



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA**

# **SERIE DE EJERCICIOS DE GEOTECNIA III**

**VICTOR MANUEL CHAMORRO ESCALONA**

**DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA  
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

FI/DICTG/84-045



\*603988\*

G.- 603988

603988

INDICE

	Pág.
I. INTRODUCCIÓN.	
1.1. Objetivo de la tesis .....	1
1.2. Contenido de la tesis .....	1
II. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.	
2.1. Resumen teórico y aspectos fundamentales de resistencia al corte.	4
2.2.1. Introducción.....	4
2.1.2. Factores que intervienen en la resistencia al corte de los suelos.....	6
2.1.3. Prueba de laboratorio.-Prueba directa.- - Prueba de comprensión triaxial.....	8
2.1.4. Prueba de campo.-Veleta de corte.....	11
2.1.5. Estado de esfuerzos planos en un elemento.....	14
2.1.6. El círculo de Mohr.-Procedimiento gráfico - del polo.....	17
2.1.7. Tipos de pruebas en la cámara de comprensión triaxial.....	20
2.2. Ejemplos Numéricos de Resistencia al corte.	
2.2.1. Ejemplos resueltos.....	21
2.2.2. Ejercicios propuestos.....	39
III. EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ELEMENTOS DE RETENCION.	
3.1. Resumen teórico y aspectos fundamentales de empuje de tierras.	46
3.1.1. Introducción.....	46
3.1.2. Teoría de Rankine.- En suelos friccionantes.- En suelos cohesivos.- En suelos cohesivos --- friccionantes.....	49
3.1.3. Teoría de Coulomb.-Método de Cullman.....	62
3.1.4. Método semiempírico de Terzaghi.....	65
3.1.5. Empuje sobre tabla estacas.....	68
3.1.6. Análisis de estabilidad en un muro de retención Revisión por volteo.-Revisión por deslizamien to.- Revisión de los esfuerzos internos.- Revisión de la capacidad de carga del terreno.....	71
3.1.7. Drenaje en muros de retención.....	77

continúa

3.2.	Ejemplos numéricos de empuje de tierras.	Pág.	81
3.2.1.	Ejemplos resueltos.....		
3.2.2.	Ejercicios propuestos.....		106
IV.	CAPACIDAD DE CARGA.		
4.1.	Resumen teórico y aspectos fundamentales de capacidad de carga.		
4.1.1.	Introducción.....		111
4.1.2.	Teorías de falla.....		113
4.1.3.	Teoría de Terzaghi.....		113
4.1.4.	Teoría de Skempton.....		119
4.1.5.	Teoría de Zeevaert.....		122
4.1.6.	Cimentación superficiales.-En arenas y gravas.- En suelos arcillosas.....		124
4.1.7.	Cimentaciones profundas.- Pilotes, Pilas y Cilin dros.....		126
4.1.8.	Capacidad de carga de un pilote.- Por punta.- Por fricción.....		127
4.1.9.	Análisis de grupo de pilotes.- Hundimientos - Resistencia al corte.- Número de pilotes.....		130
4.2.	EJEMPLOS NUMERICOS DE CAPACIDAD DE CARGA.		
4.2.1.	Ejemplos resueltos.....		135
4.2.2.	Ejercicios propuestos.....		146
	Bibliografía.....		149

### 1.1 OBJETIVO DE LA TESIS

El objetivo de este trabajo es proporcionarle al alumno las herramientas necesarias - tanto teóricas como prácticas para poder resolver los problemas didácticos que se plantean en el curso de Geotecnia III, para lograrlo se utiliza un breve resumen que - enmarca la parte fundamental de la teoría, sin pretender profundizar en ella, y la complementa con ejercicios numéricos, explicados en forma ordenada para que el - alumno logre entender con claridad tanto la parte conceptual, como las aplicaciones de los distintos temas de la materia.

### 2.2 CONTENIDO DE LA TESIS

El trabajo en sí consta de tres importantes temas de la teoría de Mecánica de Suelos

El primero trata de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; tema en el que a partir de una definición elemental se desarrollan los principales elementos teóricos y prácticos propuestos por los diferentes autores. Luego se hace una concisa descripción de un problema real en el cual el alumno pueda sentir la necesidad de - aplicar sus conocimientos de la geotecnia para la prevención de problemas similares al presentado. Posteriormente se presenta una serie de ejercicios resueltos y propuestos en una cantidad suficiente para que sean una muestra representativa de los diferentes tipos de problemas que se puedan presentar en el tema. La anterior es con

el objeto de que el alumno pueda aplicar y comprobar el grado de efectividad de las fórmulas teóricas y de los métodos gráficos.

El segundo tema versa sobre el empuje de tierras en elementos de soporte. Está compuesto por una parte explicativa del fenómeno por medio de un diagrama de cuerpo libre, seguido de esto se dan las distintas soluciones propuestas por los investigadores de la mecánica de suelos: Terzaghi, Rankine, Coulomb y Cullman. La parte de los ejemplos está constituida por ejercicios y problemas que representan los distintos tipos de suelos dados en la naturaleza y las diferentes condiciones hidráulicas de dichos suelos; esto se hace con el fin de que el alumno pueda distinguir la teoría más adecuada a utilizarse en cada caso.

El tercer tema se refiere a la capacidad de carga de los suelos; consta de la definición de dicho concepto; de las teorías de fallas propuestas por Terzaghi, Skempton y Zeevaert. Posteriormente se describen los tipos de cimentaciones superficiales y las características que estas deben tener según el tipo de suelo en el que se apoyan: arenas, gravas y suelos arcillosos. Hecho lo anterior se hace un análisis de las cimentaciones profundas, considerándolas primero como cuerpos aislados y después como cuerpos en conjunta. La parte teórica también está complementada con ejemplos numéricos.

Los ejemplos mostrados en los capítulos son de dos tipos: los ejemplos resueltos y los propuestos. Los últimos constan de ejercicios sin resultados y otros con resultados finales; esto se hace con el fin de que el alumno tenga la oportunidad de desarrollar su nivel de seguridad después de haber comprendido la parte teórica y haber resuelto una serie de ejercicios numéricos análogos, tanto en clases como en esta propia serie.

Con el objeto de que el alumno no pierda la continuidad en el estudio de este trabajo, las gráficas, tablas y figuras van apareciendo a medida que el desarrollo teórico las vaya requiriendo.

Para el desarrollo de la parte teórica de esta tesis se utilizó como referencia principal los apuntes de clases del ingeniero Agustín Deméneghi Colina.

## II. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

### 2.1 RESUMEN TEORICO Y ASPECTOS FUNDAMENTALES DE RESISTENCIA AL CORTE

#### 2.1.1 Introducción

Las estructuras construidas por el ingeniero civil transmiten al terreno esfuerzos cortantes, que eventualmente pueden llegar a sobrepasar la resistencia al corte del mismo suelo. Algunas estructuras han llegado a colapsarse debido a este fenómeno; entre ellas se cuenta el SILO DE TRASCONA, cuya presión al terreno de aproximadamente  $25 \text{ ton/m}^2$  ocasionó la falla del suelo por resistencia al esfuerzo cortante.

En la figura 2.1 se presenta un croquis de la falla del silo; uno de los lados de la estructura se hundió 8.7 m y el lado opuesto ascendió 1.5 m; los movimientos se produjeron en un lapso menor de 24 horas.

Del ejemplo anterior y de otros casos de fallas análogas, se desprende la necesidad de determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; motivo de estudio en este capítulo.

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo se puede obtener mediante pruebas de campo, las cuales se describirán más adelante.

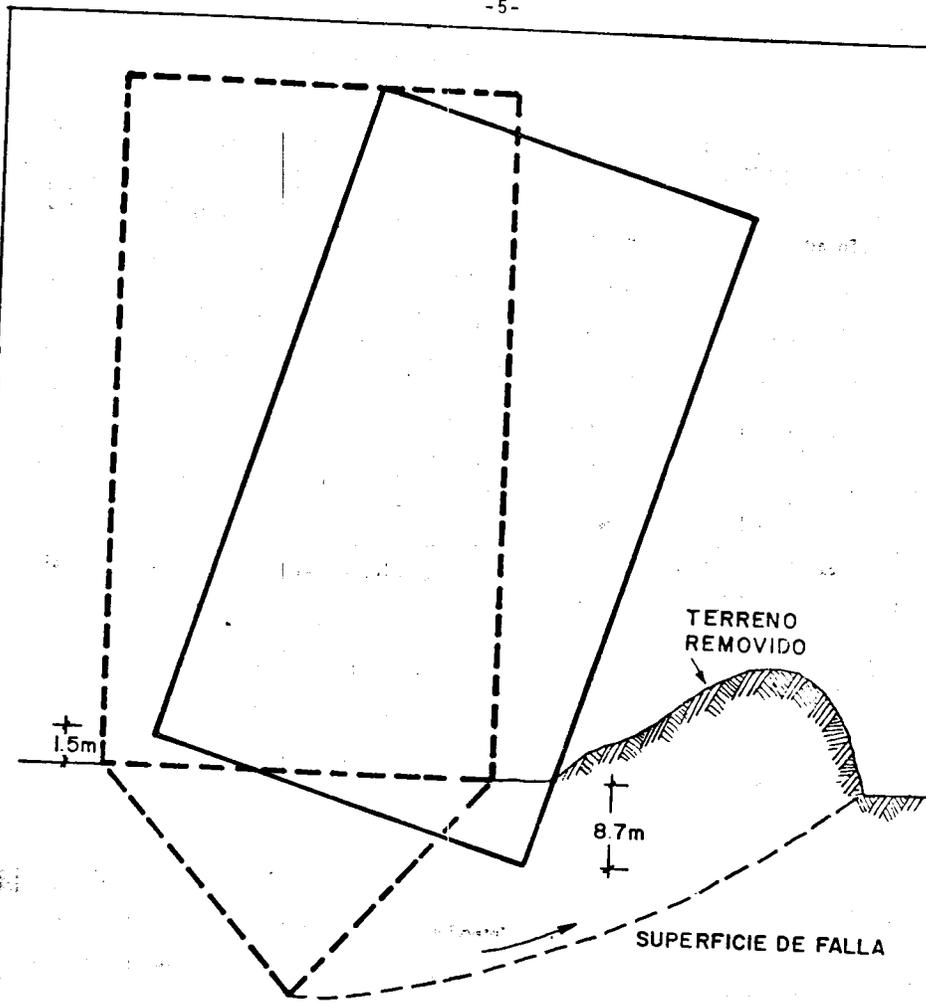


FIG. 2.1 DIAGRAMA QUE MUESTRA LA FORMA EN QUE FALLO EL ELEVADOR DE GRANOS CERCA DE WINNIPEG CANADA (SILO DE TRASCONA), EL CUAL SE HUNDIO DENTRO DE UN ESTRATO DE ARCILLA.

## 2.1.2. FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS

### - En los suelos gruesos

En este tipo de suelos la resistencia al corte depende fundamentalmente de dos parámetros: la cohesividad del suelo y el confinamiento.

Conforme aumenta el confinamiento aumenta la resistencia al corte de los suelos, entendiéndose por confinamiento al esfuerzo normal que actúa sobre la superficie de deslizamiento. De esta forma se establece la siguiente Ley:

$$S = M \sigma \quad 2.1$$

donde

S -- esfuerzo cortante máximo que soporta el material, se le denomina resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

M -- Coeficiente de fricción interna del suelo, definido por :  $M = \tan \phi$

$\phi$  -- ángulo de fricción interna del suelo

La ley de la resistencia al corte se describe en forma gráfica en la fig. 2.2.

### - En los suelos finos.

Los parámetros fundamentales que intervienen en los suelos finos. Para efectos de resistencia al corte, son la estructura propia del suelo y el contenido de agua natural. El comportamiento de este tipo de suelos, debido a la influencia del agua, está determinado por los límites de consistencia, que fueron motivo de estudio en el curso de Geotecnia II.

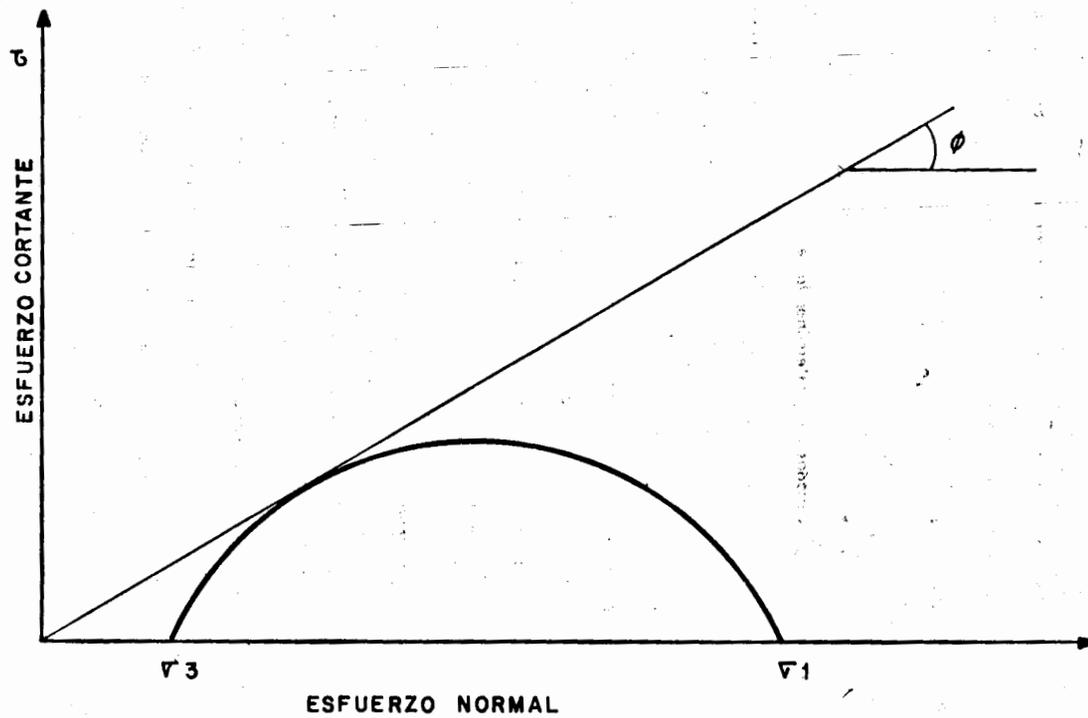


FIG. 2.2 REPRESENTACION GRAFICA DE LA LEY DE RESISTENCIA AL CORTE EN LOS SUELOS

### 2.1.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas más utilizadas en el laboratorio para determinar la resistencia al corte son las pruebas de Corte Directo y los ensayos de compresión triaxial, descritas a continuación.

#### - Prueba Directa

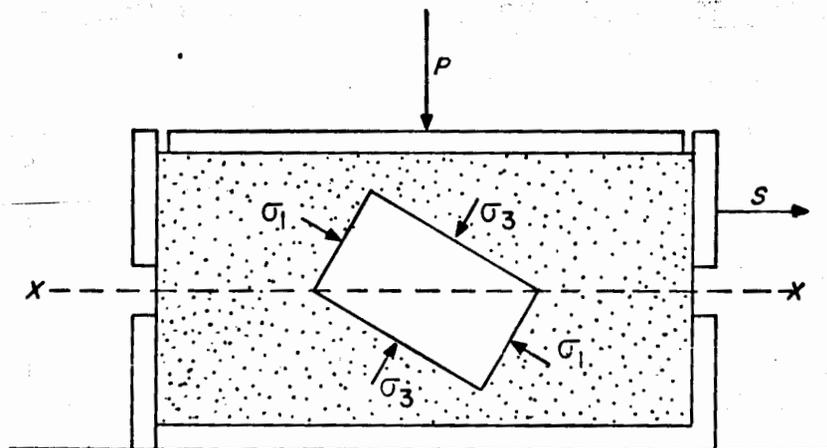
Uno de los primeros métodos usados para determinar la resistencia de un suelo, aún utilizado en la actualidad, es el ensayo directo de esfuerzo cortante. Una muestra de suelo se pone dentro de una caja que está separada en su parte media ( fig. 2.3 ), dicha separación permite el deslizamiento de la parte superior sobre la inferior. La tapa superior de la caja se puede mover libremente en dirección vertical, a ella se le aplica una carga normal  $P$ . Una fuerza horizontal  $S$  se le aplica a la parte superior de la caja, esta es la fuerza cortante, cuando dicha fuerza es la máxima la muestra fallará a lo largo del plano  $x-x$ .

#### - Prueba de Compresión Triaxial

En un ensayo triaxial, una muestra cilíndrica de suelo se somete a una presión hidrostática de confinamiento, igual en todas las direcciones, a la cual se le agrega una presión axial que puede ser variada independientemente de la anterior.

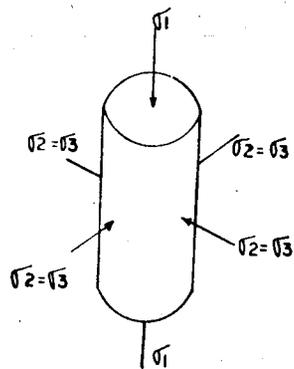
Los elementos esenciales del aparato se muestran en forma esquemática en la fig. 2.4 . La superficie cilíndrica de la muestra se cubre con una membrana impermeable.

El conjunto está contenido en una cámara, dentro de la cual se puede admitir

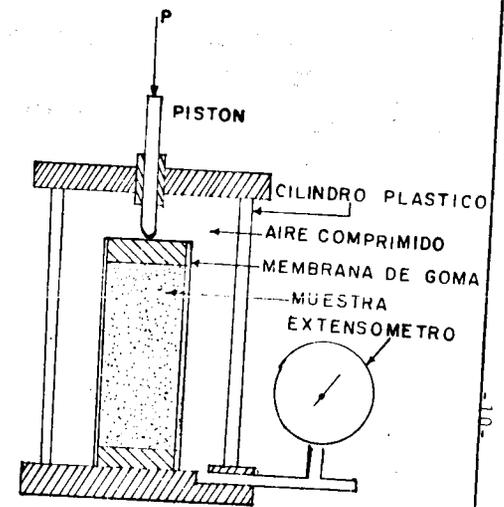


ESQUEMA DEL APARATO DE CORTE DIRECTO, INDICANDO  
LOS ESFUERZOS PRINCIPALES EN LA FALLA

FIG. 2.3 DIAGRAMA ESQUEMATICO DE LA PRUEBA DE  
CORTE DIRECTO



a. Esfuerzos en la prueba triaxial de esfuerzo cortante



b. Equipo para la prueba triaxial de esfuerzo cortante

FIG.2.4 ESTADO DE ESFUERZOS EN LA CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL

agua bajo cualquier presión deseada; dicha presión  $P_c$  actúa horizontalmente en la superficie cilíndrica de la muestra a través de la membrana impermeable y verticalmente a través de la cabeza. La carga axial ( $q$ ) adicional se logra por medio de un pistón que atraviesa la tapa de la cámara. La piedra porosa está conectada con un manómetro, este sirve para medir las presiones del agua dentro de la muestra cuando no se permite el drenaje. Las deformaciones verticales, producto del incremento de las presiones axiales, se miden por medio de un micrómetro. Generalmente el ensayo consiste en dos etapas: primero, aplicación de la presión hirostática y segundo, adición de la carga axial.

#### 2.1.4 PRUEBA DE CAMPO

##### - Veleta de corte ( ver figura 2.5 )

La prueba de veleta es un método utilizado para medir la resistencia al esfuerzo - cortante de arcillas blandas en el campo.

Dicha medición está basada en la hipótesis de que el corte ocurre sobre una superficie cilíndrica, sin cambio de volumen de la muestra ni de la estructura del suelo.

La forma de efectuar la prueba es la siguiente:

- a) el aparato se introduce en el suelo por empuje
- b) se aplica un momento torsor que se mide con un resorte calibrado.
- c) se hace rotar el conjunto hasta que la arcilla se rompe simultáneamente a lo largo de una superficie cilíndrica, que circunscribe las veletas y la base de dicho cilindro.

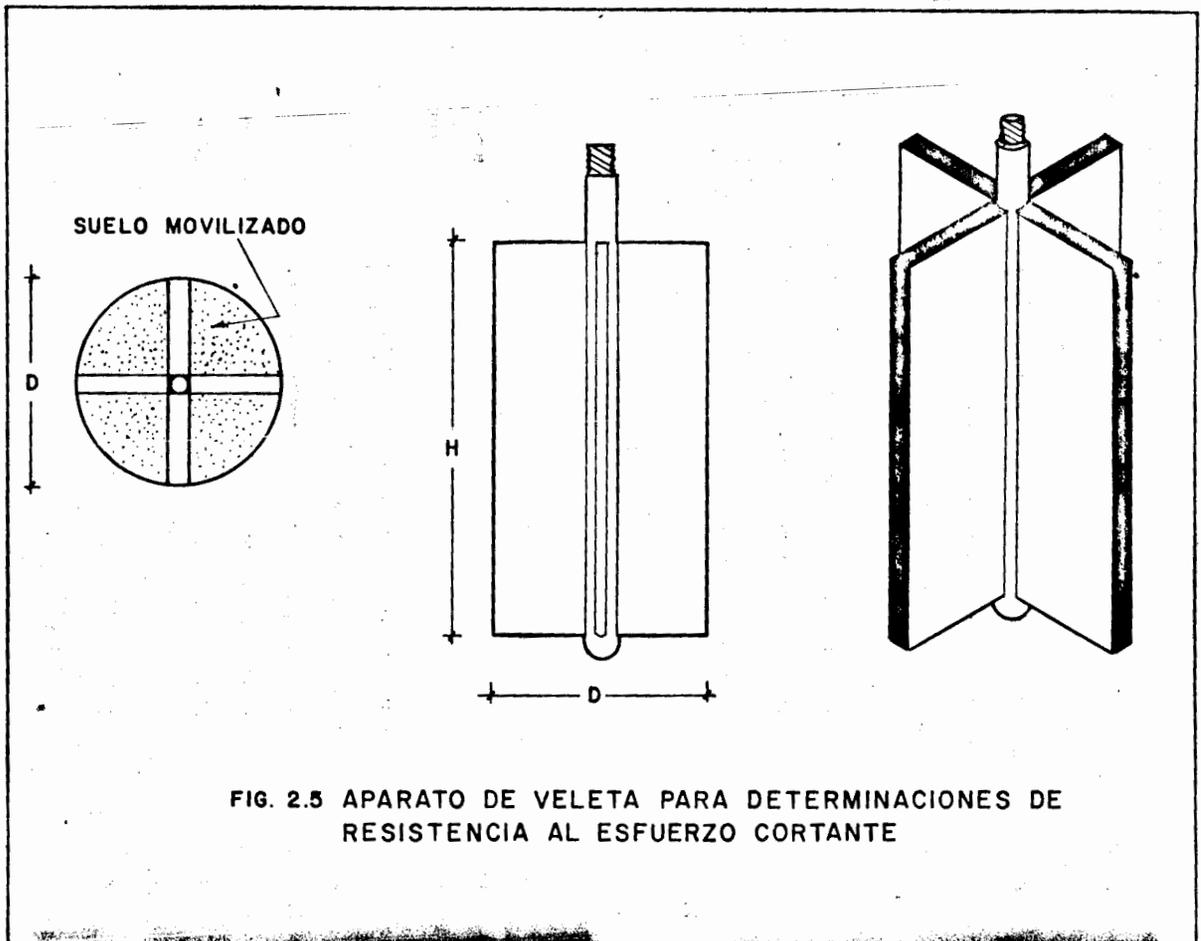


FIG. 2.5 APARATO DE VELETA PARA DETERMINACIONES DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

d) el valor de la cohesión  $c$  se lee directamente en el indicador del resorte calibrado.

Otra forma de determinar la resistencia de las arcillas mediante este instrumento es por la teoría. Si llamamos  $Z$  a la resistencia, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en la base del cilindro como en su área lateral.

La fórmula obtenida es la siguientes

$$M_{\max.} = \tau_c \left( \frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right) \quad 2.2$$

donde

$M_{\max.}$  --- momento máximo de torsión

$\tau_c$  --- resistencia al cortante del suelo

$D$  --- diámetro de la veleta

$H$  --- altura de la veleta.

### 2. 1. 5 ESTADO DE ESFUERZOS PLANOS EN UN ELEMENTO

En una prueba de compresión triaxial al someter al espécimen de suelo a esfuerzos normales de compresión, cuya magnitud depende de la dirección del esfuerzo; la diferencia entre la magnitud de los esfuerzos en diferentes direcciones, ocasiona a su vez la generación de esfuerzos cortantes en planos inclinados dentro de la muestra. Para valorar dichos esfuerzos cortantes se hace necesario determinar el estado de esfuerzos en un elemento del material, lo cual veremos a continuación.

Las ecuaciones analíticas que determinan los esfuerzos normales y cortantes en cualquier plano son:

$$\sigma_x' = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \quad 2.3$$

$$\tau_{x'y'} = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \quad 2.4$$

donde

$\sigma_x$ , esfuerzo normal conocido, aplicado en la dirección del eje x

$\sigma_y$ , esfuerzo normal conocido, aplicado en la dirección del eje y

$\tau_{xy}$ , esfuerzo cortante conocido, aplicado en forma paralela en los planos x e y.

$\theta$ , ángulo medido respecto a la horizontal; define la dirección del plano inclinado en el que se desea conocer el estado de esfuerzos

$\sigma_x'$ , esfuerzo normal correspondiente al plano de inclinación  $\theta$

$\tau_{x'y'}$ , esfuerzo cortante correspondiente al plano de inclinación  $\theta$

Es importante saber que las ecuaciones 2.3 y 2.4 se deducen por medio de las condiciones de equilibrio que plantean las ecuaciones de la estática.

- Esfuerzos Principales

A menudo se centra el interés en la determinación del máximo o del mínimo - esfuerzo normal posible al que puede someterse a un espécimen. Para localizar el plano en el que actúa el esfuerzo normal máximo y/o mínimo se aplica la ecuación:

$$\tan 2 \theta = \frac{\tau_{xy}}{\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}} \quad \text{2.5}$$

y la magnitud de dichos esfuerzos por la ecuación:

$$\sigma_{x'} \begin{matrix} \text{max} \\ \text{min} \end{matrix} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \text{2.6}$$

A estos esfuerzos se les conoce como Esfuerzos Principales, y se puede demostrar que en los planos donde actúa, el esfuerzo cortante es nulo.

### 2.1.6 EL CIRCULO DE MOHR

Esta teoría, basada en un método gráfico, es una de las herramientas más - útiles con las que cuenta el ingeniero para el estudio de la resistencia al es - esfuerzo cortante en los materiales.

Los pasos que se recomiendan para su construcción son los siguientes:

- 1) hacer un croquis del elemento, para el cual se conocen los esfuerzos norma- les y cortantes, e indicar en este elemento el sentido adecuado de los esfuer- zos.

- 2) establecer un sistema de ejes coordenados rectangulares, cuyo eje horizontal sea el de los esfuerzos normales y cuyo eje vertical sea el de los esfuerzos cortantes. Los sentidos positivos de los ejes se toman, como es usual, hacia arriba y hacia la derecha.
- 3) localizar el centro del círculo, que está sobre el eje horizontal a una distancia de  $(\sigma_y + \sigma_x) / 2$  del origen. En mecánica de suelos conviene seguir la siguiente regla para el signo de los esfuerzos:
  - esfuerzos normales de compresión - - - - - positivos +
  - esfuerzos normales de tensión - - - - - negativos -
  - esfuerzos cortantes que provocan giro en  
sentido contrario a las manecillas del reloj - - - - - positivos +
  - esfuerzos cortantes que provocan giro en  
el mismo sentido de las manecillas del reloj - - - - - negativos -
- 4) del croquis del elemento dibujado en el paso (1) obtener los valores de  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  y situar el punto de control A, en el círculo. Las coordenadas de este punto se miden desde el origen.
- 5) unir el centro del círculo hallado en (3) con el punto determinado en el inciso (4) y encontrar esta distancia, la cual será el radio del círculo.
- 6) trazar el círculo utilizando el radio encontrado en (5). Si solamente son de interés las magnitudes y los signos de los esfuerzos, este paso completa la solución del problema. Las coordenadas de los puntos en el círculo proporcionan la información requerida.

- 7) para determinar la magnitud, la dirección y el sentido de los esfuerzos que actúan en un plano inclinado se recomienda seguir los pasos del procedimiento del Polo, el cual se describe a continuación.

- PROCEDIMIENTO GRAFICO DEL POLO

Este procedimiento sirve para determinar el estado de esfuerzos asociado a planos en diferentes direcciones. Se requiere haber construido previamente el círculo de Mohr.

Consideramos un elemento sujeto al estado de esfuerzo mostrado en la figura 2.6. Obtención del polo: a partir del punto que representa en el círculo de Mohr el estado de esfuerzos asociados al plano ( fig. 2.6 ), es decir, a partir del punto A ( fig. 2.7 ), se traza una paralela al plano  $\alpha$ . Esta recta intersecta al círculo en el punto P ( fig. 2.9 ). Por el punto B, se traza una paralela al plano  $\beta$  ( fig. 2.8 ), intersectado esta recta también al círculo en el punto P.

El punto de intersección de las rectas AP y BP es el Polo ( punto P de la fig. 2.9 ) del círculo de Mohr.

La aplicación del polo consiste en la determinación del estado de esfuerzos en planos que tengan cualquier dirección. Supongamos que queremos hallar los esfuerzos normal y cortante en un plano que tenga una inclinación  $\theta$  con respecto a la horizontal ( plano c de la fig. 2.8 ). A partir del polo ( punto P, fig. 2.9 ) se traza una paralela al plano c; esta recta intersecta al círculo de Mohr en el punto C, cuyas coordenadas definen el estado de esfuerzos en el plano c.

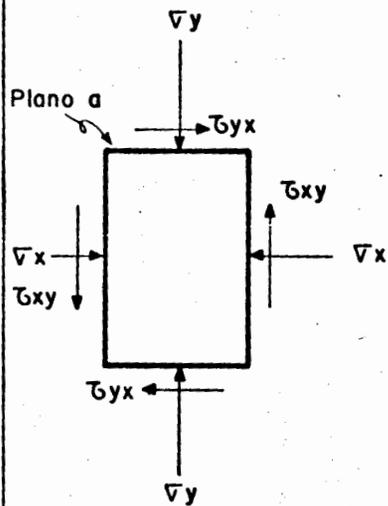


FIG. 2.6 ELEMENTO SOMETIDO A UN ESTADO DE ESFUERZOS

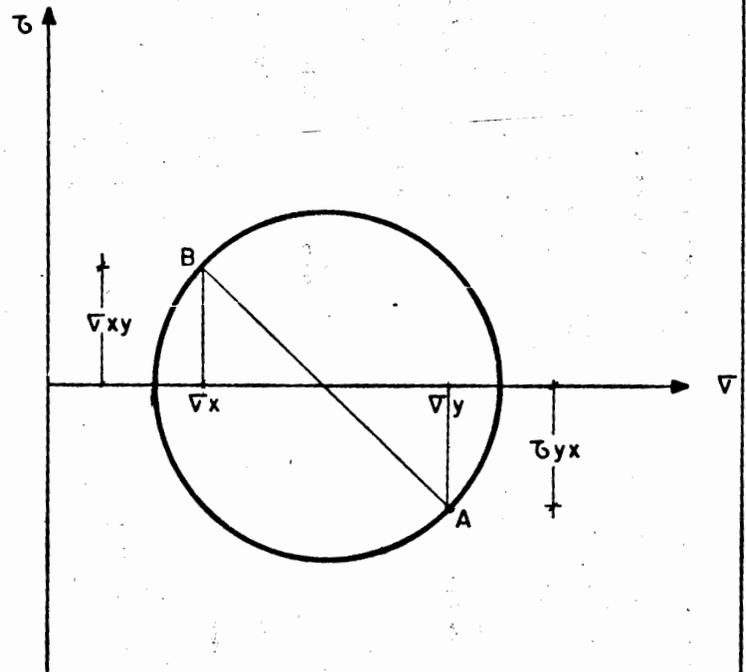


FIG. 2.7 REPRESENTACION GRAFICA DEL ESTADO DE ESFUERZOS DE LA FIG. 2.6

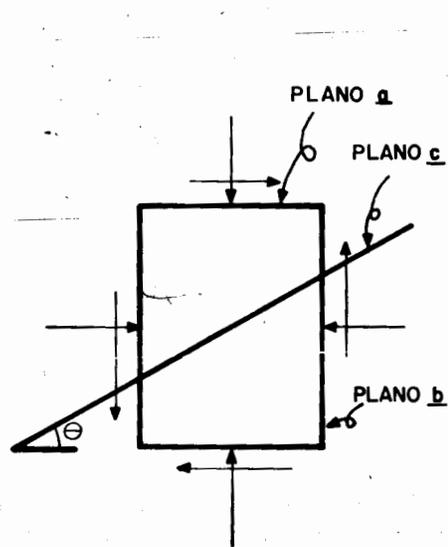


FIG. 2.8 PLANO DONDE SE DESEAN CONOCER LOS ESFUERZOS (c)

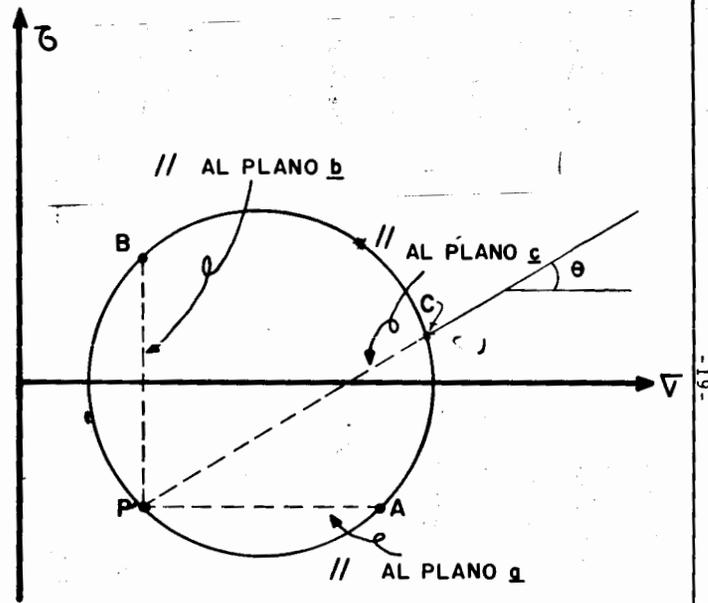


FIG. 2.9 OBTENCION GRAFICA DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN EL PLANO c

### 2.1.7. TIPOS DE PRUEBAS EN LA CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL

Con el objeto de representar de una forma más aproximada las condiciones del terreno en estudio y de considerar el factor tiempo, existen tres tipos de pruebas en los ensayos de compresión triaxial, que se describen a continuación.

