

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA**  
**FACULTAD DE CIENCIAS EXATAS, FÍSICAS Y NATURALES**

# **GEOTECNIA II**

**GUÍA DE TRABAJOS PRÁCTICOS DE  
LABORATORIO**

**- AÑO 2020 -**

# **MECÁNICA DE SUELOS**

## **INSTITUTO ARGENTINO DE RACIONALIZACIÓN DE MATERIALES (Normas IRAM)**

Preparación de muestras para análisis sedimentométrico y para determinación de las constantes físicas

Norma IRAM: 10.515

(Octubre de 1968)

### **NORMAS A CONSULTAR**

Las características de los tamices a utilizar se establecen en la norma IRAM 1501

Las definiciones correspondientes a los términos empleados se establecen en la norma IRAM 10 510.

El cuarteador de Jones figura en la norma IRAM 10 500.

### **ALCANCE DE ESTA NORMA**

Esta norma establece la forma de preparar las muestras de suelos para la realización del análisis sedimentométrico y de las constantes físicas.

### **MÉTODOS DE ENSAYO**

#### **INTRUMENTAL**

Para la realización de esta preparación es necesario disponer del siguiente instrumental:

Una balanza que permita apreciar el 0,1 g;

Un mortero cuyo pisón este recubierto en uno de sus extremos por goma;

Tamices:

- IRAM 4,80 mm (N°4)
- IRAM 2,00 mm (N°10)
- IRAM 420  $\mu$ m (N°40);

Implementos necesarios para el cuarteo manual o el semimecánico (cuarteador de Jones);

Una estufa capaz de mantener una temperatura de  $105\text{ C} \pm 5\text{ C}$ .

### **PROCEDIMIENTO**

1) La muestra se expone al aire o a la temperatura de laboratorio hasta conseguir un secado adecuado a las operaciones de tamizado. Se deshacen los terrones a mano o con el mortero con pisón de goma, separando las raíces o cuerpos extraños. Se homogenizan el conjunto por sucesivos

mezclados, reduciendo por cuarteo hasta obtener, para cada ensayo, las cantidades requeridas siguientes:

**a) Sedimentometría:** de materiales que pase al tamiz IRAM N°10 (2,00 mm de abertura), como mínimo, 115g si se trata de suelos arenosos y 65 g en el caso de suelos limosos o arcillosos.

**b) Constantes físicas:** como mínimo 250 g de materiales que pase el tamiz IRAM N°40 (0,42 mm de abertura)

2) Se pesa la muestra, secado a aire, registrándose el peso como peso total de la muestra, con su humedad higroscópica. Luego se pasa por el tamiz IRAM N°10 (2,00 mm de abertura). La fracción retenida en dicho tamiz se desterrona con ayuda del mortero y el pisón y se vuelve a tamizar, asegurándose que todas las partículas de suelo hayan sido separadas sin romper los granos.

3) Luego de haber agotado las instancias para el desmenuzado, se lava la fracción retenida en el tamiz hasta liberarla de todo material fino. Se seca el material lavado en estufa a  $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  y se pesa, registrándose el peso como correspondiente a material grueso. Se tamiza este material por el tamiz IRAM N°4 (4,75 mm de abertura) y se pesa, anotándose el peso del material retenido.

4) Se homogeneiza por mezclado el suelo que paso el tamiz IRAM N°10 (2,00 mm de abertura) y, mediante sucesivos cuarteos, se separa la cantidad indicada en 1) para el ensayo de sedimentometría.

5) La porción remanente que pasa el tamiz IRAM N°10 (2,00 mm de abertura) se tamiza por el tamiz IRAM N°40 (0,42 mm de abertura), descartándose el retenido y utilizándose el material que pasa en la determinación de las constantes físicas.

## ANTECEDENTES

En la preparación de esta norma se ha consultado el antecedente siguiente:

### **ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS**

**ASTM D -421-58** “Preparación de muestras de suelo para análisis mecánico y determinación de las constantes físicas”.

## **Ensayo N°1: Determinación del Contenido de Humedad**

### **Concepto**

Se denomina humedad del suelo a la relación, expresada como porcentaje, entre el peso del agua de una masa de suelo y el peso de suelo seco.

$$w \% = \frac{W_w}{W_d} \times 100 \quad W_w = \text{peso del agua} \quad W_d = \text{peso del agua}$$

Para los fines prácticos, es la determinación del peso de agua extraída de un suelo por secado en estufa a una temperatura constante de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ , refiriéndola al peso del suelo remanente luego del secado. La cantidad de muestra involucrada está relacionada con el tamaño de partículas. Una guía es la siguiente tabla:

<b>Tamaño máximo de partículas [mm]</b>	<b>Peso mínimo de la muestra [gr]</b>
0.42	50.0
4.76	200.0
12	500.0
25	1000.0
50	2000.0

### **Procedimiento**

1. Se toma un pesafiltro vacío de tamaño adecuado y se lo pesa ( $W_c$ ).
2. Se agrega el suelo en el pesafiltro y se lo pesa ( $W_1$ ).
3. Se coloca el pesafiltro en estufa a una temperatura constante de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  durante un período de 24 hs.
4. Se retira el pesafiltro de la estufa con el suelo seco y se lo pesa ( $W_2$ ).

### **Cálculos**

Peso agua  $W_w = W_1 - W_c$

Peso del suelo seco  $W_d = W_2 - W_c$

Contenido de Humedad  $w \% = \frac{W_w}{W_d} \times 100 = \frac{W_1 - W_c}{W_2 - W_c} \times 100$

### **Ejemplo**

Peso pesafiltro  $W_c = 10.50$  gr.

Peso pesafiltro + suelo húmedo  $W_1 = 80.50$  gr.

Peso pesafiltro + suelo seco  $W_2 = 67.20$  gr.

Contenido de humedad

$$w \% = \frac{80.50 - 67.20}{67.20 - 10.50} \times 100 = \frac{13.30}{56.70} \times 100$$

$$w = 23.51 \%$$



## Ensayo N°2: Determinación del Peso Unitario

### Concepto

El peso unitario de un suelo se define como la relación entre el peso del suelo y su volumen. Este último está formado por los elementos constitutivos de la estructura del suelo, es decir, partículas sólidas y espacios vacíos (que pueden contener aire o agua).

$$\gamma = \frac{W_s}{V} \left[ \frac{kN}{m^3} \right]$$

$\gamma$ : peso unitario.

$W_s$ : peso del suelo humedo.

$V$ : volumen.

El peso unitario es necesario para la resolución de problemas de presiones, asentamientos y estabilidad de los suelos.

Para caracterizar una masa de suelo dada, se refiere la propiedad del peso unitario al estado seco, es decir, se busca eliminar el agua en las mediciones ya que es una magnitud que varía constantemente. De esta manera, se puede definir al peso unitario seco como:

$$\gamma_d = \frac{W_d}{V} \left[ \frac{kN}{m^3} \right]$$

$\gamma_d$ : peso unitario seco.

$W_d$ : peso del suelo seco.

$V$ : volumen.

### Procedimiento

La determinación consiste en efectuar la medición de un volumen de suelo de peso conocido.

1. Se requiere un trozo de suelo inalterado que haya sido extraído del campo conservando su estructura natural. Se talla un cuerpo de forma cúbica de 8 a 10 cm de lado, redondeando las aristas y bordes angulosos. Esta probeta se pesa, determinándose el valor  $W_s$  (peso suelo húmedo).
2. Se cubre la probeta con una capa uniforme y continua de parafina fundida para impermeabilizar la superficie, se la deja enfriar y se la pesa, obteniéndose  $W_{sp}$  (peso probeta con parafina).
3. Se coloca la probeta emparafinada dentro de un recipiente que suspende de un hilo para sumergirla dentro de un recipiente lleno de agua, que se encuentra sobre una balanza tipo Roberball con pesas. De esta forma se puede determinar el volumen de la probeta conociendo el volumen desplazado de agua. Primero se coloca el recipiente lleno de agua sobre la balanza y se determina el peso inicial. Luego se sumerge la probeta emparafinada de forma que quede suspendida sin tocar los bordes del recipiente. Esto genera una diferencia de peso en la balanza, el cual se denomina desplazamiento  $D$  (peso recipiente con agua y la probeta suspendida menor el peso del recipiente con agua). El desplazamiento  $D$  es el volumen de la probeta emparafinada.
4. Se determina la humedad de la probeta, para lo cual se extrae de la parte central una muestra de suelo representativa.

### Cálculos

Se determina el peso de la parafina:

$$W_p = W_{sp} - W_s$$

El volumen de la parafina es:

$$V_p = \frac{W_p}{\gamma_p}$$

$$\gamma_p = 0,9 \text{ gr/cm}^3$$

peso unitario de la parafina.

El volumen del suelo se conoce al sustraer el volumen de la parafina del volumen de la muestra emparafinada.

$$V = V_{sp} - V_p = \frac{D}{\gamma_w} - V_p \quad \text{ya que } \gamma_w = \frac{D}{V_{sp}} \quad \gamma_w = \text{peso unitario del agua.}$$

El peso unitario se obtiene de la relación:

$$\gamma = \frac{W_s}{V} \left[ \frac{kN}{m^3} \right]$$

Para obtener el peso unitario seco  $\gamma_d$  es necesario conocer la humedad del suelo para deducir el peso del suelo seco.

$$W_d = W_s \left( \frac{100}{100 + w\%} \right) \quad w\%: \text{humedad en porcentaje.}$$

y de allí deducimos:

$$\gamma_d = \frac{W_d}{V} = \frac{W_s}{V} \left( \frac{100}{100 + w\%} \right) \left[ \frac{kN}{m^3} \right]$$

### Ejemplo

Peso de la muestra húmeda  $W_s$ : 340,3 gr.

Peso de la muestra emparafinada  $W_{sp}$ : 346,2 gr.;

Peso del volumen líquido desplazado  $D$ : 205,4 gr.

Humedad % =  $w\%$  = 34,27%

### Peso de la parafina.

$$W_p = W_{sp} - W_s = 346,2 \text{ gr} - 340,3 \text{ gr} = 5,9 \text{ gr}$$

### Volumen de la parafina.

$$V_p = \frac{W_p}{\gamma_p} = \frac{5,9 \text{ gr}}{0,9 \text{ gr/cm}^3} = 6,55 \text{ cm}^3$$

### Volumen del suelo.

$$V = V_{sp} - V_p = \frac{D}{\gamma_w} - V_p = \frac{205,4 \text{ gr}}{1 \text{ gr/cm}^3} - 6,55 \text{ cm}^3 = 198,8 \text{ cm}^3$$

### Peso unitario.

$$\gamma = \frac{W_s}{V} = \frac{340,3 \text{ gr} \times 9,807}{198,8 \text{ cm}^3} = 16,8 \text{ kN/m}^3$$

### Peso unitario seco.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \left( \frac{100}{100 + w\%} \right) = 16,8 \text{ kN/m}^3 \left( \frac{100}{134,27} \right) = 16,8 \text{ kN/m}^3 \times 0,745 = 12,5 \text{ kN/m}^3$$

## **ENSAYO Nº 3 – DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECIFICA.**

### **Concepto**

La gravedad específica es la relación entre el peso de un determinado volumen de partículas de suelo y el peso de un volumen igual de agua destilada a 4°C.

$$G_s = \frac{\frac{W_d}{V}}{\frac{W_w}{V}} = \frac{W_d}{W_w}$$

$W_d$ : peso del suelo seco.  
 $W_w$ : peso del agua.  
 $V$ : volumen.

También se lo puede expresar como el peso unitario de los granos del suelo dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_d}{V_s \gamma_w}$$

$\gamma_s$ : peso unitario de las partículas.  
 $\gamma_w$ : peso unitario del agua a 4°C.

Esta es una propiedad de las partículas de suelo y por lo tanto depende de la composición mineralógica. De modo que en las mediciones se excluye el aire y el agua que las rodean.

Hay que tener en cuenta que es una expresión adimensional.

### **Procedimiento**

El problema consiste en obtener el volumen de un peso conocido de granos de suelo y dividirlo por el peso del mismo volumen de agua destilada a 4°C.

El volumen de las partículas se conoce mediante la utilización de un recipiente aforado y del principio de Arquímedes, según el cual un cuerpo sumergido dentro de una masa de agua desplaza un volumen de agua igual al del cuerpo sumergido. Para que esto sea correcto es necesario que no quede aire atrapado entre los granos o disuelto en el agua.

Se siguen los siguientes pasos:

1. Se pesa un matraz aforado de 100 cm<sup>3</sup> ( $W_m$ ).
2. Se toma suelo secado a estufa y se lo tamiza por el tamiz Nº 10. Del pasante se separan 30 gr. aproximadamente. (Ver Norma IRAM 10.515).
3. Se introduce el suelo en el matraz y se lo pesa obteniéndose ( $W_{md} = W_m + W_d$ ).
4. Se agrega agua destilada hasta cubrir el suelo. Se procede a desairarlo con la aplicación de vacío, mediante una bomba, durante unos 10 minutos. En todo momento se debe cuidar de que no haya pérdida de partículas por arrastre de la corriente producida por la bomba.
5. Seguidamente se agrega agua destilada hasta el enrase y se pesa denominándose al valor  $W_{mdw}$ .
6. Se limpia el matraz y se enrasa con agua destilada. Su peso se lo llama  $W_{mw}$ .
7. Es necesario toma la temperatura del agua (T) durante el ensayo.

### **Cálculos:**

El peso del suelo es igual a:

$$W_d = W_{md} - W_m$$

El peso del volumen de agua a la temperatura T, que es desplazado por las partículas de suelo es:

$$W_{wt} = W_{mw} + W_d - W_{mws}$$

$$W_{wt} = \text{peso del agua a la temperatura } T$$

Como la gravedad específica se refiere a agua a temperatura de 4° C se debe realizar una corrección.

La gravedad específica del agua a la temperatura T será:

$$G_{wt} = \frac{\gamma_{wt}}{\gamma_{w 4^{\circ}C}} = \frac{\frac{W_{wt}}{v}}{\frac{W_w}{v}} = \frac{W_{wt}}{W_w} \quad \dots \quad W_w = \frac{W_{wt}}{G_{wt}}$$

Los valores de  $G_{wt}$  se encuentran tabulados en la tabla N°1 en función de la temperatura.

