el diagrama de esfuerzos neutrales en  $\gamma mh$  siendo la nueva presión

$$\gamma'wh - \gamma mh = -\gamma' mh$$

apareciendo en el agua una tensión, obteniéndose un nuevo diagrama de presiones - después de la excavación de la siguiente manera.

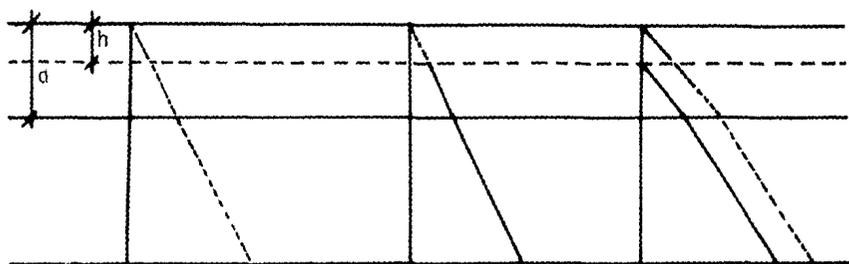


La nueva ley de presiones será paralela a la original, siendo la presión hidrostática de equilibrio, la expansión no podrá llevarse a cabo ya que el agua no fluye en ninguna dirección.

Ahora supongase que en el subsuelo se encuentra un manto arenoso acuifero, en el que se mantenga la presión del agua. Si se realiza una excavación  $h$ , los diagramas de presiones inmediatamente después de la excavación serán idénticas al análisis exterior, excepto en la zona del acuifero en donde la presión neutral no cambia -- pero la presión efectiva se reduce en  $\delta' m h$ .

Si  $d$  es la profundidad del acuifero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste inmediatamente después de la excavación será:

$$\bar{p} = \delta' m d - \delta' m h$$



Existe una  $h$  ( $h$  crit.) para la cual no hay una falla en el suelo y viene dado por la expresión:

$$h \text{ crit} = \frac{\delta' m d}{\delta' m}$$

Si es mayor se inicia el proceso de expansión tanto en el estrato arcilloso sobre el acuifero como en la masa de arcilla subyacente. Esto se debe al flujo de agua que entra en la arcilla procedente del acuifero. Este es un proceso unidimensional con flujo vertical y entonces podemos hacer uso de las pruebas de consolidación.

Un elemento de suelo tendrá una presión efectiva  $P_1 = \delta' m z$  antes de efectuar la -- descarga, y al final de la expansión pasará a una presión  $\bar{P}_2$ . Si se le hace una -- prueba de consolidación con una descarga que va de  $\bar{P}_1$  a  $\bar{P}_2$  se obtiene la variación  $\Delta z$  correspondiente al suelo en la descarga y en forma similar para otras profundidades, se puede llevar una gráfica.  $\frac{\Delta z}{1+e_0} - z$  de influencia de bufamiento cuya ---

área mide el bufamiento total del estrato. El bufamiento en el tiempo,  $t$  se obtiene similamente a los estudiados para el asentamiento primario.

Para la masa semi-infinita baja el acuífero, el bufamiento en un tiempo  $t$  se puede conocer mediante la fórmula

$$St = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \Delta P \sqrt{\frac{K A_v t}{(1+\nu) \gamma_w}}$$

que es la fórmula de TERZAGHI y FRÖLICH solo que ahora el valor de  $A_v$  cambia por el valor de  $v_s$  que es un concepto análogo de descarga.

Un estudio de expansibilidad de las arcillas sujetas a estados tri-dimensionales de esfuerzos en cámara triaxial fué estudiada por HENKEL. Estos estudios se refieren a cambios volumétricos en arcillas bajo esfuerzos cortantes que ocurren conjuntamente con esfuerzos normales. Al considerar esfuerzos normales y cortantes combinados se conviene referir los estados de esfuerzos a esfuerzos octaédricos.

#### 4.18.- ESFUERZOS OCTAEDRICOS.

Sea la siguiente figura (IV-35) las áreas de frontera de un tetraedro equilátero -- ((1/8) de octaedro ) usando un sistema ortogonal de coordenados son los ejes principales 1, 2 y 3 como se muestra en la figura.

La dirección de la normal al plano octaédrico ( $a, b, c$  de la figura) puede obtenerse gráficamente.

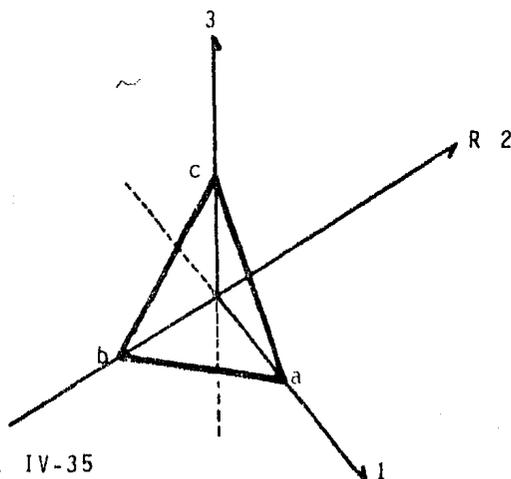


Fig. IV-35

El vector de esfuerzos resultantes  $\sigma_r$  sobre el plano octaédrico puede obtenerse para encontrar la orientación de ejes generales sumando las fuerzas en 3 direcciones ortogonales y usando los cosenos directores como relación de áreas como --- sigue:

$$M_1 = \frac{AOB}{ABC} = \frac{0.5}{0.866} = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad , \quad M_2 = \frac{BOC}{ABC} = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad , \quad M_3 = \frac{AOC}{ABC} = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

que son los cosenos directores para un tetraedro equilátero.

Por  $\Sigma F = 0$  en cualquier eje y definiendo el esfuerzo normal sobre el plano ABC como  $R = \sigma_{oct}$

$$R (A_{abc}) M_i - \sigma_i A_i = 0$$

Sustituyendo valores

$$R(0.866) \frac{1}{\sqrt{3}} - \sigma_1(0.5) = 0$$

$$R(0.866) \frac{1}{\sqrt{3}} - \sigma_2(0.5) = 0$$

$$R(0.866) \frac{1}{\sqrt{3}} - \sigma_3(0.5) = 0$$

sumando

$$3R(0.866) \frac{1}{\sqrt{3}} - 0.5(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 0$$

El esfuerzo normal en el octaedro se obtiene como

$$\sigma_{oct} = R = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

y el esfuerzo cortante octaédrico

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Una arcilla experimentara disminución de volumen bajo esfuerzos isotrópicos durante el incremento de tales esfuerzos y una expansión al disminuir estas.