1) PRUEFA UU .- Prueba no consolidada, no drenada. Llamada comúnmente prueba rápida.

En la primera etapa se aplica la presión confinante no permitiendo el drenaje.

En la segunda etapa se incrementa el esfuerzo axial no dejando escapar el agua, sin permitir también el drenaje.

2) PRUEFA CU .- Prueba consolidada no drenada.

En la primera etapa se aplica la presión confinante permitiendo el drenaje en la muestra. La segunda etapa de la prueba consiste en cerrar las válvulas del

agua y aplicar el incremento del esfuerzo axial vertical.

3) PRUEFA CD.- Prueba consolidada drenada

En la primera etapa se le aplica presión confinante al espécimen permitiendo su drenaje. En la segunda etapa se incrementa el esfuerzo axial, en dirección

vertical, y también se permite el drenaje.

## 2.2 EJEMPLOS NUMERICOS DE RESISTENCIA AL CORTE

### 2.2.1 Ejemplos Resueltos.

- 1.- Dados los esfuerzos principales mayor y menor, 6.00 y 150 Kg/cm<sup>2</sup> respectivamente, trazar el círculo de Mohr. Hallar el máximo esfuerzo cortante y los esfuerzos normal y cortante en un plano que forma un ángulo de 60° con el plano principal mayor.

Solución.

Procedimiento ( ver figura del problema)

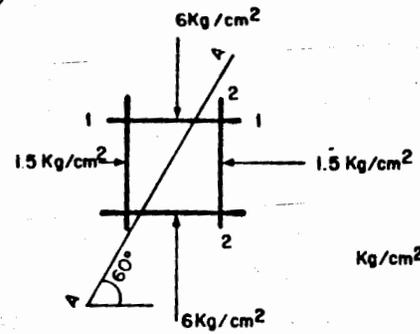
- dibujar la muestra sometida al estado de esfuerzos
- con los esfuerzos principales dibujar Mohr; no olvidarse que la diferencia de dichos esfuerzos corresponde al diámetro
- el máximo esfuerzo cortante corresponderá, por observación, al radio del círculo.
- trazar paralelas a los planos donde actúan los esfuerzos principales en el círculo de Mohr, paralelas a 1-1 y 2-2 de la figura del problema.
- la intersección de las paralelas mencionadas en el inciso anterior corresponderán al Polo Or.
- a partir del polo se traza en el círculo una paralela al plano donde se quieren conocer los esfuerzos (AA); en el punto donde la paralela intersekte al círculo se localizarán los esfuerzos correspondientes a dicho plano.

Resp.

de la figura de la página siguiente:

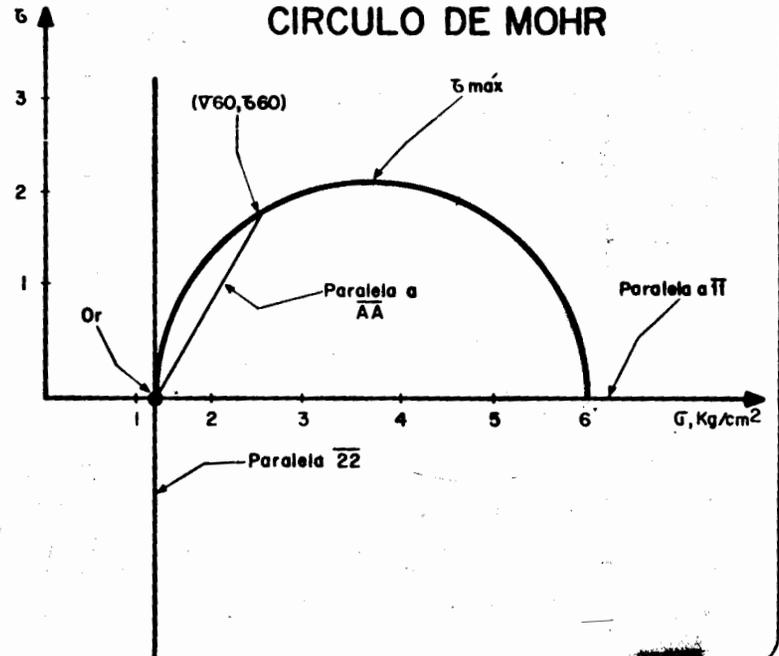
$$\sigma_{\max} = 2.30 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{60^\circ} = 2.60 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_{60^\circ} = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Nota: es conveniente remitirse a la introducción de este capítulo, en la parte correspondiente a la localización del polo (Or).



Kg/cm<sup>2</sup>

### CIRCULO DE MOHR



- 2.- Si el esfuerzo principal mayor actuante en un plano inclinado de 21.5 grados con respecto a un plano horizontal vale  $4.05 \text{ Kg/cm}^2$  y el esfuerzo principal menor vale  $1.69 \text{ Kg/cm}^2$  ¿cuál es el valor de los esfuerzos normal y cortante en los planos horizontal y vertical ?

Solución gráfica ( ver figura en la sgte. página)

Procedimiento.-

- a) dibujar la muestra con la debida orientación y el estado de esfuerzos dados en el enunciado.
- b) con los esfuerzos datos, dibujar el círculo de Mohr.
- c) determinar el polo  $O_r$ , el cual se obtiene con la intersección de las paralelas a los planos sobre los que actúan los esfuerzos principales.

Conviene, en todo caso, remitirse a la introducción de este capítulo, en la parte donde se explica la localización del polo.

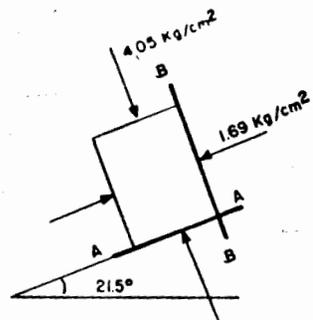
- d) a partir del polo se trazan paralelas a los planos donde se desean conocer el estado de esfuerzos, en este caso al plano horizontal y vertical.

La intersección de dichas paralelas con el círculo, darán los estados de esfuerzos pedidos.

Respuesta.

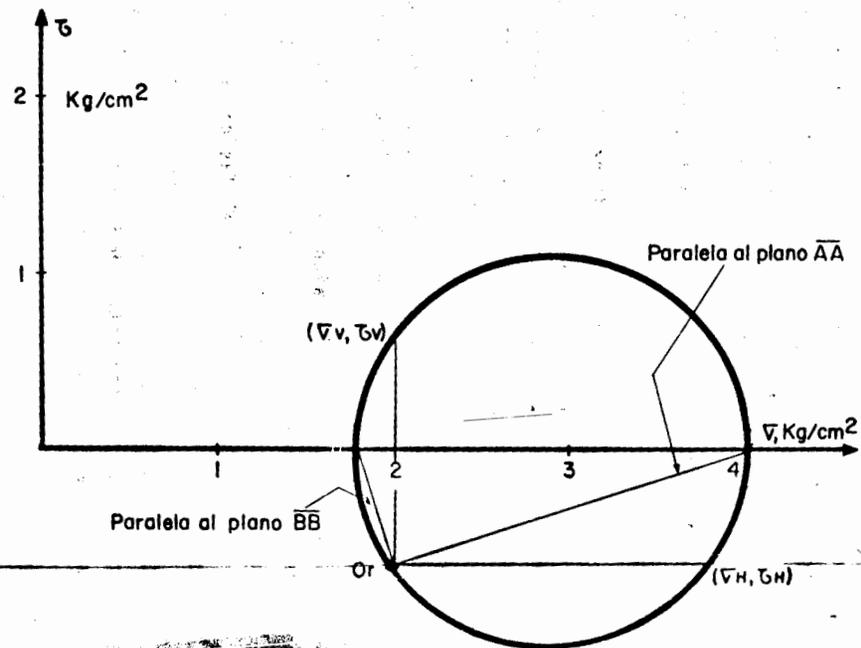
En el plano horizontal:  $\sigma_h = 3.70 \text{ Kg/cm}^2$      $\tau_h = 0.80 \text{ Kg/cm}^2$

En el plano vertical:     $\sigma_v = 2.05 \text{ Kg/cm}^2$      $\tau_v = 0.80 \text{ Kg/cm}^2$



Estado de esfuerzo en la muestra

### CIRCULO DE MOHR



- 3.- Dados los esfuerzos normales en dos planos perpendiculares de  $1.75 \text{ Kg/cm}^2$  y  $0.60 \text{ Kg/cm}^2$  y el esfuerzo cortante en cada uno de  $1.15 \text{ Kg/cm}^2$ , trazar el círculo de Mohr.

Nota: el esfuerzo cortante actuante en la cara horizontal es positivo.

- ¿Puede ocurrir tensión en algún plano con estos esfuerzos?
- Encontrar los esfuerzos principales
- ¿Cuáles son los esfuerzos cortante y normal en un plano que forme un ángulo de  $75$  grados con la dirección del plano horizontal?

Solución

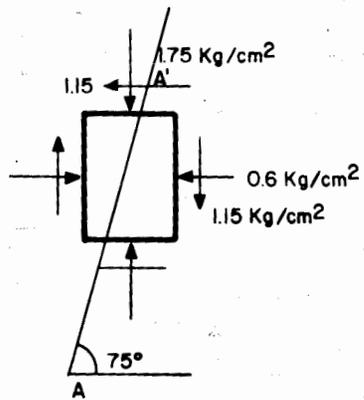
Procedimiento ( seguir la secuencia con la fig. de la sgte. página).

- hacer un esquema representando el estado de esfuerzos al que está sometido la muestra.
- en un sistema coordenado localizar los puntos que corresponden a los datos del estado de esfuerzos
- con los puntos anteriores dibujar el círculo de Mohr
- con base en el círculo de Mohr hacer un razonamiento y explicar porqué existe tensión en la muestra
- los puntos extremos del círculo de Mohr medidos sobre el eje de las abscisas nos darán los esfuerzos principales
- trazando paralelas en el círculo, a los planos donde actúan los esfuerzos dados como datos, se obtendrá el polo  $O_r$ , pues éste se encuentra en el punto de intersección de dichas paralelas.
- a partir del polo se traza una paralela al plano donde se quieren conocer los esfuerzos ( plano  $AA$  ); el punto de intersección de la paralela con el círculo de Mohr nos dará el estado de esfuerzos en el plano correspondiente.

De la figura de la siguiente página se desprende que sí existe tensión, debido a que el círculo de Mohr pasa por el tramo negativo del eje de los esfuerzos normales.

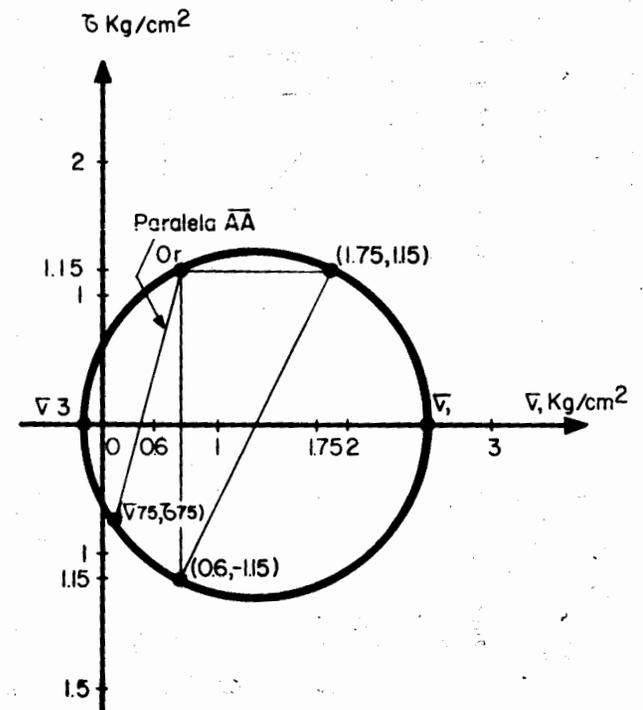
De la figura:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 2.50 \text{ Kg/cm}^2 & \sigma_3 &= -0.10 \text{ Kg/cm}^2 & \tau_{75^\circ} &= 0.05 \text{ Kg/cm}^2 \\ \tau_{75^\circ} &= -0.65 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$



Estado de esfuerzos en la muestra

### CIRCULO DE MOHR

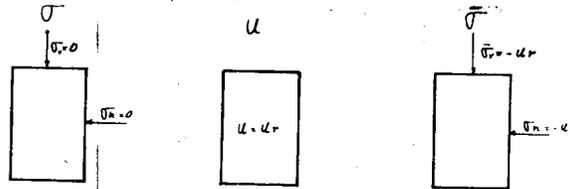


- 4.- Determinar los esfuerzos totales, neutros y efectivos, generados sobre una muestra de suelo sometida a una prueba triaxial de compresión axial, del tipo consolidada drenada (CD) durante sus etapas.

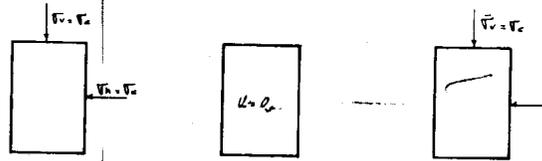
Solución

Al extraer una muestra del suelo, se produce una pequeña presión de poro negativa ( $U_r$ ), asociada con la tensión capilar, al aplicar consolidación y esfuerzo desviador en la prueba triaxial CD, se considera que al final de cada incremento de carga la presión del agua es cero. De este modo se obtienen los siguientes resultados:

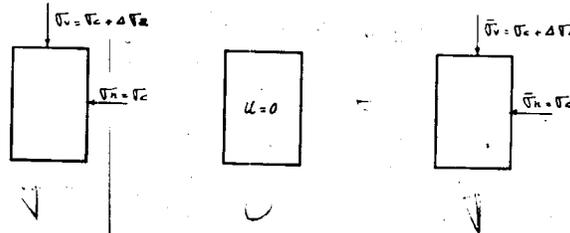
- a) al obtener el espécimen



- b) aplicando presión confinante y permitiendo drenaje



- c) incrementando el esfuerzo axial y permitiendo drenaje

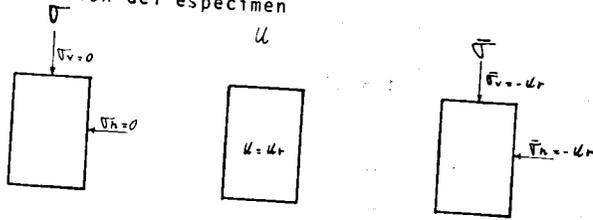


5.- Determinar los esfuerzos totales, neutros y efectivos, generados sobre un espécimen de suelo sometido a una prueba triaxial de compresión axial del tipo no consolidada no drenada (UU) durante sus etapas.

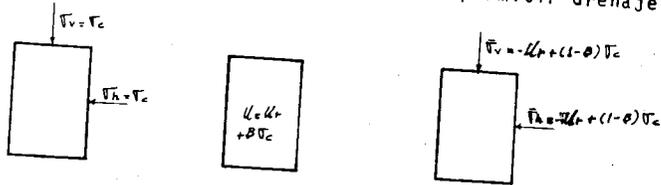
Solución

Este tipo de prueba es completamente opuesta a la CD, ya que aquí no se permite drenaje ni durante la consolidación, ni durante la aplicación del esfuerzo desviador. Teniendo esto en cuenta puede obtenerse lo siguiente:

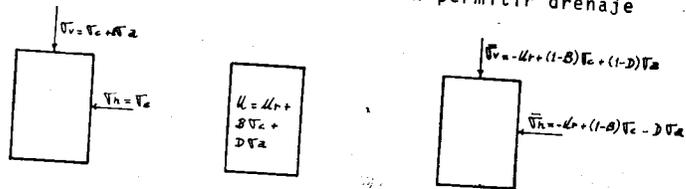
a) obtención del espécimen



b) al aplicar la presión confinante sin permitir drenaje



c) incrementando el esfuerzo axial sin permitir drenaje

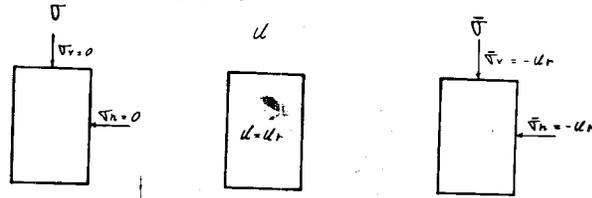


6.- Determinar los esfuerzos totales, neutros y efectivos, generados sobre una muestra de suelo sometida a una prueba triaxial de compresión axial del tipo CU, durante sus etapas.

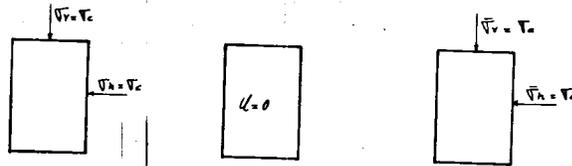
Solución.

En este tipo de prueba al permitirse la consolidación bajo el efecto de la presión confinante, se obtienen en este tiempo una presión del agua nula, de modo que los pasos a y b son iguales que para la prueba CD y el paso c igual que en la prueba U U.

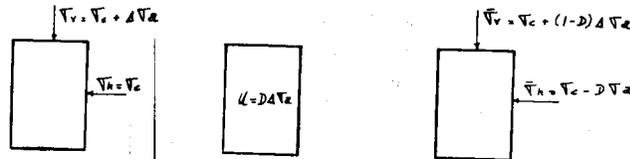
a) al obtener la muestra



b) al aplicar presión confinante permitiendo drenaje



c) al incrementar el esfuerzo axial sin permitir drenaje



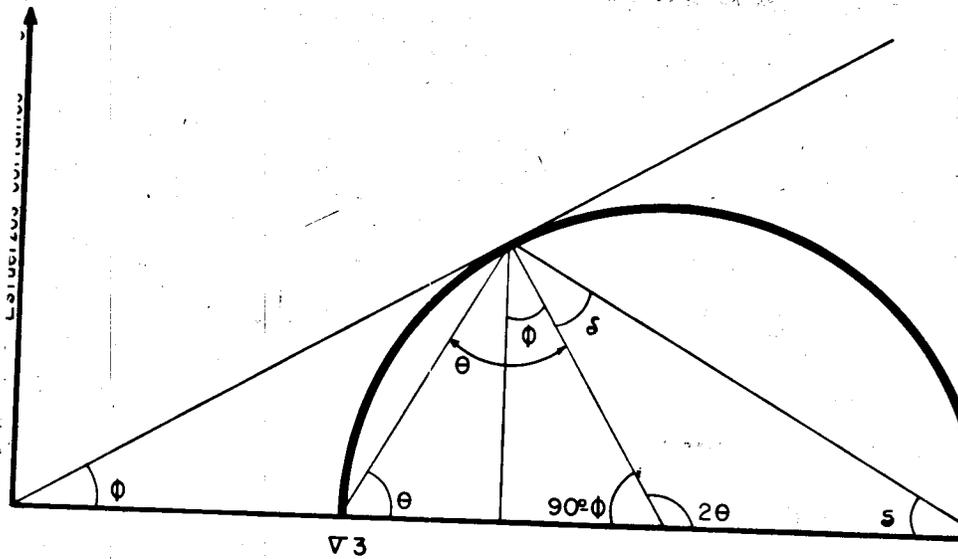
$\sigma$  - esfuerzo total

$\bar{\sigma}$  - esfuerzo efectivo

$T_c$  - esfuerzo confinante

$\Delta T_a$  - incremento del esfuerzo axial

7- Determinar en base al círculo de Mohr, el ángulo que forma la dirección del esfuerzo principal máximo con el plano de falla de un espécimen cilíndrico sometido a una prueba de compresión triaxial.



Consideraciones

Se trata de un espécimen con cohesión nula

$\phi$  - ángulo de fricción interna del material

$\delta$  - ángulo que corresponde a la dirección del esfuerzo principal máximo con el eje de las abscisas.

Solución

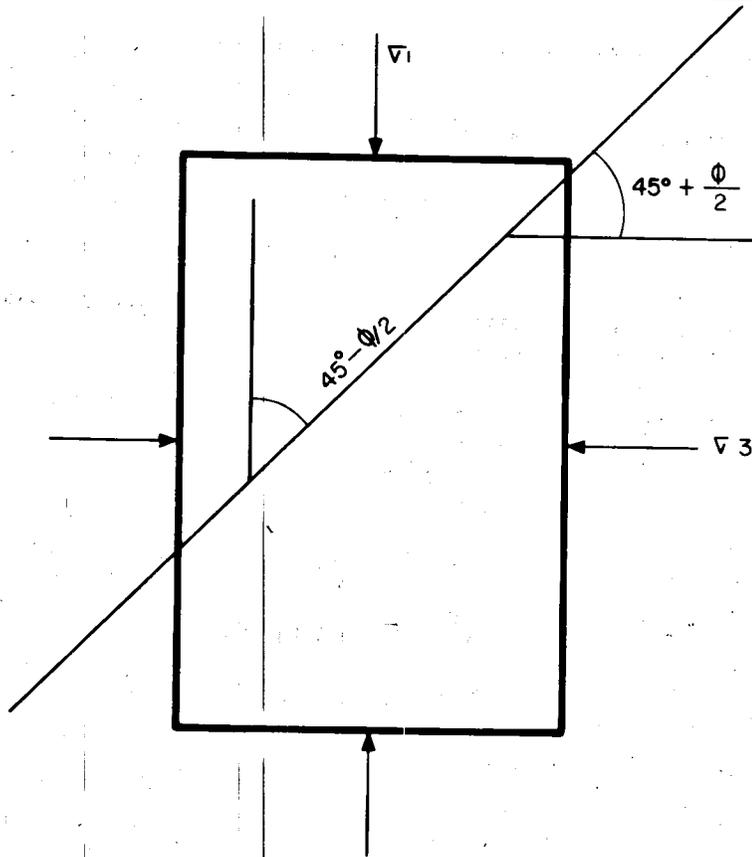
Por construcción, en el centro del círculo:

$$180^\circ = 90^\circ - \phi + 2\theta$$

$$\theta = 45 + \phi/2$$

Como puede verse  $\theta$  es el ángulo que forma el plano donde actúa el esfuerzo principal mayor (plano horizontal) con el plano de falla. Como el esfuerzo principal mayor incide perpendicularmente en el plano horizontal, el ángulo que buscamos es:

$$\delta = 90^\circ - (45^\circ + \phi / 2) \quad \delta = 45^\circ - \phi / 2$$



8.- En un espécimen sometido a una prueba triaxial CD, falló cuando en su plano de falla se presentaban los siguientes esfuerzos:

$$\sigma_1 = 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Si la cohesión es cero:

- a) dibujar el círculo de Mohr
- b) obtener el valor de los esfuerzos principales
- c) dar el valor del ángulo de fricción interna

Solución ( ver figura en la siguiente página)

Procedimiento

- 1) los esfuerzos en el plano de falla están representados en el círculo de Mohr por el punto de coordenadas ( 5,3.4)
- 2) la envolvente de falla es la recta que une el origen de los ejes con el punto de falla.
- 3) trazar una perpendicular a la envolvente por el punto de falla.

La distancia entre el punto de falla y el punto de intersección de la perpendicular con el eje de las abscisas será el radio del círculo de Mohr.

- 4) con el radio obtenido se traza el círculo de Mohr y se determina los esfuerzos principales mayor y menor
- 5) el ángulo de fricción interna (  $\phi$  ) es la inclinación de la envolvente respecto al eje horizontal.

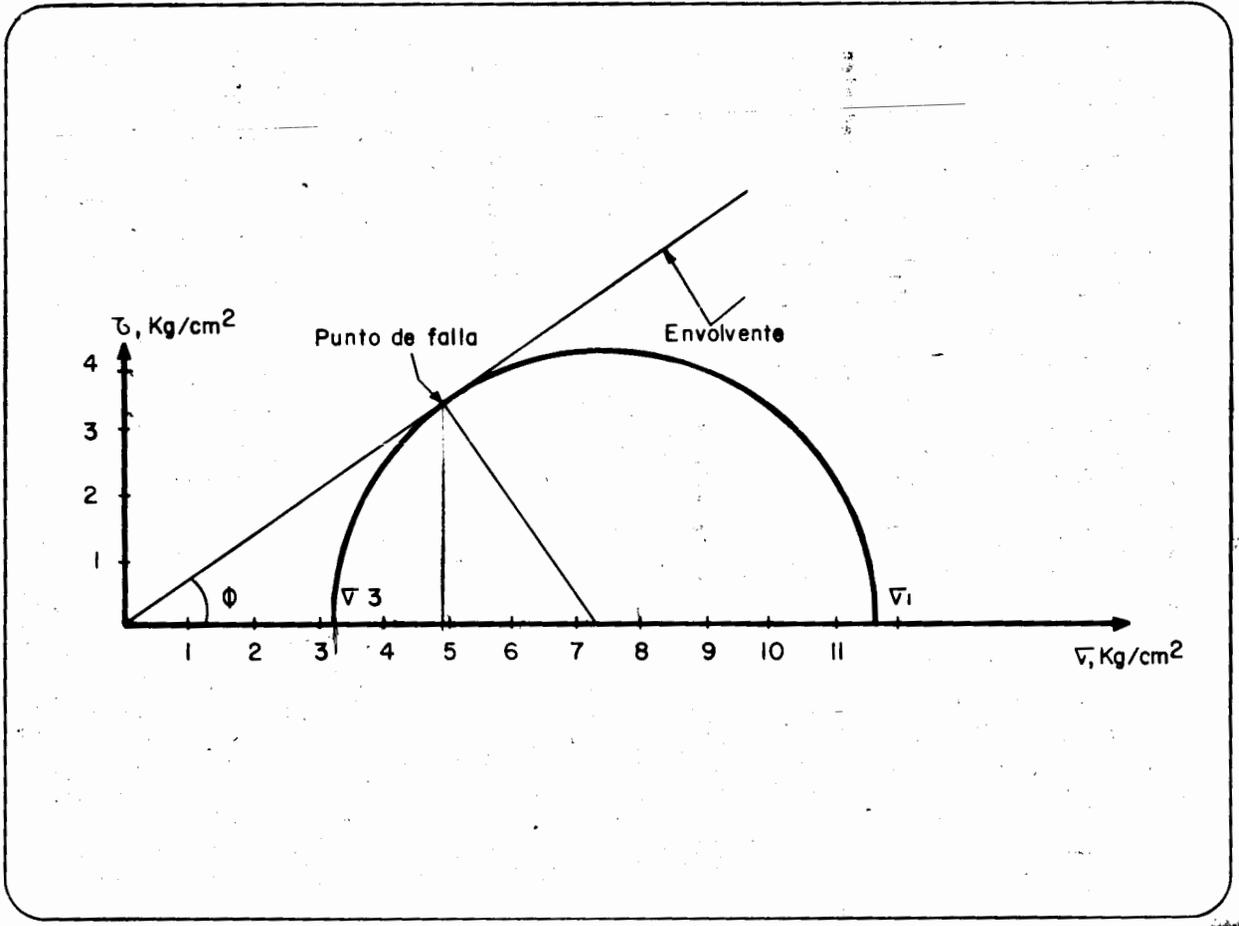
Respuesta

De la figura

$$\sigma_1 = 11.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 3.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 35^\circ$$



9.- La resistencia al corte de un suelo está determinada por la ecuación  $s = c + \bar{p} \tan \phi$ . Se realizan dos ensayos triaxiales sobre el material. En el primero la presión de confinamiento es de  $2 \text{ Kg/cm}^2$  y la rotura ocurre a una presión axial adicional de  $6 \text{ Kg/cm}^2$ . En el segundo la presión de confinamiento es de  $3.5 \text{ Kg/cm}^2$  y la rotura ocurre a una presión adicional de  $10.5 \text{ Kg/cm}^2$ . ¿Qué valores de la cohesión (c) y del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) corresponden a estos resultados?

Solución (ver figura de la siguiente página).

La solución de este problema está basado en un procedimiento gráfico que a menudo se utiliza en los laboratorios de mecánica de suelos, dicho método se apoya en la teoría del círculo de Mohr.

Los datos del problema son esfuerzos normales principales, estos se localizan como puntos en un plano coordenado, posteriormente se trazan los respectivos círculos de Mohr.

La cohesión se mide en el eje de las ordenadas, corresponde a la intersección de la envolvente de falla con dicho eje.

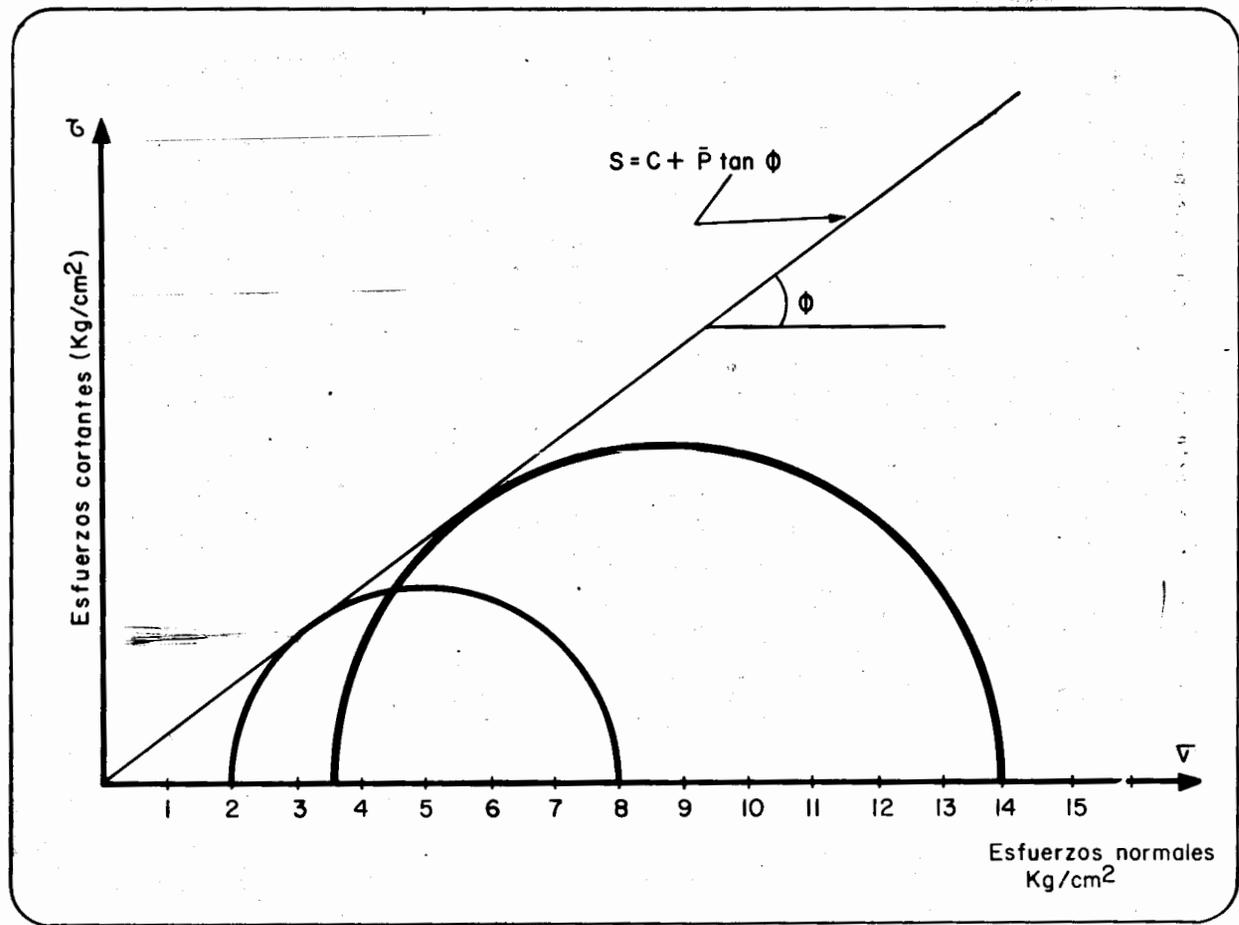
El ángulo de fricción interna es la inclinación de la envolvente de falla respecto a la horizontal.