Entonces, la gravedad específica del suelo es:

$$G_s = \frac{W_d}{W_w} = \frac{W_d * G_{wt}}{W_{wt}}$$

Es necesario remarcar que el error de no tener en cuenta la corrección por temperatura generalmente es inferior al que produce cuando no se desaira bien la muestra.

**TABLA 1.**  
**Gravedad específica del agua.**

°C	$G_w$	°C	$G_w$	°C	$G_w$	°C	$G_w$
0°	0.9999	11°	0.9996	22°	0.9978	33°	0.9947
1°	0.9999	12°	0.9995	23°	0.9976	34°	0.9944
2°	1.0000	13°	0.9994	24°	0.9973	35°	0.9941
3°	1.0000	14°	0.9993	25°	0.9971	36°	0.9937
4°	1.0000	15°	0.9991	26°	0.9968	37°	0.9934
5°	1.0000	16°	0.9990	27°	0.9965	38°	0.9930
6°	1.0000	17°	0.9988	28°	0.9963	39°	0.9926
7°	0.9999	18°	0.9986	29°	0.9960	40°	0.9922
8°	0.9999	19°	0.9984	30°	0.9957		
9°	0.9998	20°	0.9982	31°	0.9954		
10°	0.9997	21°	0.9980	32°	0.9951		

### Ejemplo

El peso del matraz;  $W_m = 49,45 \text{ g}$ .

Peso del matraz + suelo;  $W_{md} = 84,3 \text{ g}$ .

Peso del matraz + suelo + agua;  $W_{mdw} = 170,4 \text{ g}$ .

Peso del matraz + agua;  $W_{mw} = 149,59 \text{ g}$ .

Temperatura 18°

Peso del suelo;  $W_d = W_{md} - W_m = 84,3 - 49,45 = 34,85 \text{ g}$ .

Peso del volumen de agua;  $W_{wt} = W_{mw} - W_d - W_{mdw} = 148,59 - 34,85 - 170,4 = 13,04 \text{ g}$ .

Gravedad específica del agua a 18°;  $G_{w18} = 0,9986$

Gravedad específica;  $G_s = \frac{W_d * 0,9986}{W_{wt}} = \frac{34,85 * 0,9986}{13,04} = 2,669$ .

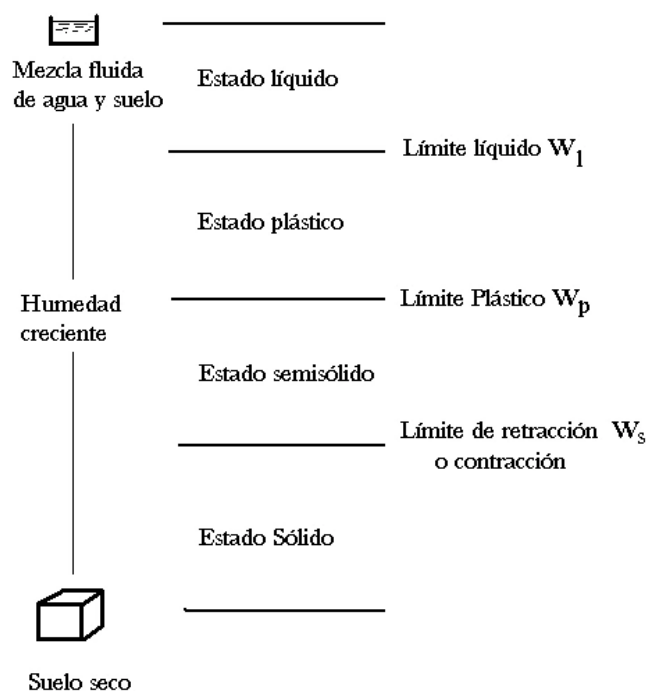
## ENSAYO N°4: LÍMITE LÍQUIDO ( $W_L$ )

### Definición

Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico, y está a punto de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso (Recordar la definición de plasticidad dada por Juárez Badillo, que la define como la propiedad de un suelo por la cual se deforma rápidamente, sin rebote elástico, sin variar de volumen, desmoronarse ni agrietarse).

Es una medida de la resistencia al corte de un suelo para un determinado contenido de humedad. Empíricamente se demuestra que el límite líquido representa un valor de resistencia al corte entre 20 y 25 gr/cm<sup>2</sup> ó 2 y 2,5 KPa.

Pero el objetivo principal, por el cual se lo utiliza ampliamente en todas las regiones del mundo es a los efectos de identificar y clasificar los suelos.



(Figura 4.1)

En la Figura 4.1 se muestran la localización relativa de los límites: de contracción  $W_s$ ; plástico  $W_p$  y líquido  $W_L$ .

Para poder establecer valores comparables y reproducibles de estos límites, se propuso que el límite líquido  $W_L$  se definiera arbitrariamente como el contenido de humedad al cual una masa de suelo húmedo colocada en un recipiente en forma de cazuela de bronce, separada en dos por la acción de una herramienta para hacer la ranura patrón, y dejada caer desde altura de 1 cm, sufra después de dejarla caer 25 veces un cierre de la ranura en una longitud de 12,7 mm (ver figura 4.2).

Pueden enumerarse algunas variables que afectan el resultado de la prueba o el número de golpes requeridos para cerrar la ranura patrón en una longitud de 12,7 mm.

1. Tamaño de la masa de suelo contenido en la cazuela de bronce (espesor y cantidad).
2. Velocidad con que se dan los golpes (deberían ser 120 revoluciones por minuto).
3. Estado de limpieza de la cazuela antes de colocar la pasta de suelo.
4. Tipo de material utilizado como base del aparato ósea superficie contra la cual se debe golpear la cazuela (comúnmente se usa caucho duro o goma dura).
5. Ajuste o calibración de la altura de caída de la cazuela (Debe ser exactamente 1 cm).

6. Tipo de herramienta ranuradora utilizada (Fig 4.2.b)

Los ensayos de límites de Atterberg deben hacerse sobre suelos tamizados a través de la malla N° 40. Comúnmente, el suelo traído del campo se encuentra en un estado de humedad demasiado alto para pasar a través de la malla N°40.

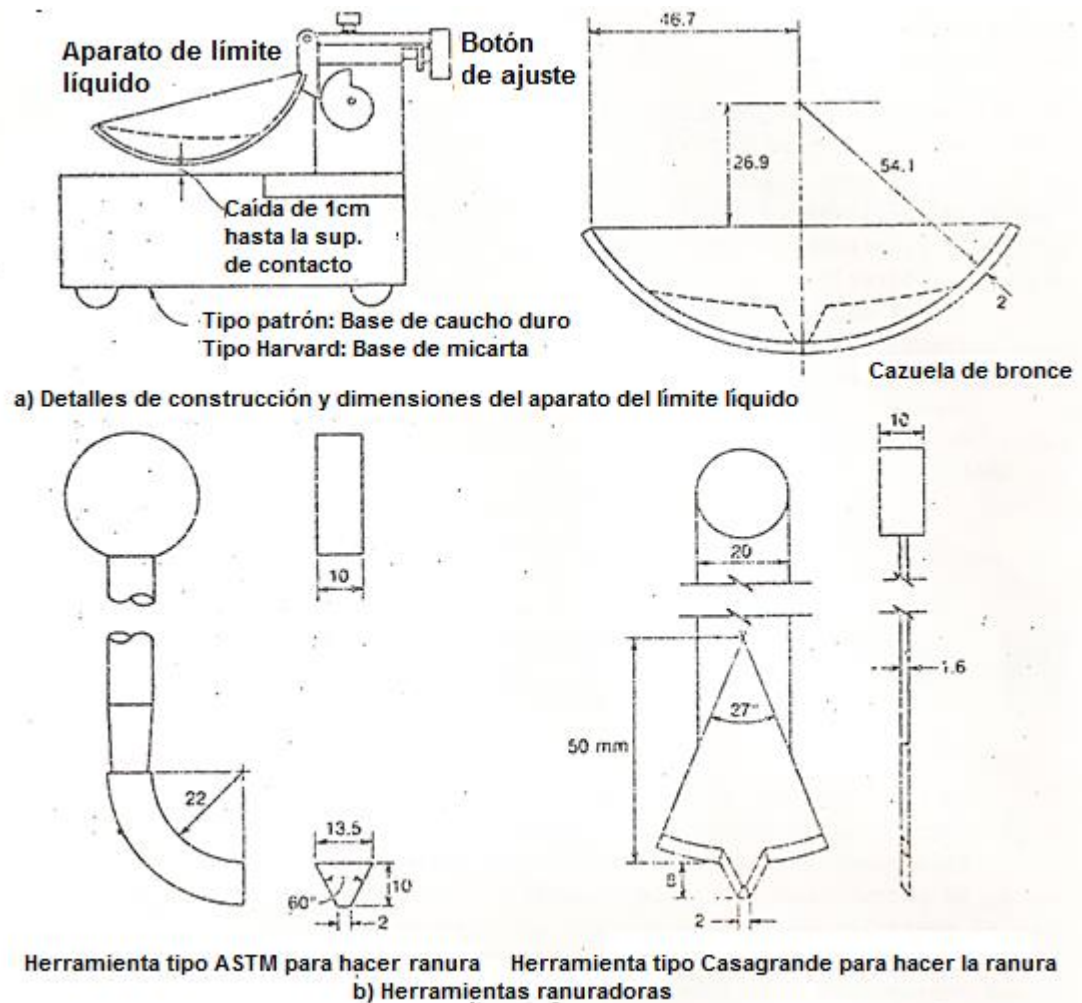


Fig. 4.2



Es entonces permisible secar al aire el suelo para obtener la fracción de suelo que pasa por el tamiz 40. Si en cambio, el suelo es secado a estufa, el valor del límite líquido obtenido por este procedimiento, generalmente disminuye, y por consiguiente, deben evitarse como técnica. Las investigaciones han demostrado que sacando al aire el suelo, el límite líquido disminuye el 2% a 6% de su valor real. Se ha encontrado también que la mayoría de los suelos secados al aire recuperan sus límites originales si se les permite, luego de mezclados con agua, un tiempo de curado de 24 a 48 hs antes de hacer el ensayo.

Debido a que la determinación del límite líquido siguiendo la definición (% de humedad correspondiente al cierre de 12,7 mm de la ranura realizada con la herramienta patrón luego de 25 golpes) sería realmente fortuito el poder encontrar este contenido de humedad en un tiempo razonable, se han investigado alternativamente metodológicas que insumen menor tiempo.

En una de estas variantes, se sigue el siguiente procedimiento: Si el surco no se cierra a los 25 golpes, sino antes o después de ellos y el n° de golpes está comprendido entre 10 y 40, se toma una muestra del suelo de la parte en que se han juntado los bordes, y se determina su humedad.

A continuación, se repite el ensayo añadiendo más agua, o extendiendo la pasta para que se seque, con vista a obtener otro punto en el entorno de 25 golpes.

Este procedimiento se repite entre 3 y 6 veces (obviamente distribuidos a ambos lados de 25 golpes) se dibujan en un diagrama semilogarítmico en la que figure en abscisa el log del N° de golpes y en ordenada la humedad (figura 4.3). El lugar geométrico de los puntos resultantes insinúa una variación de comportamiento lineal. Se traza la recta que mejor se adapta a estos puntos, y donde corta a la ordenada correspondiente a 25 golpes, se lee la humedad del límite líquido.

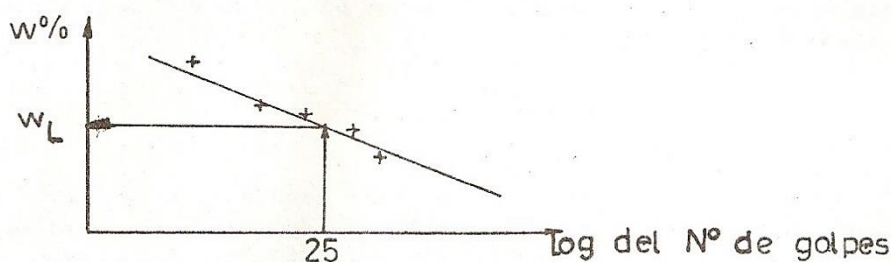


Figura 4.3

Es evidente que mientras más cercano (alrededor) de 25 golpes, se encuentre el intervalo de puntos experimentales, mayor será la confiabilidad del valor extrapolado.

Otra alternativa es la que desarrolló la Estación Experimental de Hidrovías de Vickburg U.S.A., quienes sobre una serie importante de ensayos determinaron que el límite líquido puede establecerse a partir de un solo ensayo utilizando la ecuación:

$$W_L = W_N \left( \frac{N}{25} \right)^{tg\beta}$$

$W_N$  = Contenido de humedad al número de golpes N obtenido en el ensayo.

Para esta serie de valores del límite líquido, se encontró que  $tg\beta = 0.121$  resulto una buena aproximación, de donde se puede expresar la anterior ecuación como:

$$W_L = W_N \left( \frac{N}{25} \right)^{0.121} \quad (4.1)$$

Utilizando métodos estadísticos, se llegó a la conclusión que la inclinación de la recta que une los puntos de distinta humedad no depende del origen geológico del suelo y si varía de un caso a otro se debe a errores accidentales.

Esta alternativa al apoyarse en una recta obtenida mediante métodos estadísticos y estar libre de errores accidentales ofrece aceptable margen de seguridad en las determinaciones.

Bastaría, entonces, con la realización de una sola determinación a los efectos de poder encontrar el límite líquido. Este método que se calificó por mucho tiempo como aproximado, era ejecutado haciendo dos extracciones de suelo de la cápsula y por ende dos determinaciones de humedad, a efectos de lograr reducir el error en la determinación de la humedad.

El resultado de este método se dibuja en una escala doble logarítmica como en el gráfico de la Fig. 4.4. En la parte inferior de la misma, hay una línea de puntos y corresponde a una pendiente de 0.121 ( $\lg \beta = 0.121$ ).

A partir del punto que representa el promedio de las dos humedades se traza una paralela a la recta descripta anteriormente hasta cortar a la ordenada correspondiente a los 25 golpes.