En el caso de esfuerzos no isotrópicos, los esfuerzos cortantes distorsionan el suelo y lo degradan.

Para el estudio de las expansiones en la prueba de consolidación la única que nos sirve para estudiarla, la curva de expansión se puede considerar como una recta - comparable con la curva virgen de compresión y está dada por la fórmula:

$$e = e_0 - C_s \log \frac{p}{p_0}$$

donde

$C_s$  = índice de expansibilidad.

Lo que mas influye en la expansibilidad es el tipo de mineral de arcilla siendo -- susceptibles a una mayor expansión (en orden decreciente); La caolinita, la illita y la montmorilonita. Asimismo, los cationes de absorción son también importantes - siendo el  $Li^+$  y el  $Na^+$  los que producen expansibilidad y el  $Fe^{++}$  la expansibili- dad menor.

Para fines prácticos el índice de plasticidad, el límite de contracción y un cierto porcentaje de partículas menores de 0.001 mm. pueden establecer la identificaci- ón de las arcillas expansivas. La tabla siguiente se propuso para tales fines.

TABLA 4-2

Datos de pruebas de identificación			Expansión probable Cambio volumétrico en %(seco a sat.)	Grado de expansión
Contenido coloidal (% < 0.001 mm)	Índice de plasticidad	Límite de contracción		
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alto
20-31	25-41	7-12	20-30	Alto
13-23	15-28	10-16	10-20	Medio
< 15	< 18	> 15	< 10	Bajo

Datos para estimar el cambio volumétrico probable en materiales expansivos.

CAPITULO V

TRATAMIENTO DE SUELOS BLANDOS.

## 5.1 INTRODUCCION

Si el Ingeniero se encuentra con un suelo poco recomendable para llevar a cabo una obra; ya sea por su deformabilidad, por su baja resistencia ó -- por cualquier otra razón, puede decidir entre cualesquiera de las siguientes posibilidades sopesando sus pro y sus contras de cada una de ellas:

- a.- Dejar al suelo sin algún tratamiento considerando en el diseño de la obra los efectos que puedan causar el material.
- b.- Eliminar el material no deseable, sustituyendo por otro material que cumpla mejor los requerimientos.
- c.- Modificar las propiedades del material.

Si el Ingeniero se decide por modificar las propiedades del suelo, es posible tratar al material de alguna forma y lograr una estabilización. Los procedimientos más conocidos son:

- 1.- Estabilización por medios mecánicos.
- 2.- Estabilización por drenaje.
- 3.- Estabilización por medios eléctricos.
- 4.- Estabilización por medio de calor.
- 5.- Estabilización por medios químicos.

Las propiedades de los suelos que mas frecuentemente se estudian en problemas de estabilización son:

Estabilidad volumétrica.  
Resistencia.  
Permeabilidad.  
Comprensibilidad.  
Durabilidad.

Sea cual sea el problema, se requiere una investigación de las alternativas económicas.

## 5.2 TRATAMIENTOS MECANICOS.

El mas conocido es el de compactación, aunque se utilizan también: La precarga de los suelos, esto es, inducir una preconsolidación al terreno por medio de una sobrecarga.

El otro método es la mezcla de suelos que muy frecuentemente se utiliza.

### 5.3 COMPACTACION.

Se le llama compactación, a la densificación del suelo aplicándole energía mecánica. El objetivo de la compactación es el de mejorar las propiedades del suelo. Mediante la compactación se puede lograr:

- 1.- Reducción de la relación de vacios.
- 2.- Aumento de la resistencia del suelo.
- 3.- Disminución de capacidad de deformación.

En los suelos plásticos se logra un mejor compactamiento del suelo mediante carga estática; su eficiencia radica en el material a compactar así de como el procedimiento de compactación de laboratorio, ya que estos reproducen de alguna manera el mejor sistema a emplear en el campo. El factor (ó los factores) para una buena compactación son: El contenido de agua del suelo y la energía específica empleada llamada también energía de compactación.

#### 5.3.a. PRUEBA DE COMPACTACION.

En estas pruebas se trata de reproducir las condiciones de compactación de campo. El primer esfuerzo por tener estas condiciones en laboratorio se debe a R.R. PROCTOR que elaboró una especificación de control para la compactación de suelos cohesivos y que es conocida como la prueba PROCTOR ESTANDAR ó A.A.S.H.P. (American Association of State Highway Officials).

Proctor definió las 4 variables de la compactación del suelo como:

- 1.- Peso específico seco (relación de vacios en el trabajo original).
- 2.- Contenido de agua.
- 3.- Esfuerzo de compactación (ó energía).
- 4.- Tipo de suelo (graduación, presencia de limo, arcilla, etc.).

La prueba consiste en compactar el suelo en 3 capas dentro de un molde de dimensión y forma especificada por medio de golpes de un pisón, el cual es dejado caer desde una cierta altura. La energía específica de compactación

se calcula con la fórmula:

$$Ee = \frac{Nn Wh}{V}$$

donde

Ee= Energía específica.

N = Número de golpes por capa.

n = Número de capas de suelo.

W = Peso de Pisón.

h = Altura de caída libre del pisón.

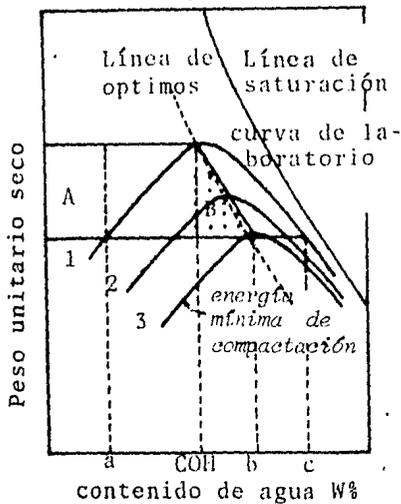
V = Volumen del suelo compactado.