Respuesta

De la gráfica:

$$c = 0$$

$$\phi = 37^\circ$$



10.-Durante una prueba de corte directo, sobre una muestra de arena drenada, se encontró que un esfuerzo cortante de 800 psi produce falla con una carga vertical de 1750 psi. Determinar gráficamente los valores del esfuerzo principal mayor ( $\sqrt{1}$ ) y del esfuerzo principal menor ( $\sqrt{2}$ ).

Solución ( ver figura de la página siguiente)

Procedimiento

- 1) la prueba de corte directo nos da, a partir de un punto de falla, la envolvente de falla de dicha muestra. Se trata de una arena, por lo tanto la envolvente pasará por el origen de los ejes
- 2) por el punto de origen se traza una recta que pase por el punto de falla. Dicha recta corresponderá a la envolvente de falla de la muestra
- 3) el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) corresponde a la inclinación de la envolvente respecto al eje horizontal
- 4) sobre la recta envolvente se traza una perpendicular a ella por el punto de falla. La distancia de la perpendicular comprendida desde el punto de falla y el punto donde dicha línea al eje de las abscisas, corresponderá al radio del círculo de Mohr
- 5) con el radio obtenido en el inciso anterior, se traza el círculo de Mohr y, por lo consiguiente, se obtienen los esfuerzos principales mayor ( $\sqrt{1}$ ) y menor ( $\sqrt{3}$ ).

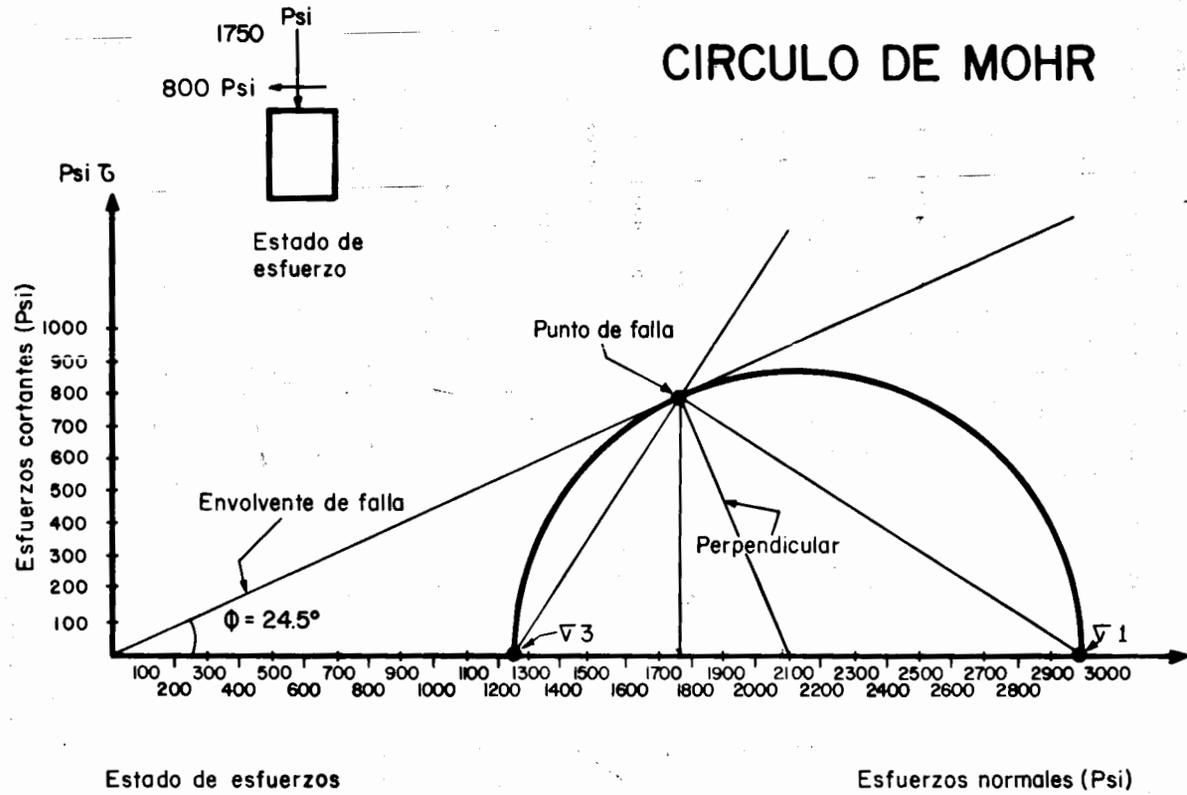
Respuesta

De la figura:

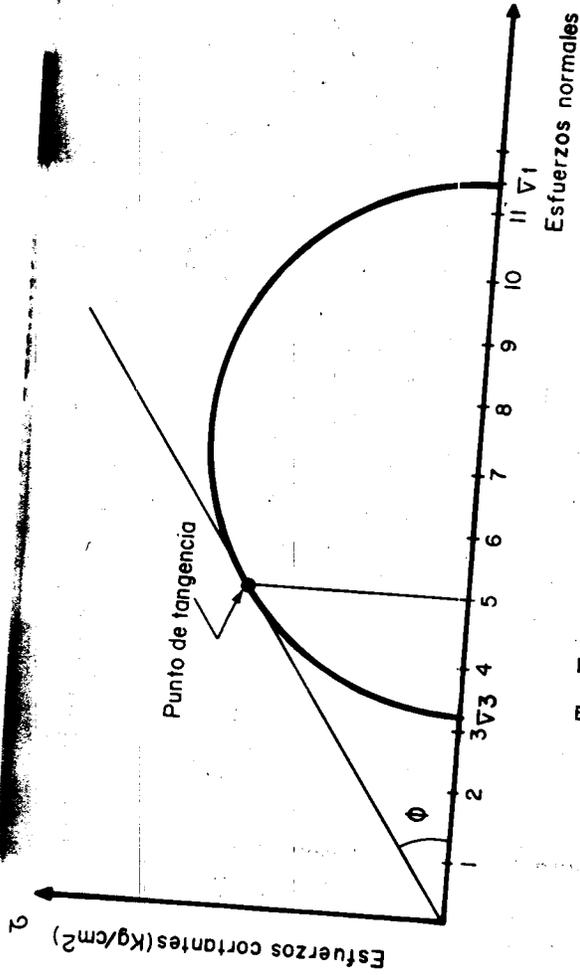
$$\sqrt{1} = 3020 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{2} = 1250 \text{ Kg/cm}^2$$

# CIRCULO DE MOHR



11.- En una prueba Triaxial CD realizada en un espécimen de arena, La presión confinante es de 3.2 Kg/cm<sup>2</sup> y el esfuerzo desviador en la falla es de 8.3 Kg/cm<sup>2</sup>. Suponiendo que la envolvente de esfuerzos es una recta que pasa por el origen, determinar el ángulo de fricción interna.



Procedimiento

a) trazar el círculo de Mohr

donde

$$\sigma_3 = 3.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y}$$

$$\sigma_1 = 3.2 + 8.3 = 11.5 \text{ Kg/cm}^2$$

b) como es un suelo sin cohesión la envolvente de falla pasará por el origen de los ejes y por el punto tangente al círculo.

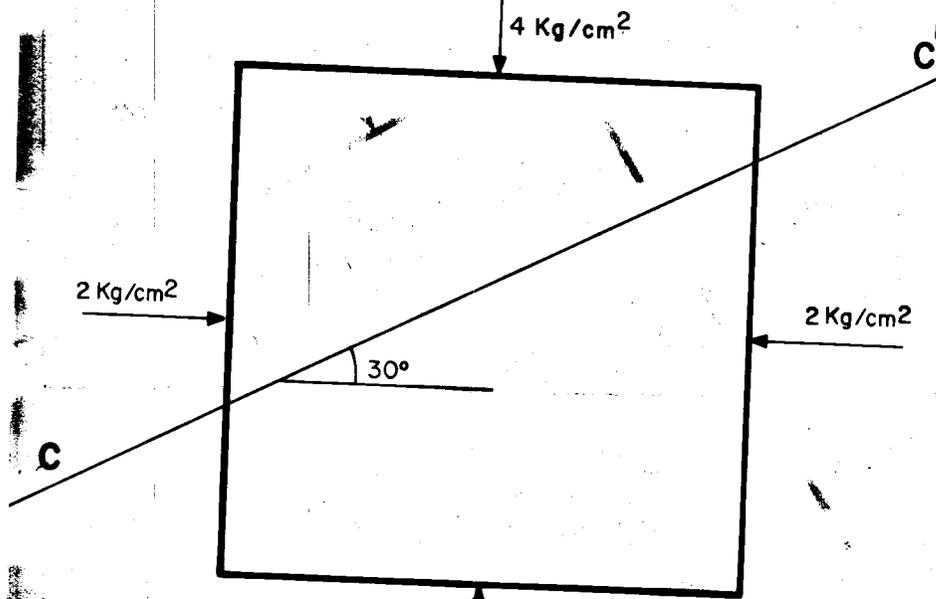
Respuesta.

El ángulo medido será:

$$\phi = 34^\circ$$

2.2.2. Ejercicios Propuestos

- 1.- El elemento mostrado en la figura se localiza a la profundidad  $z$  de un estrato de suelo. Los esfuerzos confinantes son de  $2 \text{ Kg/cm}^2$  y los verticales de  $4 \text{ Kg/cm}^2$ . Determinar los esfuerzos en un plano que forma un ángulo de  $30^\circ$  con respecto a la horizontal.

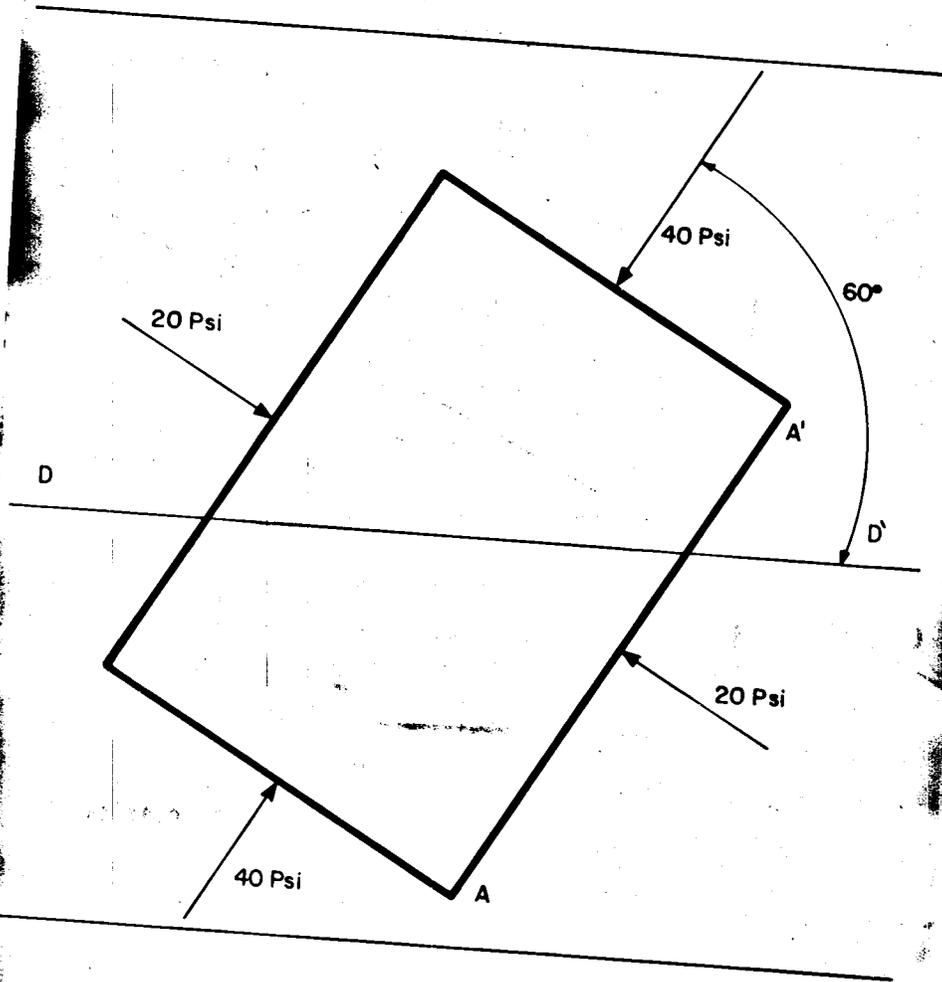


Respuesta

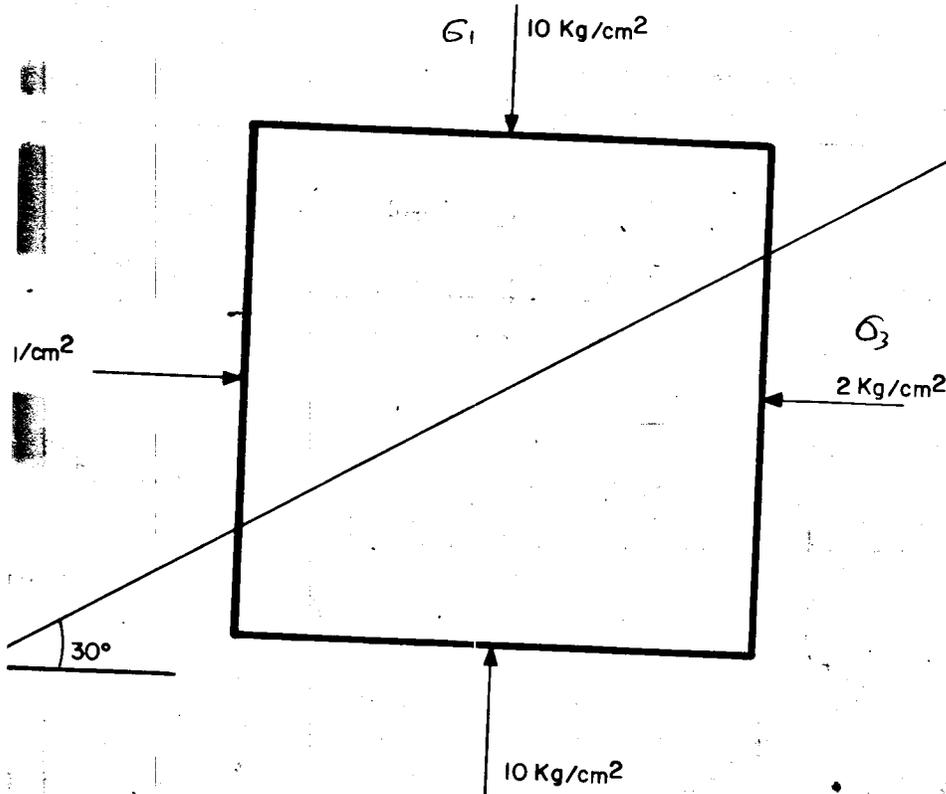
$4 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_{30^\circ} = 3.55 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_{30^\circ} = 0.85 \text{ Kg/cm}^2$$

2.- Dado el sistema de esfuerzos mostrado en la fig., encontrar los esfuerzos en el plano horizontal  $DD'$ . (Psi = lb/pulg<sup>2</sup>)



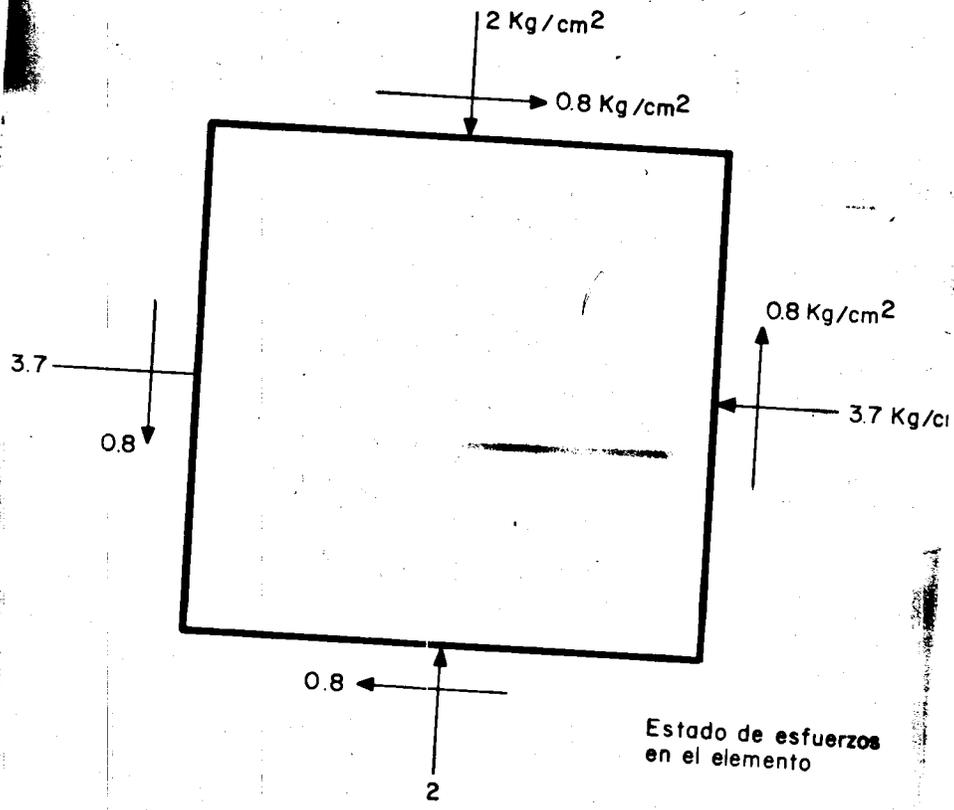
3.- Datos:  $\sigma_1 = 10 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\sigma_3 = 2 \text{ Kg/cm}^2$ . Hallar  $\sigma$  y  $\tau$  en un plano que forme un ángulo de  $30^\circ$  con el plano principal mayor y que sea perpendicular al plano principal intermedio.



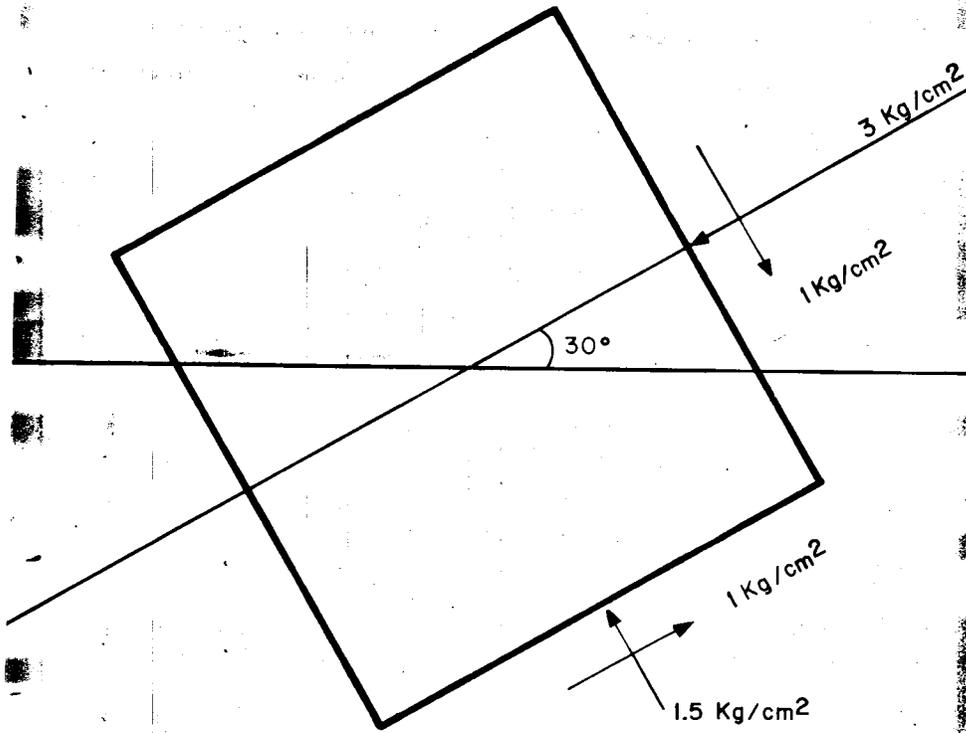
Respuesta

$$\sigma = 8 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

4.- Un estado plano de esfuerzos en una masa de arcilla muy plástica está dado por:  $\sigma_{hor} = 3.7 \text{ Kg/cm}^2$   $\sigma_{ver} = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\tau = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$ . Determinar por medio del círculo de Mohr la magnitud de los esfuerzos principales ( $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ ) y la dirección de los planos donde actúan.



5.- Encontrar la magnitud y dirección de los esfuerzos principales para una partícula cuyo estado de esfuerzos se presenta en la figura.



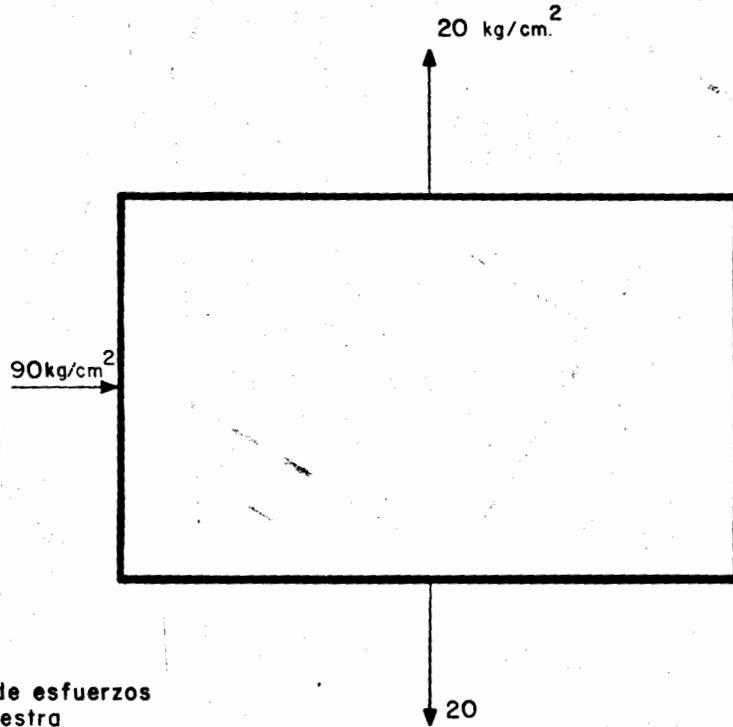
Estado de esfuerzos  
de la muestra

Respuesta  $\sigma_1 = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$   $\theta_1 = 32^\circ$

$\sigma_3 = 0.96 \text{ Kg/cm}^2$   $\theta_2 = 52^\circ$

6.- El estado de esfuerzos en un cuerpo está dado por  $\sigma_1 = 90 \text{ Kg/cm}^2$  (compresión) y  $\sigma_3 = 20 \text{ Kg/cm}^2$  (tensión).

- a) determinar por medio de las ecuaciones análticas los esfuerzos normal y cortante en un plano inclinado 10 grados con respecto al plano en que actúa el esfuerzo principal menor.
- b) comprobar el resultado anterior empleando el círculo de Mohr



Estado de esfuerzos en la muestra

Parte de los problemas fueron tomados de los libros de Sowers, de Terzaghi y de las series de Felipe Orejel, los demás fueron presentados por el autor de esta tesis.

La presentación de la resolución de los problemas de resistencia al corte fue realizada por el autor de esta tesis.

### III EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ELEMENTOS DE RETENCION

#### 3.1 RESUMEN TEORICO Y ASPECTOS FUNDAMENTALES DE EMPUJE DE TIERRAS

##### 3.1.1 Introducción

Los elementos de retención son muros diseñados con el propósito de mantener una diferencia de niveles de un suelo a ambos lados del muro. Debido a las condiciones a que están sometidos dichos elementos, se generarán fuerzas actuantes que para fines ingenieriles se deberán cuantificar. Una de las fuerzas de mayor importancia es la que ocasiona el nivel más alto del terreno sobre el muro; dicha fuerza se denomina Empuje Lateral del Suelo.

La nomenclatura general de un muro de retención presenta los siguientes elementos mostrados en la figura 3.1.

#### - DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE UN MURO

Con el objeto de poder visualizar con mayor claridad el número, la dirección y el sentido de las fuerzas más importantes que actúan sobre los muros de retención, conviene hacer un diagrama de cuerpo libre del siguiente caso sencillo mostrado en la figura 3.2.

donde

$W_m$  - peso propio del muro

$E_{H_1}$  - fuerza horizontal del relleno contra el respaldo del muro

$E_{H_2}$  - fuerza horizontal del terreno contra el frente del muro

$N$  - reacción normal del terreno

$W_R$  - peso del relleno que se encuentra sobre el respaldo del muro

$F_R$  - fuerza de fricción; generada entre la base y el muro al oponerse éste al deslizamiento.

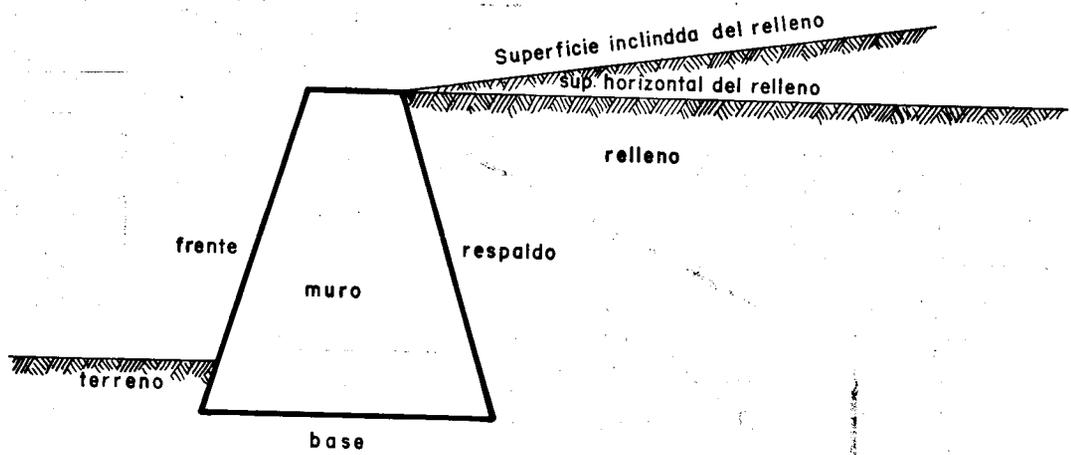


FIG. 3.1 NOMENCLATURA GENERAL EN UN MURO DE RETENCION

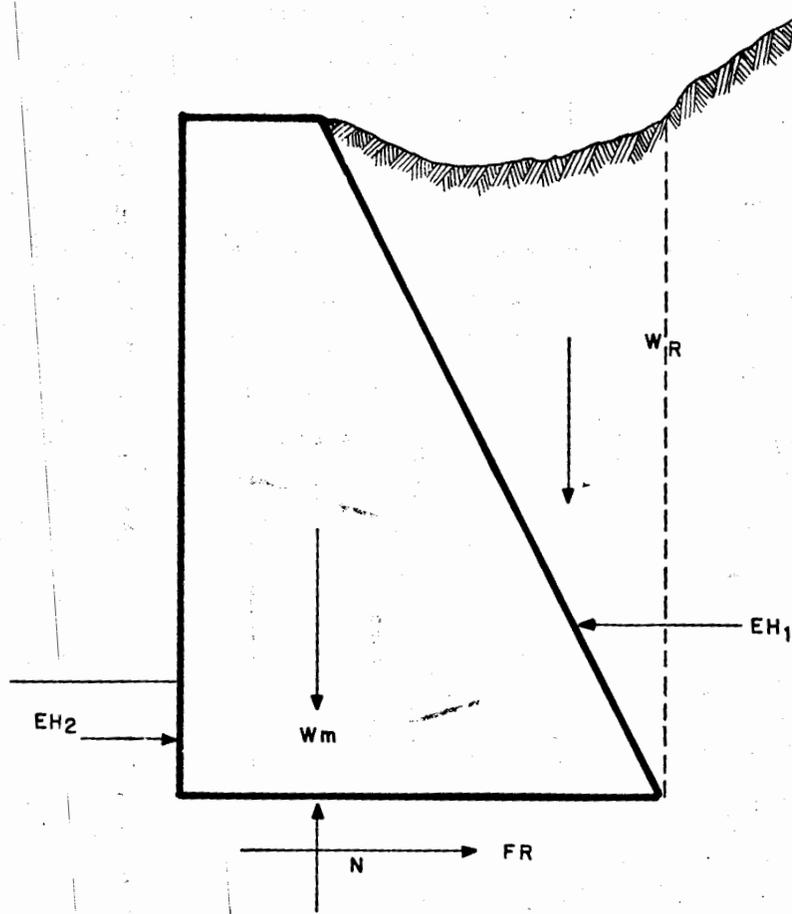


FIG. 32 FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES EN UN MURO DE RETENCION

Conviene ootar que las fuerzas anteriores son sólo las de más importancia que intervienen en el diseño del muro, existen otras en que su importancia depende casi exclusivamente de las condiciones del lugar donde se desplante el muro, tales como: las sobrecargas actuantes sobre el relleno, fuerzas de filtración y otras debidas al agua, subpresiones ocasionadas por el agua, vibración, impacto de fuerzas, temblores, acción de las heladas, expansiones por cambio de temperatura y humedad del terreno, etc.

En el análisis de estabilidad de muros, que se incluirá mas adelante en este capítulo, se deberán considerar la influencia de todas las fuerzas actuantes en el sistema muro-relleno.

Entre las fuerzas que aparecen en el D C L están las horizontales del terreno sobre el respaldo y sobre el frente del muro, las cuales dependen del tipo de suelo. Par lo tanto el ingeniero necesita valuar las fuerzas que ocasiona el terreno sobre los elementos de soporte. En este capítulo se verán los métodos existentes para determinar el empuje de tierras sobre las obras de la ingeniería civil.

### 3.1.2. TEORIA DE RANKINE

Consideremos el elemento de suelo en reposo mostrado en la figura 3.3.