Naturalmente lo más exacto es trazar la paralela a la recta dada, que mejor se adapte al máximo número de puntos, pero hay que llegar a un equilibrio con la economía. Por lo cual ahora se utilizan, dos a 3 puntos, encontrando la paralela que mejor se adapte o trazando paralelas por cada punto y promediando las ordenadas a 25 golpes.

### Procedimiento

- 1- Pulverizar una cantidad suficiente de suelo secado al aire (muestra puesta a secar la semana anterior al ensayo). Se debe asegurar, mediante el uso del mortero, la destrucción de los grumos presentes ya que, una fuente de error es precisamente, el permitir que muchos “finos” se queden detenidos en forma de grumos en el tamiz 40.
- 2- Tamizar a través del tamiz N°40 el suelo pulverizado, a efectos de obtener una muestra representativa (del suelo pasante) de 200gr aproximadamente.
- 3- Colocar el suelo en un recipiente de porcelana, añadir una pequeña cantidad de agua y mezclar cuidadosamente hasta obtener un color uniforme. Una vez que la masa es homogénea se coloca parte de ella en la cazuela del aparato de Casagrande.
- 4- A continuación, se debe emparejar la superficie de la pasta de suelo cuidadosamente con una espátula, y mediante el uso de la herramienta ranuradora, cortar una ranura clara, recta, que separe completamente la masa de suelos en dos partes. La mayor profundidad del suelo en la pasta deberá ser aproximadamente igual a la altura de la cabeza de la herramienta patrón.
- 5- Se monta la cazuela en el aparato y se da vuelta a la manivela a razón de dos golpes por segundo hasta que las paredes del surco se unan en su base en longitud de media pulgada (12 mm).
- 6- Si el número de golpes es mayor de 40 o menor de 10 se desecha la muestra y se añade suelo seco o agua a la masa y se comienza con el punto 3 otra vez.
- 7- Cuando el número de golpes es válido, se toma una muestra de suelo de la zona en donde se cerró la ranura para determinar el contenido de humedad (tan grande como sea posible y cercana a los 40 gr.).
- 8- En general es más sencillo comenzar el ensayo por la zona de mayor N° de golpes (menos fluida), para luego ir aumentando el % de humedad, incorporándole agua a la mezcla y por ende se va disminuyendo el n° de golpes necesario para unir 12 mm la ranura.
- 9- Cuando se haya tomado al menos una muestra de más de 25 golpes y otra con menos de 25 golpes se da por terminado el ensayo. No deben descartarse otras determinaciones intermedias que hubieran sido necesarias realizar. Por ejemplo si se está tratando de bajar el N° de golpes y las dos primeras han sido mayores de 25, ambas deben tenerse en cuenta, intentarse otra tercera menor de 25.

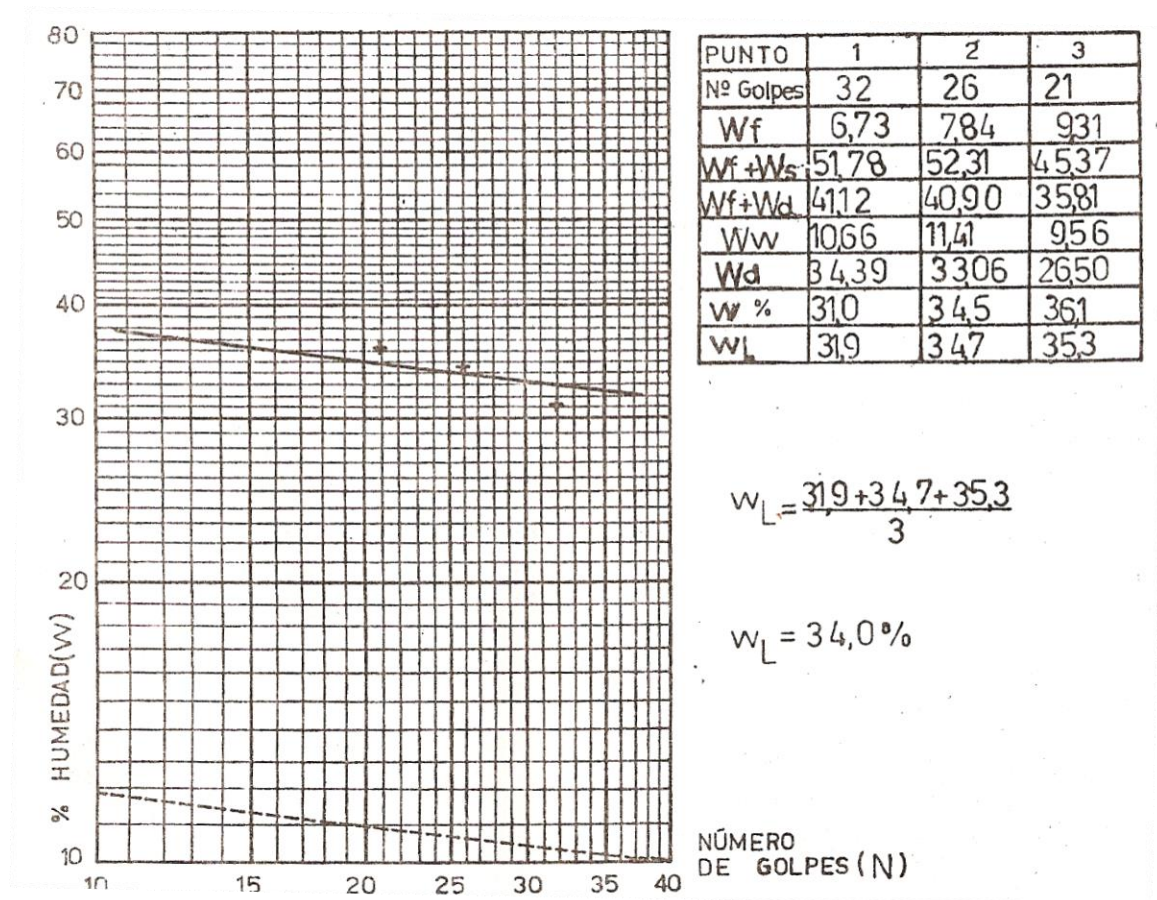


- 10- Después de dejar las muestras 24 horas secando, se volverán a pesar, se determinarán sus pesos secos y se calcularán sus humedades.

### Cálculos

- 1- Calcular los contenidos de humedad.
- 2- Dibujar en un papel doble logarítmico o en un formato igual o similar al recomendado en esta guía, los puntos correspondientes a cada ensayo y trazar una recta paralela a la de trazos que mejor compense a todos los puntos.
- 3- Otra forma es trazar por cada punto la paralela a la recta de trazos y promediar los valores de ordenadas encontrados donde las paralelas interceptan a la vertical de 25 golpes.
- 4- Puede calcularse aritméticamente a partir de la ecuación (4-1).

### Ejemplo:



## **ENSAYO N°5: LÍMITE PLÁSTICO**

El límite plástico se ha definido arbitrariamente como el contenido de humedad del suelo al cual un cilindro o bastoncito se rompe o resquebraja, cuando se enrolla a un diámetro de 3mm. o aproximadamente 3 mm. Esta prueba es bastante más subjetiva que el ensayo de límite líquido, pues la definición del resquebrajamiento del cilindro de suelo, así como del diámetro de 3 mm están sujetas a la interpretación del operador.

El diámetro puede establecerse por comparación con un alambre común del mismo diámetro. Se ha encontrado que los valores del límite plástico pueden reproducirse, sobre el mismo suelo, por diferentes laboratoristas, dentro de un rango del 1 al 3%.

### **Procedimiento**

Se ensayará una muestra del mismo suelo utilizado para el límite líquido, según las siguientes operaciones:

1. Tomar 20 gr aproximadamente de suelo (Preferiblemente de la masa sobrante del límite líquido)
2. Amasar hasta que se pueda formar una bola o elipsoide de suelo sin que se pegue demasiado a los dedos.
3. Rolar el suelo con los dedos sobre una placa de vidrio o sobre un pedazo de papel, colocado a su vez sobre una superficie lisa, con presión suficiente para moldearlo en forma de cilindro o hilo de diámetro uniforme. (Es conveniente que la longitud del cilindro no sobrepase los 3 o 4 cm).
4. Si al llegar, el cilindro, al diámetro de unos 3 mm no se ha agrietado, se vuelve a hacer una bola de suelo y se repite el proceso hasta que se desmorone o agriete, precisamente con dicho diámetro.

Los suelos de muy baja plasticidad son una excepción, debido a la dificultad de construir la bola o elipsoide inicial o posteriores. Es necesario comenzar, con los cilindritos de casi 3 mm. Una manera práctica, es extender la masa de suelo sobre la superficie lisa y ayudado por la espátula extenderla de forma que tenga un espesor de solo 4 mm. Posteriormente se va cortando y separando con la espátula lonjas de 4 mm, a las cuales se las rola suavemente tratando de construir el cilindrito de 3 mm. En aquellos suelos donde no es posible determinar el límite plástico (arena o limos arenosos) se los define como: no plásticos.

5. Colocar los cilindros así obtenemos en un pesafiltro continuando el procedimiento hasta obtener una cantidad suficiente de bastoncitos (10 gr). El pesafiltro se mantendrá cerrado mientras se preparan los cilindritos, a fin de conservar la humedad de la muestra.
6. Pesar el pesafiltro y anotar en el casillero correspondiente (figura 5.1) se tara y el peso obtenido, llevarlo a estufa. Es imprescindible destapar el pesafiltro al ponerlo en la estufa. (El peso de la tara incluye a la tapa).
7. Dejar secar el suelo durante 24 horas y luego pesar nuevamente.

### **Cálculos**

1. Límite plástico:

$$W_p = \frac{W_w}{W_d} \times 100$$

$W_p$  = Límite plástico

$W_w$  = peso del agua

$W_d$  = peso del suelo seco

2. El índice de plasticidad es la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico:

$$I_p = W_L - W_p$$

PUNTO N°	1	2	3
$W_f$	31	578	63
$W_f$	8,51	13,18	12,71
$W_f + W_s$	20,63	22,91	25,15
$W_f + W_d$	18,13	20,98	22,61
$W_w$	2,5	1,93	2,54
$W_d$	9,62	7,8	9,9
$W_p$	26	24,7	25,7

#### Índice de plasticidad

$$Ip = W_L - W_p$$

$$Ip = 340 - 25,5$$

$$Ip = 8,5$$

### **Anexo: Determinación del encogimiento lineal (método de la cánula)**

En arcillas o limos poco plásticos, suelen existir algunas dificultades de tipo operacional, en la obtención de los límites líquido y plástico. Indirectamente, a través de la determinación del encogimiento lineal, es posible obtener el índice de plasticidad ( $I_p$ ). Por lo tanto, el ensayo es de valor, al indicar las propiedades plásticas de los suelos que tienen bajos contenidos de arcilla.

#### Procedimiento

1. Se trabaja con un molde de las dimensiones indicadas en la Fig. 5.2, el cual debe estar perfectamente limpio. Se aplica, luego una fina lamina de grasa, a sus paredes internas para impedir que el suelo se adhiera al molde.
  2. Se toma una muestra de suelo que pase el Tamiz N°40 y que pese aproximadamente unos 150 gr. Se mezcla con agua, hasta que la masa se transforme en una pasta homogénea con un contenido de humedad que se aproxime al Límite Líquido del suelo.
  3. La mezcla de agua y suelo será colocada en el molde de modo que salga apenas por los costados del molde. El molde será luego agitado levemente para remover cualquier burbuja de aire que hubiere en el interior de pastón. Luego será nivelado en su parte superior utilizando una espátula. Todo el suelo que se adhiere al borde superior, será removido con un trapo húmedo.
  4. El molde se coloca de manera que la mezcla pueda secarse al aire lentamente, hasta que el suelo se haya encogido y despegado de las paredes del molde, completándose el proceso en la estufa a una temperatura de 60 a 65°C hasta que el encogimiento termine y luego a 105 a 110°C hasta el secado total.
  5. El molde y el suelo se enfrían, y se toma la lectura del largo de la barra de suelo. Si la muestra se ha tornado curva durante el proceso de secado, será extraída lentamente del molde, y serán medidas las superficies superior e inferior del suelo. El promedio de estos dos largos se toma como el largo de la muestra.
- Si la muestra se rompe durante el proceso de secado, tal que haga dificultosa la medición, se repite el ensayo secando más lentamente.

### Cálculos:

El encogimiento lineal del suelo será calculado como el % del largo original de la muestra, de la forma:

$$\text{Encogimiento lineal} = 1 - \frac{\text{LARGO DE LA MUESTRA SECA}}{\text{LARGO INICIAL DE LA MUESTRA}} \times 100$$

$$\text{L.S} = \frac{140 \text{ mm} - \text{LARGO SECO}}{140 \text{ mm}} \times 100$$

Existe una relación entre L.S y el índice de Plasticidad de los suelos poco plásticos, expresada como:

$$I_p = 2,13 \text{ L.S}$$

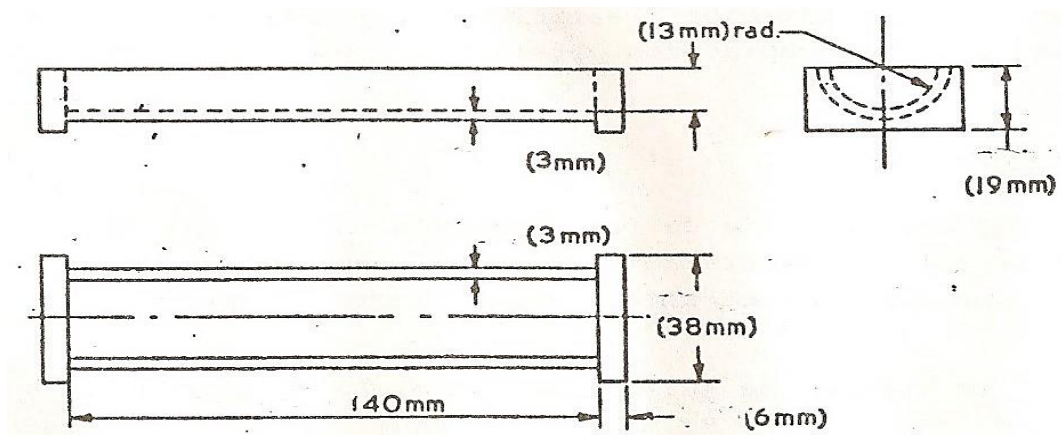


FIG. 5.2.-

## ENSAYO N° 6: LÍMITE DE CONTRACCIÓN

Al irse desecando una muestra de suelo se va comprimiendo, reduciéndose su volumen por la acción de las fuerzas capilares que van aumentando al disminuir la dimensión de los poros y expulsar agua. Este fenómeno es muy visible en el barro arcilloso seco, que queda cuarteado con grietas profundas. Si el proceso continúa, llega un momento en que las fuerzas capilares se ven contrarrestadas por la reacción de las partículas de suelos; la desecación prosigue pero no habrá reducción de volumen. Al contenido de humedad en este momento se le llama límite de contracción o retracción ( $W_s$ ).