PROCTOR encontró que el contenido de agua en el suelo era de suma importancia ya que a contenidos de humedad creciente a partir de valores bajos, se obtienen más altos pesos específicos secos y mejores compactaciones del suelo hasta llegar a una cierta humedad "óptima". Arriba de estos valores se obtienen valores de pesos volumétricos bajos y por lo tanto una deficiente compactación, por lo que se le llama humedad inicial óptima aquella que produce el máximo peso específico seco que puede lograrse con este procedimiento de compactación.

En el ensayo, se compactaron varias muestras del mismo suelo pero a diferentes contenidos de humedad; se calculan los pesos específicos húmedos y se extraen muestras para el contenido de agua. Teniendo estos datos, se dibuja la curva peso específico-contenido de agua.

### 5.3.b. PRUEBA PROCTOR MODIFICADA ó A.A.S.H.O. MODIFICADA.

Difiere de la primera prueba en que aumenta la energía de compactación, --- aumenta el número de capas, peso y altura de caída así como las dimensiones del molde. Con esto se encuentra que la humedad óptima es menos que en el primer caso y se modifica la energía de compactación (como es el caso) entonces el peso específico máximo en el suelo será menor y la humedad requerida será mayor que en la prueba estándar.



Curvas de compactación. Fig. V-1

#### 5.4 PROPIEDADES Y ESTRUCTURAS DE LOS SUELOS COHESIVOS COMPACTADOS.

Para un mismo esfuerzo de compactación con contenido de agua creciente, la textura del suelo llega a ser cada vez más orientada (ó dispersa) hacia el lado seco del óptimo, los suelos tienden a producir una textura floculada. Si aumenta el esfuerzo de compactación, el suelo llega a estar más disperso aunque el contenido de agua permanezca constante (como en el punto E). La textura de la muestra está considerablemente más orientada en C que en A -- para la misma energía ya que está más húmeda que el óptimo. También la textura en D estará más orientada en C para el mismo contenido de agua, debido al mayor esfuerzo de compactación.

La compresibilidad de las arcillas compactadas, se traduce para un nivel bajo de esfuerzos del lado húmedo del óptimo, como un suelo más compresible y a un nivel alto de esfuerzo como un suelo menos compresible.

La resistencia de las muestras compactadas al lado seco del óptimo es mayor y tienden a una falla frágil, y las compactadas del lado húmedo del óptimo -- tienden a una resistencia baja y una falla progresiva.

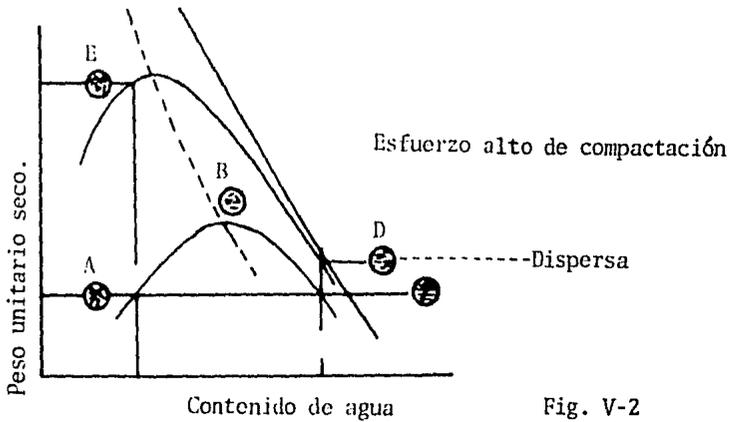


Fig. V-2

La resistencia del lado húmedo óptimo depende del tipo de compactación. El contenido de agua es un parámetro significativo en la resistencia del suelo debido tanto al ablandamiento de los vínculos entre partículas como al hinchamiento. El hinchamiento de las arcillas compactadas es mayor para aquellas arcillas compactadas del lado seco del óptimo.

#### 5.5 MEZCLA DE SUELOS.

Tiene como objetivo lograr suelos con propiedades distintas obviamente mejores que el suelo original.

La granulometría suele ser el requisito más relevante en la fracción gruesa y la plasticidad en la fina.

La mezcla de suelos finos tiende a modificar la naturaleza química de ellos, es decir, su composición minera-lógica y la naturaleza de los iones intercambiables de los minerales. Así por ejemplo, la compresibilidad de la montmorilonita es 10 veces mayor que la de la caolinita y por ejemplo en una montmorilonita sódica el límite líquido puede ser 5 veces mayor que el de una montmorilonita férrica lo que da una idea del posible uso y efecto de la mezcla de suelos finos.

#### 5.6 ESTABILIZACION POR DRENAJE.

Las aguas que fluyen superficialmente provocan erosiones en cortes y terraplenes. El almacenamiento de ella en algún sitio provoca una infiltración y una saturación que ocasiona una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante. Además de este problema, puede ocasionar que mediante una fuerte evaporación se produzca grietas en los terraplenes, muy comunes en las carreteras de nuestro país.

El problema consiste en evitar al máximo estos aspectos, sea mediante un drenaje superficial o un subdrenaje.

El drenaje superficial es el destinado a captar y eliminar las aguas que corren sobre el terreno natural o sobre la estructura. En carreteras, por ejemplo, las cunetas son las destinadas a captar esta agua y por gravedad eliminarlas en una descarga denominada lavadero.

Otras estructuras similares a las cunetas son las contracunetas y los bordillos.

#### 5.6.a SUBDRENAJE.

Si existe un sobre flujo de agua en los suelos, la consecuencia inmediata es la disminución del factor de seguridad siendo menos estable la estructura. Esto puede llegar a ser crítico si añado a el se cuenta con un suelo pobre en cuanto a resistencia y deformabilidad.

Los métodos de subdrenaje en el caso de cortes tienden a controlar el flujo de agua que trata de brotar en el talud, reorientando el flujo de tal forma que la dirección de las fuerzas de filtración cambie y se haga menos desfavorable ó disminuyendo las presiones neutrales en zonas convenientes, aumentando así en ellas la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante y restringiendo la posibilidad de cambios volumétricos.

Algunos de los métodos para controlar el flujo del agua en terracerías, cortes ó aeropistas son:

- a.- Subdrenes de zanja.
- b.- Trincheras estabilizadoras.
- c.- Drenes transversales.
- d.- Pozos de alivio.
- e.- Galerías filtrantes.

- a.- Subdrenes de arena.