La presión vertical actuante sobre dicha partícula (fig. 3.3 ) es:  $P_v = \gamma Z$  -(3.1 )

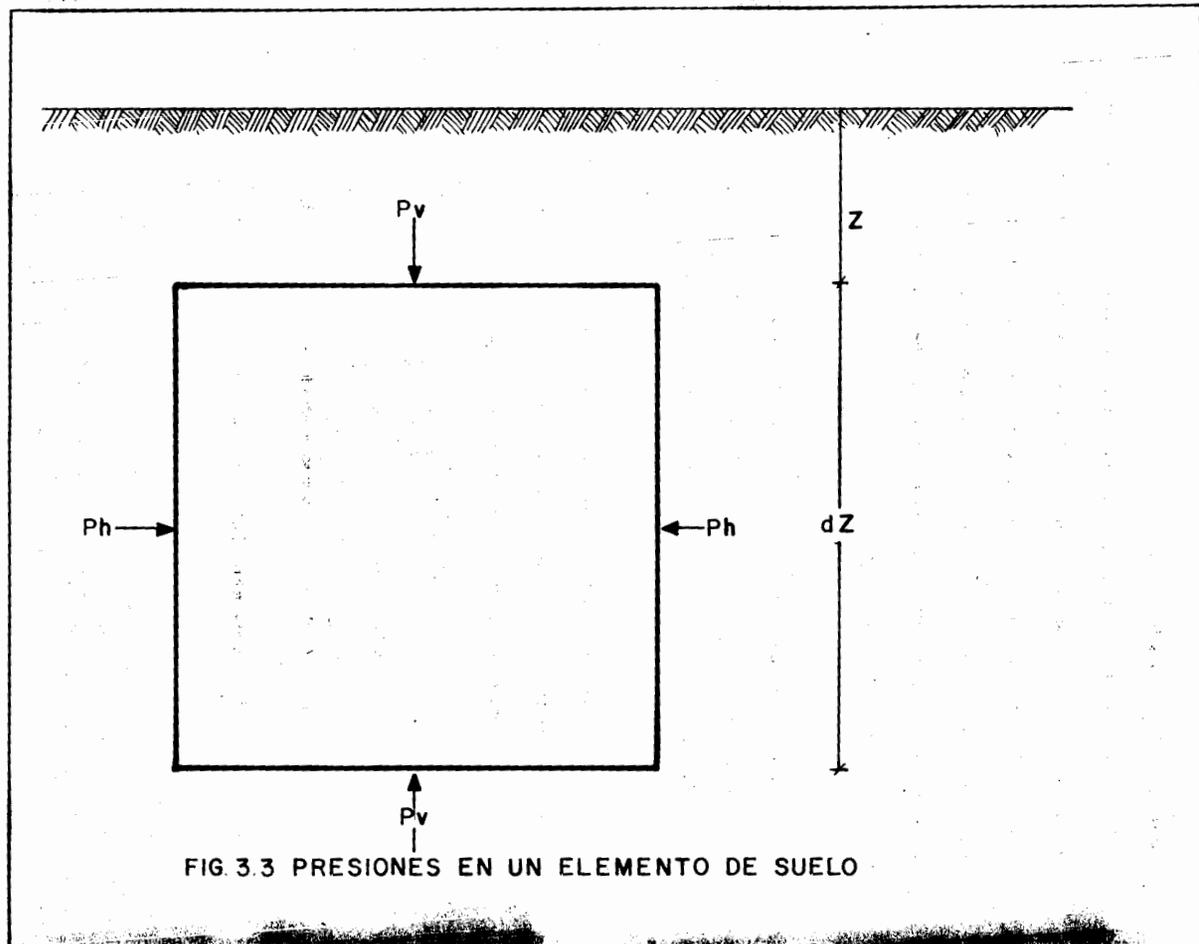


FIG 3.3 PRESIONES EN UN ELEMENTO DE SUELO

donde

$\gamma$  - peso específico del suelo que se encuentra arriba del elemento

$Z$  - profundidad a la que se encuentra el elemento de suelo considerado.

Bajo los efectos de la presión vertical, en el suelo se generarán esfuerzos laterales, debido a esto el suelo aledaño al elemento reaccionará con una presión horizontal ( $P_H$ ) que, con base a la experiencia, se ha aceptado como directamente proporcional a la presión vertical ( $P_v$ ), es decir:

$$P_H = K_o \gamma Z \quad \text{3.2}$$

donde

$K_o$  - coeficiente de presión de tierras en reposo

Suelo de relleno	$K_o$
arenas compactas	0.4
arenas sueltas	0.5
arenas compactadas	0.8
arcilla blanda	0.6
arcilla dura	0.5
arcilla blanda no drenada	1.0
arcilla dura no drenada	0.8

Tabla 3.1. Valores de  $K_o$  para diferentes tipos de suelos  
( Terzaghi - Peck 1967, Sowers - Sowers 1975 )

Generalmente el relleno se deposita después de construido el muro y, a medida que se procede a esta operación, el muro sufre una deformación bajo el efecto de

la presión creada. Por observación se ha llegado a la conclusión que el empuje lateral generado por el suelo, depende no sólo de la naturaleza del suelo y de la altura del muro, sino también de la magnitud de la deformación o desplazamiento que el mismo sufre. Rankine valió las expresiones del empuje de suelos contra muros tomando en consideración los parámetros anteriores.

#### - SUELOS FRICCIONANTES

De acuerdo con Rankine se dirá que un suelo está en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado. En la práctica existen dos métodos para llevar un suelo a la falla:

- a) DISMINUIR EL ESFUERZO HORIZONTAL Y MANTENER EL VERTICAL CONSTANTE (ver figura 3.4)

De la figura 3.4

$$\sigma_3 = P_A = \sigma' K_A Z \quad \text{---3.3}$$

donde  $K_A$  es el coeficiente de presión Activa en tierras, se obtiene a partir de la fórmula

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \text{---3.4}$$

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del suelo.

- b) AUMENTANDO EL ESFUERZO HORIZONTAL CON EL VERTICAL CONSTANTE

De la figura 3.5

$$\sigma_3 = P_p = K_p \sigma' Z \quad \text{---3.5}$$

donde  $K_p$  es el coeficiente de presión pasiva de tierras, se obtiene con la fórmula

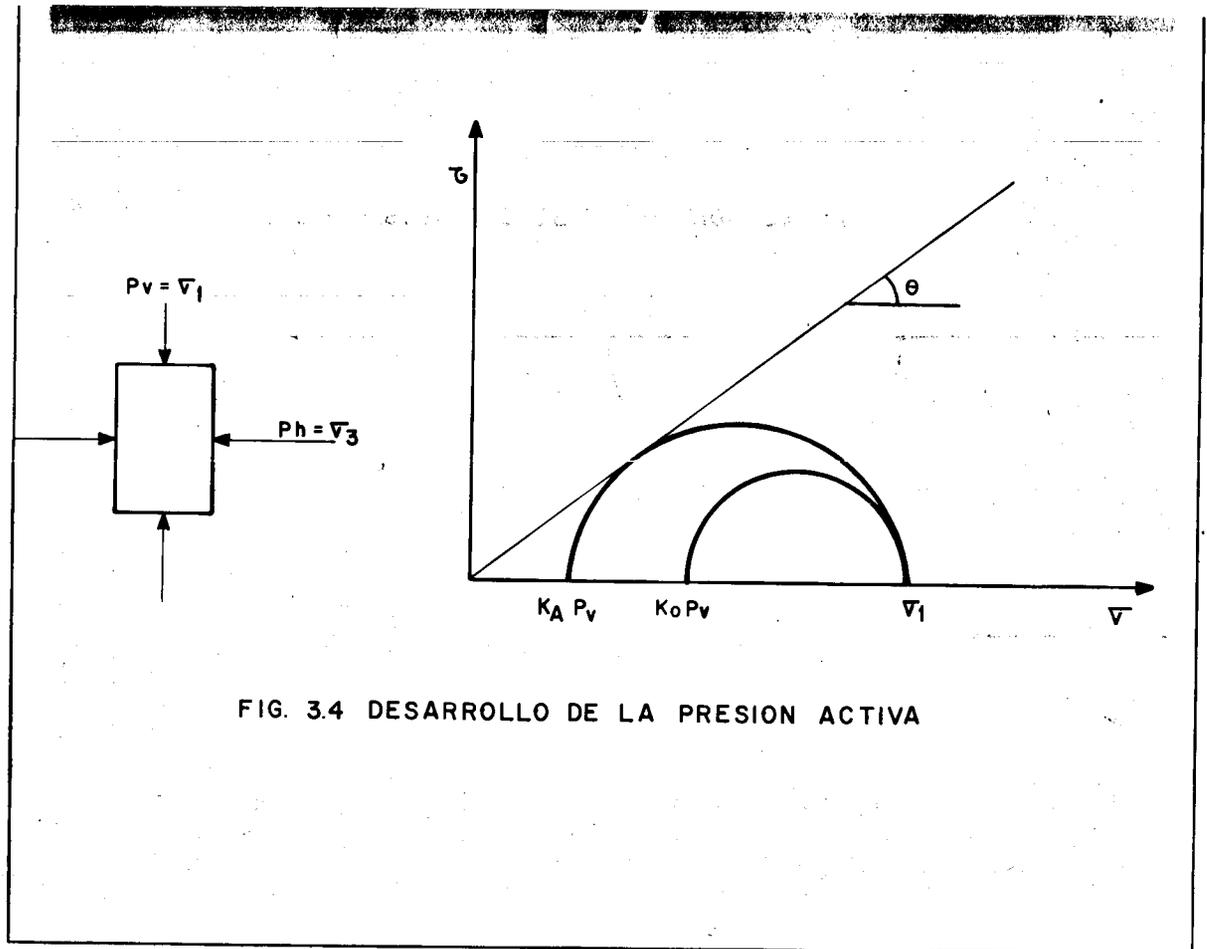


FIG. 3.4 DESARROLLO DE LA PRESION ACTIVA

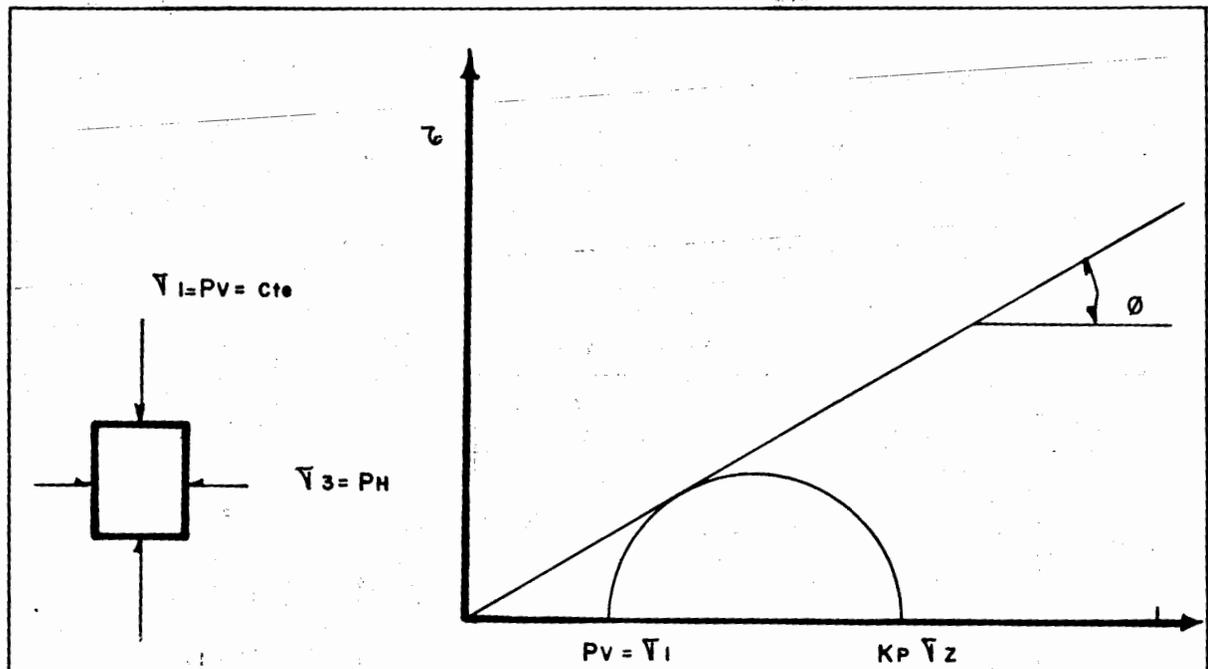


FIG. 3.5 DESARROLLO DE LA PRESION PASIVA

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \text{ ----- 3.6}$$

Se concluye que:  $K_A = K_p^{-1}$  ----- 3.7

De acuerdo con lo anterior se concluirá que existen 2 estados de equilibrio plástico. El activo, que se obtiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza su valor mínimo ( $K_A \gamma Z$ ); y el pasivo, que ocurre cuando dicha presión horizontal alcanza su máximo valor ( $K_p \gamma Z$ ).

- EMPUJES EN SUELOS PURAMENTE FRICCIONANTES

Se sabe que la presión activa horizontal es  $P_A = K_A \gamma Z$ ; efectuando la integración de la fórmula para una altura  $dZ$  y un ancho unitario nos quedará que la fuerza que actúa por unidad de longitud del muro será

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \text{ ----- 3.8}$$

Empuje activo

en forma análoga

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \text{ ----- 3.9}$$

Empuje pasivo

Para fines prácticos y teóricos los empujes actúan a  $2/3$  del espesor del relleno, medido a partir de la superficie del mismo

Las fórmulas 3.8 y 3.9 consideran el área de presiones de un solo estrato de suelo; para distintos tipos de suelo el empuje total será la sumatoria de todos los empujes correspondientes a cada estrato.

En la figura 3.6 aparecen los sentidos y los puntos de aplicación de los empujes activo y pasivo.

- Empuje para una superficie de relleno inclinada, donde la superficie forma un ángulo  $\beta$  con relación a la horizontal. Considerando el respaldo vertical.

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \begin{array}{l} \cos \beta \\ \cos \beta - \cos^2 \beta - \cos^2 \phi \\ \cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi} \end{array} \right] \text{--- 3.10}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \begin{array}{l} \cos \beta \\ \cos \beta + \cos^2 \beta - \cos^2 \phi \\ \cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi} \end{array} \right] \text{--- 3.11}$$

- Empuje ocasionado por una carga uniforme  $q$  sobre una superficie de relleno horizontal.

En este caso se valúan los empujes sin considerar la presencia de la sobrecarga  $q$ , al cálculo anterior se le adiciona la sobrecarga multiplicada por el factor  $K_A$ , obteniéndose una presión horizontal total de

$$P_A = K_A \gamma z + K_A q \text{----- 3.12}$$

por lo que la fuerza de empuje será

$$E_A = \frac{1}{2} \times K_A \gamma H^2 + K_A q H \text{----- 3.13}$$

La resultante del empuje ocasionado por la sobrecarga actúa a  $1/2 H$ .

La resultante del empuje ocasionado por el relleno actúa a  $2/3 H$ .

Nota El área donde actúa la sobrecarga se considera lo suficientemente grande para que dicha carga se suponga constante a lo largo de toda la altura del muro, es decir, no se toma en cuenta la disipación de presión en la sobrecarga.

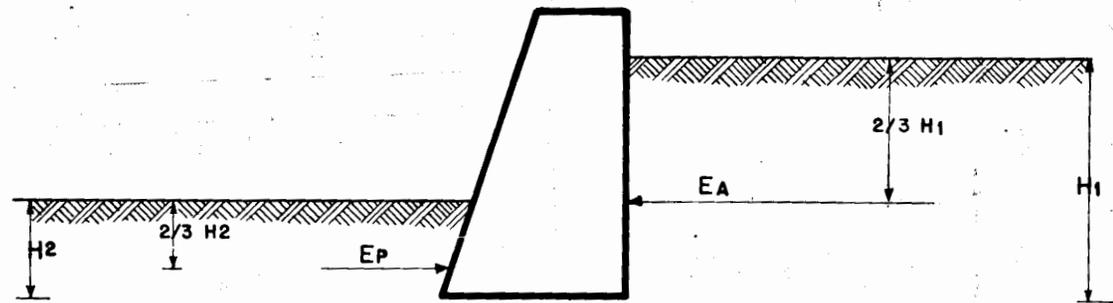


FIG. 3.6 EMPUJE ACTIVO Y PASIVO EN UN MURO DE RETENCION

- Empuje considerando la presencia del agua. (ver figura 3.7)

Se puede presentar que el nivel de aguas freáticas (NAF) se encuentre a una altura considerable en el muro, debido a esto el agua genera sobre él una presión hidráulica, que tiene la misma magnitud tanto en el sentido horizontal como en el sentido vertical, porque el estado de esfuerzos del agua es isotrópico.

La presión ocasionada por el agua es

$$U = \gamma_w H \text{ ----- 3.14}$$

donde  $\gamma_w$  --- peso específico del agua ( 1 ton/m<sup>3</sup> )

H --- altura del nivel freático

De la figura 3.7

$$P_o = K_A \gamma' H_1 \quad P_A = K_A \gamma' H_1 + K_A \gamma' H_2 \quad U = \gamma_w H_2$$

Haciendo uso de las fórmulas para empujes, pero tomando en cuenta que para la presión activa ( P<sub>A</sub> ), no podemos multiplicar la presión del agua por K<sub>A</sub>, es conveniente tomar sobrecarga del peso sobre el NAF ( K<sub>A</sub> γ' H<sub>1</sub> H<sub>2</sub> ) y sumarle el empuje del suelo:

$$* E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma' H_1^2 + K_A \gamma' H_1 H_2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \text{ ----- 3.15}$$

Para el empuje pasivo se utilizará en la fórmula (3.15) a K<sub>A</sub> por K<sub>p</sub>, en el caso de que el muro no tenga cedencia se utilizará K<sub>o</sub>.

- ENSUELOS COHESIVOS

(Ver figura 3.8)

\* En la fórmula 3.15 faltó adicionar el monomio  $\left[ .5 \gamma' H^2 \right]$

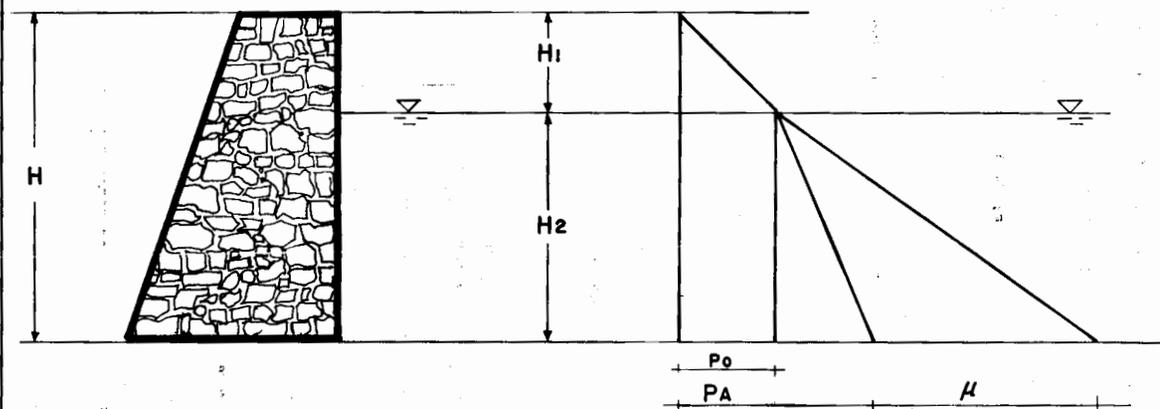


FIG. 3.7 DIAGRAMA DE PRESIONES EN UN MURO CON LA PRESENCIA DEL AGUA

De la figura 3.8 se deduce que

$$PA = \sigma_v - 2c \text{ ----- } 3.16 \quad \text{y} \quad PP = \sigma_v + 2c \text{ ----- } 3.17$$

que son la presión activa y la pasiva respectivamente

integrando las expresiones 3.16 y 3.17

$$EA = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2Hc \text{ -- } 3.18 \quad \text{y} \quad EP = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \text{ ---- } 3.19$$

que corresponden al empuje activo y pasivo en estratos arcillosos.

La altura máxima a que puede llegarse en un corte vertical sin que el material cohesivo llegue a derrumbarse, está dada por la fórmula.

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \text{ ----- } 3.20$$

donde

c ----- cohesión del relleno

La fórmula 3.20 da valores un poco altos de la altura estable real, en caso de ser usada en la práctica deberá ser afectada por un factor de seguridad igual a 2, como mínimo ( Juárez Badillo - Rico 1976 ).

- EN SUELOS COHESIVOS-FRICCIONANTES

Según Rankine se utilizan las siguientes fórmulas

$$EA = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 - 2c \sqrt{K_A} H \text{ ----- } 3.21$$

$$EP = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 + 2c \sqrt{K_P} H \text{ ----- } 3.22$$

La máxima altura con que este tipo de suelo puede mantenerse en forma vertical y sin soporte está dada por la expresión:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N\phi} \text{ ----- } 3.23$$

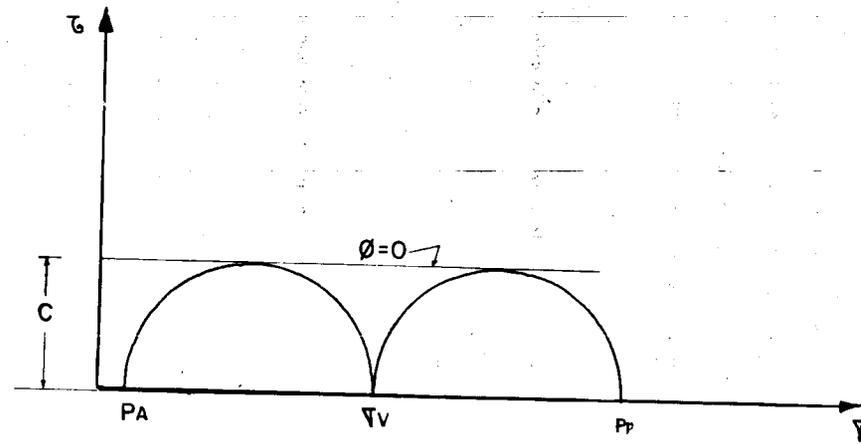


FIG. 3.8 DIAGRAMA DE MOHR EN SUELOS COHESIVOS

### 3.1.3 TEORIA DE COULOMB

Esta teoría representa en buena forma el comportamiento de los suelos friccionantes, considera que la fuerza de empuje del suelo sobre el muro se debe a la acción de una cuña del relleno limitada por el respaldo del muro. La superficie de falla se considera plano. El análisis que se hace sobre el sistema suelo-muro es al límite, es decir, en el momento en que se produce la falla de la cuña del suelo. A continuación se hará un diagrama de cuerpo libre con el objeto de poder visualizar con mayor claridad a las fuerzas actuantes en el sistema (figuras 3.9 y 3.10).

De las figuras 3.9 y 3.10

- $\delta$  - ángulo que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del muro.  
Su variación va desde  $\phi/2$  a  $\frac{2}{3}\phi$
- $\phi$  - ángulo de fricción interna del suelo
- $\beta$  - ángulo que forma la horizontal con el plano de falla de la cuña de suelo
- W - peso de la cuña de suelo
- F - fuerza de fricción generada en el suelo adyacente a la cuña considerada
- E - fuerza de empuje del suelo sobre el muro

Por razones de equilibrio, el polígono de fuerzas de la figura 3.10 constituida por E, F y W debe cerrarse. El peso W de la cuña se conoce tanto en magnitud - como en dirección, además se conocen previamente las direcciones de E y F. Con los datos anteriores pueden obtenerse (al efectuar el traza gráfico y a escala) la magnitud del empuje E y de la fuerza de fricción F; siendo la primera el Empuje

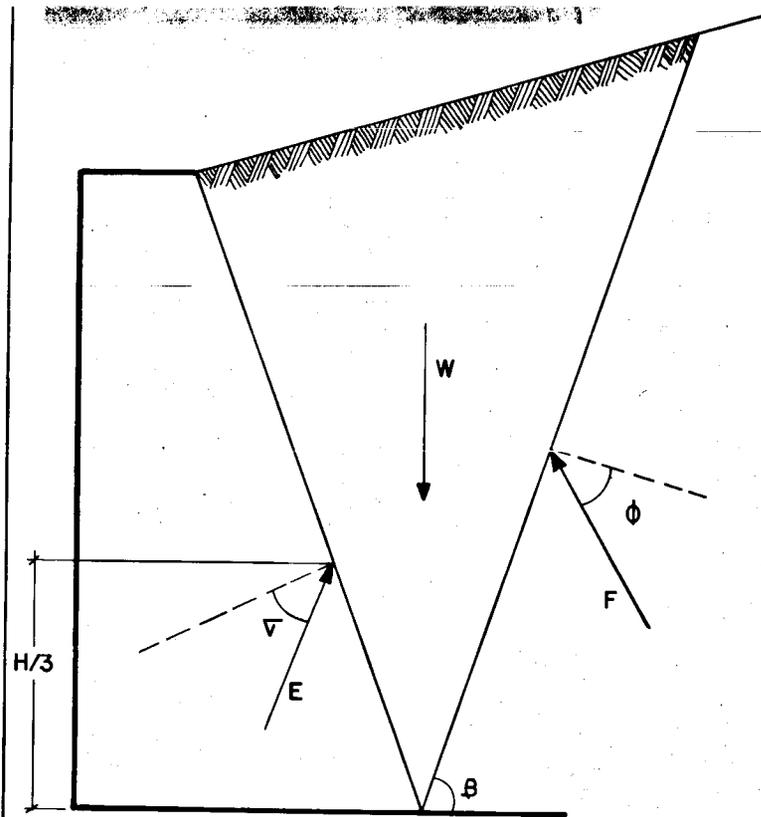


FIG. 3.9 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE SOBRE  
SOBRE LA CUÑA DE SUELO

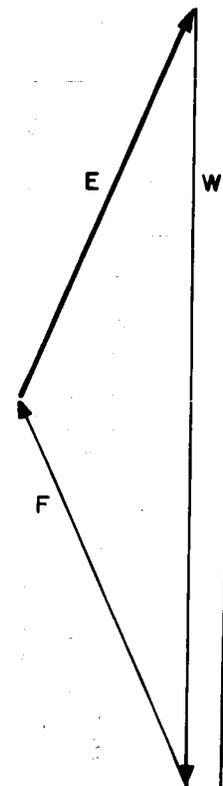


FIG. 3.10 POLIGONO DE FUERZAS  
ACTUANTES SOBRE LA CUÑA DE  
SUELO

Activo del Relleno sobre el Muro.

- METODO DE CULMANN

Consiste en un método gráfico basado en la teoría de Coulomb, el cual, mediante el trazo del polígono de fuerzas simplifica el procedimiento; sirve para encontrar el máximo empuje ejercida del relleno sobre el muro. En los problemas ( 5 ) y ( 7 ) de este capítulo se describe su aplicación.

### 3.1.4 METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI

Las teorías clásicas, en cierto modo, han resuelto el problema de suelos contra muros de retención, en una forma poco representativa en el caso de los suelos cohesivos. El método semiempírico propuesto por Terzaghi sobre\_sale entre los demás porque tiene un alto índice de confiabilidad, ya que es el producto de una larga experiencia en la Mecánica de Suelos.

Una limitación de este método es que no es representativo para muros de gran altura ( 7 metros como máximo ). (Ver figura 3.II )

El primer paso de este método consiste en encasillar el relleno con sus características gravimétricas y granulométricas.

- 1.- Suela granular, grueso y sin finos.
- 2.- Suelo granular grueso y con finos limosos
- 3.- Suela residual con cantos, bloques de piedra y arenas
- 4.- Arcillas plásticas blandas, limos orgánicas o arcillas limosas
- 5.- Fragmentos de arcilla dura o medionamente dura, protegidos de modo que el agua de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

La segunda clasificación está referida a la inclinación superficial del relleno y a las condiciones de carga sobre él . Cubre 4 situaciones que en la práctica se encuentran con más frecuencia.

- 1.- La superficie del relleno es plana, inclinada o no y sin ninguna sobrecarga.
- 2.- La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.

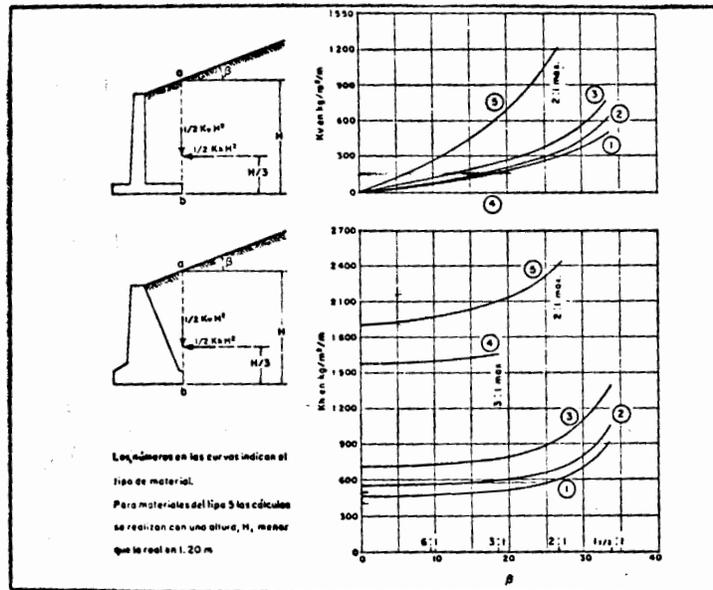


FIG.3.II GRAFICA PARA LA OBTENCION DEL EMPUJE LATERAL SOBRE UN MURO DE RETENCION SEGUN TERZAGHI.

3.- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente distribuida.

4.- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una carga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

- En el 1<sup>ro</sup> y 2<sup>do</sup> caso de esta última clasificación el problema se resuelve aplicando las fórmulas.

$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2 \text{ ----- } 3.24$$

$$E_V = \frac{1}{2} K_V H^2 \text{ ----- } 3.25$$

donde

$E_H$  y  $E_V$  --- componentes horizontal y vertical del empuje

$K_H$  y  $K_V$  --- constantes obtenidas de las gráficas de la fig. 3.11

El empuje horizontal se considera aplicado a un tercio de la altura, medido a partir del paño inferior del muro.

- Para el 3<sup>er</sup> caso, cuando el terreno soporta carga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje, deberá incrementarse uniformemente en

$$p = c + q \text{ ----- } 3.26$$

donde

$q$  -- valor de la sobrecarga repartida

$c$  -- cohesión, se obtiene de la tabla 3.2, según el tipo de relleno.

- En el 4<sup>to</sup> caso se considerará que la carga ejerce sobre el plano vertical en el que se aceptan aplicados los empujes, una carga concentrada que vale

$$p = c + q' \text{ ----- } 3.27$$

donde

$q$  --- valor de la carga lineal uniforme

$c$  --- se obtiene de la tabla 3.2.

Tabla 3.2 VALORES DE  $C$

Tipo de relleno	
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

Nota: El tipo de relleno corresponde a la primera clasificación de este método

### 3.1.5 EMPUJES SOBRE TABLAESTACAS

En la mayoría de las excavaciones hechas en predios con edificaciones colindantes (Por ejemplo, en la construcción de tramos subterráneos o simplemente para hacer los cimientos de una excavación parcial o totalmente compensada) es necesario hincar una serie de traqueles que sostengan tablaestacas para evitar posibles derrumbes o desplazamientos. (ver figura 3.12).

Para evaluar las cargas sobre los traqueles o puntales de excavaciones ademas, Terzaghi, según mediciones hechas en la construcción del metro de Berlín y Chicago, nos da las siguientes distribuciones o envolventes de presión, según el tipo de suelos, (ver figura 3.13)

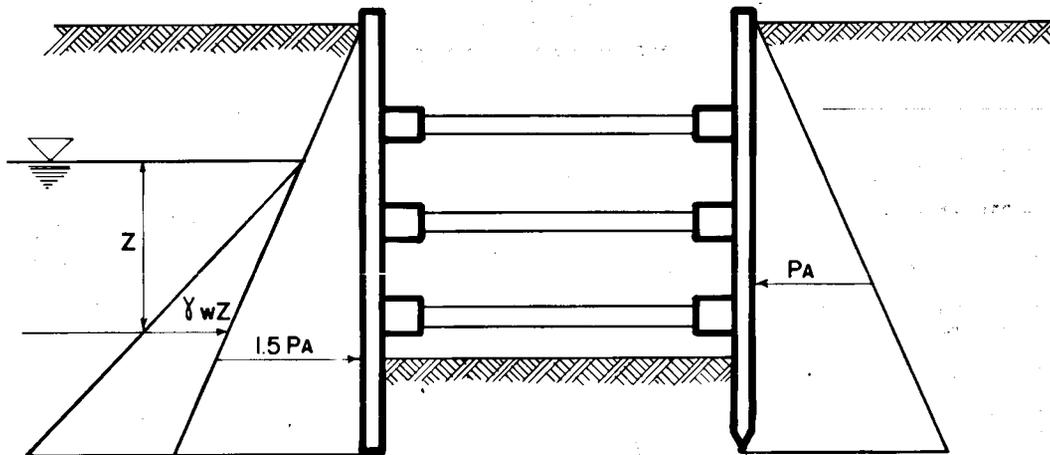
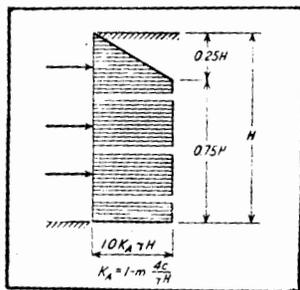
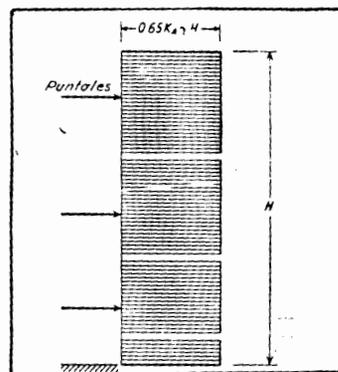


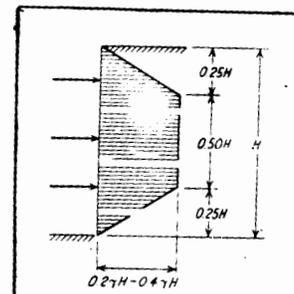
FIG. 3.12 ESQUEMA SIMPLIFICADO DE UN TABLAESTACADO



En arcillas blandas a medias



En arenas



En arcillas resistentes fisuradas

FIG. 3.13 ENVOLVENTES DE PRESION EN LOS SUELOS.