Para determinarlo se tiene en cuenta que, en el momento de cesar la retracción, el suelo tiene todos sus poros todavía prácticamente llenos de agua. Por lo tanto, basta averiguar el volumen de poros en dicho instante para poder calcular la cantidad de agua correspondiente. Pero, además, como por definición este volumen ha de ser el mismo que el de los poros del suelo completamente desecado, basta hallar la porosidad de un terrón del suelo secado.

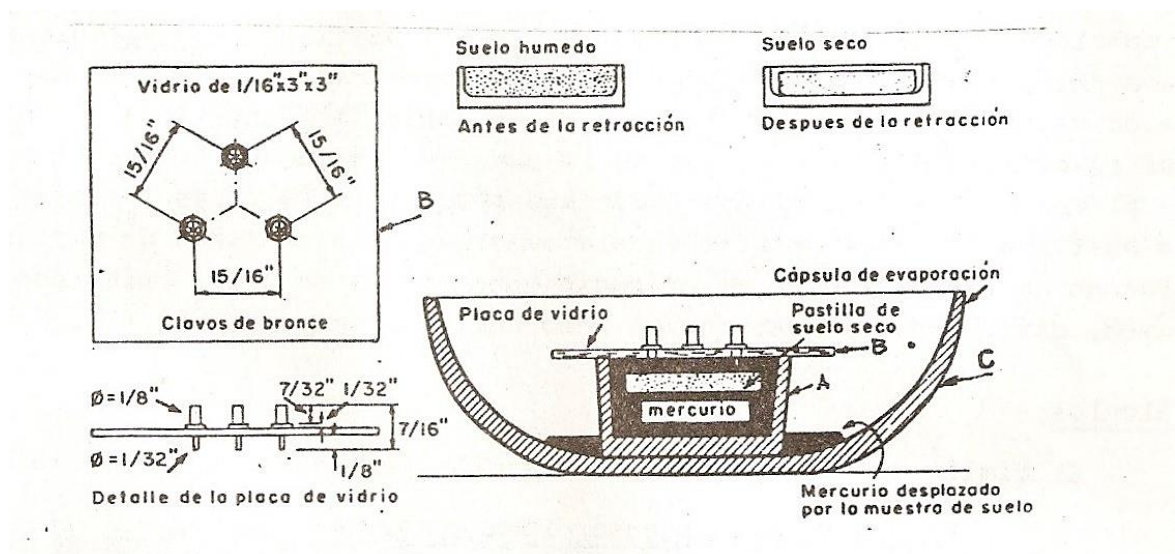


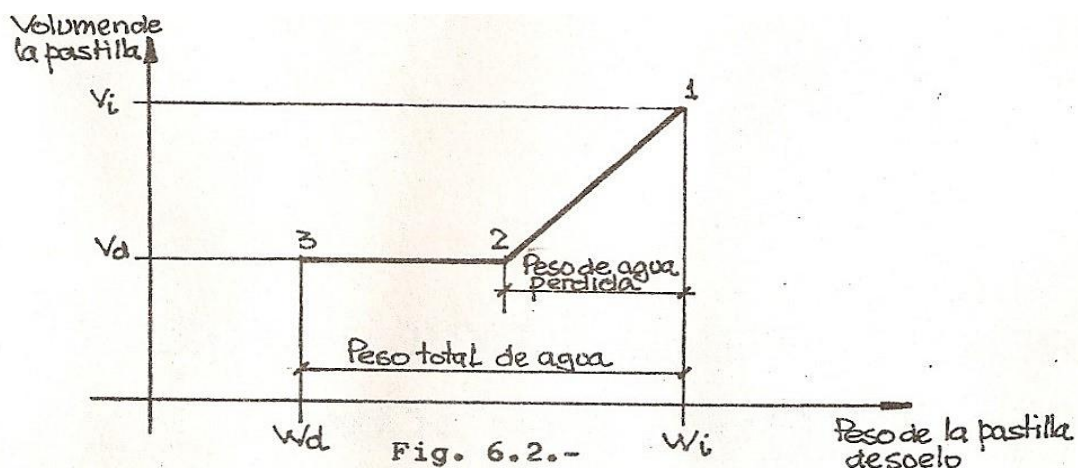
FIG. 6.1.-

Se puede interpretar con mayor claridad este fenómeno si se construye un gráfico en el que figure, en abscisas el peso de la pastilla de suelo y en ordenadas el volumen de la pastilla (fig.6.2). El proceso de secado originará dos tramos rectos como el de la fig.6.2.

Así la relación entre peso y el volumen de la pastilla, para humedades superiores al límite de contracción  $w_s$  (Punto 2), podrá ser representada por una recta a  $45^\circ$ , si se dibujan las escalas con el mismo módulo de modo que el segmento que representa 1 gr. sea el mismo que representa  $1 \text{ cm}^3$  en la otra coordenada.

El punto 2 representa el Límite de Contracción del suelo, obtenido sacándolo desde las condiciones iniciales (Punto 1).

Al proseguir el secado hasta el secado total (Punto 3) ya no hay prácticamente variación volumétrica. En realidad, la curva de secado no presenta un quiebre brusco en el Punto 2, sino una transición gradual.



## Procedimiento

Para llevar a cabo el ensayo se amasa una pequeña cantidad de suelo con una proporción de agua igual o ligeramente superior al Límite Líquido. Se llena con este material una cápsula de volumen y peso conocidos (Ver Fig. 6.1).

Al peso de la pasta necesario para rellenarla, lo llamaremos  $w_i$  (Peso inicial).

Desecamos luego la pasta de suelo y la pesamos, sea su peso  $w_d$  (Peso seco).

A continuación, se determina el volumen de la pastilla seca  $v_d$  (volumen seco).

Para ello se enrasa un recipiente (A) con mercurio, cubriéndolo con una placa de vidrio de tres patas (B). Luego se deposita la pastilla de suelo sobre la superficie del mercurio, y se la sumerge presionándola con las patas de la placa (B), hasta que ésta quede ajustada sobre (A). Las patas impiden que la pastilla se ladee, manteniéndola sumergida. La cantidad de mercurio desplazado de (A) se recoge en el recipiente (C), y se pesa, calculando su Volumen, dividiendo el peso por el peso unitario del mercurio (13,56).

Cálculos:

El límite de retracción o contracción, entonces, queda definido como:

$$W_s = \frac{\text{Peso del agua al cesar la contraccion}}{\text{Peso del suelo seco}} \times 100$$

o sea:

$$W_s = \frac{\text{Peso total del agua} - \text{Peso del agua perdida durante la disminuci3n del volumen}}{\text{Peso del suelo seco}} \times 100$$

$$w_s = \frac{(w_i - w_d) - (v_i - v_d) \cdot \gamma_w}{w_s} \times 100$$

## **ENSAYO N°7: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

El análisis granulométrico es una manera o forma de determinar las proporciones (todas son relativas al total) de los diferentes tamaños de grano presentes en una masa dada. En la práctica solamente se agrupa los granos del suelo por intervalos de tamaño ya que no es prácticamente posible determinar el tamaño real de cada partícula individual de una masa de suelo.

La metodología para hacer el análisis de distribución granulométrico a realizar en esta práctica es esencialmente el mismo utilizado por la norma ASTM, en el cual se divide el suelo "secado al aire" en fracción superior e inferior al tamiz N° 10.

La cantidad de material con partículas mayores al tamiz N° 10 a ensayar, depende del tamaño máximo presente en la muestra. Según la Norma VN-E7-65 se puede adoptar como criterio general el siguiente:

$$w_T = 500 D$$

D= Tamaño máximo en mm.

$w_T$ = Peso total de la muestra.

A continuación, el material superior al Tamiz N° 10 se hace pasar por una serie de Tamices. (Ver Práctica en Tecnología de los Materiales).

El material inferior al Tamiz N° 10 se analiza combinando:

- Método del hidrómetro en las partículas inferiores a 0,2 mm.
- Tamizado, o Método mecánico, previo lavado sobre Tamiz N° 200.

### **1.- Tamizado**

Es el método más adecuado, para separar por tamaños las partículas gruesas (gravas y arenas).

Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaño desde 106 mm (4,24") en la serie más gruesa hasta el número 400 (0,036 mm) en la serie correspondiente a suelo fino. La Tabla 7-1 presenta una lista conjunta de los tamices disponibles, comúnmente, con la correspondiente abertura de malla, El Tamiz N° 200 (0,075 mm) es el tamiz más pequeño en la práctica. Para mallas de tamaño inferior al de este tamiz, es difícil permitir el paso libre del agua. El suelo, por supuesto, provee generalmente más resistencia que el agua al tamizado; por consiguiente, los tamices de malla más pequeña que el número 200 son más interesantes desde el punto de vista académico que desde el práctico.

El tamizado consiste en pasar una cantidad de suelo a través de una serie de tamices de abertura de malla progresivamente más pequeña desde arriba hacia el fondo. La cantidad de suelo retenido en un tamiz dado de la serie se denomina: Peso retenido en el tamiz N° (n) y contendrá solamente a aquellos granos de tamaño superior a la abertura de la malla. De hecho, esta operación solo separa una porción de suelo entre dos tamaños: el indicado por el tamiz en consideración y el tamaño del que estaba inmediatamente superior, o sea, los separa por rango de tamaño.

Si los tamices ubicados arriba del tamiz en consideración han retenido suelo, el % retenido referido al peso total de suelo, será igual a la relación entre la suma de los retenidos por él y los tamices de mayor abertura dividida por el peso total.



$$\% \text{ retenido por } T.N^{\circ}(n) = \frac{\text{Peso retenido en tamices de malla superior a } (n)}{\text{Peso total}} \times 100$$

$$\% \text{ pasante } T.N^{\circ}(n) \text{ ó } [\% \text{ de partículas de diámetro inferior que el indicado } (n)] \\ = 100 - \% \text{ retenido } T.N^{\circ}(n)$$

$$\% \text{ de partículas de tamaño inferior} = \frac{\text{Peso de partículas de diam.inferior}}{\text{Peso total}} \times 100 \quad (7-1)$$

**TABLA 7-1.-**

Designación de Tamices * (IRAM 1501 - 1976)		Entre Paréntesis antigua denominación del tamiz o S/A.S.T.M.	
IRAM 106	mm (4.24")	IRAM 2.80	mm (N° 7)
IRAM 100	mm (4")	IRAM 2.36	mm (N° 8)
IRAM 90	mm (3½")	IRAM 2.00	mm (N° 10)
IRAM 75	mm (3")	IRAM 1.70	mm (N° 12)
IRAM 63	mm (2½")	IRAM 1.40	mm (N° 14)
IRAM 53	mm (2.12")	IRAM 1.18	mm (N° 16)
IRAM 50	mm (2")	IRAM 1.00	mm (N° 18)
IRAM 45	mm (1 3/4")	IRAM 850	µm (N° 20)
IRAM 37.5	mm (1½")	IRAM 710	µm (N° 25)
IRAM 31.5	mm (1 1/4")	IRAM 600	µm (N° 30)
IRAM 26.5	mm (1.06")	IRAM 500	µm (N° 35)
IRAM 25.0	mm (1")	IRAM 425	µm (N° 40)
IRAM 22.4	mm (7/8")	IRAM 355	µm (N° 45)
IRAM 19.0	mm (3/4")	IRAM 300	µm (N° 50)
IRAM 16.0	mm (5/8")	IRAM 250	µm (N° 60)
IRAM 13.2	mm (0.530")	IRAM 212	µm (N° 70)
IRAM 12.5	mm (½")	IRAM 180	µm (N° 80)
IRAM 11.2	mm (7/16")	IRAM 150	µm (N° 100)
IRAM 9.5	mm (3/8")	IRAM 125	µm (N° 120)
IRAM 8.0	mm (5/16")	IRAM 106	µm (N° 140)
IRAM 6.7	mm (0.265")	IRAM 90	µm (N° 170)
IRAM 6.3	mm (N° 3)	IRAM 75	µm (N° 200)
IRAM 5.6	mm (N° 3½)	IRAM 63	µm (N° 230)
IRAM 4.75	mm (N° 4)	IRAM 53	µm (N° 270)
IRAM 4.00	mm (N° 5)	IRAM 45	µm (N° 325)
IRAM 3.35	mm (N° 6)	IRAM 36	µm (N° 400)

Los resultados del análisis granulométrico de los suelos se representan en gráficos, en los cuales en abscisas se llevan los diámetros de las partículas en mm y en ordenadas el tanto por ciento de partículas de diámetro inferior al considerado ó % pasante.

Si las abscisas se representan en escala natural, se obtiene una curva del tipo de la figura 7-1. En ella, las fracciones finas se encuentran representadas en un espacio muy pequeño y su aplicación es muy difícil mientras que la participación de las fracciones gruesas se encuentra exagerada. Es mucho más conveniente usar en abscisas, una escala logarítmica (7-2) de modo que de dar mayor peso a los tamaños pequeños. Así por ejemplo entre una partícula de 0,001 mm y otra de 0,01 mm encontramos una gran diversidad de tamaños que van desde arcillas a limos. En cambio, entre dos partículas 0,20 a 0,21 mm respectivamente, la diversidad de propiedades es imperceptible.