Consiste de una zanja de cierta profundidad, la cual aloja un tubo perforado y relleno de material filtrante. El agua descargada va a dar a algún sitio -

donde sea inofensiva. El sitio donde van colocados es por lo regular longitudinalmente en sus acotamientos y al pie de los cortes. En los cortes la construcción es en los hombros de la carretera. El agua que normalmente --- fluye por el talud del corte ó en la corona, se desvia hacia el recolector modificando las fuerzas de filtración.

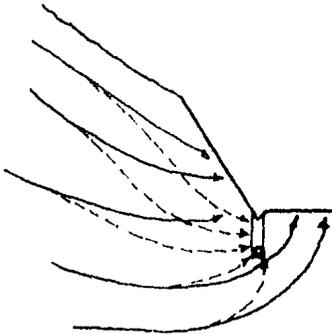


Fig. V-3 Sub-dren de arena

b. - TRINCHERA ESTABILIZADORAS.

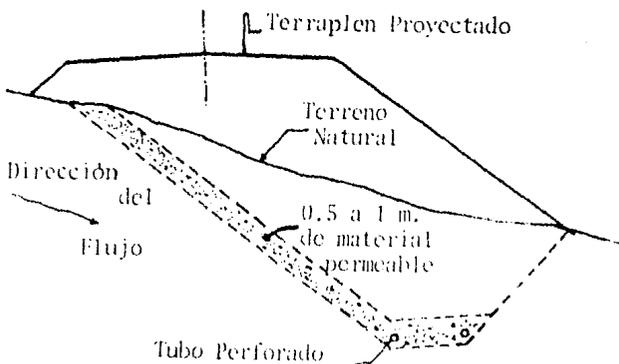


Fig. V-4 Trinchera Estabilizadora

### Trinchera Estabilizadora.

La trinchera estabilizadora (fig.V-4) se construye bajo el lugar dónde va a ser construído el terraplen, con esto se logra captar el flujo y eliminar el agua en una zona dónde no afecte la estabilidad del talud.

La capa de material filtrante varía entre 0.50 y 1.00 m. de espesor la -- cual va provista de tuberías perforadas para la captación y otra colocada transversalmente para el desfogue.

### c.- DRENES TRANSVERSALES.

Son tuberías perforadas que van desde el terreno natural, transversalmente a la carretera, con este tipo de drenes, se captan las aguas internas y se abaten las presiones neutrales. (fig.V-5)

### d.- GALERIAS FILTRANTES.

Si la obra en cuestión es de grandes proporciones, el uso de galerías filtrantes es económicamente razonable en comparación con otras técnicas de - subdrenaje.

La galería filtrante es un túnel de dimensiones adecuadas, colocada estratégicamente en el lugar dónde se pueda captar el flujo de agua de la manera mas eficiente. Se rellena con material filtrante colocándose tubo perforado de manera que el material rellena el espacio entre el suelo y las paredes de excavación.

### e.- POZOS DE ALIVIO.

Son perforaciones verticales de aproximadamente 60 cms. de diámetro, dentro de las cuales se coloca tubo perforado, el espacio entre el tubo y las paredes se rellenan de material filtrante, su profundidad puede llegar hasta 20 metros y se colocan regularmente en la ladera dónde capta del flujo. El sistema colector puede ser una galería ó con drenes transversales de penetración ó por bombeo. La fig. V-6 muestran unos pozos de alivio combinados con drenes transversales de penetración.

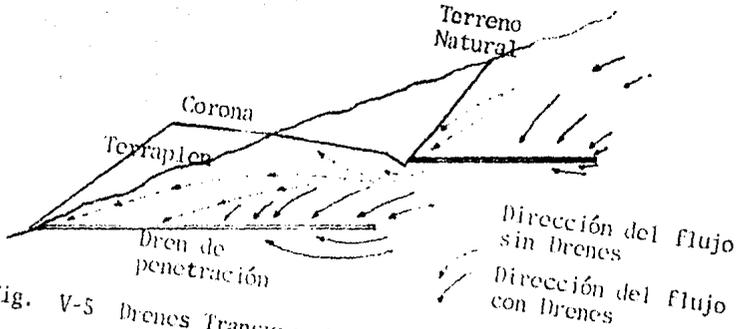


Fig. V-5 Drenes Transversales

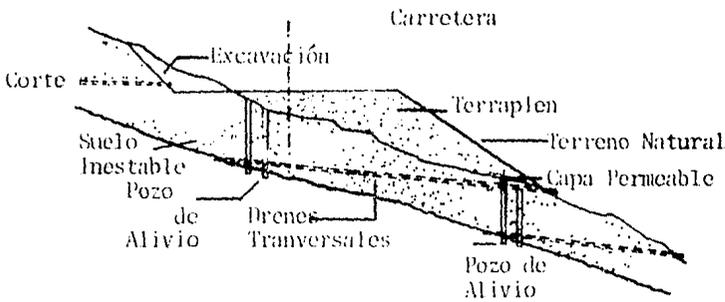


Fig. V-6 Pozos de alivio combinados con Drenes transversales.

Fig. V-6 pozos de alivio Combinados con Drenes Transversales.

### 5.7 ESTABILIZACION POR MEDIOS ELECTRICOS.

Quizá el más conocido medio de estabilizar el suelo por métodos eléctricos es la Electrósmosis.

La teoría de la electrosmosis fué investigada por Reuss y llevada a la práctica con el fin de controlar expansiones y evitar falla en taludes.

Cuando se aplica una corriente directa a una membrana rígida y porosa, sumergida en agua, el agua que llena los poros se mueve del ánodo hacia el cátodo.

La hipótesis del flujo Electrosmótico supone de que los iones positivos de la fase líquida están distribuidos de tal manera que las mayores concentraciones de ellos se encuentran a lo largo de las paredes del tubo capilar, el cual tiene cargas negativas y disminuye gradualmente la concentración de iones positivos al aumentarse la distancia a la pared del tubo capilar. Si se aplica una diferencia de potencial eléctrico externa, los cationes se moverán hacia el cátodo arrastrando consigo las partículas de agua.