### 3.1.6 ANALISIS DE ESTABILIDAD EN UN MURO DE RETENCION

Con el objeto de poder garantizar la completa estabilidad de un elemento de retención, se debe efectuar la revisión para las siguientes condiciones

#### 1.- REVISION POR VOLTEO

Hagamos un D.C.L. que involucre la porción de suelo que descansa sobre el respaldo del muro y que se encuentra limitada por la vertical que pasa por el pie del mismo elemento de retención : (figura 3.14 )

De la figura 3.14

$E_a$  --- empuje activo del terreno

$W_m$  --- peso propio del muro

$W_s$  --- peso de la porción de relleno

$N$  --- fuerza normal

$F_r$  --- fuerza de fricción

Consideramos ahora que el muro de la figura 3.14 gira alrededor de un eje que pasa por el punto A. En estas condiciones la base del muro se levantará sobre un plano horizontal, teniendo como punto de apoyo exclusivamente el punto A; en este caso la reacción normal  $N$  se desplazará hacia este punto. En esta condición el muro se encontrará en una situación de equilibrio inestable; para que esto no ocurra, debemos buscar que el momento resistente ( $M_r$ ) sea mayor que el momento actuante ( $M_a$ ), para lo cual definiremos el factor de seguridad F.S. como el cocien

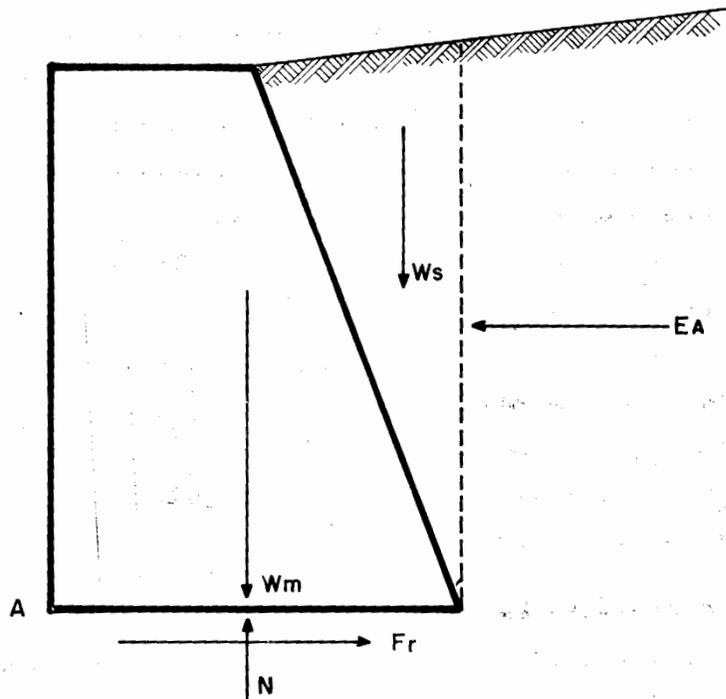


FIG. 3.14 Esquema simplificado de las fuerzas que intervienen en el análisis por volteo de un muro de retención. De acuerdo con las condiciones del lugar se deberán tomar en cuenta otras fuerzas, tales como el empuje pasivo del terreno, la sobrecarga, la presencia del agua etc.

te entre el momento resistente y el momento actuante:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_a} \text{-----} 3.28$$

igualdad que se debe cumplir en un muro de retención.

El momento resistente es la suma de los momentos ocasionados por las fuerzas que impiden el volteo del muro, tales como: el peso propio del muro, el peso de la porción de relleno y el empuje pasivo del terreno

El momento actuante es la suma de los momentos ocasionados por las fuerzas cuyas acciones tienden a provocar el volteo del muro, como son: el empuje activo, la presión hidrostática, etc.

Tanto el momento resistente como el actuante se obtienen con respecto al punto A.

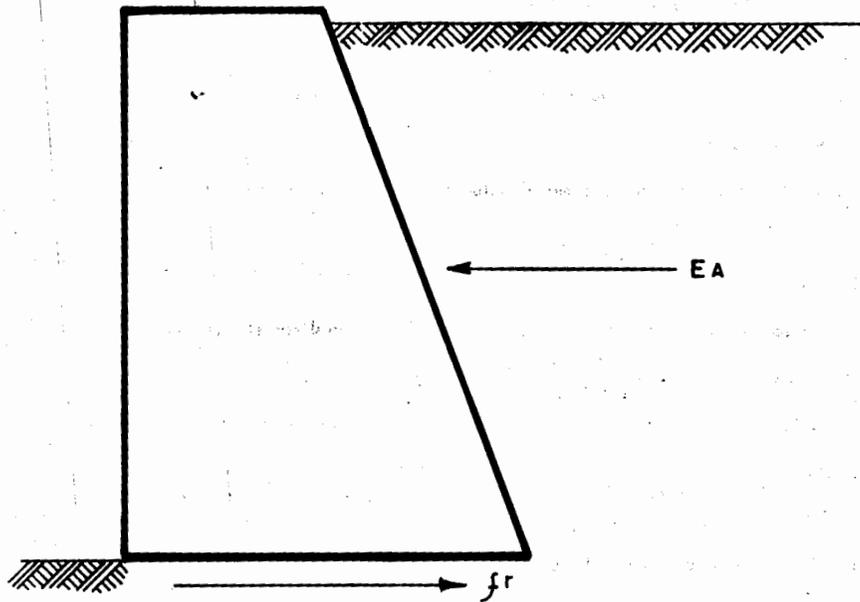
## 2.- REVISION POR DESLIZAMIENTO

La fuerza de empuje que ocasiona el relleno tiende a deslizar el muro sobre la superficie del terreno; la oposición al deslizamiento del muro es ocasionada por la rugosidad existente entre la superficie del suelo y la base del muro. Ver figura 3.15.

Para lograr la estabilidad del muro en cuanto a un posible deslizamiento se deberá procurar que las fuerzas resistentes ( $F_r$ ) sean mayores que las fuerzas actuantes ( $F_a$ ). Se define el factor de seguridad (F.S.) como la relación existente entre la fuerza resistente y la fuerza actuante.

Por lo tanto, la condición para garantizar el equilibrio del muro es :

$$F_r = F.S. \times F_a \text{-----} 3.29$$



**FIG. 3.15** Fuerzas que intervienen en el analisis del muro por deslizamiento., se hace la aclaración que éstas son unas de las más importantes, existen otras en las cuales su importancia dependerá de las condiciones de desplante y del lugar, tales como: el empuje pasivo y la sobrecarga.

donde

$F_r$  --- fuerza resistente, corresponde a la suma de las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la estructura.

$F_a$  --- fuerza actuante, es la suma de las fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento de la estructura.

F.S. -- factor de seguridad, deberá ser mayor que 1

La fuerza de fricción ( $F_r$ ) entre la base del muro y un suelo francamente permeable, como una arena limpia, es igual a la presión normal total multiplicada por el coeficiente de fricción ( $\mu$ )

$$F_r = \mu N \text{ ----- } 3.30$$

$\mu = 0.55$  --- para suelo de grano grueso (grava o arena) sin limo ni arcilla

$\mu = 0.45$  --- para un suelo con cierto porcentaje de limos (Terzaghi y Peck, 1967)

### 3.- REVISION DE LOS ESFUERZOS INTERNOS

Las fuerzas mencionadas anteriormente ocasionan esfuerzos sobre el elemento de retención; es condición necesaria que los esfuerzos provocados sean siempre de compresión, debido a que el muro no está diseñado para resistir esfuerzos de tensión y, además, no existe adherencia entre la base del muro y el suelo. Este hecho se garantiza haciendo pasar la resultante de las fuerzas por el tercio central de la sección transversal del muro, ya que éste corresponde al Núcleo Central. Esta revisión se debe realizar tanto en la base del muro como en diferentes secciones a lo largo de él.

Cabe recordar que el núcleo central se define como el lugar geométrico de un elemento donde, al aplicar una fuerza, no se provocan cambios de signos en los esfuerzos.

#### 4.- CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

Los esfuerzos provocados en un muro de retención no deben exceder los esfuerzos permisibles del terreno sobre el que se desplanta. El tema de capacidad de carga se verá en estas series, en el capítulo IV.

### 3.1.7 DRENAJE EN MUROS DE RETENCION

Como anteriormente se ha visto, la presencia del agua acumulada en los respaldos de los muros de retención, incrementa en forma notable la presión total que el suelo ejerce sobre él. Con el objeto de contrarrestar la presión del suelo más la hidrostática, nos llevaría a construir muros más resistentes y de grandes dimensiones, lo que resultaría, principalmente antieconómico.

Una forma de eliminar el efecto que provoca el agua es drenar los muros de la manera más adecuada posible.

Surge entonces como una necesidad imprescindible llevar a cabo el drenaje en los muros.

En la figura 3.16 se presenta esquemas de diferentes disposiciones de drenaje, en grado ascendente de complicación, hasta llegar a las que modifican, inclusive, la forma de la red de flujo, a través del relleno.

Existen diferentes formas de drenar un muro, la diferencia en los sistemas de drenaje estriba fundamentalmente en las características del suelo de relleno.

Los muros que poseen sólo conductos de salida ( caso a ) son útiles en caso de que el material de relleno es granular y carente de finas, es decir, permeable. Los tubos están dispuestos en forma paralela, la distancia entre ellos no deberá exceder de 2 metros y tener un diámetro mínima de 10 cm. (Rico, 1978)

El sistema mastrado en la figura b tampoco es recomendable en suelos confinados, debido a que las bolsas del material permeable son susceptibles de contaminarse con

las partículas finas y, en el caso más crítico, llegar a tapar las bolsas e impedir el paso del agua.

- La parte c trata de un dren horizontal que une las entradas de los tubos y que descarga lateralmente hacia los lados del muro. Este dispositivo es más eficiente que los nombrados con anterioridad.
- El sistema de las figuras en d es la disposición más común y, por lo general, la más eficiente. Los drenes se disponen en forma continua, por lo que se logra cubrir el respaldo del muro. El material del que están hecho los drenes deben cumplir con dos requisitos:
  - 1) ser lo suficientemente permeable, para lograr la libre circulación del agua
  - 2) ser impermeable, con el objeto de actuar como filtrante para no permitir el paso de los finos.

Aparentemente los dos requisitos resultan contradictorios entre sí, dado que uno excluye al otro; en realidad estos requisitos se cumplen simultáneamente con la puesta de varias capas, a medida que éstas se acercan al respaldo del muro, se van haciendo más permeables; con esto se logra que la capa adyacente al relleno sea de material filtrante, permitiendo sólo el paso del agua; en las siguientes capas del agua podrá circular, con mayor libertad debido a que son cada vez más permeables, hasta llegar el agua a la capa que está junto al muro y allí es currir fácilmente (por ser esta capa la más permeable de todas) y desalojar por los tubos de drenaje.

- Las partes e, f y g de la figura, muestran sistemas de drenaje más complicados, se utilizan cuando existe la imperiosa necesidad de cambiar favorablemente la dirección del flujo, a impedir el paso del agua al relleno que está en la cercana del muro.

De todos los sistemas de drenaje anteriores se deberá proyectar el que está más de acuerdo con las condiciones del lugar y las características del suelo de relleno. Ellos deberán impedir al máximo la acumulación de agua y el desarrollo de las presiones hidrostáticas.

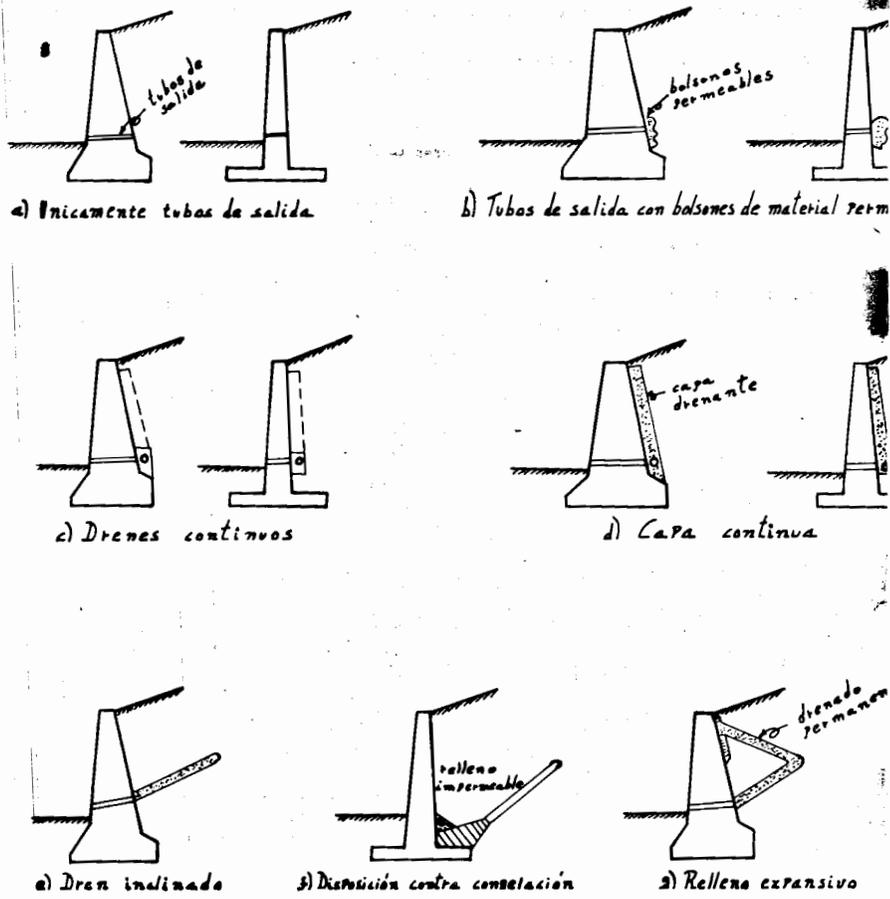
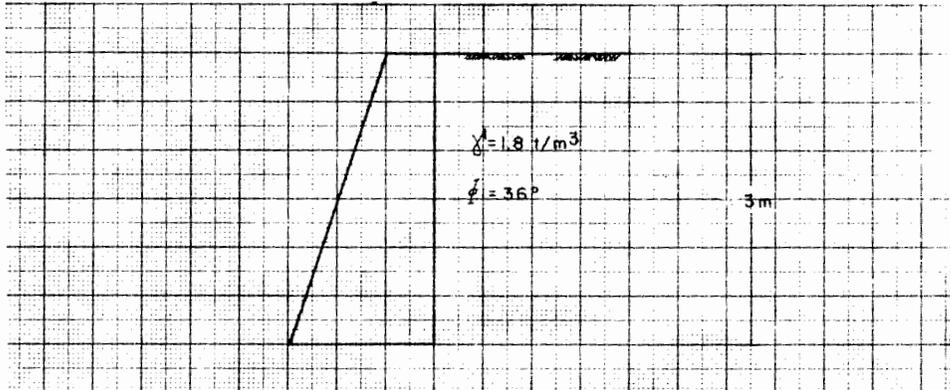


FIG. 3.16 SISTEMAS DE DRENAJES EN MUROS DE CONTENCIÓN (ALFONSO RICO-HERMILO DEL CASTILLO, 1976)

3.2. Ejemplos Numéricos de Empuje de Tierras

3.2.1 Ejemplos Resueltos.

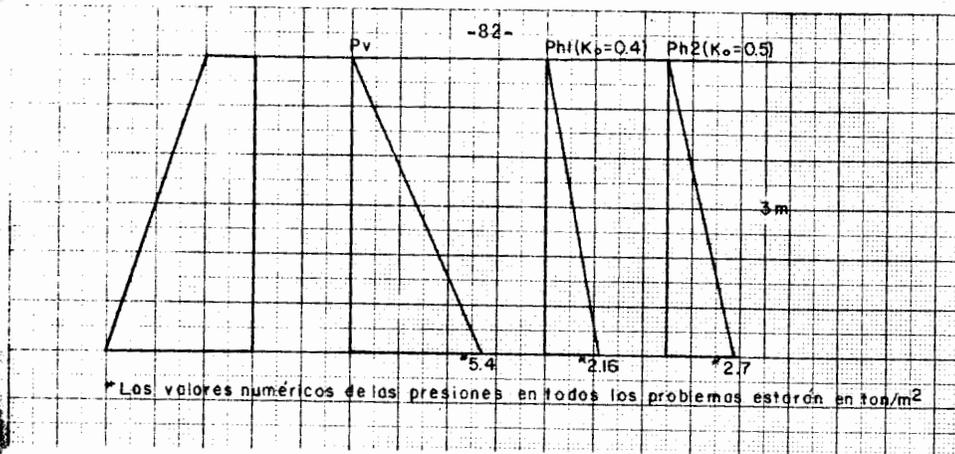
1.- Un muro de paramento interno liso vertical de 3 m de altura sostiene una masa de arena seca sin cohesión, con superficie límite horizontal. El peso específico límite de la arena es de 1.8 toneladas por metro cúbico y su ángulo de fricción interna de 36 grados. ¿Cuál es aproximadamente el empuje total, a) si el muro no puede desplazarse, si el muro puede desplazarse lo suficiente como para satisfacer las condiciones del estado activo de Rankine?



solución

a) Muro con el desplazamiento restringido (presiones en  $\text{ton/m}^2$ )

$$p_v = \gamma h \quad p_h = K \cdot p \quad \text{donde } 0.4 \leq K \leq 0.5 \text{ (tabla 3.1)}$$



$$E_h = 0.5 H P_h$$

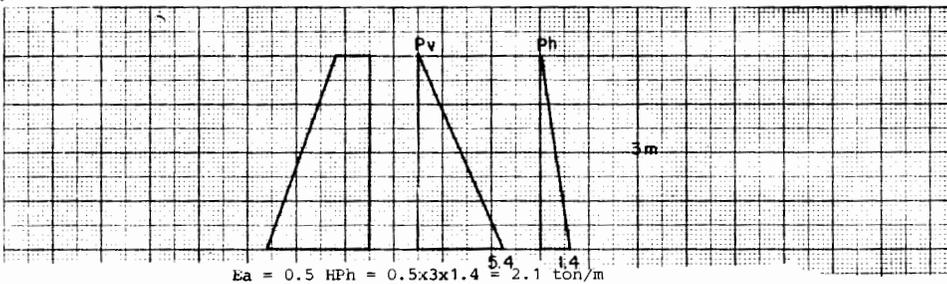
$$E_1 = 0.5 \times 3 \times 2.16 = 3.24 \text{ ton/m}$$

$$E_2 = 0.5 \times 3 \times 2.7 = 4.05 \text{ ton/m}$$

b) Muro con empuje horizontal activo

$$P. \text{ horizontal} = K_a P_{\text{vertical}} \text{ (en ton/m}^2\text{)}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = \tan^2 (45^\circ - 36^\circ/2) = 0.26$$



Nota. De los resultados anteriores se concluye que el empuje es menor al desarrollarse el estado activo en el sistema suelo-muro.

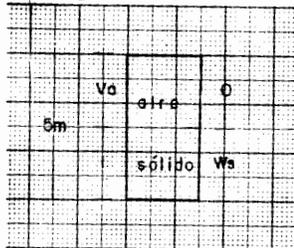
2.- Analizar los esfuerzos y los empujes activos en un muro de retención de tipo gravedad, con respaldo vertical, altura de 5 m y con relleno de superficie horizontal al nivel de su corona.

Datos  $\phi=33^\circ$   $S_s= 2.65$   $e = 0.60$

Efectuar el cálculo para las siguientes condiciones:

a) Relleno seco

Debido a que necesitamos conocer los empujes, entonces primero de terminaremos los pesos volumétricos, recordando las relaciones volumétricas:



Haciendo  $V_s = 1$  y considerando que el  $V_v$  está ocupado por el aire

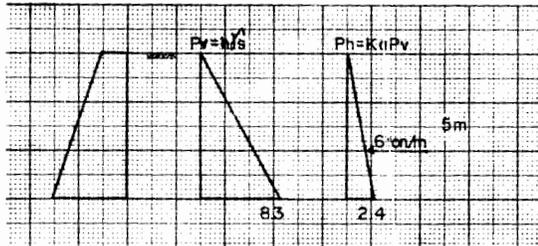
$$S_s = w_s / (V_s / \gamma_o) \quad w_s = V_s S_s = 1 \times 2.65 = 2.65$$

$$V_a = e V_s = 0.60 \times 1 = 0.60 \quad V_m = V_s + V_a = 1.60$$

$$\gamma'_s = w_s / V_m = 2.65 / 1.60 = 1.66 \text{ ton/m}^3$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - 33^\circ / 2) = 0.29$$

Distribución de presiones (en  $\text{ton/m}^2$ )



$$E_h = 0.5 \times H \times Ph = 0.5 \times 5 \times 2.4 = 6 \text{ ton/m}$$

aplicado a 0.75 H de profundidad:  $0.75 \times 5 = 3.33 \text{ m}$

b) Relleno completamente saturado debido a una fuerte lluvia y drenaje del muro sin operar, suponiendo la no existencia de flujo.

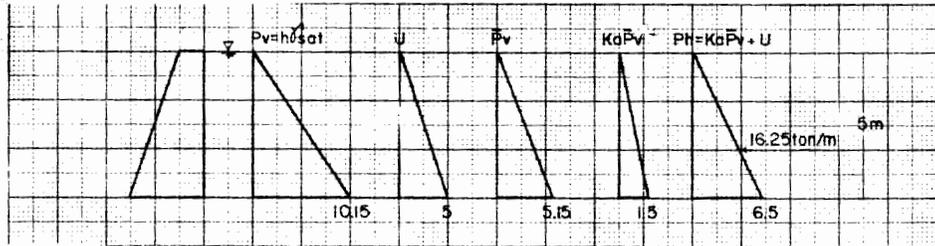
En este caso la presencia del agua incrementará el empuje horizontal, debido a que no se le permite su salida, por lo que

$$P_h = K_a P_v + M (\text{presión del agua})$$

$$\text{Saturado} = e + s s / (e + 1) = 0.60 + 2.65 / (0.60 + 1) = 2.03 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P}_v = P_v - M = 10.15 - 5 = 5.15 \text{ ton/m}^2$$

distribución de presiones: (en  $\text{ton/m}^2$ )



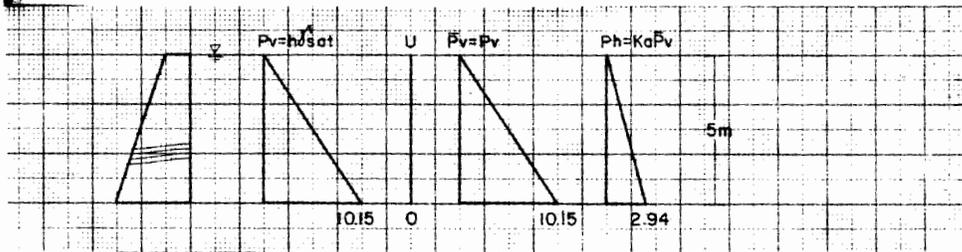
$$E_w = 0.5 H P_h = 0.5 \times 5 \times 6.5 = 16.25 \text{ ton/m}$$

Aplicado a una profundidad de  $0.75 H = 3.33 \text{ m}$

c) Relleno completamente saturado y con un sistema de drenes en el muro.

En este caso el agua no afectará al empuje ( $E_w$ ) debido a que se le permite su salida.

Diagrama de presiones: (en  $\text{ton/m}^2$ )



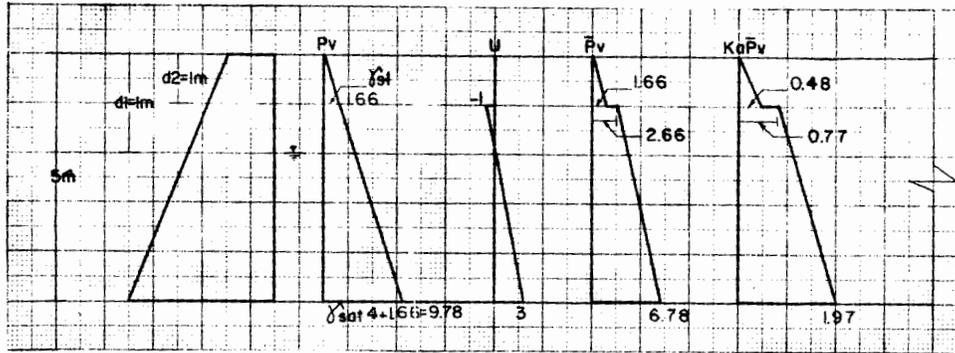
$$E = 0.5 H P_h = 0.5 \times 5 \times 2.94 = 7.35 \text{ ton/m}$$

Nota. Si comparamos el caso del inciso b) con el c) veremos la importancia que significa poner en los muros buenas redes de drenaje, ya que éstas reducen en forma notable el empuje lateral por parte de relleno, lo que lleva a construir muros menos robustos y más económicos

- d) Nivel de aguas freáticas a la profundidad  $d_1 = 2$  m bajo la corona del muro; arena seca hasta la profundidad  $d_2 = 1$  m bajo la corona; - la zona entre  $d_1$  y  $d_2$  está completamente saturada por capilaridad. No se permite el drenaje.

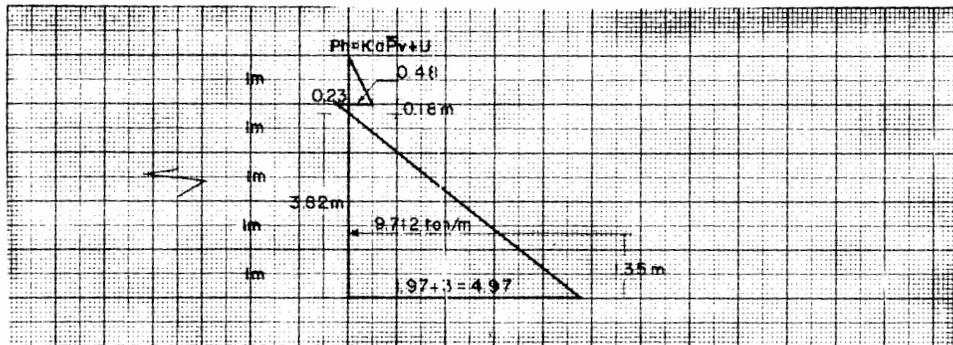
Se trata de un caso mixto donde se presentan los casos citados en los incisos anteriores, en forma simultánea

Diagrama de presiones (en  $\text{ton/m}^2$ )



Nota. La capilaridad tiende a disminuir el empuje sobre el muro, pero en la práctica ésta se pierde por la infiltración del agua dentro del suelo, razón por la cual no es recomendable tomar en cuenta los efectos capilares en el cálculo de empuje de tierras.

Considerando que el muro no posee drenaje la presión horizontal total ocasionada por el relleno más el agua será  $Ph = KaPv + M$



603988

El empuje activo total corresponderá a la suma algebraica de las áreas parciales del diagrama de presiones de la anterior figura.

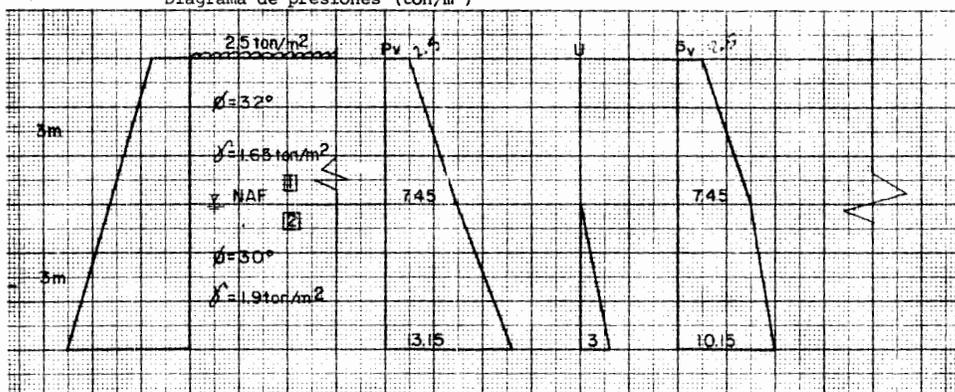
$$E_h = 0.5 \times 1 \times 0.48 - 0.5 \times 0.18 \times 0.23 + 0.85 \times 3.82 \times 4.97 = 9.712 \text{ ton/m}$$

3.- Para el sistema suelo-muro mostrado en la figura determinar el valor de la resultante total de las fuerzas horizontales provocadas por el relleno y localizar el punto en el que ésta actúa.

Solución.

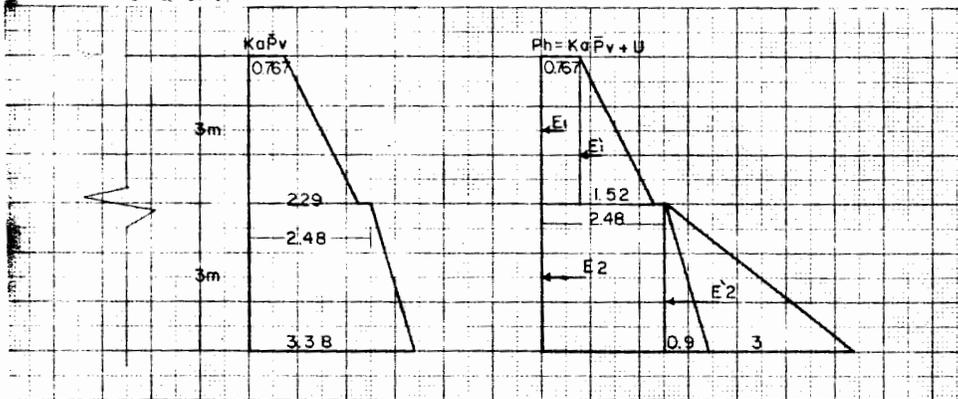
El efecto de la sobrecarga se considera uniforme a lo largo de los 2 estratos

Diagrama de presiones (ton/m<sup>2</sup>)



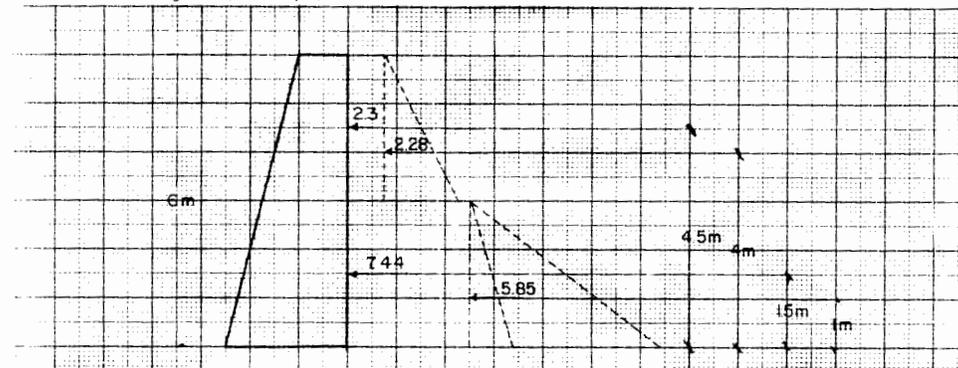
Se debe recordar que el muro no está drenado, por lo tanto también se deberá considerar el efecto de la presión hidrostática ( M )

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad K_{a1} = 0.307 \quad K_{a2} = 0.333$$



$E1 = 0.767 \times 3 = 2.3 \text{ ton/m}$       $E1' = 0.5 \times 3 \times 1.52 = 2.28 \text{ ton/m}$   
 $E2 = 2.48 \times 3 = 7.44 \text{ ton/m}$       $E2' = 0.5 \times 3 \times (0.9 + 3) = 5.85 \text{ ton/m}$

Los empujes cuyos diagramas de presiones forman un rectángulo lo estarán localizados a la mitad del estrato, cuando el diagrama es - - triangular éstos se localizarán a un tercio de la base de dicho triángulo (en ton/m)



$E_{total} = 2.3 + 2.28 + 7.44 + 5.85 = 17.87 \text{ ton/m}$

tomando momentos respecto a la base del muro:

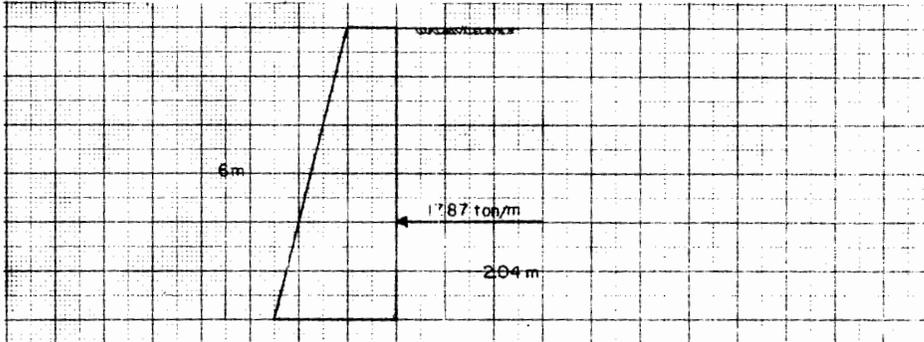
$$E_{\text{total}} \times \bar{Y} = \sum E_i Y_i \text{ ----- (a)}$$

$\bar{Y}$  \_\_\_\_\_ brazo de palanca promedio     $E_{\text{total}}$  \_\_\_\_\_ suma de los empujes

$Y_i$  \_\_\_\_\_ brazos de palancas parciales     $E_i$  \_\_\_\_\_ empujes parciales

de la expresion (a):

$$\bar{Y} = \frac{2.3 \times 4.5 + 2.28 \times 4 + 7.44 \times 1.5 + 5.85 \times 1}{17.87} + 2.04 \text{ m}$$



Nota: Se puede trabajar tanto con los empujes y distancias parciales como con el empuje total y la distancia promedio indicada en la última figura del problema.