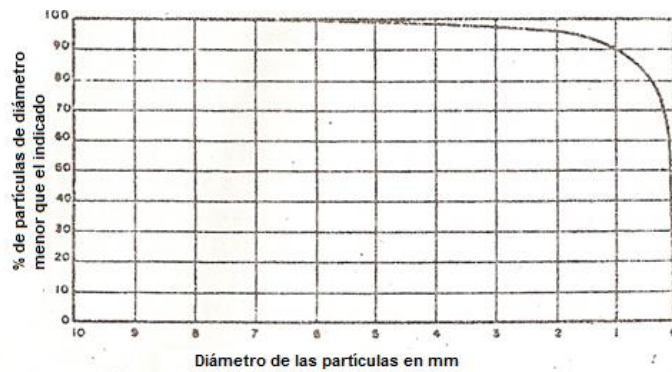


Fig. 7-1

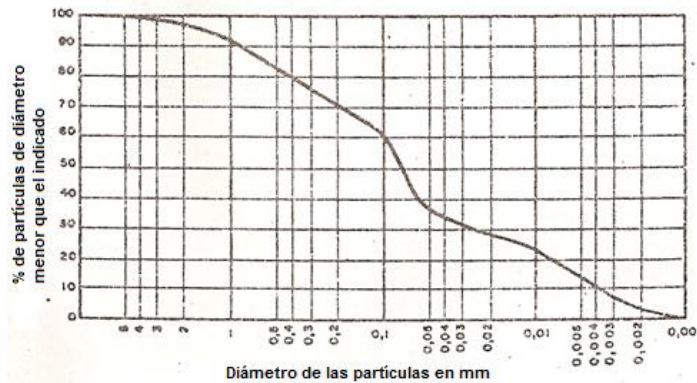


Fig. 7-2

## 2. Método del Hidrómetro

El análisis de hidrómetro es un método ampliamente utilizado para obtener una estimación de la distribución granulométrica de suelos cuyas partículas se encuentran desde el tamiz N° 200 (0,075 mm) hasta alrededor de 0,001 mm. Los datos se presentan también en un gráfico semilogarítmico de porcentaje de material más fino contra diámetro de los granos y puede combinarse con los datos obtenidos en el análisis mecánico del material retenido, o sea mayor que el tamiz N° 200 (u otro tamaño cualquiera).

El principal objetivo del análisis de hidrómetro es obtener el porcentaje de arcilla (porcentaje más fino que 0,002 mm): Cuando más del 12% del material pasa a través del tamiz N°200 la curva de distribución granulométrica no se utiliza como criterio, dentro de ningún sistema de clasificación de suelos y no existe ningún tipo de conducta particular del material que dependa intrínsecamente de la forma de dicha curva. La conducta de la fracción de suelo cohesivo depende principalmente del tipo de porcentaje de arcilla presente en el suelo, de su historia geológica y del contenido de humedad; más que la distribución misma de los tamaños de partícula.

El problema a resolver en este método es calcular:

- 1° Diámetro de las partículas.
- 2° Porcentaje de partículas inferiores a los diferentes diámetros.

### 2.1.- Cálculo de los diámetros.

El análisis del hidrómetro utiliza la relación entre la velocidad de caída de esferas en un fluido, el diámetro de la esfera, el peso específico tanto de la esfera como del fluido, y la viscosidad del fluido,

en la forma expresada por el físico inglés G.G. Stokes (ca. 1850) en la ecuación conocida como la Ley de Stokes:

$$v = \frac{2(\gamma_s - \gamma_u)}{9\eta} \left(\frac{D}{2}\right)^2 \quad (7-2)$$

Dónde:

$v$  = velocidad de caída de la esfera, cm/s.

$\gamma_s$  = peso específico de la esfera (peso específico = densidad x  $g$  = masa/unidad de volumen x gravedad = g/cm<sup>3</sup> en el sistema cgs).

$\gamma_u$  = peso específico del fluido.

$\eta$  = viscosidad absoluta, o dinámica del fluido, dinas x segundo sobre cm<sup>2</sup>. (o g/cm.s)

$D$  = diámetro de la esfera, cm.

$g = 980.7 \text{ cm/s}^2$

1 g = 980.7 dinas

Al resolver la ecuación 7-2 para  $D$  utilizando el peso específico del agua, se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{18 \cdot \eta \cdot v}{\gamma_s - \gamma_u}} \text{ cm} \quad (7-3)$$

El rango de los diámetros  $D$  de partículas de suelo para los cuales esta ecuación es válida, es aproximadamente:

$$0,0002 \text{ mm} \leq D \leq 0,2 \text{ mm}$$

Pues los granos mayores causan excesiva turbulencia en el fluido y los granos muy pequeños están sujetos a movimientos del tipo Browniano (por ejemplo, sujetos a fuerza de atracción y repulsión entre partículas).

Obviamente, para resolver la ecuación (7-3) es necesario obtener el término velocidad  $v$ , conocer los valores correctos de  $\gamma_s$  y  $\gamma_u$  y tener acceso a la tabla de viscosidad del agua. Como el peso específico del agua y su viscosidad varían con la temperatura, es evidente que esta variable debe ser considerada.

Al mezclar una cantidad de suelo con agua y un pequeño contenido de un agente dispersante hasta formar una solución de 1000 cm<sup>3</sup>, se obtiene una solución con una gravedad específica ligeramente mayor que 1,000 (ya que  $G$  del agua destilada es 1,000 a 4°C).

El agente dispersante (también llamado defloculante) se añade a la solución para neutralizar las cargas sobre las partículas más pequeñas de suelo, que a menudo tienen carga negativa. Con orientación adecuada, estos granos cargados eléctricamente se atraen entre sí con fuerza suficiente para permanecer unidos, creando así unidades mayores que funcionan como partículas. De acuerdo con la ley de Stokes, estas partículas mayores sedimentarán más rápidamente que las partículas aisladas. El hexa-metafosfato de sodio, también llamado metafosfato ( $\text{NaPO}_3$ ), y el silicato de sodio o vidrio líquido ( $\text{Na}_3\text{SiO}_3$ ), son dos materiales usados muy a menudo como agentes dispersores para neutralizar la carga eléctrica de las partículas de suelo. Una cantidad de 125 cm<sup>3</sup> de solución al 4% de hexa-metafosfato de sodio en los 1000 cm<sup>3</sup> de suspensión de agua-suelo se han considerado en general adecuados. Si la suspensión de suelo-agua se aclara en un tiempo muy corto - en 2 ó 3 horas, por ejemplo - la cantidad de agentes dispersante deberá ser mayor o utilizarse un tipo diferente, pues un suelo con calidad apreciable de partículas de tamaño de arcillas permanecería muy turbio (apariencia de barro) por varios días.

El meta fosfato de sodio produce una solución ácida (torna azul los papeles utilizados para determinar acidez) y por consiguiente se podría esperar una mayor eficacia como agente dispersivo en suelo alcalinos. El silicato de sodio, por otra parte, produce una solución alcalina (torna rosado al papel utilizado para medir acidez) y debería ser más eficiente en suelos ácidos o suelos cuyo pH es menor de 7. La mayoría de las arcillas son "alcalinas". La presencia de cierta sal u otras impurezas, sin embargo, puede crear una condición "ácida". Para ser estrictos se deberá determinar el pH de la solución antes de utilizar arbitrariamente algún agente dispersivo.

El hidrómetro más usado comúnmente es el tipo 152H (designado por la norma ASTM) y está calibrado para leer: gramos de suelo de un valor de  $G_s = 2.65$  en  $1000 \text{ cm}^3$  de suspensión siempre que no haya más de 60 g de suelo en la solución. La lectura por consiguiente está directamente relacionada con la gravedad específica de la solución. Esta calibración particular del hidrómetro es una ayuda considerable, como se verá a continuación. Por esta razón este tipo de hidrómetro se utiliza muy ampliamente, a pesar de existir otros tipos de hidrómetros que pueden ser leídos en términos de la gravedad específica de la solución suelo-agua.

El hidrómetro determina la gravedad específica de la suspensión agua-suelo en el centro del bulbo (referirse a la Fig. 7-3). Todas las partículas de mayor tamaño que aquellas que se encuentren aún en suspensión en la zona mostrada como L (la distancia entre el centro de volumen del bulbo y la superficie del agua) habrán caído por debajo de la profundidad del centro de volumen del hidrómetro. Además, es obvio que como el hidrómetro tiene un peso constante a medida que disminuye la gravedad específica de la suspensión, el hidrómetro se hundirá más adentro de la suspensión (aumentando así la distancia L).

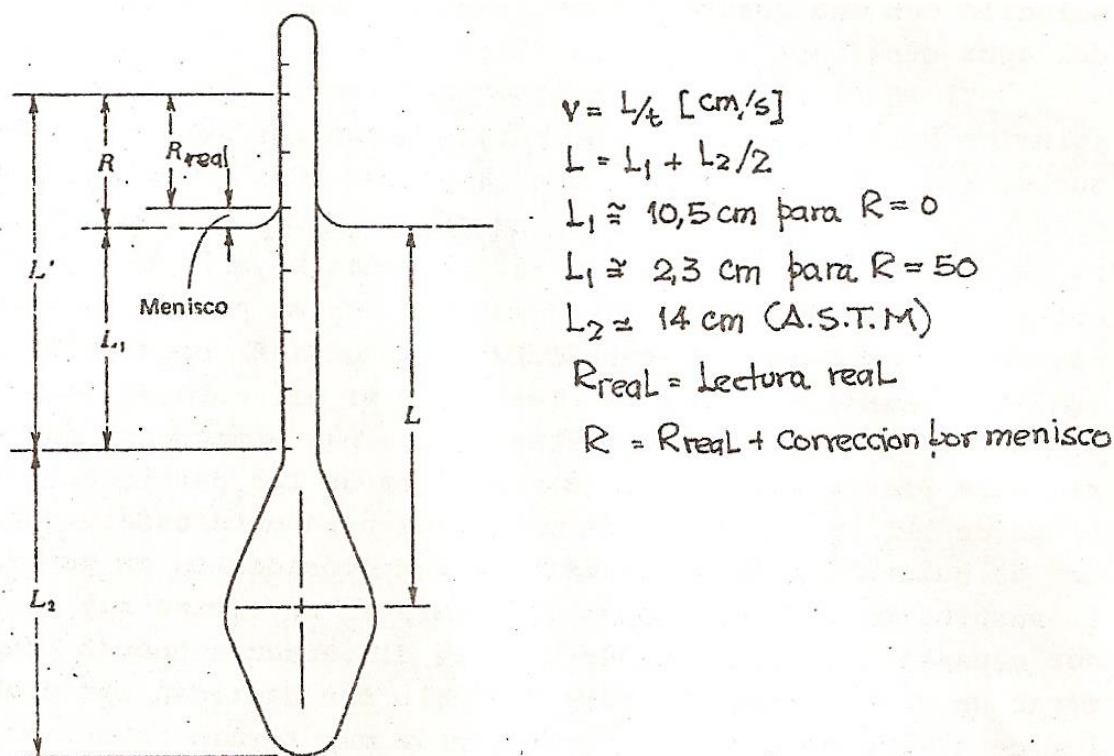


Fig. 7-3.-

Como  $L$  representa la distancia de caída de las partículas en un intervalo de tiempo dado  $t$ , y la velocidad se puede definir en la ec. (7-3) como la distancia dividida por el tiempo, es evidente que la velocidad de caída de la partícula es:

$$v = \frac{L}{t}$$

Por consiguiente, es necesario encontrar la profundidad  $L$  correspondiente a algún tiempo transcurrido  $t$  de forma que se pueda determinar la velocidad necesaria para utilizar en la ecuación de Stokes.

Para encontrar  $L$ , es necesario media la distancia  $L_2$  y varios valores de la distancia variable  $L_1$  (refiérase a la Fig. 7-3) utilizando una regla graduada.

A continuación, se puede calcular la longitud  $L$ , de la siguiente forma:

$$L = L_1 + \frac{1}{2}L_2 \quad (7-4)$$

Como el hidrómetro 152H tiene dimensiones razonablemente estandarizadas, los valores de  $L$  pueden obtenerse una sola vez, como se muestra en la Tabla 7-5. Tomando también en consideración que la suspensión de suelo-agua se eleva cierta cantidad cuando el hidrómetro se coloca en el cilindro de sedimentación.

La lectura del hidrómetro debe ser corregida para su utilización en la ec. 7-4 por el error de menisco (en una suspensión turbia, es necesario leer en la parte superior del menisco). La razón para sólo tener en cuenta la lectura real de la distancia  $L$ , que las partículas han recorrido, es independiente de la temperatura, gravedad específica de la solución, o cualquier otro tipo de variable.

Cuando se trata de realizar cálculos, la ec. 7-3 se reescribe comúnmente utilizando  $L$  en cm y  $t$  en minutos para obtener  $D$  en mm como sigue:

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{980 (G_s - G_w) t}} \frac{L}{t} \quad (7-5)$$

Que puede a su vez ser simplificada de la siguiente forma:

$$D = K \sqrt{\frac{L}{t}} \text{ mm} \quad (7-5)$$

Como todas las variables, menos  $L/t$  son independientes del problema excepto por la temperatura de la suspensión y la gravedad específica de las partículas, es posible evaluar  $K = f(T, G_s)$  de una sola vez, como se muestra en la tabla 7-4.

## 2.2.- Cálculo del porcentaje de partículas más finas que un tamaño dado:

Si se conoce el diámetro de la partícula y el porcentaje de suelo que aún permanece en suspensión – el cual es en este caso el porcentaje de material más fino- se tiene suficiente información para dibujar la curva de granulometría.