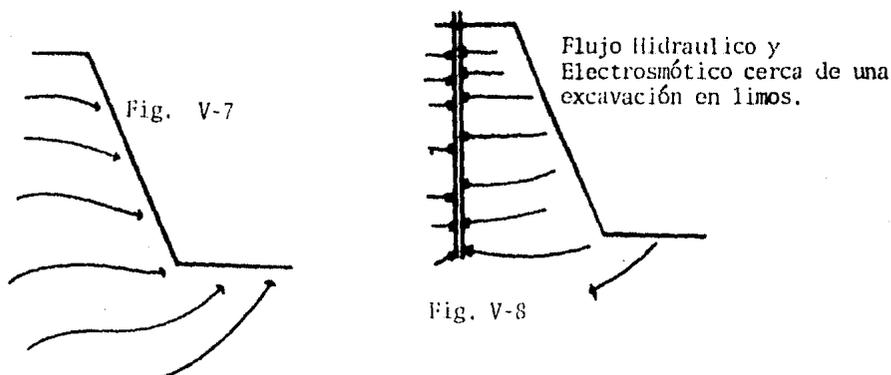
Una instalación electrosmótica tiene como objeto impedir el flujo de agua de zonas aledañas a una excavación. Las instalaciones para un drenaje electrosmótico consiste en series de pozo de bombeo dispuestos en hilera creando una pantalla de captación del flujo, el diámetro de los pozos es del orden de los 20 cm. dentro de cada pozo se instala un tubo de hierro ranurado de unos 10 cm. de diámetro rellenándose con material filtrante. En el extremo inferior del tubo, se dispone una barra de hierro de 2 ó 3 m. de longitud para formar el cátodo o polo negativo.

El ánodo ó polo positivo se forma simplemente con barras de hierro de menor longitud que el cátodo dispuestas en hileras paralelas a los pozos--cátodos.

El agua que se acumula en los pozos como consecuencia del flujo electrosmótico es eliminado por bombeo.

La estabilización electrosmótica de taludes en excavación en limos con poca cohesión (o nula cohesión) es otro caso practico.

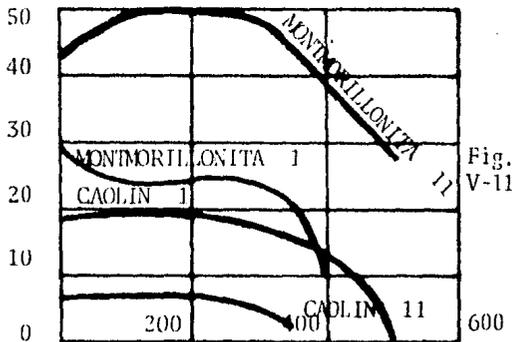
Las figuras V-7 y V-8 ilustran el flujo hidráulico y electrosmótico de una excavación en limos.



El tratamiento electrosmótico es aplicable también en el caso de aguas freáticas filtrando a través de la tabla estaca en una excavación en limos. En tales condiciones la tabla estaca fallaría por licuación pero colocando cátodos-bomba a 5 m. de la tabla estaca podemos desviar el agua hacia los cátodos bomba.

### 5.8 ESTABILIZACION POR MEDIO DE CALOR.

El principio de este tratamiento es simple. Se basa en la observación de como el calor convierte la arcilla en ladrillo resistente siendo irreversible el proceso. Como esto se logra a temperaturas del orden de  $900^{\circ}\text{C}$ , - en la practica se aplica la temperatura a la cual la rehidratación de la arcilla no es posible lo que ocurre a temperaturas entre  $200$  y  $400^{\circ}\text{C}$  la - figura V-11 da el valor del contenido del agua y los cambios de plasticidad despues de la rehidratación en función de la temperatura.



El calor se aplica por fuego directo o por gas calentado y se aplica practicando 2 agujeros inclinados e intercomunicados en un punto en el que se provoca la combustión, el primer agujero acepta el combustible y el segundo permite la salida a los gases de la combustión en el primer caso. El segundo caso consiste en un solo agujero al fondo del cual se establece la cámara de combustión cuya temperatura se controla con sobrepresión respecto a la atmosférica; el calentamiento del suelo se efectúa por el paso del aire caliente comprimido a través de sus poros.

La influencia del calentamiento en los 2 casos no excede más allá de 2 metros en torno a el.

El calentamiento reduce también el potencial de expansión de los suelos -- arcillosos por lo que resulta útil.

También se puede tratar a un suelo, utilizando la estabilización térmica - por enfriamiento, llegando al punto de congelación del agua de los poros, lo cual transforma al suelo en un conjunto rígido de considerable resisten-

cia. Sin embargo, hay que tener en cuenta que no es facil este método ya que puede producir (si no es bien controlado) una disminución en la resistencia de los suelos (capitulo IV efecto de las heladas).

#### 5.9 ESTABILIZACION POR MEDIOS QUIMICOS.

Sin duda los mas utilizados en nuestro país, empleando agentes estabilizantes tales como el cemento, la cal, el asfalto, ácido fosfórico, cloruro de sodio, sulfatos de calcio e hidroxido de sodio y otros.

##### 5.9.a ESTABILIZACION CON CEMENTO.

Es una de las mas utilizadas hasta ahora y se conoce como suelo-cemento. - El cemento mezclado con el suelo mejora las propiedades de éste desde el punto de vista mecánico.

Siendo los suelos por lo general un conjunto de partículas inertes granulares con otros activos de diversos grados de plasticidad, la acción que en ellos produce el cemento es doble.

Por una parte actua como conglomerante de las gravas, arenas y limos y por otra, el hidrato de calcio, que se forma al contacto del cemento con el -- agua libera iones de calcio que por su gran afinidad con el agua "roban" - algunas de las moleculas de esta interpuestas entre cada 2 laminillas de - arcilla, obrando de un modo análogo a las cationes. El resultado de este - proceso es la disminución de la porosidad y de la plasticidad, asi como el aumento de la resistencia y de la durabilidad.

En los suelos arcillosos se produce un efecto primario en el que la hidratación del cemento produce silicatos y aluminatos hidratados de calcio, -- hidróxido de calcio e iones Ca. que elevan su concentración de electrolitos aumentando su PH. En la segunda fase es aún más complicado su efecto ya que produce reacciones químicas puzolánicas entre los diversos elementos, finali zando con un efecto cementante entre las partículas de arcilla, según obser vaciones, las arcillas montmoriloniticas son las mas reactivas ante el cemento, seguidas de las éliticas y de las caolinitas.