4.- En una arcilla plástica de peso volumétrico igual a 1.9 toneladas por metro cúbico, se efectuó una excavación con paredes verticales sin apuntalar. Cuando la excavación había llegado a una profundidad de 5.50 metros, una de las paredes se derrumbó. Si se supone que el ángulo de fricción interna es igual a cero grados. ¿Cuál es el valor aproximado de la cohesión de la arcilla y cuánto debe valer la altura de trabajo?

Solución

Para suelos con cohesión y sin fricción se tiene la siguiente expresión

$$H_{crítica} = 4 c / \gamma'$$

despejado la cohesión:

$$c = \gamma' H_c / 4 = 1.9 \times 5.5 / 4 = 2.612 \text{ ton/m}^2$$

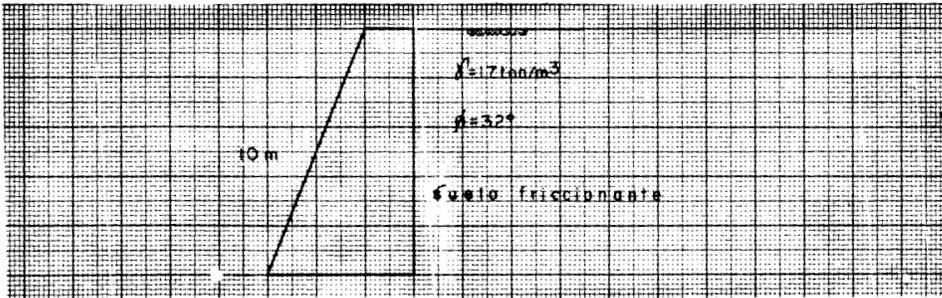
la altura de trabajo se define como:

$$H_{trabajo} = H_{crítica} / F.S.$$

tomando un F.S. = 2

$$H_{trabajo} = 5.5 / 2 = 2.75 \text{ m}$$

5.- Para los datos dados y el sistema suelo-muro mostrado en la figura encontrar la fuerza activa total (Ea) y la localización de ella utilizando la solución gráfica la Culmann.- El muro es de paramento vertical liso.



Procedimiento

A medida que el procedimiento se va describiendo se recomienda ir mirando la página adjunta donde aparece la figura 5.2 y las indicaciones dadas en los siguientes pasos.

- 1°) Se traza una línea  $\phi$  que forma un ángulo  $\phi$  con la horizontal - -  
( $\phi = 32^\circ$ )
- 2°) Se traza una línea  $\theta$  que forma un ángulo  $\theta$  con la línea  $\phi$  - -  
( $\theta = 90^\circ - \phi = 58^\circ$ )  $\tau = 0$  valor que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del respaldo.
- 3°) El área formada entre la línea  $\phi$ , el paramento vertical y la superficie del relleno, se divide en áreas pequeñas (cuñas) en cantidad y dimensiones arbitrarias. Para este ejemplo el número de cuñas será de 6.

4°) Se construirá una tabla donde aparecerán las áreas parciales, los pesos parciales y acumulados de las respectivas cuñas.

Cuña	Area (m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	W <sub>i</sub> (ton/m)	$\sum W_i$ (ton/m)
1	12.5	1.7	21.25	21.25
2	12.5	1.7	21.25	42.50
3	12.5	1.7	21.25	63.75
4	12.5	1.7	21.25	85.00
5	12.5	1.7	21.25	106.25
6	12.5	1.7	21.25	127.50

Nota. Para este caso particular se obtuvieron valores repetidos, debido a que el área de las cuñas son iguales entre sí y el peso específico constante para todo el relleno.

5°) Se llevan los pesos acumulados de las cuñas ( $\sum W_i$ ) trazados a escala sobre la línea  $\phi$ . El punto de inicio del peso corresponderá al punto 0 de la figura 5.2. La escala utilizada es 1:10.

6°) A partir del extremo final del segmento que representa el peso de la cuña considerada ( $W_i$ ) se traza una paralela a la línea  $\theta$  hasta formar un punto de intersección con la línea que limita a la cuña  $i$  (línea B).

7°) La distancia existente entre el punto de intersección (6° paso) y la línea  $\phi$  corresponde al Empuje activo ocasionado por la cuña considerada.

- 8°) Se obtienen los empujes activos para las demás cuñas, siguiendo los pasos anteriores.
- 9°) Mediante una línea curva se unen todos los puntos de intersección de los empujes activos.
- 10°) Se traza una línea paralela a la línea  $\phi$  por el punto de tangencia de la curva, la distancia entre la línea  $\phi$  y el punto de tangencia corresponderá al Empuje Activo Máximo (E Amax.)
- 11°) Para el caso del problema E Amax. =25.00 ton/m



6.- Se va a hacer una excavación, a 7 m de profundidad, en un suelo arenoso que tiene las siguientes características:

$$\gamma'_m = 1.8 \text{ ton/m}^3 \quad \phi = 38^\circ \quad . \text{ Se van a usar ademes apuntalados para detener las paredes de la excavación. Calcular el empuje que soportarán los puntales.}$$

a) Suponiendo el nivel freático en la superficie  
b) Suponiendo el nivel freático en el fondo de la excavación

**Solución**

a) Para resolver este problema se usará la distribución de Terzahi para arenas (fig. 3.13)

$$\bar{P}_v = 0.65 \frac{\gamma'_m H^2}{2}$$

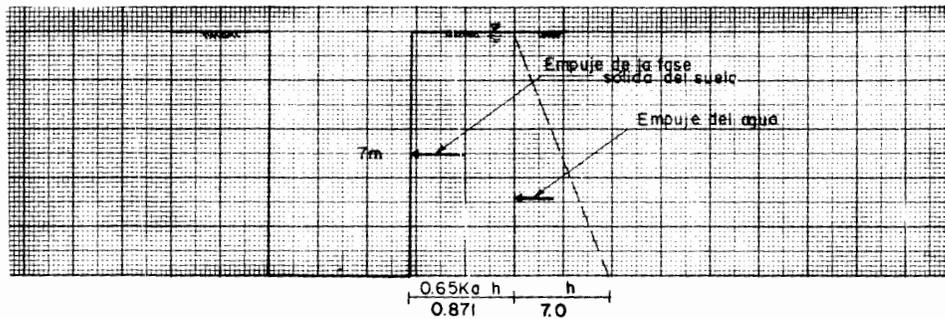
$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 0.2385$$

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_w = 1.8 - 1.0 = 0.8 \text{ (peso volumétrico sumergido)}$$

$$\bar{P}_v = 0.65 \times 0.2385 \times 0.8 \times 7^2$$

$$\bar{P}_v = 0.871 \text{ ton/m}$$

Diagrama de presiones



El empuje que produce la fase sólida de la arena es:

$$E_s = \bar{P}_v \times H = 0.871 \times 7 = 6.10 \text{ ton/m (área de presión rectangular)}$$

Luego se calcula el empuje producido por el agua y se suma el calculado anteriormente, para obtener el empuje total:

$$E_w = 0.5 \gamma H^2 \text{ (diagrama triangular de presiones, ver figura anterior)}$$

$$E_w = 0.5 \times 1.0 \times 49 = 24.5 \text{ ton/m}$$

El empuje será:

$$E_{\text{total}} = 6.1 + 24.5 = 30.6 \text{ ton/m}$$

b) Con el NAP al nivel del fondo de la excavación

Aplicando la fórmula

$$\bar{P}_v = 0.65 K_a \times \gamma_m H$$

\*Con la no presencia del agua el peso específico corresponde al de la muestra.

$$\bar{P}_v = 0.65 \times 0.2385 \times 1.8 \times 7 = 1.9555 \text{ ton/m}^2$$

El empuje será

$$E = 13.75 \text{ ton/m}$$

Nota. Tanto el empuje del inciso a) como del b) corresponde al que actúa sobre los tronqueles del ademe.

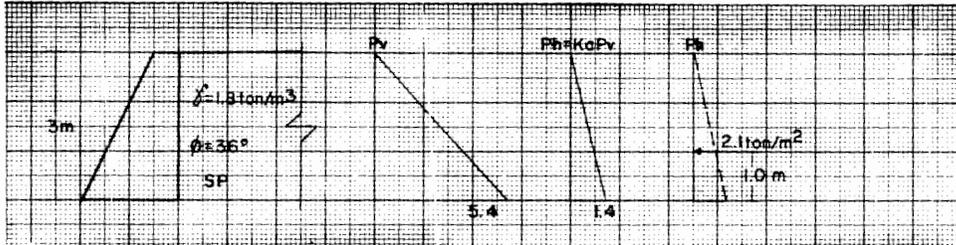
7.- Un muro de paramento vertical liso de 3 metros de altura sostiene arena limpia mal graduada (SP), el relleno es horizontal, tiene un peso específico de 1.8 ton/m<sup>3</sup> y un ángulo de

fricción interna de  $36^\circ$ .

Calcular el empuje activo en magnitud y posición por:

A) Rankine (presiones en  $\text{ton/m}^2$ )

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - 36^\circ/2) = 0.26$$



$$E_a = 0.5 P_a H = 0.5 \times 1.4 \times 3 = 2.1 \text{ ton/m}$$

Localización  $H/3 = 1\text{m}$  (medido del paño inferior del muro)

B) Coulomb (Culmann)

$$\text{muro liso } \delta = 0 \quad \theta = 90^\circ - \phi = 90^\circ \quad \phi = 36^\circ \text{ (dato)}$$

- Se divide el área formada por la línea segmentada, la horizontal y el respaldo vertical con varias cuñas de dimensiones arbitrarias, posteriormente sus respectivas áreas y respectivos pesos, teniendo como dato el peso específico del terreno.

- De la figura 7.2 se obtiene la siguiente tabla.

Cuña	área (m <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>3</sup> )	W(ton/m)	Wacumulado
1	1.5	1.8	2.7	2.7
2	1.5	1.8	2.7	5.4
3	1.5	1.8	2.7	8.1
4	1.5	1.8	2.7	10.8

Nota. En ese caso aparecen valores repetidos por ser las áreas de las cuñas iguales entre sí y el peso específico constante para todo el relleno. (seguir los pasos con la figura 7.2)

- 1°) Los pesos parciales obtenidos se presentan en la figura 7.2 en forma de segmentos y a una escala conveniente, los segmentos deberán estar sobre la línea segmentada de la figura, teniendo como inicio el punto 0
- 2°) Desde el final del segmento  $W_i$ , deberá trazarse una paralela a la línea  $\phi$ .
- 3°) La distancia existente entre el punto de intersección de la paralela obtenida en el inciso 2) con la línea que marca el límite de la cuña  $i$  y el punto que marca el final del segmento  $W_i$ , será el empuje ocasionado por la cuña  $i$ .
- 4°) Obtenido los empujes de todas las cuñas de la forma explicada en los incisos anteriores, se traza una curva que unirá los puntos iniciales de los empujes.
- 5°) Para obtener el empuje activo mayor se traza una línea para-

lela a la línea segmentada y que pase por el punto de tangencia de la curva.

- 6°) La distancia más corta que hay desde el punto de tangencia a la línea segmentada será el máximo empuje activo que ocasiona el relleno sobre el muro.

Midiendo a escala en la figura 7.2 el segmento indicado en el inciso 6):

$$E_a = 2.05 \text{ ton/m}$$

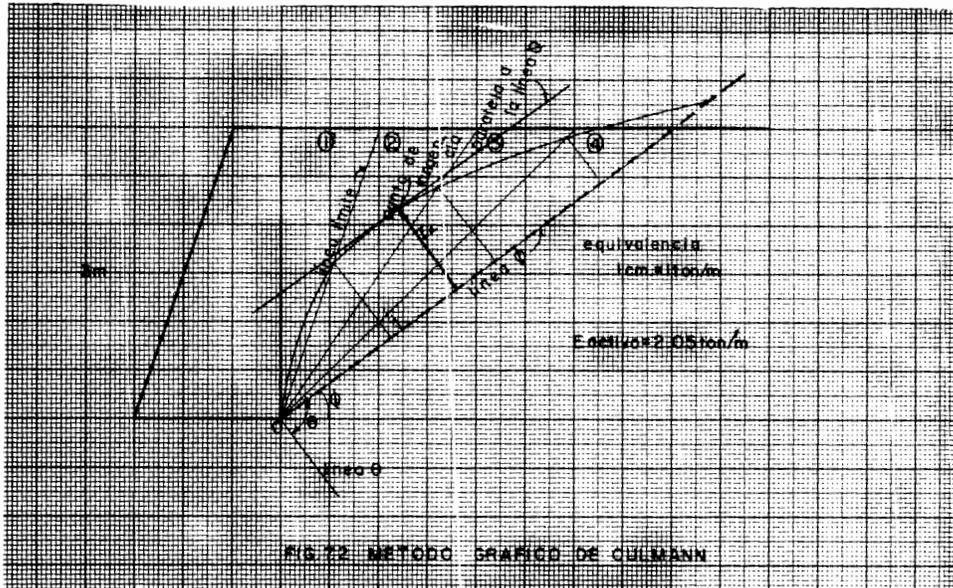


FIG. 7.2. MÉTODO GRÁFICO DE CULMANN

c) Método Semiempírico de Terzaghi

De acuerdo con el enunciado del problema corresponde al caso 1 de la primera clasificación y también el caso 1 de la segunda clasificación, por lo que se puede utilizar la fórmula:

$$EH = 0.5 KhH^2$$

$$Kh = 460 \text{ Kg/m}^2/\text{m} \text{ (obtenido de la figura 3.11)}$$

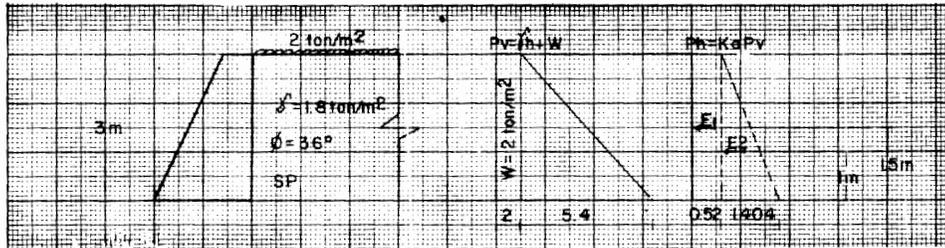
$$EH = 2.070 \text{ t/m}$$

Comentario.- Para casos como éste, donde el muro es relativamente pequeño y el suelo completamente friccionante, se puede concluir que cualquiera de los tres métodos utilizados son aplicables dado la pequeñísima diferencia de resultados.

d) Con una sobrecarga de  $2 \text{ ton/m}^2$

Utilizando a Rankine:  $K_a = 0.26$  (calculada en el inciso A)

Diagrama de presiones ( $\text{ton/m}^2$ )



$$E1 = 3 \times 0.52 = 1.56 \text{ ton/m} \quad E2 = 0.5 \times 3 \times 1.404 = 2.106 \text{ ton/m}$$

$$E_{\text{total}} = E1 + E2 = 3.67 \text{ ton/m}$$

e) Suponiendo una inclinación para la superficie del relleno

$\beta = 25^\circ$  sin sobrecarga.

Se utilizará el método semiempírico de Terzaghi

Como en las condiciones del sistema muro-suelo sólo cambia

la inclinación superficial del relleno, se tratará del caso

1 tanto en la 1a. como en la 2a. clasificación de Terzaghi.

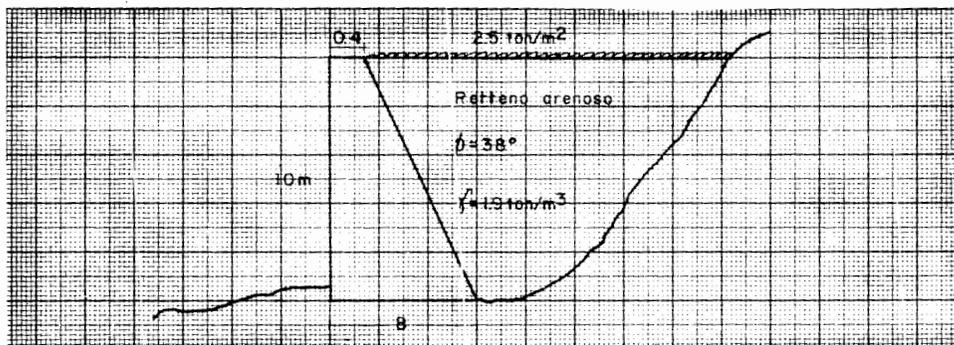
Entrando con  $\beta = 25^\circ$  en la figura .....3.11

$$K_h = 548 \text{ kg/m}^2/\text{m} = 0.548 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

$$E_h = 0.5 \times K_h \times H^2 = 0.5 \times 0.548 \times 3^2$$

$$E_h = 2.46 \text{ ton/m}$$

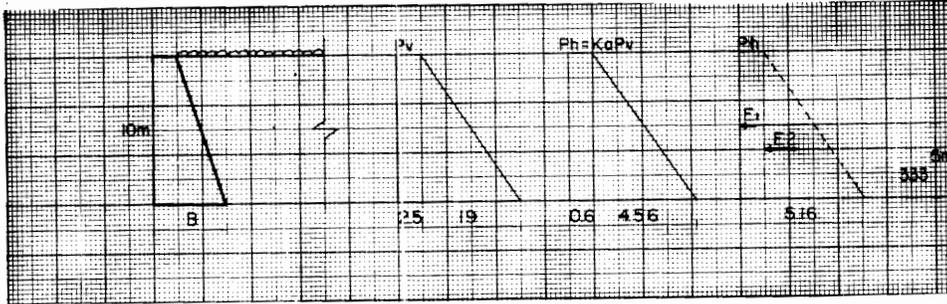
8.- Para el muro de la figura calcular el empuje activo de tierras, el ancho (B) del muro por volteo y por deslizamiento. Considerar un factor de seguridad (F.S.) igual a 1.6



Solución

a) Determinación del  $E_a$

aplicando a Rankine  $K_a = \tan^2 (45^\circ - 38^\circ/2) = 0.24$

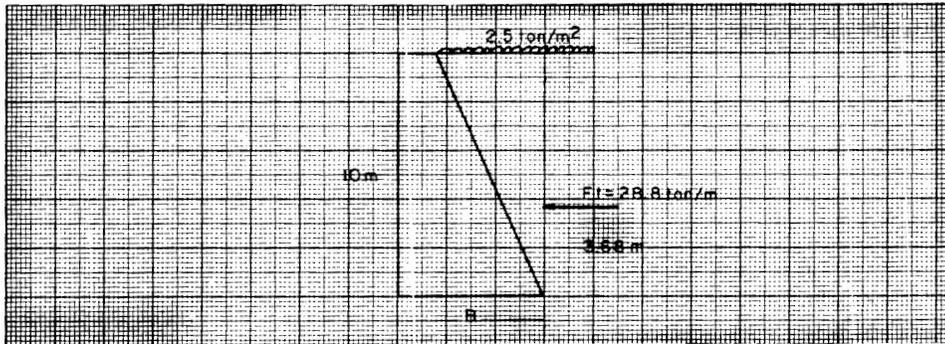


$E_1 = 0.60 \times 10 = 6 \text{ ton/m}$      $E_2 = 0.5 \times 4.56 \times 10 = 22.8 \text{ ton/m}$

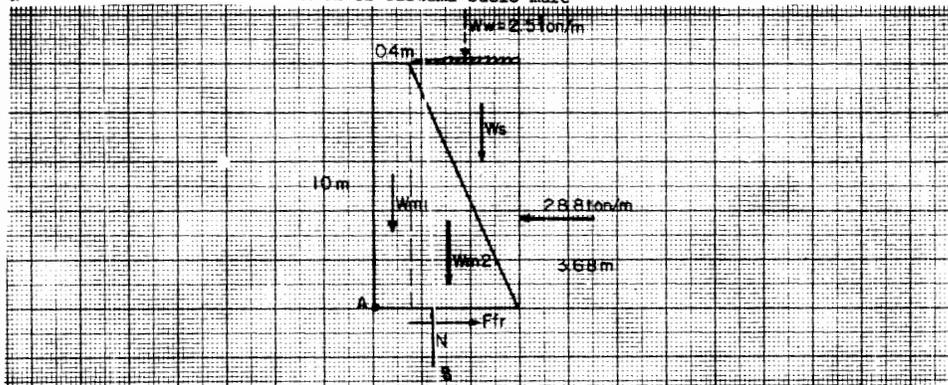
$E_t = 28.8 \text{ ton/m}$

Localización de  $E_t$

$$\bar{Y} = \frac{\sum E_i Y_i}{E_t} = \frac{6 \times 5 + 22.8 \times 3.33}{28.8} = 3.68 \text{ m}$$



Tanto para el análisis de voieto como para el de deslizamiento con viene dibujar un D.C.L. en el que aparezcan todas las fuerzas que intervienen en el sistema suelo-murc



La fuerza normal (N) no se considera ya que, para efectos del diseño se considera que el muro sufre un pequeño giro con respecto al punto A, en senti contrario a las manecillas del reloj.

Fuerzas resistentes (ton/m)	Brazos de palanca respecto a A (m)
$W_{m1} = 0.4 \times 10 \times 2.2 = 8.8$	0.20
$W_{m2} = (B-0.4) \times 10 \times 2.2/2 = 11B-4.4$	$0.4 + (B-0.4)/3 = 0.33B + 0.26$
$W_s = (B-0.4) \times 10 \times 1.9/2 = 9.5B-3.8$	$0.4 + (B-0.4) \times 2/3 = 0.67B-0.13$
$W_w = 2.5 \times (B-0.4) = 2.5B-1$	$0.4 + (B-0.4) / 2 = 0.50B - 0.20$
Fuerza actuante	
$E_a = 28.08$	3.68

Tanto las fuerzas como sus respectivos brazos de palancas que aparecen en la tabla anterior, corresponden a expresiones simplificadas obtenidas a partir del diagrama de cuerpo libre del problema.

b) Determinación del ancho de la base por medio del análisis de voleto.

$$\underline{M_{resistente}} = F.S. \times M_{actuante}$$

Mactuante = fuerza x brazo de palanca

$$M_a = 28.8 \times 3.68 = 105.98 \text{ ton/m}$$

$$F.S. = 1.60$$

$$F.S. \times M_a = 1.6 \times 105.98 = 170 \text{ ton/m/m}$$

$$170 + 8.8 \times 0.2 + (11B - 4.4) (0.33B + 0.26) + (9.5B - 3.8) (0.67B - 0.13) + (2.5B - 1) (0.5B - 0.20)$$

$$170 = 1.76 + 3.63B^2 + 1.408B + 1.144 + 6.365B^2 - 3.78B + 0.5 + 1.25B^2 - B + 0.20$$

$$170 = 11.25B^2 - 3.372B + 1.316$$

Las expresiones que aparecen al lado derecho de las igualdades anteriores corresponden a las fuerzas resistentes multiplicadas por sus brazos de palancas, cuyo producto corresponde a los momentos resistentes respectivos (las fuerzas y brazos de palancas fueron obtenidos de la tabla del problema).

Reordenando términos:

$$11.25B^2 - 3.372B - 168.7 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado y considerando la raíz positiva:

$$B = 4.026 \text{ metros}$$

Se concluye que al analizar el muro por volteo tendrá unas dimensiones de 10 m de altura y 4.026 m de base.

c) Determinación del ancho de la base por medio del análisis de deslizamiento.

$$\underline{F. \text{ de fricción} = F.S \times F \text{ actuante}}$$

$$F. \text{fricción} = MN$$

$$N = W = 8.8 + (11B - 4.4) + (9.5B - 3.8) + (2.5B - 1) = 23B - 0.4$$

$M = 0.55$  coeficiente de fricción interna para arenas sin finos.

$$F. \text{fricción} = 0.55 \times (23B - 0.4) = 12.65 B - 0.22$$

(Nótese que todas las expresiones quedan en función de B ya que dicha letra es la incógnita).

$$F_{fr.} = F.S. \times F. \text{act.}$$

$$12.65B - 0.22 = 1.6 \times 28.8$$

$$B = 3.66 \text{ metros}$$

En conclusión podemos decir que dado los resultados numéricos, el muro se diseñará con la base mayor ( $B = 4.026m$ ) ya que es evidente que el muro primero fallaría por volteo.

Una revisión completa de dicho muro nos llevaría también a analizarlo por esfuerzos internos y capacidad de carga, temas vistos en esta tesis.

### 3.2.2. Ejercicios Propuestos

1.- Un muro vertical de 9.15 m de altura se mueve hacia afuera lo suficiente para que se produzca el estado activo en un relleno de arena seca suelta.

a) Dibujar el diagrama de presiones y calcular el Empuje - Activo si el ángulo de fricción interna es igual a 37 - grados y el peso específico seco de la arena es de 1.665 toneladas por metro cúbico.

b) Calcular el Empuje del relleno suponiendo que el muro no se mueve.

#### Respuesta

a)  $E_a = 17.4 \text{ ton/m}$

b)  $E_o = 34.83 \text{ ton/m}$

2.- Calcular la fuerza lateral total ( $E_a$ ) que ocasiona el relleno sobre un muro y la localización de dicha fuerza sobre el muro. El nivel de las aguas freáticas se encuentran a 3 metros de profundidad, el ángulo de fricción interna para todo el estrato vale 30 grados, el peso específico seco es igual a  $1.72 \text{ ton/m}^3$  y el saturado igual a  $1.93 \text{ ton/m}^3$ . Utilizar las ecuaciones de Rankine y suponer que se desarrolló el estado activo del suelo en el sistema. El muro tiene una altura total de 8 metros.

3.- En una arcilla plástica con un  $\gamma_m = 1.9 \text{ ton/m}^3$  se realiza una excavación vertical. Si el valor de la cohesión del suelo es de  $1.612 \text{ ton/m}^2$ . ¿Cuál es la altura teórica límite hasta la que se debe excavar sin que el material se derrube? ¿Cuál es la altura de trabajo?

Respuesta.

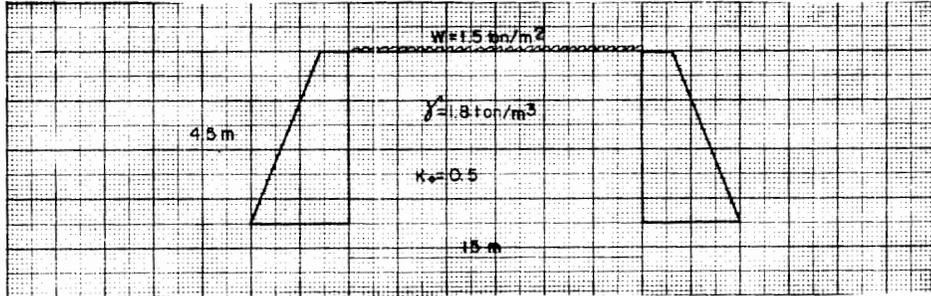
H crítica = 5.5 m

H. trabajo = 2.75 m

4.- Un muro de sostenimiento vertical de 6 m de altura retiene un terraplén no cohesivo de peso específico igual a  $1.8 \text{ ton/m}^3$ . La superficie límite del terraplén se levanta de la corona del muro con un ángulo de 20 grados con respecto a la horizontal. El ángulo de fricción interna es de 28 grados y el de fricción entre el suelo y el muro de 20 grados. Por medio del método gráfico de Culmann determínese el empuje activo total del suelo contra el muro.

5.- El espacio comprendido entre dos muros con paramentos lisos ha sido llenado con arena de peso específico de  $1.8 \text{ ton/m}^3$ . Los cimientos están unidos por una solera de concreto armado y sus coronas por tirantes de acero. Los muros son de 4.5 m de altura y están colocados a 15 m de distancia. La super-

ficie del relleno está cargada con lingotes de acero de - -  
1.5 ton/m<sup>2</sup> de peso. Si el coeficiente de presión lateral de  
arena en reposo es K. =0.50 ¿Cuál es el empuje total lateral  
sobre los muros?



Respuesta.

$$E_t = 12.49 \text{ ton/m}$$

- 6.- Un muro de retención sostiene un relleno arenoso de 1.7 ton/m<sup>3</sup> de peso específico. Dicho relleno soporta una carga uniformemente repartida de 1.2 ton/m<sup>2</sup>. El muro tiene la misma altura del relleno que es de 8.7 m y un peso específico de 2.2 ton/m<sup>3</sup>. ¿Cuál deberá ser la base apropiada del muro si el relleno tiene un ángulo de fricción interna de 29 grados? Efectuar tanto el análisis por volteo como por deslizamiento. Calcular el empuje activo por el método semiempírico de Terzaghi.
- 7.- Se va hacer una excavación a 6 m de profundidad en un suelo formado por arcilla blanda normalmente consolidada con las siguientes características:  $\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$  y  $c = 2 \text{ ton/m}^2$ . Para ase-

gurar las paredes se usarán ademes apuntados. Encontrar el empuje que soportarán los puntales.

Consultar las tablas para ademes de Terzaghi (fig 3.13)

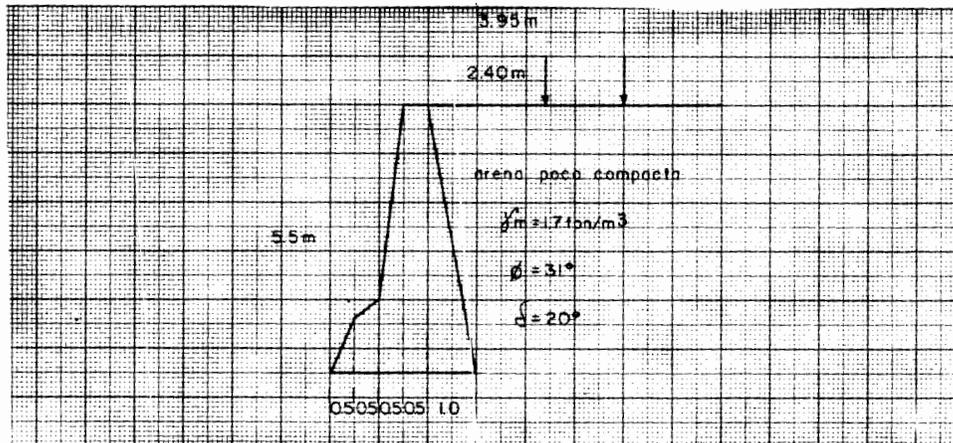
Respuesta

$$E = 30.60 \text{ ton/m}$$

8.- Un muro tiene su paramento inclinado y una altura de 5.5 m, sostiene un terraplén constituido por arena poco compacta de las siguientes características:  $\gamma'_m = 1.7 \text{ ton/m}^3$ ,  $\phi = 31^\circ$  y  $\delta = 20^\circ$

El terraplén soporta 2 sobrecargas lineales de 3 ton/m cada una, una de ellas a 2.4 m y la otra a 3.95 m, a partir de la corona del muro.