El porcentaje más fino o tamaño inferior a diámetro dado, se relaciona directamente con la lectura de hidrómetro de tipo 152H ya que la lectura proporciona los gramos de suelo que aún se encuentran en suspensión, si la gravedad específica de suelo es de  $2,65 \text{ g/cm}^3$  y el agua se encuentra a una densidad de  $1,00 \text{ g/cm}^3$ . El agente dispersante tendrá algún efecto sobre el agua y, adicionalmente la temperatura del ensayo deberá ser cercana a  $20^\circ\text{C}$  y la  $G_s$  de los granos de suelo seguramente no será de 2,65; por consiguiente, se necesita corregir la lectura real del hidrómetro para obtener la "lectura" correcta de los gramos de suelo todavía en suspensión en cualquier instante del ensayo.

a) Corrección de cero: (Impurezas del dispersante)  $C_o$

El efecto de las impurezas en el agua y del agente dispersor sobre las lecturas del hidrómetro se puede obtener utilizando un cilindro de sedimentación de agua de la misma fuente y con la misma cantidad de agente dispersivo que se utilizó al hacer la suspensión agua-suelo y así obtener la "corrección de cero". Este cilindro de agua debe tenerse a la misma temperatura a la cual se encuentra la solución de suelo. Una lectura de menos de cero en el jarro o cilindro patrón de agua se registra como un valor negativo. Una lectura entre 0 y 60 se registra como un valor positivo. Todas las lecturas se deben tomar desde la parte superior del menisco en ambos cilindros tanto el patrón (con agua clara) como el que contiene la suspensión de suelo-agua (agua turbia).

b) Corrección por temperatura: ( $C_T$ )

La temperatura se puede mantener como una variable de un solo valor, utilizando un baño de agua de temperatura controlada (si existe la disponibilidad) pero esto es más una conveniencia que una necesidad.

Si la temperatura es demasiado alta en ambos cilindros –el que contiene el suelo y el patrón– la densidad del agua será igualmente menor y el hundimiento del hidrómetro será el mismo por ese concepto. Si ambos cilindros tienen la misma temperatura el efecto será igual; por consiguiente, es posible obtener en la Tabla 7-2 una corrección única de temperatura para utilizar en la suspensión agua-suelo. Como la corrección de cero es ( $\pm$ ) y la corrección de temperatura es también ( $\pm$ ) con el signo que indique la tabla 7-2.

La lectura corregida del hidrómetro para granos de suelo en suspensión se calcula como:

$$R_c = R_{real} \pm C_o \pm C_T \quad (7-7)$$

c) Corrección por gravedad específica (a).

Una vez corregida la lectura del hidrómetro (sin incluir el hecho de que la gravedad específica de los sólidos puede diferir de 2,65), el porcentaje de material más fino puede calcularse por simple proporción (si  $G_s=2,65$ ) como: (Ver ecuación 7-1)

$$\text{Porcentaje de tamaño inferior} = \frac{\text{Peso de partículas de diámetro inferior}}{\text{Peso Total}} * 100 = \frac{R_c}{W_d} * 100$$

Dónde:  $R_c$  = gramos de suelo en suspensión en un tiempo  $t$  dado (lectura corregida del hidrómetro utilizando la ec. 7-7)

$W_d$  = peso original de suelo colocado en la suspensión, g.

Si  $G_s$  no es igual a 2,65 es posible calcular una constante  $a$  que tenga en cuenta la distinta gravedad específica, de modo que la ecuación 7-8, cuando  $G_s \neq 2,65$ , se calcula como:

$$\% \text{ de tamaño inferior} = \frac{R_c * a}{W_d} * 100 = \frac{(R_{real} \pm C_o \pm C_T) * a}{W_d} * 100 \quad (7-9)$$

En la tabla 7-3 se dan valores típicos para  $a$ .

### 3.- Procedimiento: Esta es una práctica de grupo.

Se utiliza el siguiente procedimiento, siempre que la muestra de suelo tenga entre 80 y 90 % del material menor que el diámetro correspondiente al tamiz N°200. Si la cantidad de la muestra que pase a través del tamiz N°200 es menor y/o se encuentre presente material superior en tamaño al tamiz N°10, se deberá utilizar otro método. Ver (Met. Bowles, Norma IRAM 10515 o Norma DNV).

1. Tomar exactamente 50g de suelo (según Norma IRAM 10515) y mezclarlo con 125 ml de solución al 4% de  $NaPO_3$ . Una solución de 4% de metafosfato de sodio puede hacerse mezclando 40g

de material seco con suficiente agua hasta completar 1000ml. La solución debe ser siempre fresca y en ningún caso haber sido preparada con más de un mes de anterioridad. Si se utiliza silicato de sodio (vidrio líquido) como agente dispersante, usar entre 0.5 y 1 ml de solución concentrada con 125ml de agua.

2. Dejar asentar la muestra de suelo cerca de una hora (la ASTM sugiere 16 horas para suelos arcillosos, pero esto generalmente es innecesario).

Transferir la mezcla al vaso de una maquina batidora y añadir agua común hasta llenar 2/3 del vaso. Mezclarlo por espacio de 1 minuto se emplearon

3. Transferir el contenido del vaso de la batidora a un cilindro de sedimentación, teniendo mucho cuidado de no perder material en el proceso. Añadir agua común hasta completar la marca de 1000ml. de cilindro. Preparar el cilindro parón de control con agua común y 125ml de a solución de dispersante al 4% "o a la misma que se utilizó en el paso N° 1. Verificar que la temperatura del agua común sea igual para ambos cilindros, el de sedimentación y el de control.

Tomar un tapón de caucho N° 12 (usar la palma de la mano si no hay un tapón disponible) para tapar la boca del cilindro donde se encuentra la suspensión de suelo y agitarla cuidadosamente por cerca de un minuto. Poner sobre la mesa el cilindro, remover el tapón, inmediatamente insertar el hidrómetro y tomar lectura con los siguientes intervalos de tiempo: 1,2,3 y 4 minutos.

Tomar igualmente lectura del termómetro.

4. Colocar el hidrómetro y el termómetro en el recipiente de control (el cual debe encontrarse a una temperatura que no difiera en más de 1°C del suelo). Tomar una lectura para corrección de menisco en el hidrómetro dentro del cilindro de control.

Es usual dejar el hidrómetro dentro de la solución de suelo durante las primeras dos mediciones, y luego removerlo y volverlo a colocar para cada una de las siguientes mediciones. Sin embargo, e error que se introduce al dejar el hidrómetro metido en la suspensión durante las cuatro mediciones es mínimo. Es necesario evitar en lo posible la agitación de la suspensión cuando se coloca el hidrómetro dentro de ella, colocándolo tan suavemente como para requerir alrededor de 1 segundos en realizar dicha operación.

5. Reemplazar el tapón N° 12, volver a agitar la suspensión y volver a tomar otra serie de medidas a 1,2,3 y 4 min. Repetir tantas veces como se necesite con el fin de obtener dos juegos de mediciones que concuerden a la unidad, en cada una de las cuatro mediciones.

6. Una vez que se haya logrado acuerdo en las medidas (hasta la unidad) se deben tomar medidas adicionales a los siguientes intervalos de tiempo:

8, 15,30,60 minutos, y 2,4,8,16,32,64,96 horas.

Los intervalos sugeridos para tomar mediciones después de dos horas de comenzado el ensayo, son sólo aproximados, ya que en realidad cualquier tiempo sería adecuado siempre y cuando sea tomado con suficiente espaciamiento para permitir una dispersión satisfactoria de los puntos de la gráfica.

Registrar la temperatura de la suspensión suelo agua con una precisión de 1°C para cada medición del hidrómetro.

La práctica puede terminarse antes de las 96 horas a discreción del instructor. Si no se han dado instrucciones especiales para la terminación, el experimento debe continuarse hasta que el tamaño de las partículas D que se encuentran en suspensión sea de orden de 0,001mm (se debe hacer simultáneamente el cálculo)

7. Una vez concluidas las lecturas hidrométricas, todo el contenido de la probeta se lava por el tamiz N° 200 a fin de separar por tamaños las partículas retenidas por este tamiz. Esta operación se ejecuta utilizando agua común hasta tanto el agua que pasa a través del tamiz mantenga su

transparencia. Es necesario que este proceso se realice en sumo cuidado a fin de evitar daños en el tamiz y la pérdida de suelo que eventualmente pueda salpicar fuera del tamiz.

8. Verter cuidadosamente el residuo, con ayuda del agua, en una capsula y permitirle sedimentar por un periodo de tiempo suficiente hasta lograr que el agua en la parte superior sea transparente. Retirar esta agua y colocar la capsula con el suelo en la estufa.

9. Al día siguiente pasar el residuo y tamizar por los tamices N° 40, 60, 100 y 200 determinando por pesadas la cantidad retenida en cada uno de ellos.

#### 4. Cálculos

##### 1. Cálculo de diámetro

Aplicar la corrección de menisco a las lecturas del hidrómetro y entrar en la tabla 6-5 para obtener los valores de L. Si Gs es desconocido (o suministrado por el instructor) , suponer un valor razonable entre 2.68 y 2.74. Hacer una selección tal que impida interpolaciones innecesarias en cualquier superposición. Con Gs y la temperatura del ensayo para cualquier lectura del hidrómetro, entrar a la tabla 7-4 para obtener el valor correspondiente de K.

Con los valores de K, L y el tiempo transcurrido t, para dichas lecturas, calcular los valores para D utilizando la ecuación:

$$D = K \sqrt{\frac{L}{t}}$$

##### 2. Calculo de porcentaje

Utilizando un valor corregido de Rc de la ecuación 7-7 en la ecuación 7-9, calcular el porcentaje de material más fino correspondiente al diámetro de partículas D del paso 1.

$$Rc = R_{real} \pm Co \pm \% \text{tamaño inferior} = \frac{Rc * a}{Wd} * 100$$

##### 3. Calculo tamizado:

Aplicar la ecuación 7-1 de modo:

$$\begin{aligned} \text{porcentaje de tamaño inferior } (x) &= \frac{\text{Peso de partícula de diámetro inferior}}{\text{Peso total}} * 100 \\ &= \frac{\text{Peso total} - \text{peso de partículas retenidas por el tamiz } (x) \text{ y tamices sup}}{\text{Peso total}} * 100 \end{aligned}$$

Por ejemplo:

$$\% \text{ tamaño inferior } TN100 (150\mu m) = \frac{50gr - Ret T40 - Ret T60 - Ret T100}{50gr} * 100$$

Tabla 7-2 Factores de corrección por temperatura CT	
Temp. (°C)	CT
15	-1,10
16	-0,90
17	0,70
18	-0,50
19	-0,30
20	0,00
21	0,20
22	0,40
23	0,70
24	1,00
25	1,30
26	1,65
27	2,00
28	2,50
29	3,05
30	3,80

Tabla 7-3 Factores de corrección $\alpha$ para el peso unitario de sólidos	
Peso unitario de los sólidos del suelo ( $K/cm^3$ )	Factor de corrección $\alpha$
2,85	0,96
2,30	0,97
2,75	0,98
2,70	0,99
2,65	1,00
2,60	1,01
2,55	1,02
2,50	1,04

Tabla 7-4

Valores del  $K$  de la ecuación (7-5) para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas.

Temp. (°C)	PESO UNITARIO DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO ( $g/cm^3$ )							
	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.0151	0.0148	0.0146	0.0144	0.0141	0.0139	0.0137	0.0136
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
18	0.0148	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0131
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131	0.0129
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0126	0.0126
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0125	0.0123
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0122
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122	0.0120
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0119
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119	0.0117
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118	0.0116
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117	0.0115



Tabla 7-5.-

Valores de  $L$  (profundidad efectiva) para usar en la fórmula de Stokes en la determinación de diámetros de partículas con el hidrómetro ASTM 152H.

Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva $L$ (cm)	Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva $L$ (cm)	Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva $L$ (cm)
0	16.3	21	12.9	42	9.4
1	16.1	22	12.7	43	9.2
2	16.0	23	12.5	44	9.1
3	15.8	24	12.4	45	8.9
4	15.6	25	12.2	46	8.8
5	15.5	26	12.0	47	8.6
6	15.3	27	11.9	48	8.4
7	15.2	28	11.7	49	8.3
8	15.0	29	11.5	50	8.1
9	14.8	30	11.4	51	7.9
10	14.7	31	11.2	52	7.8
11	14.5	32	11.1	53	7.6
12	14.3	33	10.9	54	7.4
13	14.2	34	10.7	55	7.3
14	14.0	35	10.5	56	7.1
15	13.8	36	10.4	57	7.0
16	13.7	37	10.2	58	6.8
17	13.5	38	10.1	59	6.6
18	13.3	39	9.9	60	6.5
19	13.2	40	9.7		
20	13.0	41	9.6		

Ejemplo: (ver pag 31).

\*De la línea 1 de la pag 31 (formato típico).

$R_c = R_{real} - \text{corrección de cero} + C_T$  ( $C_T$  de la tabla 7-2 a 22°C).

$$R_c = 49 - 3 + 0.40 = 46.4 \quad a = 0.99$$

$$\text{Porcentaje más fino} = \frac{R_c \cdot a}{W_d} \times 100 = \frac{46.4 \times 0.99}{50.0} \times 100 = 91.9\%.$$

$$L = 8.1 \text{ (de la tabla 7-5 para } R = 50) \quad R = R_{real} + \text{Corrección por menisco} = 49 + 1 = 50$$

$$v = \frac{L}{t} = \frac{8.1}{1} = 8.1.$$

$$K = 0.0131 \text{ (de la Tabla 7-4 usando } \begin{cases} G_s = 2.72 \\ T = 22^\circ \end{cases})$$

$$D = K \sqrt{L/t} = 0.0131 \sqrt{8.1} = 0.037 \text{ mm.}$$

\* De la última línea.

$$R_c = 10 - 3 + 1.0 = 8.0$$

$$\% \text{ de más finos} = 8.0 \times 0.99 \times 100 / 50 = 15.8\%.$$

Hidrómetro corregido por menisco  $R = 10 + 1 = 11$ .

$$L = 14.5 \text{ (Tabla 7-5)}$$

$$K = 0.0127 \text{ (Tabla 7-4).}$$

$$D = 0.0127 \sqrt{14.5 / 2850} = 0.0009 \text{ mm.}$$

Alumno: _____	Ensayo N° 7	Visado
Grupo: _____	Análisis Granulométrico	
Fecha: _____		

Proyecto: Análisis del hidrometro Localización del proyecto: D.N.C.

Perforación N°: — Muestra N°: — Profundidad: — Fecha: 3/4/85.