No existe un criterio específico y confiable para el diseño de mezclas suelo-cemento, solo se cuentan con algunas pruebas a la mezcla siendo los criterios del proyectista los que prevalecen. A pesar de esto se tiene por ejemplo la prueba de durabilidad la cual se hace a especímenes con diferentes contenidos de cemento y que se deja curar durante 7 - días, sujetandolos despues a doce ciclos de congelamiento y deshielo ó de humedecimiento y secado. La pérdida de peso de dichos especímenes - despues de cepillado su material suelto, se forma como una medida de la durabilidad.

Los ensayos al suelo-cemento tienden a determinar 3 aspectos fundamentales que son:

- a.- Cantidad de cemento necesario para dar al suelo las características deseadas.
- b.- Cantidad de agua por agregar.
- c.- Peso volumétrico a que deberá compactarse la mezcla.

La tabla 5-1 proporciona una guía para elegir porcentajes de dosificación para la proporción de especímenes de laboratorio para la prueba de durabilidad.

#### 5.10 SUELO-CAL.

Las técnicas de estabilización con cal hidratada, son similares a las de la estabilización con cemento pero es más aplicable a suelos arcillosos - que a los granulares friccionantes.

El efecto básico de la cal es la constitución de silicatos de calcio formando compuestos cementadores.

Hay 2 tipos de reacciones químicas entre la cal y el suelo, la primera es inmediata e incluye una fuerte captación de iones de calcio, lo que deprime su doble capa a causa del incremento en la concentración de cationes - en el agua; a la vez ocurre otro efecto que tiende a expandir la doble -- capa por el alto PH de la cal. Esta última reacción es la cementante. La reacción cementante tiene lugar a través de la formación de silicatos de calcio y es muy dependiente del tipo de suelo que en ella intervenga; en

TABLA 5-1. PORCENTAJES DE DOSIFICACION PARA LA PRUEBA DE DURABILIDAD.

Indice de grupo del suelo	Material entre 0.05 mm. y 0.005 mm.	Porcentajes totales de cemento para los pesos volumétricos que se anotan, en peso.						
		1140 a 1510 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1510 a 1590 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1590 a 1670 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1670 a 1750 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1750 a 1830 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1830 a 1910 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1910 a Más <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0 - 3	0-19	12	11	10	8	8	7	7
	19-39	12	11	10	9	8	8	7
	39-59	13	12	11	9	9	8	8
	60 ó más	—	—	—	—	—	—	—
4 - 7	0-19	13	12	11	9	8	7	7
	19-39	13	12	11	10	9	8	8
	39-59	14	13	12	10	10	9	8
	60 ó más	15	14	12	11	10	9	9
8 - 11	0-19	14	13	11	10	9	8	8
	19-39	15	14	11	10	9	9	9
	39-59	16	14	12	11	10	10	9
	60 ó más	17	15	13	11	10	10	10
12- 15	0-19	15	14	13	12	11	9	9
	19-39	16	15	13	12	11	10	10
	39-59	17	16	14	12	12	11	10
	60 ó más	18	16	14	13	12	11	11
16-20	0-19	17	16	14	13	12	11	10
	19-39	18	17	15	14	13	11	11
	39-59	19	18	15	14	14	12	12
	60 ó más	20	19	16	15	14	13	12

TABLA 5-1. PORCENTAJES DE DOSIFICACION PARA LA PRUEBA DE DURABILIDAD.

Indice de grupo del suelo	Material entre 0.05 mm. y 0.005 mm.	Porcentajes totales de cemento para los pesos volumétricos que se anotan, en peso.						
		1140 <sup>a</sup> 1510 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1510 <sup>a</sup> 1590 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1590 <sup>a</sup> 1670 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1670 <sup>a</sup> 1750 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1750 <sup>a</sup> 1830 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1830 <sup>a</sup> 1910 <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>	1910 <sup>a</sup> Más <sub>3</sub> kg/m <sup>3</sup>
—————	—————	—————	—————	—————	—————	—————	—————	—————
—————	%	%	%	%	%	%	%	%
0 - 3	0-19	12	11	10	8	8	7	7
	19-39	12	11	10	9	8	8	7
	39-59	13	12	11	9	9	8	8
	60 ó más	—	—	—	—	—	—	—
4 - 7	0-19	13	12	11	9	8	7	7
	19-39	13	12	11	10	9	8	8
	39-59	14	13	12	10	10	9	8
	60 ó más	15	14	12	11	10	9	9
8 - 11	0-19	14	13	11	10	9	8	8
	19-39	15	14	11	10	9	9	9
	39-59	16	14	12	11	10	10	9
	60 ó más	17	15	13	11	10	10	10
12- 15	0-19	15	14	13	12	11	9	9
	19-39	16	15	13	12	11	10	10
	39-59	17	16	14	12	12	11	10
	60 ó más	18	16	14	13	12	11	11
16-20	0-19	17	16	14	13	12	11	10
	19-39	18	17	15	14	13	11	11
	39-59	19	18	15	14	14	12	12
	60 ó más	20	19	16	15	14	13	12

esto la estabilización con cal difiere de la del cemento.

#### PLASTICIDAD.

La cal disminuye el índice de plasticidad de los suelos muy plasticos, tiene poca influencia en el índice plástico en los suelos de plasticidad media y aumenta el índice de plasticidad de los suelos finos menos plasticos.

#### RESISTENCIA.

La fig. V-12 muestra la variación de la resistencia a la compresión -- simple de varios suelos con el contenido de cal.

Se puede ver que la resistencia aumenta hasta contenido de cal del orden del 8% en peso y en suelo muy arcilloso aumenta hasta contenidos de cal de 10%

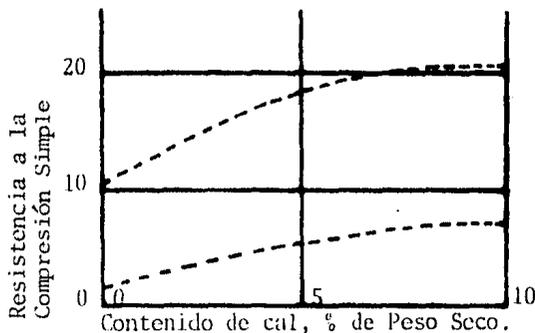


Fig. V-12

Un comentario especial es el hecho de que tanto para suelo-cemento como para suelo-cal, la presencia de materia orgánica hace disminuir la resistencia del suelo estabilizado. La figura V-13 muestra el cambio en la -- resistencia de una arcilla estabilizada durante las primeras horas de su estabilización.