Calcular el empuje activo, empleando el método de Terzaghi y el método gráfico de Culmann.



Los ejercicios resueltos fueron tomados de las siguientes publicaciones: el 1 y 4 Terzaghi-Peck (1967), 3 y 5 Bowles, 6 y 7 serie de ejercicios de Felipe Orejel, 2 y 8 Autor de esta tesis e Ing. Deméneghi.

Los ejercicios propuestos fueron tomados de: 1 Sowers - - (1975), el 2 Bowles, el 3 el 8 y el 7 serie de mecánica de suelos de F. Orejel, el 5 y 4 Terzaghi-Peck, el 6 autor de esta tesis.

La presentación de la resolución de los ejercicios fue elaborada por el autor de esta tesis.

#### IV CAPACIDAD DE CARGA

##### 4.1 RESUMEN TEORICO Y ASPECTOS FUNDAMENTALES DE CAPACIDAD DE CARGA

###### 4.1.1 INTRODUCCION

La capacidad de carga, es la capacidad del suelo para soportar una carga sin que se produzcan fallas dentro de su masa.

Cuando se aplica una carga sobre un área limitada de la superficie del suelo - (ejm. pruebas de placas), la superficie sufre un asentamiento.

La relación existente entre la carga y el asentamiento del suelo puede representarse por una curva carga-asentamiento (fig. 4.1). Si el suelo es bastante compacto, la curva carga-asentamiento es similar a la curva 1 de la figura y la intersección de la tangente vertical a la curva, con el eje de las abscisas dará la capacidad de carga  $q_d$  del suelo en cuestión. Un caso diferente es cuando se trata de un suelo en estado suelto; la curva carga-asentamiento será la correspondiente a la curva 2 de la figura; en esta situación la capacidad de carga del suelo suelto ( $q_d$ ) no está bien definida, un valor aproximado será el correspondiente al punto donde la curva se hace muy inclinada.

Si la falla del suelo se manifiesta como en la curva 1 se llamará falla general; si falla como en la curva 2 será falla local.

El problema de la capacidad de carga tiene una importancia fundamental en la mecánica de suelos, una buena comprensión de este fenómeno, por parte de los

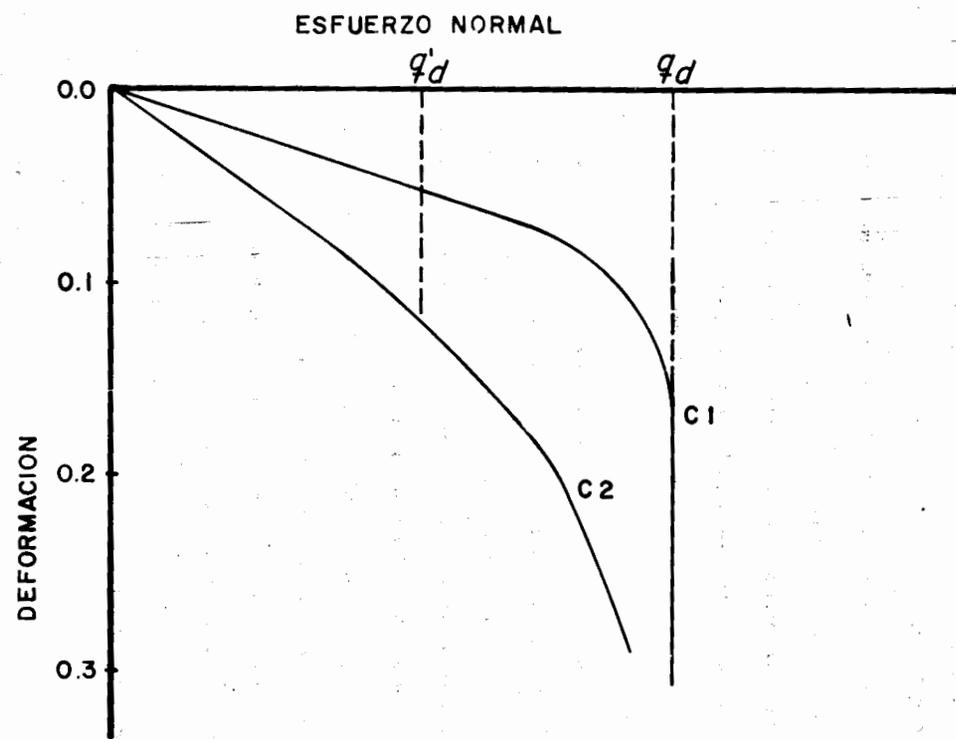


FIG. 4.1 CURVAS DE ESFUERZO DEFORMACION TIPICAS PARA MECANISMO DE FALLA GENERAL (1) Y LOCAL (2), SEGUN TERZAGHI.

ingenieros, evitará que sucedan fallas en los suelos que afectan, a su vez, a las estructuras desplantadas sobre ellos. Un ejemplo representativo de esta situación fue lo ocurrido en el Silo de Trascona en Canadá, citado en el primer capítulo de estas series.

#### 4.1.2 TEORIAS DE FALLA

Para poder cuantificar la capacidad de carga de los suelos se propusieron diferentes mecanismos de falla idealizados, tales como la solución de Prandtl, la solución de Hill, la teoría de Terzaghi, etc. El modelo de falla que ha encontrado mayor aceptación en la ingeniería de cimentaciones es el propuesto por el maestro - - Terzaghi, mostrado en la figura 4.2

#### 4.1.3 TEORIA DE TERZAGHI

Los suelos reales poseen peso y en el mayor de los casos exhiben tanto cohesión como fricción interna.

Cuando se excede la capacidad de carga de una zapata, el suelo falla a lo largo de una superficie de rotura similar a la señalada por  $f_{e1}$  de la figura 4.2

En estos métodos aproximados se supone que la capacidad de carga se obtiene en general por la suma de 3 componentes, que se calculan en forma separada y que representan, respectivamente, las contribuciones de :

- 1.- la cohesión y la fricción de un material sin peso que no lleva sobrecarga

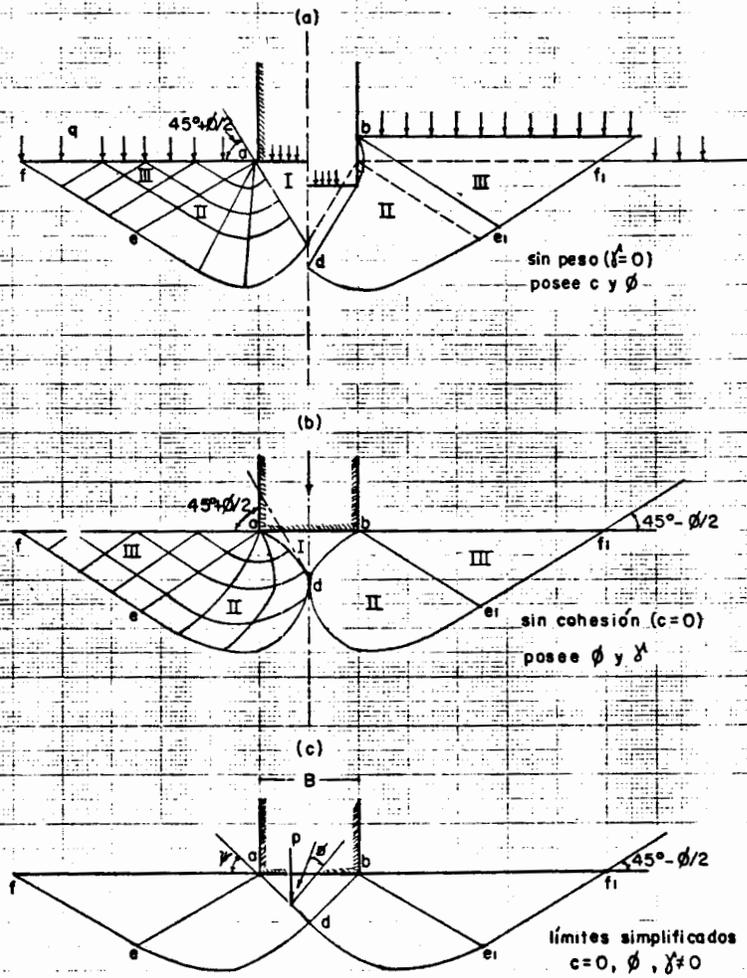


FIG 4.2 PLANOS DE FALLA DEL SUELO EN UN CIMIENTO POCO PROFUNDO.

2.- la fricción de un material sin peso que soporta una sobrecarga  $q$  aplicada en la superficie.

3.- la fricción de un material con peso que no soporta sobrecarga

Así pues, la capacidad de carga última de un suelo resulta ser:

$$q_d = c N_c + \bar{p}_d N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \quad \text{----- 4.1}$$

donde

$N_c$  y  $N_q$  - son los factores de capacidad de carga relativos a la cohesión y a la sobrecarga, respectivamente. Se obtienen a partir del ángulo de fricción interna  $\phi$  en la figura 4.3

$N_\gamma$  - factor de capacidad de carga que considera la influencia del peso del suelo, obtenido, también en la gráfica 4.1

$c$  - cohesión del suelo

$\bar{p}_d$  - corresponde a la presión efectiva a nivel de desplante del cimiento a un lado del mismo ( $\gamma' D_f$ ).

$\gamma'$  - peso específico bajo el nivel de desplante

$B$  - ancho del cimiento

En la introducción de este capítulo se hizo la observación de que pueden darse dos situaciones de falla, cuando el suelo se encuentra en estado compacto y - cuando el suelo está en estado suelto, en la mecánica de suelos estas fallas se denominan General y Local, respectivamente. La fórmula 4.1 es para cuando se presenta en el suelo las condiciones para la falla general; la falla local está dada por la fórmula:

$$q_d = \frac{2}{3} c N_c + \bar{p}_d N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \quad \text{----- 4.2}$$

Faja cargada, ancho B

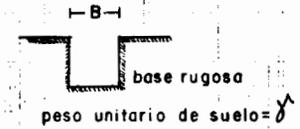
Carga por unidad de área de zapata

$$\text{Rotura por corte general } q_d = cN_c + \gamma DfN_q + 0.5\gamma'BN_\gamma$$

$$\text{Rotura por corte local } q_d = 2/3 cN_c + \gamma DfN_q + 0.5\gamma'BN_\gamma$$

Zapata cuadrada, ancho B

$$\text{Carga unitaria } q_{d_s} = 1.2cN_c + \gamma DfN_q + 0.4\gamma'BN_\gamma$$



Resistencia unitaria al corte

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

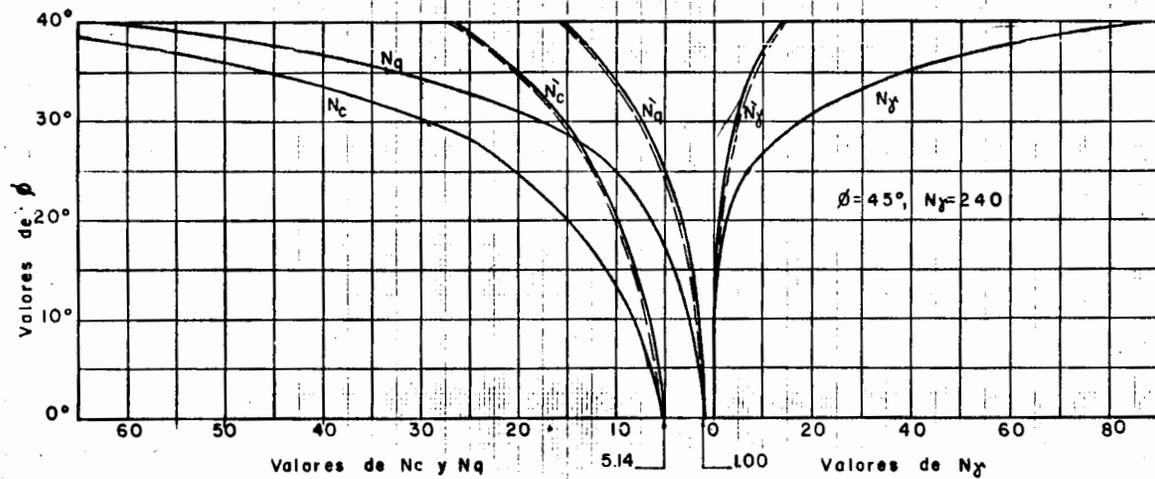


FIG 4.3 RELACION DEL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA ( $\phi$ ) CON LOS COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA

Tanto la fórmula (4.1) como la (4.2) están referidas únicamente a zapatas continuas; para zapatas cuadradas y circular las modificaciones a las fórmulas son:

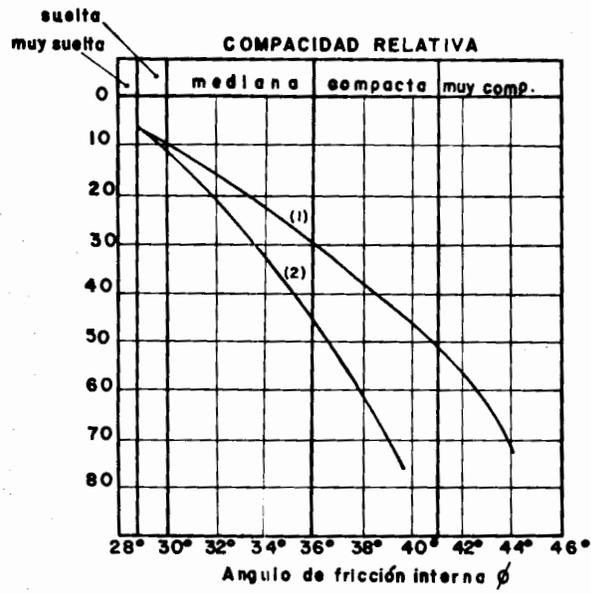
$$\text{Zapata cuadrada } q_d = 1.3cN_c + \bar{P}_d N_q + 0.4 \gamma B N_{\gamma} \text{ ----- 4.3}$$

$$\text{Zapata circular } q_d = 1.3cN_c + \bar{P}_d N_q + 0.6 R N_{\gamma} \text{ ----- 4.4}$$

donde

R - radio de la zapata

En la práctica, en ocasiones, se estima el ángulo de fricción interna a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar. En la figura 4.4 se presenta una correlación de este tipo.



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

FIG. 4.4 CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES (P.P.E) Y EL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DE LAS ARENAS (JUAREZ-RICO VOL.I, 1963)

#### 4.1.4 TEORIA DE SKEMPTON

Terzaghi en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta para fijar  $N_c$  la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo  $D$ , Skempton propone utilizar una fórmula para suelos cohesivos completamente análoga a la de Terzaghi, pero donde el parámetro  $N_c$  depende de la relación existente entre la base del cimiento ( $B$ ) y la profundidad de incrustación ( $D$ ).

En la fig. 4.6 aparecen los valores obtenidos por Skempton para  $N_c$ , en el caso de cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares.

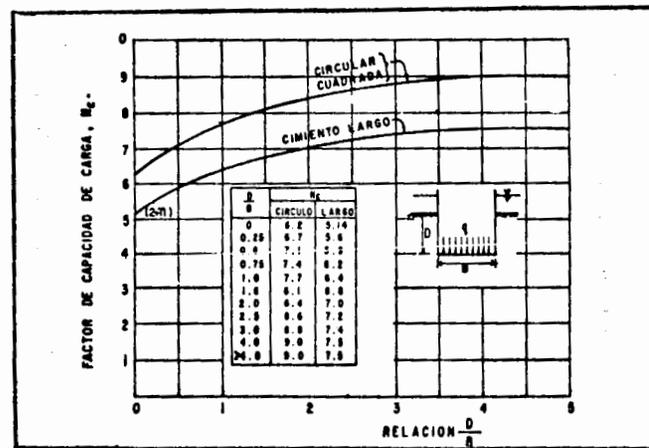


FIG.4.6 VALORES DE  $N_c$  SEGUN SKEMPTON, PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS.

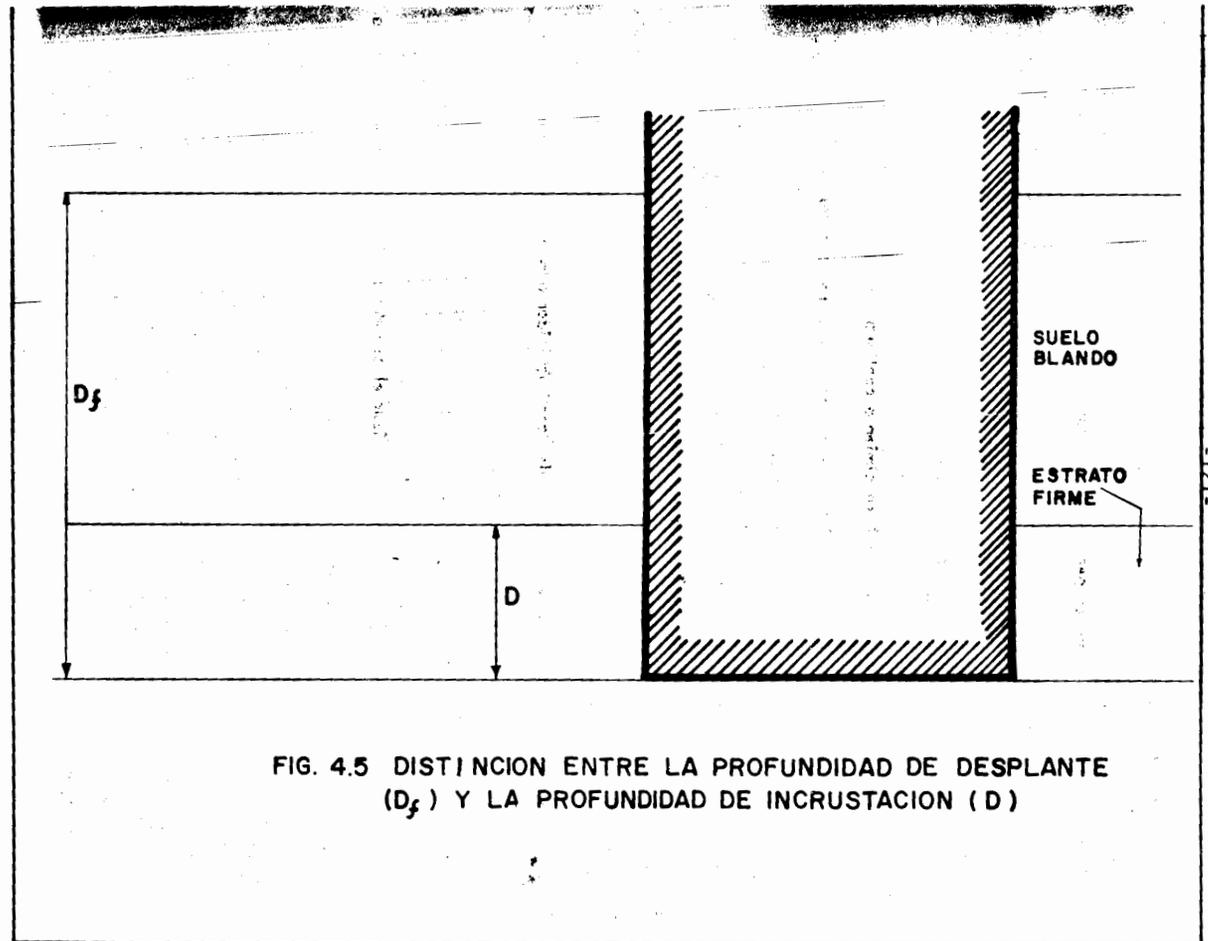


FIG. 4.5 DISTINCION ENTRE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE ( $D_f$ ) Y LA PROFUNDIDAD DE INCRUSTACION ( $D$ )

#### 4.1.5 TEORIA DE ZEEVAERT

Esta teoría sirve en general, para resolver la capacidad de carga por punta de los pilotes en un suelo cohesivo-friccionante.

La expresión general dada por Zeevaert es:

$$Q_p = \int_l A [c N_c + P_d N] (C_r + 0.1) \text{ ----- 4.5}$$

donde

$\int_l$  - coeficiente igual a 1 en cimiento continuo

$\int_l$  - coeficiente igual a 1.2 en cimiento cuadrado o circular

A - área de la sección transversal del pilote

c - cohesión

$\bar{P}_d$  - presión efectiva a nivel de desplante del cimiento

$C_r$  - compacidad relativa (suelo denso 0.9, suelo medianamente denso 0.6, suelo suelto 0.3)

$N_c$  y  $N_q$  - factores de capacidad de carga obtenidos a partir del ángulo de fricción interna de la figura 4.7

Nota. Es de mucha conveniencia utilizar el criterio de Zeevaert cuando el pilote está incrustado en la capa dura.

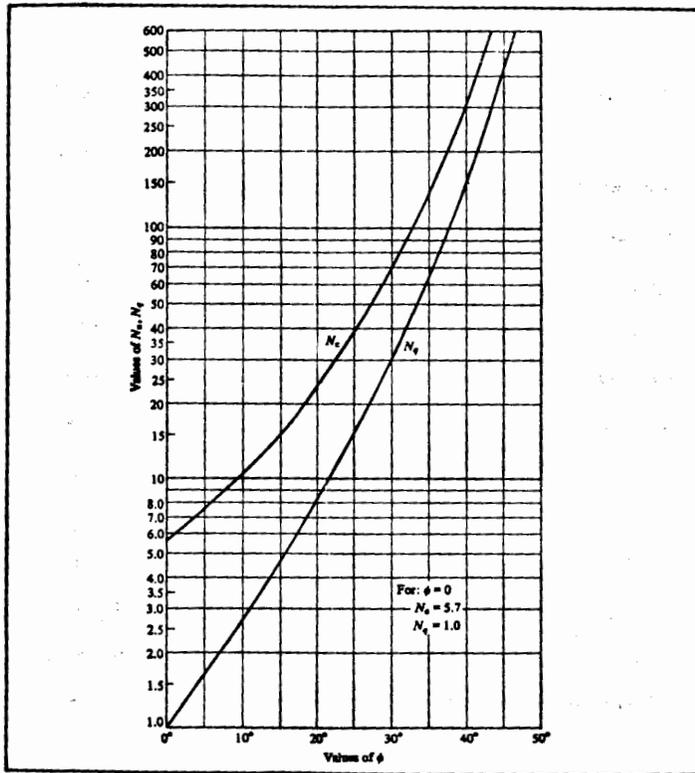


FIG. 4.7 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMIENTOS PROFUNDOS (ZEEVAERT, 1973).

#### 4.1.6 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Cuando la profundidad de los cimientos no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento, se dice en la ingeniería práctica que se trata de cimentación superficial.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación.

Una zapata aislada. es un agrandamiento de una columna para reducir la presión sobre el suelo a la máxima admisible. Estas zapatas son cuadradas o circulares. En muchas ocasiones las zapatas aisladas soportan más de una columna; generalmente se construyen de concreto reforzado.

Una zapata corrida es un elemento análogo a los anteriores, con la diferencia de que la longitud supera en mucho al ancho. Soportan varias columnas o muros y pueden ser de concreto reforzado o mampostería. La zapata corrida es una forma evolucionada de la Zapata aislada, en el caso de que el suelo ofrezca una resistencia baja, que obliga a una mayor área de repartición de carga.

Losa de cimentación. Cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegándose al empleo de verdaderas losas de cimentación, construidas también de concreto reforzado, las que pueden llegar a ocupar toda la superficie construida.

Cuando el área de cimentación requerida es del 50% o más del área total del suelo de apoyo de la estructura, resulta conveniente este tipo de solución.

- CAPACIDAD DE CARGA EN ARENAS Y GRAVAS

La capacidad de carga en estos suelos depende casi exclusivamente del ángulo de fricción interna, que está reflejado en los factores  $N_q$  y  $N_\gamma$ , estos valores aumentan a medida que la compacidad se hace más grande, por lo que se puede concluir que la capacidad de carga es función directa de la compacidad relativa en los suelos gruesos.

La teoría de Terzaghi, en estos suelos, es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales, pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta una profundidad de desplante no mayor del doble de la base del cimiento. Siendo la capacidad de carga admisible ( $q_a$ ) igual a la capacidad ( $q_c$ ) alterada por un factor de seguridad mayor que 1 en el denominador.

- CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS ARCILLOSOS

En este caso la capacidad de carga última depende esencialmente de la cohesión ( $c$ ) del material y de la presión efectiva valuada en el nivel de desplante del cimiento.

La teoría más recomendable en estos suelos es la de Skempton, que se vio en este capítulo y que nos dice que:

$$q_d = cN_c + \bar{P}_d \text{ ----- } 4.10$$

donde el valor de  $N_c$  depende de la relación existente entre la profundidad de

incrustación ( D ) y el ancho ( B ) del cimiento ( fig. 4.5 ).

Se hace la aclaración que el factor de seguridad (F.S.) afecta únicamente al primer miembro de la fórmula (4.10), debido a que, prácticamente, la cohesión (c) es la que interviene en la capacidad de carga del suelo arcilloso.

$$q_a = \frac{cN_c}{F.S.} + \bar{p}d \text{ ----- 4.11}$$

#### 4.1.7 CIMENTACIONES PROFUNDAS

##### TIPOS

- 1.- Pilotes .- Son barras largas de sección cuadrada o circular cuyo diámetro - varía de 30 a 60 cm y cuya función es transmitir la carga de las superestructuras a estratos de suelo más resistentes. Normalmente se fabrican de concreto o acero.
- 2.- Pilas.- Muy similares a los pilotes, aunque más cortas y un diámetro que - varia de 1 a 2 m.
- 3.- Cilindros.- Pilas huecas con un diámetro mayor a 3 metros.

La cimentación profunda de más uso en la actualidad son los pilotes.

Los pilotes de madera, primeramente usados ( a principios del siglo XX), tienen la desventaja, al igual que los de acero, de que se corroen con facilidad en presencia del agua, razón por la cual se le debe poner un buen impermeabilizante.

#### 4.1.8 CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

Con el objeto de poder visualizar con mayor claridad las fuerzas actuantes que intervienen en un pilote se propone el siguiente diagrama de cuerpo libre - - (fig. 4.8 ).

De la figura 4.8

- Wp - peso propio del pilote
- P - peso sobre el pilote
- fs - fricción lateral
- As - área lateral del pilote
- Ph - presión lateral del suelo
- At - área transversal del pilote
- Qp - capacidad de carga en la punta del pilote

#### - CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA

La expresión general para valuar la capacidad de carga en la punta de un pilote

es

$$q_d = (cN_c + \bar{p}_d N_q) (Cr + 0.1) \text{ ----- 4.6}$$

donde Cr es la compacidad relativa que toma en cuenta el efecto de falla general.

La expresión para un pilote de sección transversal cuadrada o circular es:

$$q_d = 1.2 (cN_c + \bar{p}_d N_q) (Cr + 0.1) \text{ ----- 4.7}$$

Cuando el pilote queda directamente apoyado en la superficie del estrato resistente y a los lados del mismo se tienen suelos blandos se utiliza el criterio de - -

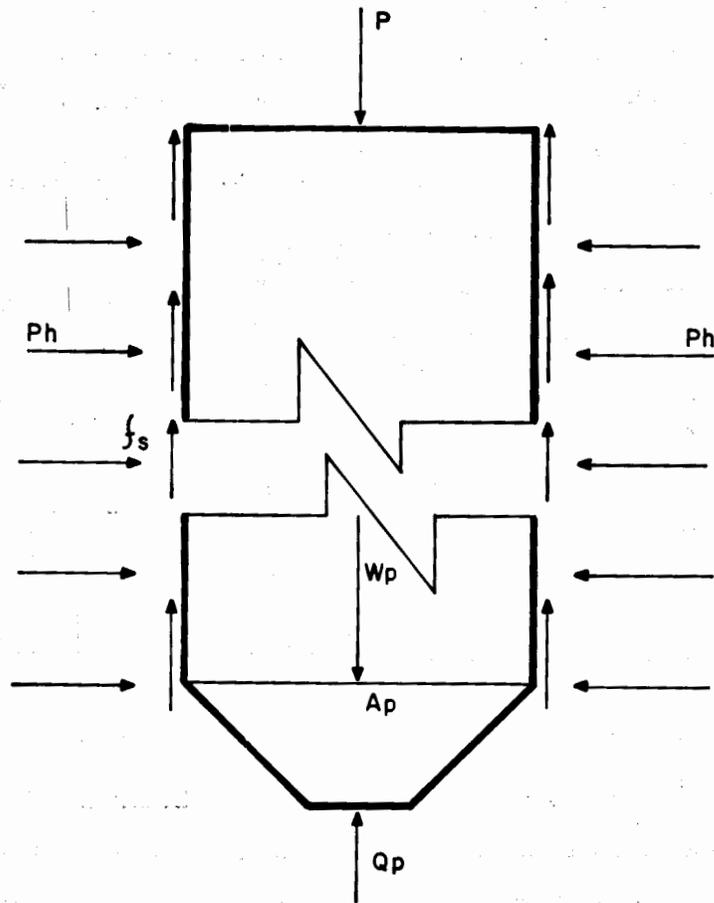


FIG. 4.8 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE UN PILOTE

Terzaghi, donde  $N_c$  y  $N_q$  son calculados como si se tratara de un cimiento superficial.

Cuando el pilote esta incrustado en el estrato resistente se utilizará el criterio de Zeevaert.

La capacidad de carga por punta del pilote ( $Q_p$ ) se calcula al multiplicar  $\gamma_d$  por el área de la sección transversal

$$Q_p = \gamma_d A_t = 1.2 (c N_c + \bar{p}_d N_q) (C_r + 0.1) A_t \text{ ----- } 4.8$$

- CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN

Si observamos el diagrama de cuerpo libre veremos que para lograr el cumplimiento de las condiciones del equilibrio debe cumplirse que:

$$P + W_p = f_s A_s + Q_p \text{ ----- } 4.9$$

donde  $f_s A_s$  corresponde a la capacidad de carga por fricción lateral del pilote y se denota como:

$$Q_s = f_s A_s \text{ ----- } 4.12$$

- Valores del coeficiente de fricción lateral del suelo

1.- Si se trata de un suelo arenoso  $f_s = K_o P_v \tan \frac{2}{3} \phi \text{ ----- } 4.13$

donde  $K_o$  - coeficiente de presión lateral

$P_v$  - presión vertical

$\phi$  - ángulo de fricción interna.

2.- Si es un suelo arcilloso  $f_s$  dependerá de la cohesión. Para efectos de cálculos

se puede utilizar una tabla construido por Tomlinson en lo que relaciona la cohesión con el factor de adherencia ( fa ).

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión c ton/m <sup>2</sup>	Adherencia, fa ton/m <sup>2</sup>
Concreto y madera -----	blanda	0 --- 4	0 -----3.5
	firme	4 --- 8	3.5 -----4.5
	dura	8 --- 15	4.5 -----7
Acero -----	blanda	0 --- 4	0 -----3
	firme	4 --- 8	3 -----4
	dura	8 --- 15	?

Tabla 4.1 Valores del coeficiente de adherencia en función de la cohesión del suelo.

#### 4.1.9 ANALISIS DE UN GRUPO DE PILOTES

Cuando se tiene un sistema de pilotes en cualquier edificación, se deberá revisar la capacidad de carga de todos los pilotes trabajando en conjunto, como si se tratara de una Pila de notables dimensiones. Con esto se garantizará la presencia de la falla del sistema pilote trabajando en conjunto.

#### - HUNDIMIENTOS

Para pilotes de fricción Peck recomienda considerar la carga W del edificio aplicada en el tercio inferior de la longitud total de los pilotes. Otra recomendación, dada en el libro de Peck es la que nos dice que el área horizontal sobre la cual esta la carga W se incrementa con la profundidad a razón de 30° de inclinación a lo largo del lado de los grupos de pilotes. Para mayor comprensión de lo anteriormente explicado se anexa la figura 4.9.

Una vez hechas las consideraciones anteriores, se aplica la fórmula de los hundimientos dada por la teoría de Boussinesq.