Descripción del suelo: Arcilla limosa parda

Realizado por: E.R.R.

#### • ANALISIS DEL HIDROMETRO

Hidrometro N°: 152H  $G_s$  de los sólidos: 2,720  $a$ : 0,99

Agente dispersante: NaPO<sub>3</sub> Cantidad: 4% Peso del suelo seco  $W_d$ : 50 gr.

Corrección de cero: +3,0 Corrección del menisco: 1,0

Fecha	Hora de la lectura	Tiempo transcurrido min	Temperatura °C	Lectura real del hidrometro $R_{real}$	Lectura corregida del hidrometro $R_c$	% más fino $R_c \cdot a / W_d$	Hidrometro corregido por menisco $R$	L de la tabla 7-5	L/t	K de la tabla 7-4	Diámetro (mm) $K \sqrt{L/t}$
3-4	P.M. 3:30	1	22°	49	46,4	91,9	50	8,1	8,1	0,0131	0,037
		2		47	44,4	81,9	48	8,4	4,2		0,027
		3		43	40,4	80,0	44	9,1	3,03		0,023
		4		42	39,4	78,0	43	9,2	2,3		0,020
		8		37	34,4	68,1	38	10,1	1,26		0,011
		16		31	28,4	56,2	32	11,1	0,69		0,011
	4:00	30		26	23,4	46,3	27	11,9	0,397		0,0082
	4:30	60		24	21,4	42,4	25	12,2	0,203		0,0059
	5:35	125		21	18,4	36,4	22	12,7	0,102	0,0131	0,0042
	9:06	330	23°	18	15,7	31,1	19	13,2	0,040	0,0127	0,0026
3/5	A.M. 8:00	990	23°	16	13,7	27,1	17	13,5	0,014	0,0127	0,0015
	3:00	1410	24°	14	12,0	23,8	15	13,8	0,0098	0,0127	0,0013
3/6	P.M. 3:00	2850	24°	10	8,0	15,8	11	14,5	0,0051	0,0127	0,0009

$R_c = R_{real} - \text{corrección de cero} + C_t$  % más fino:  $R_c \cdot a / W_d$

$D = K \sqrt{L/t}$

#### • TAMIZADO

Tamiz No	Peso retenido gr.	Peso pasante gr.	% que pasa
4	0,0	50	100
10	0,0	50	100
40	0,5	49,5	99,0
60	0,5	49,0	98,0
100	0,3	48,7	97,4
200	0,3	48,4	96,8

$w_L$ : 34,0  $w_p$ : 25,5  $I_p$ : 8,5

Clasificación Unificada: ML

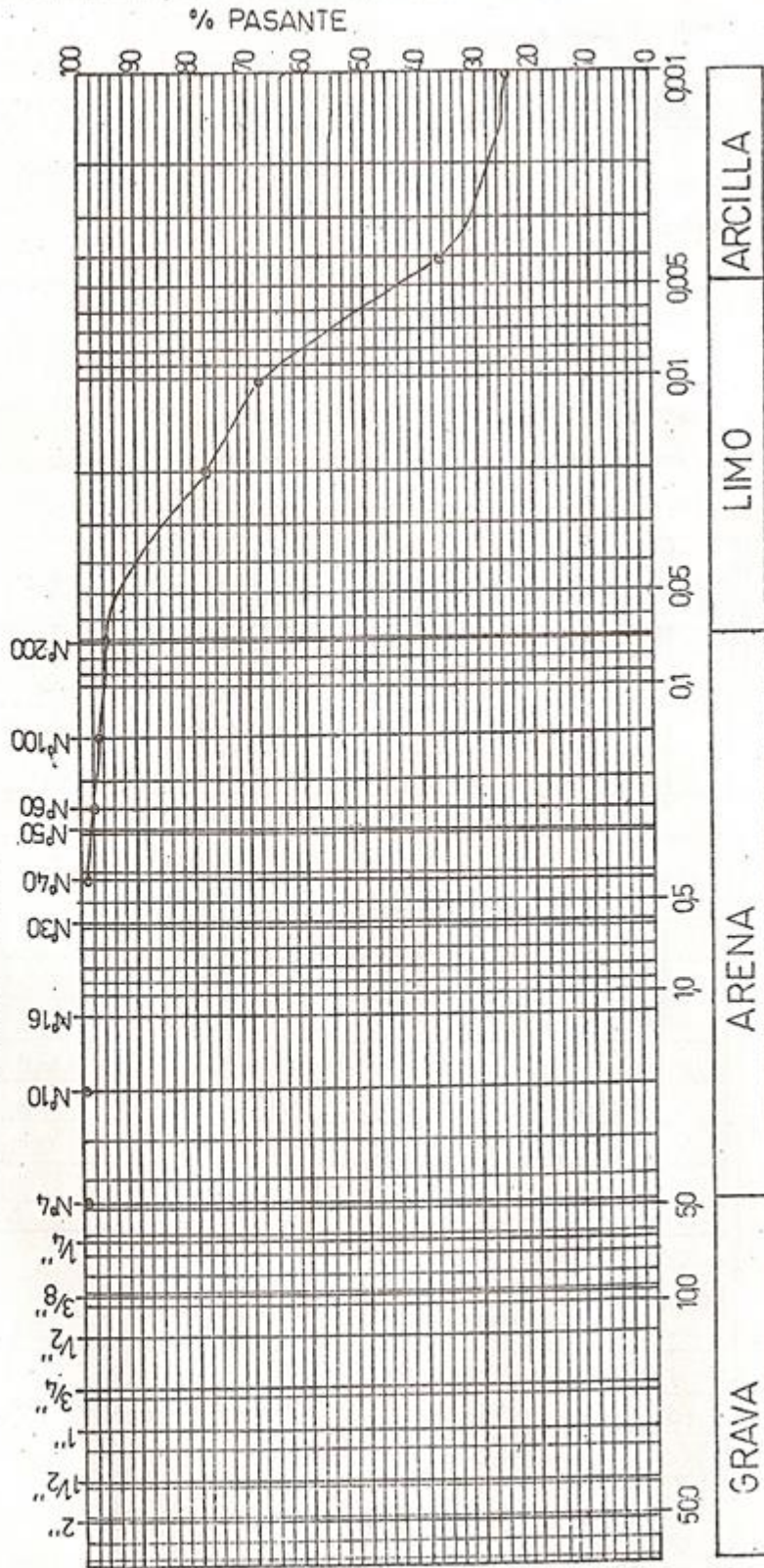


# CURVA GRANULOMETRICA

CLIENTE: \_\_\_\_\_ OBRA: \_\_\_\_\_ FECHA: \_\_\_\_\_

POZO N°: \_\_\_\_\_ MUESTRA N°: \_\_\_\_\_ PROFUNDIDAD: \_\_\_\_\_

TAMICES IRAM.



## **ENSAYO Nº8: CONSOLIDACIÓN**

### **Introducción**

El propósito fundamental del ensayo es determinar ciertos parámetros que se usan para predecir la velocidad y la magnitud del asentamiento de estructuras fundadas sobre materiales finos (limo y arcilla). Así mismo, el ensayo da información acerca de la historia de presiones a que ha sido sometido el suelo.

Los parámetros más importantes que se obtienen del ensayo son:

- a) Coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) que indica el grado de asentamiento del suelo bajo un cierto incremento de carga y vinculado a la velocidad del mismo.
- b) El índice de compresibilidad ( $C_c$ ) que expresa la compresibilidad de la muestra.
- c) La presión de preconsolidación ( $P_c$ ) que indica la máxima presión que ha soportado el suelo en su historia geológica.

Este ensayo está basado en la teoría de la consolidación de Terzaghi, y si bien ha sido desarrollada y los parámetros son válidos para arcillas, se pueden hacer breves consideraciones generales para dar encuadre físico al problema.

Cuando se somete a un suelo a un incremento de presión (carga externa), ocurre un reajuste de la estructura del suelo, produciéndose por lo tanto una reducción de la relación de vacíos, que se manifiesta exteriormente en deformaciones o asentamientos. El tiempo para lograr esta reducción, dependerá de varios factores, entre los cuales se destacan:

1. Grado de saturación.
2. Coeficiente de permeabilidad del suelo.
3. Propiedades del fluido alojado en los poros del suelo.
4. Longitud de la trayectoria que deben recorrer el fluido expulsado hasta encontrar el equilibrio de presiones.

Así, por ejemplo, cuando se carga un suelo seco (arena o arcilla), el proceso de asentamiento se produce repentinamente, pudiéndose explicar que el aire encerrado en los poros tiene poca viscosidad y se comprime fácilmente. Por esta causa, las partículas sólidas no ofrecen ninguna resistencia al flujo hacia afuera del fluido que llena los poros (aire), a medida que los vacíos se reducen. Es decir, el esqueleto del suelo se tensiona inmediatamente de aplicada la carga y por ello se deforma instantáneamente.

Cuando se aplica a un suelo granular (gravas) que se encuentra parcial o completamente saturado, el proceso de deformación con reducción en la relación de vacíos tiene lugar en un periodo de tiempo tan corto, que es posible considerarlo instantáneo. El coeficiente de permeabilidad ( $k$ ) es lo suficientemente grande como para que el agua de los poros pueda salir muy rápidamente y producir la deformación con tanta rapidez.

En cambio, al someter una masa de suelo fino saturado (arena fina, limo, arcillas) a un incremento de carga, ésta es por lo general soportada inicialmente por el agua de los poros, ya que es incompresible en comparación con la estructura del suelo y no puede drenar con facilidad. La presión que resulta en el agua a causa del incremento de la carga es llamada "exceso hidrostático" por qué se trata de un aumento de presión añadido al peso del agua. A medida que el agua drena de los poros del suelo, el incremento de carga es trasladado a la estructura del suelo. Por lo tanto, esta se va cargando paulatinamente y de la misma forma se va deformando. Aquí se ve un proceso de deformación ó asentamiento que es función del tiempo. A esta transferencia de carga acompañada por un cambio de volumen se le llama consolidación. Entonces se define como consolidación a la deformación ó reducción de vacíos de una masa de suelo que es función del:

- Suelo
- Exceso de presión del agua

Es decir, un proceso que tiene un tiempo acotado de ocurrencia comienza cuando se aplica el incremento de carga y finaliza cuando la presión de los poros es igual a la hidrostática o lo que es lo mismo cuando se ha producido totalmente la transferencia de carga de agua del suelo.

Terminado este proceso, también llamado consolidación primaria, el suelo se continúa deformando, aunque en menor magnitud, debido a un reacomodamiento de los granos. A este último proceso reológico se lo denomina "consolidación secundaria". En lo sucesivo cuando se anuncie la

palabra consolidación sin ningún otro aditamento se entenderá que nos referimos a la consolidación primaria.

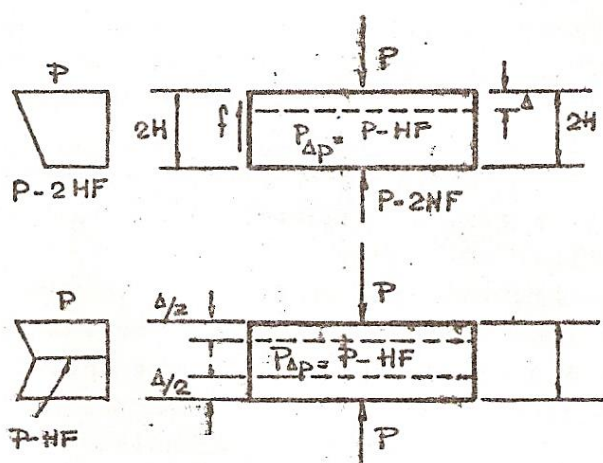
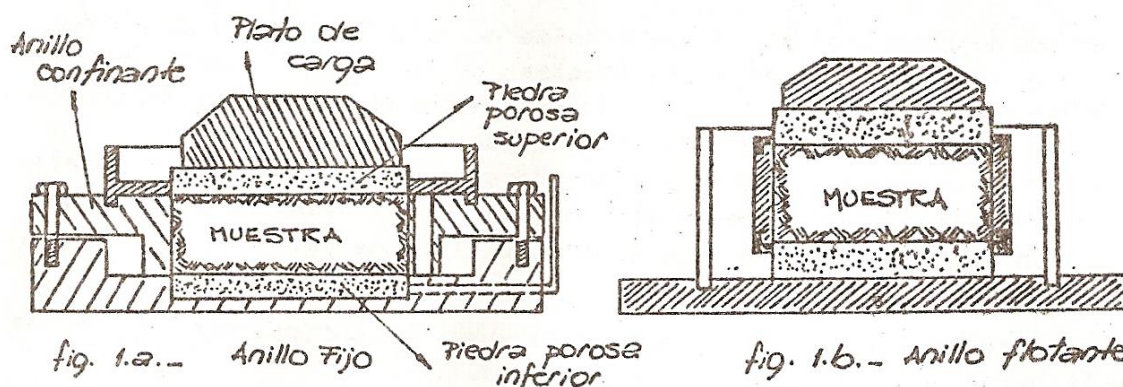
	SUELOS GRUESOS	SUELOS FINOS
Seco	$t=0$	$t=0$
Semisaturado	$t=0$	Proceso intermedio
Saturado	$t=0$	Deformación $f(t)$ Consolidación

### Técnica Operativa

El ensayo de consolidación en el laboratorio se hace sobre una muestra que tiene entre 20mm y 40mm de espesor colocado en un anillo de metal confinante de diámetro entre 45mm y 113mm, más comúnmente 63mm.

La unidad de consolidación puede ser de anillo fijo ó flotante fig. (1a y b).

El primer tipo tiene la ventaja de poder utilizarse para determinar el coeficiente de permeabilidad a medida que se hace el ensayo de consolidación, pero el efecto friccional entre el suelo y las paredes del anillo es más notable que en el anillo flotante (ver Figura 2).



**Anillos fijos:** el movimiento del suelo en la compresión es hacia el plano inferior. La fuerza friccional disminuye la presión en el plano  $P-2 HF$ , resultando una presión media  $P_{med.}=P-HF$ .