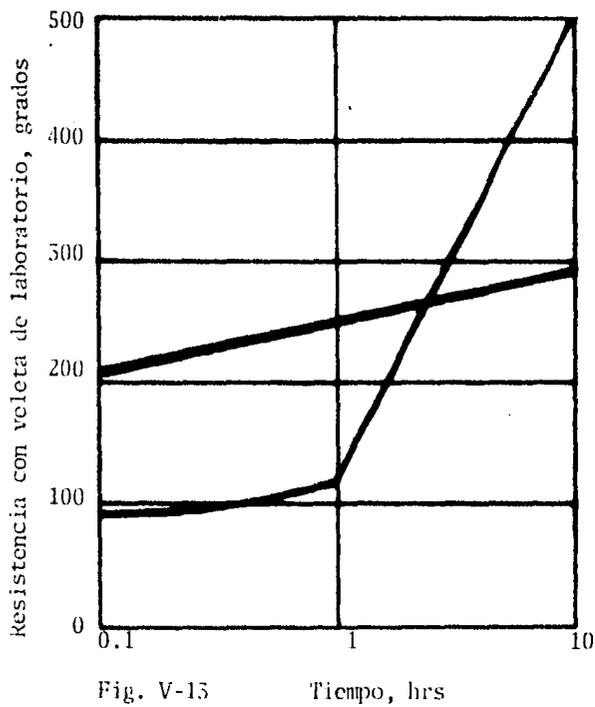


Fig. V-15      Tiempo, hrs

Cambio de la resistencia de una arcilla estabilizada durante las primeras horas de su estabilización.

La figura V-14 muestra la resistencia de una arcilla estabilizada durante las primeras horas en presencia de materia orgánica.

En los suelos-cemento la presencia de materia orgánica dificulta la acción aglutinante del cemento debido a efectos químicos entre el cemento y los ácidos orgánicos.

#### 5.11 ESTABILIZACION CON ASFALTO.

Son 3 tipos de productos los que se utilizan para mejorar las propiedades de los suelos.

- 1.- Productos Bituminosos.- Por ser muy viscosos se rebajan con un solvente (gasolina) ó se usan calentados.
- 2.- Productos Asfálticos.- Producto de la destilación y refinamiento del petróleo.
- 3.- Productos residuo de la destilación destructiva de materiales orgánicos tales como el carbón, turbas, alquitranes.

Cabe hacer notar que estos elementos estabilizantes son los que comúnmente se usan en los trabajos referentes a vías terrestres. (Caminos, aeropistas, carreteras)

#### CLORURO DE SODIO.

Tiene la propiedad de disminuir la permeabilidad de muchas arcillas, se puede también tratar a las arcillas expansivas y ayuda al suelo a un mejor comportamiento ante la congelación.

#### ACIDO FOSFORICO.

Se logra un mejor resultado en algunas arcillas que con cemento ó cal, pero es demasiado costoso.

#### FOSFOROS.

Solo se pueden tratar con fosfatos suelos ácidos, de muy poco uso por su difícil maniobra.

## SULFATOS.

Es muy difícil estabilizar el suelo con sulfatos, su propiedad como acelerador de fraguado suele aprovecharse como aditivo (Sulfato de calcio ó yeso por ---- ejemplo) en suelo-cemento pero lleva a problemas de florescencia.

## HIDROXIDO DE SODIO. (SOSA CAUSTICA)

Ayuda para una mejor compactación del suelo, especialmente en arcillas coalínicas ricas en aluminio. Su desventaja es el peligro para los operadores y en presencia del aire se carbonata perdiendo su poder.

### 5.12 PRESENCIA DE SULFATOS EN GRAN ESCALA EN LOS SUELOS.

Los sulfatos son sales de ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ) y su presencia detecta la identificación en el suelo del radical  $SO_3$  o trióxido de azufre.

Se sospecha de la presencia de los sulfatos en el suelo mediante información del lugar, ya sea por la existencia de yacimientos de yeso en las proximidades ó por la vecindad de manantiales sulfurosos. Es muy difícil estabilizar al suelo pero solo mediante ensayos de laboratorio se puede averiguar si es posible la estabilización.

### 5.13 P.H. DEL SUELO.

Cualquier causa de una acides en el suelo siempre es desfavorable ya que las sustancias ácidas favorecen la rápida meteorización de los suelos. La materia orgánica lleva en si geles amórfos coloidales de naturaleza ácida. Por medio del índice Sorensen (P.H.) podemos conocer el grado de ácidos del suelo. El potencial hidrógeno es el índice de concentración de iones positivos ( $H^+$ ) (1er. capítulo).

Si el valor es bajo ( $<7$ ), el suelo es más ácido que sí PH 7. Un P.H.=7 indica una sustancia neutra.

Para medir el PH de un suelo, se vierten  $23\text{ cm}^3$  de la muestra, previamente removida para homogeneizarla en un botellín agregándole unos  $8\text{ cm}^3$  de agua destilada. Se agita el recipiente hasta enturbiar el agua por igual, se deja en reposo durante unos 15 minutos, se filtra y se deposita un poco de líquido en una platinilla de losa blanca vertiendo encima 3 gotas de un indicador PH. Inmediatamente la solución del platillo cambia de color y comparando el tono de éste con el de

unas muestras de papel que se adquieren con el indicador, hasta encontrar una de igual colorido, no habrá más que leer en una tabla que acompaña a la muestra el PH del suelo.

Un  $\text{PH} < 6$  indicará un suelo demasiado ácido para estabilizarlo.

Estabilización de suelos.

Editores Técnicos Asociados, S.A.

Manuel Torrente.

Luis Sagues.