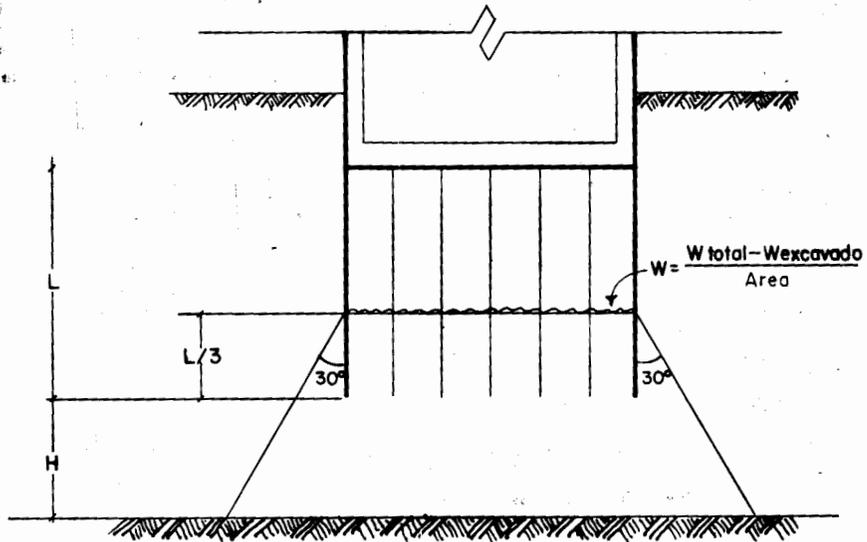


FIG-4.9 CONSIDERACIONES PARA LA VALUACION DEL HUNDIMIENTO EN UN GRUPO DE PILOTES (PECK - HANSON - THORNBURN)

- RESISTENCIA AL CORTE

El cálculo de la resistencia al corte de un sistema de pilotes, como se había dicho anteriormente, se hace considerando al conjunto como una Pila. Segido de esto se valúa la capacidad de carga con las teorías anteriormente expuestas en este capítulo.

- NUMERO DE PILOTES

Con el objeto de poder valuar en forma adecuado el número de pilotes, conviene dibujar el D.C.L. del sistema suelo-cimentación - estructura (fig. 4.10).

De la figura 4.10

$W_{ed}$  -- peso del edificio

$F_r$  -- fuerza de fricción entre el cajón de cimentación y la estructura.

$W_{terr}$  - fuerza de reacción del terreno

$Q_s$  -- capacidad de carga de fricción de un pilote

$Q_p$  -- capacidad de carga en la punta de un pilote

$W_{pil}$  - peso de los pilotes

De acuerdo con el D.C.L. el número de pilotes ( n )será:

$$W_{ed} + W_{pil} = (Q_s + Q_p) n + W_{terr} + F_r \text{ -----4.14}$$

$$n = \frac{W_{ed} + W_{pil} - W_{terr} + F_r}{Q_s + Q_p} \text{ -----4.15}$$

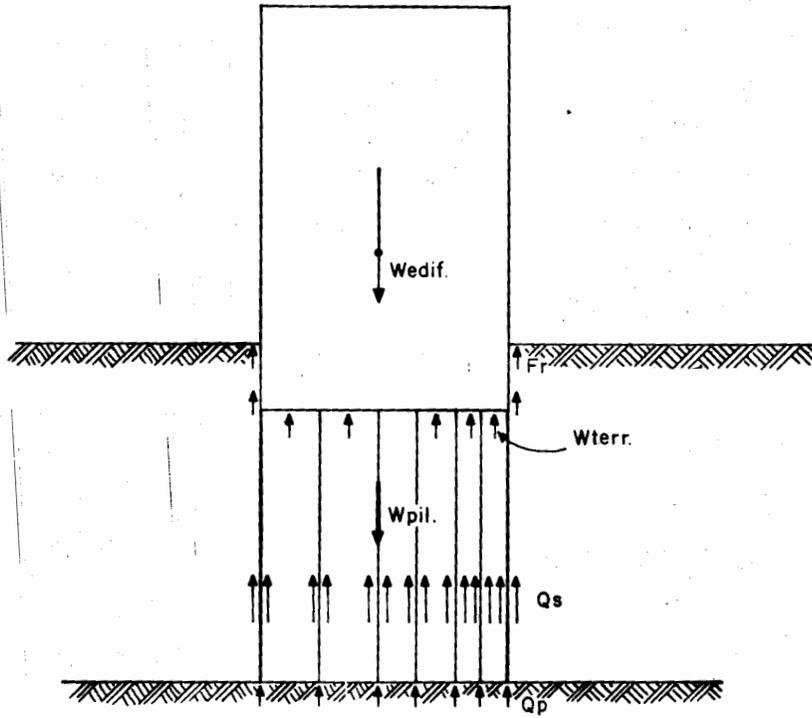


FIG. 4.10 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE EN EL SISTEMA SUELO-EDIFICIO

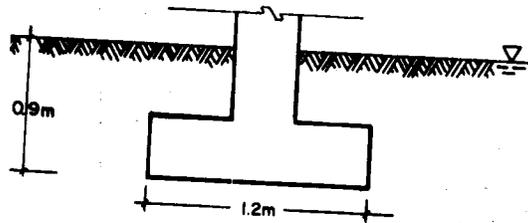
En esta fórmula general, dependiendo de las condiciones, se podrán eliminar -  
términos. Ejem. si los pilotes sólo trabajan por fricción, el término  $Q_a$  se hará  
igual a cero; si la profundidad de desplante de la super-estructura del edificio  
es pequeña  $F_r$  tenderá a anularse, etc.

### 4.2 EJEMPLOS NUMERICOS DE CAPACIDAD DE CARGA

#### 4.2.1 EJEMPLOS RESUELTOS

1.- En arcilla saturada se desplanta una zapata continua a 0.9 m de profundidad. Pruebas de compresión no confinadas dieron un valor promedio de  $c = 5.5 \text{ ton/m}^2$ . La densidad del suelo es de  $1.76 \text{ ton/m}^3$ .

¿Cuál será la carga neta y la carga última total?



Solución

a) Por Terzaghi

La expresión de Terzaghi para el cálculo de la capacidad de carga en los suelos cohesivos - friccionantes es:

$$q_d = cN_c + \bar{p}_d N_q + 0.5 \gamma' B N_{\gamma}$$

Para un suelo cohesivo  $\phi = 0$ , entrando en la gráfica.

$$N_c = 5.14 \quad N_q = 1.00 \quad N_{\gamma} = 0.00$$

$$\bar{p}_d = \gamma' h = (1.76 - 1) 0.9 = 0.684 \text{ ton/m}^2$$

Carga última

$$q_d = 5.5 \times 5.14 + 0.684 \times 1 = 28.954 \text{ ton/m}^2$$

Carga neta

$$q_n = cN_c = 5.5 \times 5.14 = 28.27 \text{ ton/m}^2$$

b) Por Skempton

La teoría de Skempton es una de las más representativas para el caso de los suelos cohesivos.

$$q_d = cN_c + \bar{p}_d$$

Entrando con  $D/B = 0.75$  en la figura 4.6:  $N_c = 6.2$

$$q_d = 5.5 \times 6.2 + 0.684 = 34.78 \text{ ton/m}^2$$

Comentarios.-

Como se puede apreciar los valores que da la Teoría de Skempton son más reales, ya que ésta toma en cuenta la profundidad de desplante del cimiento. En casos donde el suelo sea friccionante o cohesivo - friccionante y la cimentación esté desplantada a nivel de superficie del terreno, será mucho más recomendable la teoría de Terzaghi.

Conviene aclarar que las capacidades de carga obtenidas corresponden únicamente a la contribución de la fase sólida del suelo.

NOTA.- Todas las figuras mencionadas en los problemas se encuentran en la parte teórica de estas series. Desde luego, faltaría determinar la capacidad de carga admisible del suelo por asentamientos.

2.- Calcular la capacidad de carga por resistencia al corte de una zapata cuadrada de 3 m. de lado, situada sobre una arena que tiene un ángulo de fricción interna igual a  $37^\circ$  y un peso específico de  $2 \text{ ton/m}^3$ , cuando el nivel de desplante se encuentra a las profundidades de 0, 0.60, 1.50, 3.00 y 4.5 m, respectivamente.

Solución.

Utilizando la expresión de la teoría de Terzaghi para una zapata cuadrada y suelo friccionante:

$$q_d = \bar{p}_d N_q + 0.4 \gamma' B N_\gamma$$

con  $\phi = 37^\circ$  en la figura 4.3 se obtiene  $N_q = 40$   $N_\gamma = 50$  ahora, sustituyendo estos valores en la expresión anterior, tendremos:

a) Para 0 m

$$q_d = 0 \times 40 + 0.40 \times 2 \times 3 \times 50 = 120 \text{ ton/m}^2$$

b) Para 0.6 m

$$\bar{p}_d = \gamma' h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ ton/m}^2.$$

$$q_d = 1.2 \times 40 + 0.4 \times 2 \times 3 \times 50 = 168 \text{ ton/m}^2$$

c) Para 1.5 m.

$$\bar{p}_d = 2 \times 1.5 = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$q_d = 3 \times 40 + 0.4 \times 2 \times 3 \times 50 = 240 \text{ ton/m}^2$$

d) Para 3.0 m

$$\bar{p}_d = 2 \times 3 = 6 \text{ ton/m}^2$$

$$q_d = 6 \times 40 + 0.4 \times 2 \times 3 \times 50 = 360 \text{ ton/m}^3$$

e) Para 4.5 m.

$$\bar{p}_d = 2 \times 4.5 = 9 \text{ ton/m}^2$$

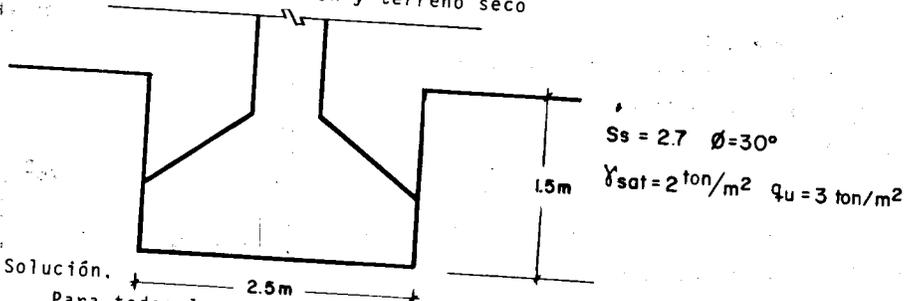
$$q_d = 9 \times 40 + 0.4 \times 2 \times 3 \times 50 = 480 \text{ ton/m}^2$$

Comentario.

Nótese el aumento en la capacidad de carga por resistencia al corte con la profundidad de desplante, en un suelo puramente friccionante. Conviene señalar que faltaría revisar la capacidad de carga admisible del suelo por asentamientos. Por ejemplo, véase el prob. 9 resuelto.

3.- Encontrar la capacidad de carga por resistencia al corte para la zapata continua de la figura, con los datos que se muestran en ella y para los siguientes incisos:

- a) terreno seco
- b) N.A.F. en la superficie del terreno
- c) Pérdida de cohesión y terreno seco



Solución.

Para todos los casos se utilizará la expresión obtenida mediante la teoría de Terzaghi, que nos dice que:

$$q_d = cN_c + \bar{p}_d N_q + 0.5 B \gamma' N_\gamma \quad c = 0.5 \gamma' u = 1.5 \text{ ton/m}^2$$

con  $\phi = 30^\circ$  en la figura 4.3 :  $N_c = 30 \quad N_q = 18 \quad N_\gamma = 17$

- a) Cuando el terreno es seco la presión efectiva ( $\bar{P}_d$ ) se deberá valuar con el peso específico seco ( $\gamma'_d$ ) del terreno. Los pesos volumétricos se obtienen a partir de las relaciones índices y volumétricas, estudiadas en el curso de Geotecnia II.

$$\gamma'_{sat} = \gamma_o (e + S_s) / (e + 1) \quad e = (S_s - \gamma'_{sat}) / (\gamma'_{sat} - 1)$$
$$e = (2.7 - 2) / (2 - 1) = 0.7$$

Sustituyendo la relación de vacíos (e) en la expresión para valuar el peso específico seco:

$$\gamma'_d = S_s / (e + 1) = 2.7 / (0.7 + 1) = 1.59 \text{ ton/m}^3$$

por lo tanto

$$\bar{P}_d = \gamma'_d \times D_f = 1.59 \times 1.5 = 2.385 \text{ ton/m}^2$$

sustituyendo los valores obtenidos en la expresión de Terzaghi, resulta que la capacidad de carga última es:

$$\gamma_d = 1.5 \times 30 + 2.385 \times 18 + 0.5 \times 2.5 \times 1.59 \times 17 = 121.72 \text{ ton/m}^2$$

suponiendo un factor de seguridad igual a 3, la capacidad de carga admisible por resistencia al corte será:

$$\gamma_a = \gamma_d / F.S. = 121.72 / 3 = 40.57 \text{ ton/m}^2$$

- b) Para este inciso necesario tener presente que la presión efectiva ( $\bar{P}_d$ ) corresponde a la diferencia entre la presión total ( $P_t$ ) y la presión ocasionada por el agua (U).

$$\bar{P}_d = (\gamma'_{sat} - \gamma_w) D_f = (2-1) 1.5 = 1.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma' = \gamma'_{sat} - \gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3 \text{ (peso específico sumergido)}$$

$$\gamma_d = 1.5 \times 30 + 1.5 \times 18 + 0.5 \times 2.5 \times 1 \times 17 = 93.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_a = 93.25 / 3 = 31 \text{ ton/m}^2$$

\* El peso específico correspondiente al tercer término de la expresión de Terzaghi, para este inciso corresponde al sumergido.

- c) En este caso se trata de un suelo friccionante, donde la cohesión, es nula. Como el terreno es seco la presión efectiva será la misma que la del inciso a.

$$\bar{P}_d = 2.385 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_d = 0 \times 30 + 2.385 \times 18 + 0.5 \times 2.5 \times 1.59 \times 17 = 76.71 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_a = 76.71 / 3 = 25.6 \text{ ton/m}^2.$$

Comentario.

A través de los 3 incisos se observa cómo la capacidad de carga del suelo disminuye en forma notoria con la presencia del agua y la nulificación de la cohesión.

Faltaría en este problema la revisión por asentamientos.

- 4.- Una estructura fue construida sobre una losa de cimentación de 30 x 30 m. La losa descansaba en la superficie del terreno, sobre una capa uniforme de arcilla blanda que se extendía hasta una profundidad de 45 m y cuando el suelo soportaba una carga uniformemente distribuida de 2.25 kilos por centímetro cuadrado se produjo la rotura del mismo. Se desea saber cuál es el valor medio de la cohesión ( c ) de la arcilla.

Solución

Dada la profundidad de la zona de equilibrio plástico se puede despreciar la consolidación de la arcilla producida antes de la rotura y suponer además que el ángulo de fricción interna es igual a cero.

- a) Utilizando a Terzaghi

$$q_d = c N_c + \bar{P}d N_q + 0.4 \gamma' B \gamma'$$

con  $\phi = 0$  en la figura 4.3:  $N_c = 5.14$   $N_q = 1$   $N_{\gamma} = 0$

por lo que la fórmula quedará como

$$q_d = 5.14 c + 0 \times 1 + 0.4 \gamma' B \times 0$$

donde la presión efectiva ( $\bar{P}d$ ) es cero, por encontrarse desplazada sobre la superficie del terreno.

$$q_d = 5.14 c$$

sustituyendo  $q_d$  por 2.25  $\text{Kg/cm}^2$

$$2.25 = 5.14 c$$

$$c = 0.438 \text{ Kg/cm}^2$$

- b) Utilizando a Skempton

$$q_d = c N_c + \gamma' D_f$$

con  $D/B = 0$  en la figura 4.6:  $N_c = 5.14$

por lo tanto la fórmula quedará:

$$q_d = 5.14 c + \gamma \times 0$$

$$q_d = 2.25 = 5.14 c$$

$$c = 0.438 \text{ Kg/cm}^2$$

Comentario.

Para este caso particular tanto la teoría de Terzaghi como la de Skempton dan los mismos resultados, esto se debe única y exclusivamente a que la cimentación está desplantada en la superficie del terreno.

5.- En un suelo fino saturado y normalmente consolidado determinar la capacidad de carga admisible para una losa de concreto. El suelo contiene las siguientes propiedades:  $C_u = 2.7$ ,  $C_c = 4.2$ , L.L. = 72% y L.P. = 23%. Tiene el terreno una resistencia a la compresión simple de  $8 \text{ ton/m}^2$ , un ángulo de fricción de  $27^\circ$  en prueba consolidada rápida. Si la profundidad de desplante es de 1 m. y se realizó en una jornada de 8 horas, calcular la capacidad de carga admisible del suelo, considerando un  $\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3$  y siendo las dimensiones de la losa de  $5 \times 5 \text{ m}$ .

Solución.

Tomando en cuenta que la excavación fue realizada en un tiempo relativamente corto, el suelo no alcanza a drenarse y por lo tanto los resultados obtenidos de la prueba consolidada rápida no son representativos; de manera que la prueba de compresión simple proporciona la mejor aproximación al problema, es decir:

$$q_u = 8 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando la teoría de Terzaghi para calcular la capacidad de carga a la falla en cimentaciones cuadradas, se tiene:

$$q_d = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 B \gamma N_\gamma$$

$$c = 0.5 q_u = 4 \text{ ton/m}^2$$

para  $\phi = 0$  en la figura 4.3:  $N_c = 5.14$   $N_q = 1.0$   $N_{\phi} = 0.0$

$$q_d = 1.3 \times 4 \times 5.14 + 1.6 \times 1 \times 1 = 28.328 \text{ ton/m}^2$$

la capacidad de carga admisible será:

$$q_a = 1.3 \frac{cN_c}{3} + \gamma D_f N_q$$

$$q_a = 26.728/3 + 1.6 \times 1 \times 1$$

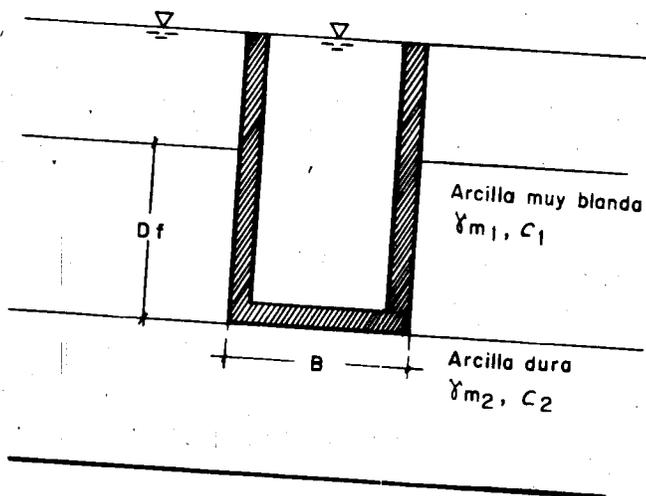
$$q_a = 10.5 \text{ ton/m}^2$$

Comentario.

Se observa que el factor de seguridad sólo afecta el primer término de la expresión, esto es debido a que en los suelos finos sólo la cohesión es el parámetro sobre el que depende la resistencia de este tipo de suelos.

Faltaría hacer la revisión por asentamientos. Véase el prob. 9 resuelto

6.- En un cilindro de cimentación de puente determinar la capacidad de carga máxima del terreno arcilloso sobre el que se apoya. Utilizar la teoría de Skempton. Se considera al cilindro permeable, con el objeto de que el agua dentro de él permanezca a nivel con el agua exterior.



Solución

$$q_c = cN_c + \bar{P}d$$

- $C = C_2$  por representarse el mecanismo de falla dentro del estrato resistente.
- Como  $D = 0$ ,  $D/B = 0$ , en la figura 4.6:  $N_c = 5.14$
- El efecto de sobrecarga será ocasionada por el estrato de arcilla blanda, por lo tanto el segundo término de la expresión será  $\bar{\gamma}_{m1} D_f$ . Se debe recordar que este término corresponde a la presión efectiva a nivel de desplante, por eso se considera el peso específico sumergido ( $\bar{\gamma}_{m1} = \gamma_{m1} - \gamma_w$ ).

$$q_c = 5.14 C_2 + \bar{\gamma}_{m1} D_f$$

Comentario

Este ejemplo, resuelto en forma literal, permite que el alumno vea con claridad cuales son los términos que se deben utilizar en las expresiones dadas por la mecánica de suelos, para valuar la capacidad de carga de los suelos.

8.- Se desea estimar la capacidad de carga de un pilote si el suelo tiene las siguientes propiedades:  $c = 7.3 \text{ ton/m}^2$ ,  $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$  y  $\phi = 10^\circ$ . El pilote tiene 15 m. de longitud y es de sección cuadrada de lado igual a 38 cm. El suelo se encuentra en estado seco y denso.

Solución.

a) Capacidad de carga en la punta

Se usará el criterio de Zeevaert

$$Q_p = \alpha_1 A (cN_c + PdN_q) (C_r + 0.1)$$

$$\alpha_1 = 1.2 \text{ (Pilote cuadrado)}$$

$$A = 0.38 \times 0.38 = 0.144 \text{ m}^2 \text{ (área transversal)}$$

$$Pd = \gamma_m h = 1.8 \times 15 = 27 \text{ ton/m}^2$$

$$C_r = 0.9 \text{ (suelo denso)}$$

$$\text{con } \phi = 10^\circ \text{ en la figura 4.7: } N_c = 10.5 \text{ y } N_q = 2.7$$

$$Q_p = 1.2 \times 0.144 (7.3 \times 10.5 + 27 \times 2.7) (0.9 + 0.1)$$

$$Q_p = 25.84 \text{ ton.}$$

b) Capacidad de carga lateral

Se despreciará la fricción debido a que el ángulo de fricción es pequeño. Esta capacidad dependerá de la fuerza de adherencia provocada por la cohesión de la arcilla, con  $c=7.3 \text{ ton/m}^2$  en la tabla 4.1 e interpolando:

$$f_a = 4.325 \text{ ton/m}^2$$

$$A_s = 4 \times 0.380 \times 15 = 22.8 \text{ m}^2 \text{ (área lateral)}$$

$$Q_s = f_a A_s = 4.325 \times 22.80 = 98.61 \text{ ton.}$$

c) Capacidad de carga total

$$Q_t = Q_s + Q_p = 124.5 \text{ toneladas}$$

Comentario.

El valor de  $Q_t$  obtenido se deberá afectar por un factor de seguridad ya que corresponde a la capacidad de carga última del pilote.

9.- Determinar la capacidad de carga de la siguiente zapata corrida tanto por resistencia al corte como por asentamientos. Considerar un factor de seguridad igual a 3.

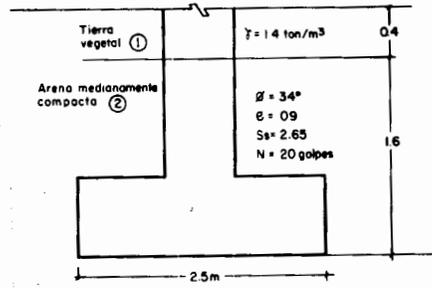
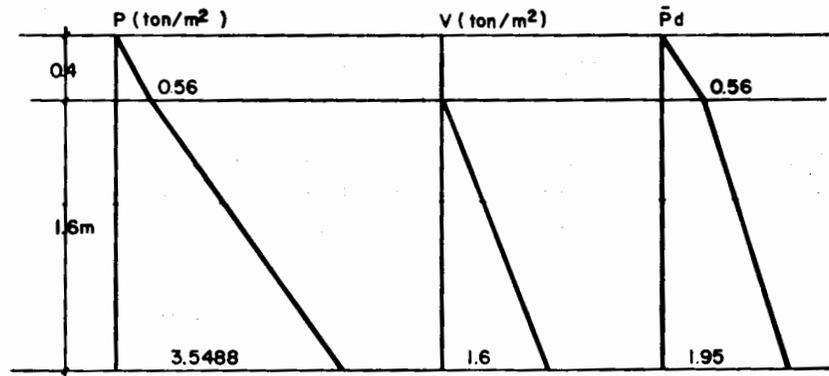


Diagrama de presiones



a) Por resistencia al corte

$$\gamma_{sat.2} = (e + S_s) / (e + 1) = (0.9 + 2.65) / (1 + 0.9) = 1.868 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma' = 1.868 - 1 = 0.868 \text{ ton/m}^3$$

como se trata de un suelo puramente friccionante ( c = 0 )

la expresión de Terzaghi quedará como:

$$q_d = \bar{P}_d N_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma$$

$$\begin{aligned} \text{con } \phi &= 34^\circ \text{ en la figura 4.3: } N_q = 38 \text{ y } N_\gamma = 36 \\ q_d &= 1.95 \times 38 + 0.5 \times 0.868 \times 2.5 \times 36 = 113.6 \text{ ton/m}^2 \\ q_{adm} &= 37.62 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

b) Por asentamientos.

Entrando en la gráfica 8 - 3 del volumen II del Libro de Juárez Badillo y Rico Rodríguez, con el número de golpes (N) dado por la prueba de penetración estándar y con el ancho (B) de la zapata, tendremos

$$q_{adm.} = 21 \text{ ton/m}^2$$

Comentario.

El alumno no debe olvidar que además de revisar la capacidad de carga por resistencia al corte de los suelos deberá hacerlo, también, por asentamientos del terreno. Para este caso y para efectos de diseño regirá la capacidad de carga por asentamientos, debido a que es la de menor magnitud.

La gráfica consultada en el texto ya está afectada por un factor de seguridad.

#### 4.2.2 EJERCICIOS PROPUESTOS

1.- Calcular la capacidad de carga de una zapata corrida de 2.4 m de ancho situada sobre un suelo, para el cual  $c = 0.20 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\phi = 17^\circ$  y  $\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$ . El tipo de falla que se presenta es general y la profundidad de desplante del cimiento es de 1.8 m.

Resp.  
 $q_d = 44.38 \text{ ton/m}^2$

2.- En un suelo puramente cohesivo donde la cohesión es igual a 14.1 toneladas sobre metro cuadrado y es peso específico de la muestra es de 1.76 toneladas sobre metro cúbico, va a ser desplantada una zapata corrida a 4 metros de profundidad, dicha zapata tiene 1.5 metros de ancho de base. Estimar la capacidad de carga última y admisible utilizando tanto la teoría de Terzaghi como la de Skempton. Considerar un factor de seguridad igual a 2.5

3.- En una arena densa sin cohesión y de peso específico igual a 1800 kilos por metro cúbico, se efectuó un ensayo de carga utilizando una placa de 0.30 x 0.30 metros, colocada dentro de un cajón que estaba rodeado por una sobrecarga de 0.60 metros de espesor de suelo. La rotura del suelo se produjo al llegar la carga al valor de 6000 kilos. ¿Cuál sería la capacidad de carga de una zapata cuadrada de 1.5 metros de ancho situada también a 0.60 metros de profundidad y en el mismo terreno?

Nota se recomienda aplicar la expresión de Terzaghi y proceder mediante tanteos del ángulo  $\phi$ .

Resp.  
 $q_d = 125,280.00 \text{ Kg/m}^2$

4.- Una zapata corrida de 1.5 metros de ancho descansa en un suelo friccionante en estado seco que tiene un ángulo de fricción interna de 17 grados y un peso específico de 1.85 toneladas sobre metro cúbico. Por razones de flujo, el agua temporalmente asciende hasta la superficie ¿Cuál será el porcentaje en que se reduce la capacidad de carga por esta causa?

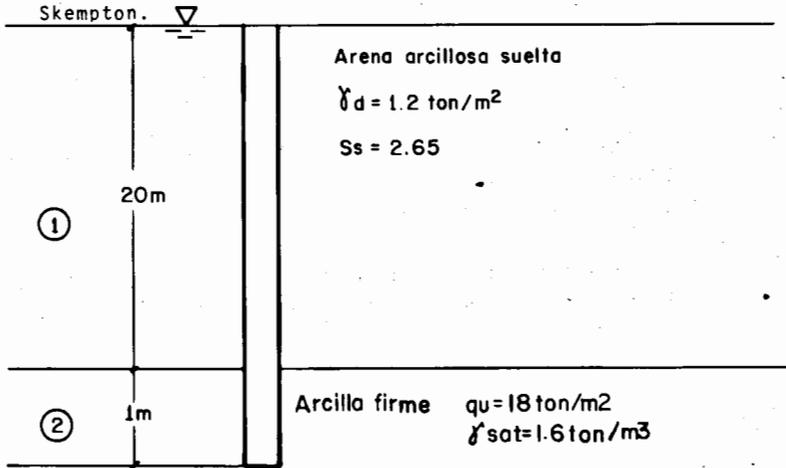
5.- Una pila circular de 6 metros de diámetro en su base y de 9 metros de longitud, se encuentra desplantada en su suelo arcilloso de consistencia firme, de 8 toneladas sobre metro cuadrado de cohesión y un peso específico de 1.9 toneladas sobre metro cúbico. Calcular la capacidad de carga admisible lateral de dicho cimiento, considerando un factor de seguridad igual a 2.

Resp.

$Q_{adm.} = 383$  toneladas.

6.- Sobre un suelo cohesivo-friccionante, en estado suelto, se desplanta una zapata cuadrada a 1.9 metros de profundidad y de 2.8 metros de ancho. Valuar la capacidad de carga última por resistencia al corte si el ángulo de fricción interna del suelo es de 21 grados, tiene una cohesión de  $2.4 \text{ ton/m}^2$  y el N.A.F. se encuentra a 1.9 m. de profundidad.

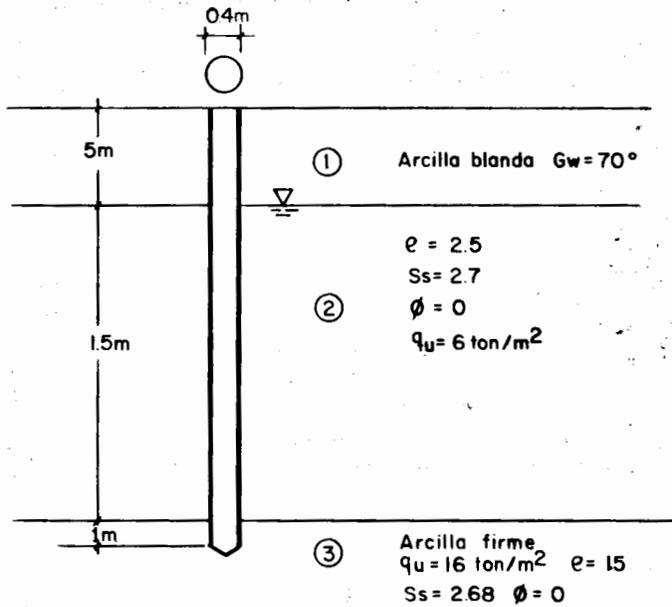
7.- Calcular la capacidad de carga por punta del pilote mostrado en la figura, tiene  $0.40 \times 0.40 \text{ m}$ . de sección transversal. Considerar un F.S. de 2.5. Utilizar la teoría de Skempton.



Resp.

$Q_{adm.} = 7.45 \text{ ton.}$

8) Determinar la capacidad de carga admisible por punta y fricción del pilote mostrado en la figura. Considerar un factor de seguridad igual a 3.



Los ejercicios resueltos fueron tomados de las siguientes publicaciones: el 2,4 y 7 de Terzaghi y Peck (1967). El 1,3,5,8 y de la antigua serie de ejercicios de Felipe Orejel.

La presentación de la resolución de los ejercicios resueltos hecha por el autor de esta tesis.

Los ejercicios propuestos fueron tomados de las siguientes publicaciones: el 1,3 y 8 de Terzaghi y Peck (1967). El 2,4,5 y de la serie de ejercicios de Felipe Orejel.

BIBLIOGRAFIA

1. Mecánica de Suelos en la ingeniería práctica.  
Karl Terzaghi - Ralph B. Peck, 1955. Ed. "El Ateneo"
2. Mecánica de Suelos  
Juárez Badillo - Rico Rodríguez, 1975 Vol. I y II . Ed. LIMUSA
3. Serie de ejercicios de Mecánica de Suelos Teórica  
Orejel Sánchez Felipe, 1973. Fac. de Ingeniería, U.N.A.M.  
Introducción a la Mecánica de Suelos  
George P. Sowers - George F. Sowers, 1975. Ed. LIMUSA  
La ingeniería de suelos en las vías terrestres.  
Alfonso Rico - Hermilo del Castillo, 1976 Vol. I. Ed. LIMUSA
6. Apuntes de clase de la materia Mecánica de Suelos Teórica  
Ing. Agustín Deméneghi. Fac. de Ingeniería , U.N.A.M.
7. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions  
Leonardo Zeevaert, 1973. Ed. Van Nostrand Reinhold VNR.