## CONCLUSIONES

*Dada la diversidad Geológica que presenta la República Mexicana y principalmente la Ciudad de México, se ha desarrollado en el País, la técnica que aprovechando la experiencia y la ciencia que aporta la Geotecnia, ha logrado vencer los problemas que el suelo ha presentado desde siempre.*

*El gran crecimiento del País, obliga a prever todos los servicios de infraestructura que este requiere. Así por ejemplo: en los próximos años será necesario ampliar al red de Vías Terrestres. Esto es, el sistema carretero y ferroviario; debido al impulso de otras Entidades importantes como centro de desarrollo.*

*La demanda de viviendas tendrá que incrementarse con los subsecuentes servicios de agua y drenaje, así como aumentar la capacidad del sector eléctrico; que debiera atender la demanda de energía en industrias y poblaciones.*

*El camino no es fácil si tomamos en cuenta los grandes problemas que nos presenta el suelo, de hecho, la Geotecnia se ha desarrollado debido ha -- que se ha necesitado aliviar necesidades que nunca han dejado de apremiar a los habitantes del Valle de México, como son el deshacerse del agua excedente y el aprovisionamiento de agua potable.*

*Actualmente la necesidad de transporte masivo y efectivo para la mayoría de los 17 millones de habitantes del D.F y zona urbana, obliga a desarrollar la Ingeniería Subterránea que esta básicamente sustentada en la Geotecnia.*

*En los tiempos pasados, la solución de un problema dió nacimiento a otro más grande ó de iguales proporciones. Un ejemplo palpable de esto, fue el asentamiento del D.F. debido a la sobreexplotación de los acuíferos subterráneos, esto es la consolidación de un estrato por bombeo. Además de el asentamiento, la sobre-explotación de los acuíferos tuvo efectos secundarios tales como la erosión de la tierra y el agrietamiento*

*La complejidad Geológica de nuestro suelo, no fué mas que el resultado de la gran actividad volcánica que sufrió el planeta en épocas pasadas desde el terciario superior hasta el cuaternario superior. Siete fases -- fases de actividad volcánica produjeron: lavas ácidas e intermedias, fe--*

robasaltos, andesitas, lavas andesíticas y dácicas y los basaltos. De las características particular de los suelos formados en ésta etapa, quizá la más especial fue la de las arcillas volcánicas cuya característica principal es la poca resistencia y al gran deformabilidad; esto debido a la alteración de las cenizas volcánicas. Precisamente en este suelo es donde se asienta la Ciudad de México

Es por esto que al hacer una obra de Ingeniería, se deben de conocer -- las propiedades del suelo y su historia.

En los estudios de materiales con el fin de diseñar presas de tierra, se comprenden varias fases:

- 1.- Selección de bancos e identificación de los suelos disponibles
- 2.- Determinación de las muestras representativas
- 3.- Ensayes de las muestras

En las vías terreas, los elementos básicos son:

- 1.- Contenido de Humedad
- 2.- Peso volumétrico
- 3.- Grado de compactación

Estudiándose también la estabilidad de taludes y efectos de filtración Y en las obras urbanas hay varios aspectos que atender como son: las -- excavaciones profundas, túneles y cimentaciones.

La desventaja de no tener en obra un laboratorio de Mecánica de Suelos da lugar al estudio de las propiedades 'in situ' del material mediante las propiedades índice que da un conocimiento general cualitativo del suelo. El análisis de estas propiedades, las relaciones de volumen y la clasificación por granulometría da como resultado el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

El comportamiento del suelo en presencia del agua es motivo más que suficiente para su análisis; el no considerar el flujo de agua en un suelo, puede ocasionar fallas de gran magnitud, ya sea en : presas, taludes, carreteras, cimentaciones, etc., lo que nos lleva al estudio del comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos.

Las pruebas de laboratorio más usuales para la determinación de las propiedades esfuerzo-deformación del suelo son: consolidación unidimensional, las pruebas triaxiales y pruebas de compresión simple. Gracias a estas pruebas se conocen ciertos aspectos del suelo como por ejemplo la cohesión.

El conocimiento de estos aspectos y con el auxilio de la Física y las Matemáticas nos lleva a desarrollar toda una teoría que nos auxilie en la comprensión y previsión del comportamiento del suelo. Teorías como la de la consolidación y esfuerzos de tensión; conceptos como: capacidad de carga y estabilidad de taludes, son resultado de una investigación científica y una observación directa de los fenómenos físicos del suelo.

Cuando el material de apoyo ya sea de un cimiento, de un terraplen o de una estructura terrea es poco recomendable por sus características, se puede optar por modificar las propiedades del material, claro está, si este camino es el más seguro y económico; mediante el conocimiento de las propiedades del suelo se llega a la estabilización.

En los próximos años habrá un vertiginoso desarrollo del País, tal, que será necesario duplicar los servicios con que actualmente se cuenta, --- habrá que dar asiento a la población en los lugares más inadecuados, será necesario revizar y hacer nuevos enfoques a los estudios desarrollados hasta hoy.

En la Ciudad de México, de seguir la tasa de crecimiento actual (3.2% anual), en el año 2000 el D.F. contara con 33 millones de habitantes, lo que obligará a la población a extenderse y asentarse en los lugares con problemas de tipo geológico, como por ejemplo la zona del lago; cuyo problema principal es su gran deformabilidad.

El objetivo principal de esta Tesis fué analizar más a fondo las causas de la deformabilidad de los suelos blandos, conociéndolas, estamos en el primer paso para prever y tomar las medidas adecuadas para enfrentar los retos que el suelo nos imponga.

## B I B L I O G R A F I A

*Mecánica de Suelos. Tomos I, II, y III*  
 Por: Juárez Badillo y Rico Rodríguez.  
 edit. Limusa

*Mecánica de Suelos*  
 Por: T William Lambe y Robert V Whitman  
 edit. Limusa

*Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*  
 Por: Karl Von Terzaghi y Ralph B. Peck  
 edit. El Ateneo

*Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*  
 Por: Leonardo Zeevaert  
 edit. Krieger

*Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Tomo I*  
 Por: Alfonso Rico y Hermilio del Castillo  
 edit. Limusa

*El Hundimiento de la Cd. de México; Proyecto Texcoco*  
 Por: Nabor Carrillo  
 Secretaría de Hacienda y Crédito Público

*Propiedades Geofísicas de los Suelos*  
 Por: Joseph E. Bowles  
 edit. Mc Graw Hill

*Presas de Tierra y Enrocamiento*  
 Por: Raúl J. Marsal y Daniel Resendiz Nuñez  
 edit Limusa

*Manual de Diseño de Obras Civiles*  
 Comisión Federal de Electricidad  
 Instituto de Investigaciones Electricas

*Fundamentos de Geología Física*

Por: Iet y Judson

edit. Limusa

*Estabilización de Suelos*

Por: Manuel Torvente

Editores Técnicos Asociados

*El Futuro de la Geotécnica en México*

Por: Dr. Raul J. Marsal

Revista "Ingeniería" N° 4; año: 1983

*Crecimiento Demográfico en el D.F*

Revista Comercio N° 285; año: 1984