**Anillo Flotante:** el movimiento del suelo es hacia el plano medio desde ambos extremos. El efecto friccional disminuye la presión en el plano medio a  $P-HF$  resultando una presión media  $P_{med.}=P-(HF/2)$ .

La muestra de suelo a ensayar se coloca entre dos piedras porosas y se completa el conjunto con los dispositivos necesarios para saturar y evitar pérdidas de humedad durante el ensayo y a la vez permitir la salida libre de agua intersticial.

La unidad de consolidación o consolidómetro se coloca en el aparato de carga, existiendo diferentes sistemas, siendo el más corriente y sencillo el de palanca (Figura 3). Cualquiera que sea el sistema de carga usado debe poder mantenerse la presión constante.

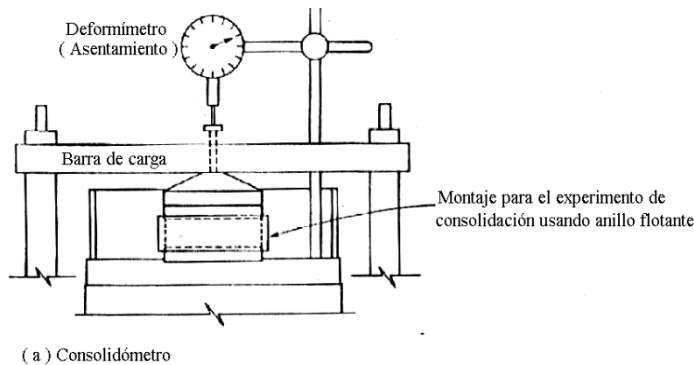


Fig.3

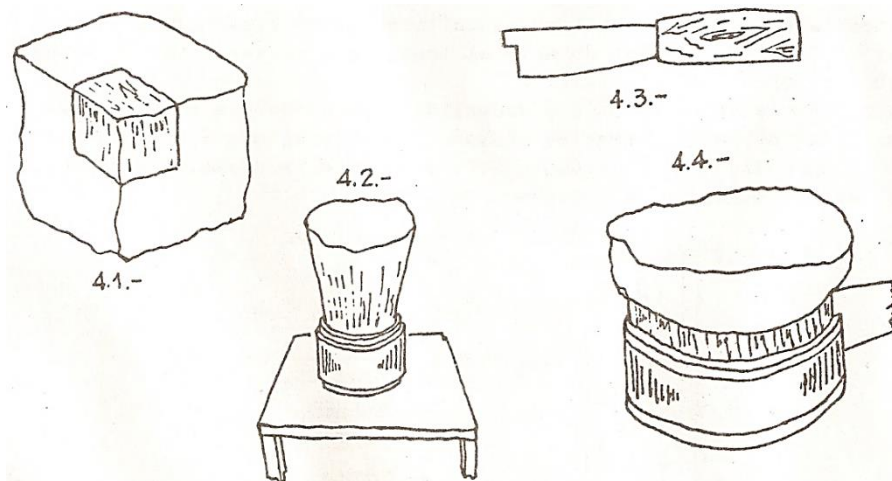
El sistema de palancas está suspendido de un modo tal que permite mantenerse en equilibrio indiferente mientras no se coloca alguna carga en el balancín. Este permite ajustar perfectamente el sistema de medición de las deformaciones antes de iniciar el proceso de compresión.

Midiendo los brazos de palanca y conocida el área de carga podemos determinar los pesos que serán necesarios colocar en el balancín para obtener las distintas presiones a que será sometida la muestra.

#### Preparación de la muestra (Fig. 4)

1. Se corta inicialmente una porción de suelo lo suficientemente grande para llenar plenamente el anillo confinante. (4.1)
2. Se coloca el anillo en una plataforma y sobre esta la muestra. Utilizando un elemento cortante (cuchillo o espátula afilada) se corta perimetralmente la misma hasta aproximarla al diámetro interior del anillo y que se introduzca una pequeña porción en éste. (4.2)
3. Usando una espátula a la cual se le practicó una caladura del espesor del anillo se comienza a devastarla en la altura que permite la espátula y en todo su perímetro guiando la misma con la pared exterior del anillo. (4.3 y 4.4)
4. Logrado esto se presiona la muestra hasta que se introduzca la parte tallada dentro del anillo y se vuelve a operar como en el punto 3 y hasta que la muestra haya atravesado el anillo completamente, logrado esto se corta y se emparejan ambas caras.

Debe cuidarse al colocar la muestra en el anillo, que ésta se encuentre en la misma posición que tenía en el terreno. (La permeabilidad horizontal puede ser diferente de la vertical).





5. Terminada esta operación, se arma la unidad de consolidación. Si es de tipo anillo fijo se colocará en la base de la unidad la piedra porosa inferior y el anillo conteniendo la probeta, posteriormente se coloca la parte superior que se fija con los tornillos correspondientes. Luego se completa con el anillo guía de la piedra porosa superior y ésta. Se asienta la unidad en el aparato de carga ubicando el plato de carga sobre la piedra porosa superior y se llena de agua los tubos laterales que comunican con la piedra porosa inferior comenzando la saturación de la muestra.

Si se trabaja con el anillo fijo, se acoplará al mismo los anillos suplementarios, guías de las piedras porosas, luego se colocan estas y el conjunto en la cubeta la cual se llenará de agua hasta una altura tal que cubra la piedra porosa superior de manera que no pueda la muestra perder la humedad durante el ensayo, posteriormente se asienta el plato de carga.

### Ensayo propiamente dicho

- Introducir el recipiente con el anillo y las piedras porosas y el agua en la unidad de consolidación.
- Acomodar el plato de carga y la barra de carga sobre la piedra porosa superior. Acomodar el flexímetro que ha de medir las deformaciones verticales.
- Aplicar una carga en el balancín de manera de obtener en presión de 0.125 o 0.250 kg/cm<sup>2</sup> (12.5 o 25 kPa.) en la muestra del suelo y se comienza a tomar lecturas de tiempos y deformaciones verticales.

Así hasta que se haya sobrepasado la consolidación primaria y encuentra la etapa secundaria, lo que podrá determinarse en los gráficos deformación contra  $\sqrt{t}$  o log. t realizados durante la ejecución del mismo.

Para la mayoría de las arcillas y para las dimensiones de la muestra indicada, el periodo de 24 hs 4' es suficiente para ingresar en la consolidación secundaria, pero para algún tipo de arcillas de muy baja permeabilidad, este tiempo no será suficiente mientras que para otra de más alta permeabilidad este tiempo será excesivo. Por lo tanto, el procedimiento más racional para determinar el momento de incrementar la carga, es la observación de la gráfica.

Obtenida la lectura final, se incrementa la carga a 0.50 kg/cm<sup>2</sup> o 50 kPa procediéndose como el punto c.

- En el ensayo de consolidación se avanza aplicando cargas en una progresión geométrica con una relación incremental  $\Delta p/p=1$ , por lo tanto, en los días sucesivos, se incrementa a 1, 2, 4 y 8 kg/cm<sup>2</sup> (100, 200, 400 y 800 kPa). Siempre que sea posible, es deseable continuar aplicando incrementos de carga hasta que en la gráfica que representa la disminución de la relación de vacíos en cada incremento de carga en relación con el logaritmo de las presiones que aparezca, nítidamente el tramo recto. Una vez que se logra esto, se podrá descargar en una ó dos etapas sucesivas hasta la presión inicial dejando transcurrir no menos de cuatro horas para cada etapa de descarga.
- Posteriormente se recargará hasta llegar a una presión superior a la lograda en la etapa de carga de manera de ingresar nuevamente en el tramo recto mencionado en el punto d.
- Luego que se ha tomado la lectura final, siguiendo el criterio del punto o, se descarga y se desmantela el aparato sacando el aro que contiene la muestra ensayada. Se extrae de este la probeta, se la coloca en una capsula de porcelana y se lleva a estufa para secado hasta peso constante.

### Medición, cálculos y representación de los resultados

- Colocada la muestra en el anillo, pesar el conjunto; conociendo el peso del anillo se puede determinar el peso de la probeta húmeda ( $w_a$ ); conociendo la humedad de la misma (determinación auxiliar) se calcula el peso seco ( $w_d$ ).

b.- Se determina el valor de  $h_s = \frac{w_d}{\text{area} \times G_s}$  y  $\gamma_d = \frac{w_d}{\text{Vol. aro}}$

c.- Se calcula  $h_v = 2H_0 - h_s$  y  $e_0 = \frac{h_{v0}}{h_s}$

d.- conociendo el valor de la deformación final para cada salto de carga se puede calcular el valor de  $2H$  correspondiente, restando dicha deformación del valor  $2H_0$ .

Con el valor de  $2H$  y  $h_s$  se determina el  $h_v$  y luego

$$e_0 = \frac{h_v}{h_s}$$

e.- Se pesa la probeta secada en la estufa y calculando el volumen final del aro (volumen del aro menos deformación total la sección del aro se determina el  $\gamma_d$  final.

f.- se calcula el  $c_v = \frac{H_{\text{prom}} \times T_{90} - 50}{t_{90} - 50}$

$H_{\text{prom}}$  Se obtiene promediando la altura inicial y final de cada incremento de carga.

g.- se calcula  $r = \frac{D_0 - D_{100}}{D_{0s} - D_f}$  siendo  $r$  el grado de compresión primaria.

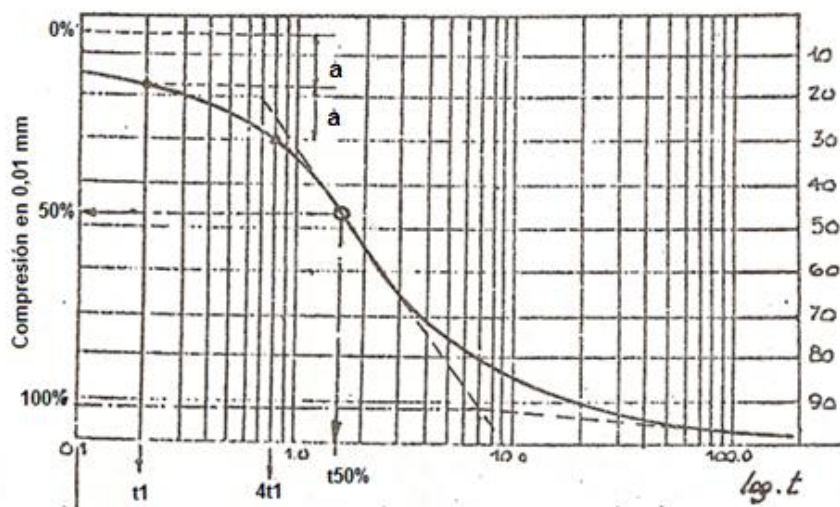
Siendo  $D_0$  y  $D_{100}$  lectura de deformación para comienzo y final de la consolidación primaria,  $D_{0s}$  la correspondiente al inicio de la compresión y  $D_f$  la lectura final para el incremento de carga, que se obtiene del gráfico deformación vs tiempo.

### Porcentaje de consolidación

Las deformaciones producidas bajo un estado de carga (consolidación) se suele representar en gráficos semilogarítmicos de deformación contra el tiempo en escala logarítmica (fig. 5) o también los datos tiempo- asentamientos, se presentan como un gráfico de deformación contra  $\sqrt{\text{tiempo}}$  (fig.6).

El objetivo de dibujar estas curvas es poder determinar las tres etapas de la compresión y fundamentalmente el comienzo y el final de consolidación primaria.

A partir de estas gráficas se puede obtener  $D_{100}$  (la deformación correspondiente al 100% de la consolidación o  $U=100\%$ ) y por ende el tiempo correspondiente,  $t_{100}$ , para que esto ocurra y para cada incremento de carga.



- a) Para obtener  $D_{100}$  (el cual se define arbitrariamente) a partir del gráfico de deformación contra el  $\log t$ , es necesario dibujar tangentes en la parte central y final como se muestra en la fig.4.



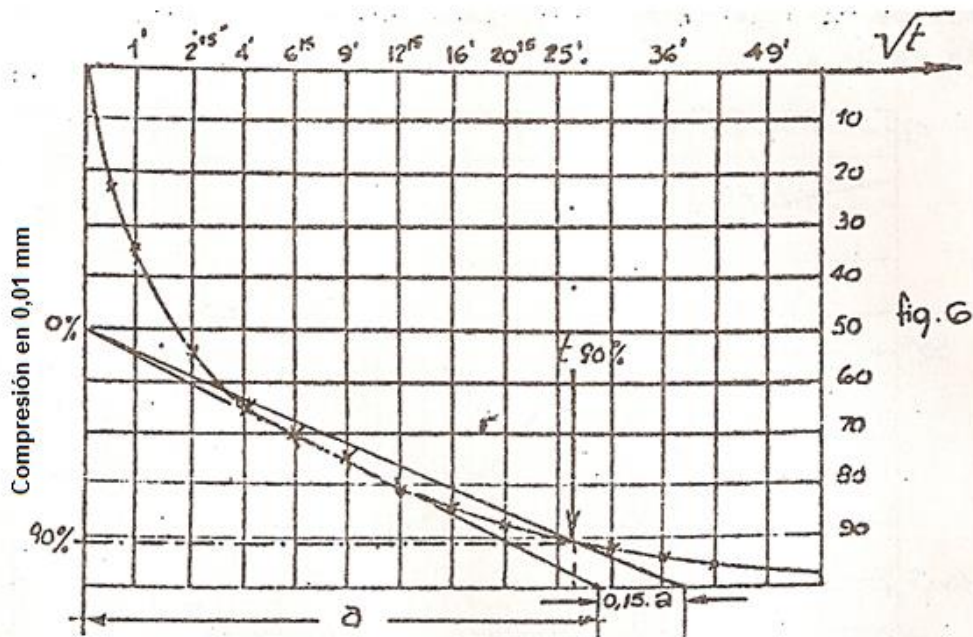
En la intersección de las dos tangentes, proyectar horizontalmente hasta el eje de ordenadas para obtener  $D_{100}$ .

Para obtener  $t_{100}$  se proyecta horizontalmente desde la intersección de las tangentes hasta la curva luego verticalmente hacia abajo hasta el eje de las abscisas.

b.- Para obtener  $D_0$  en el gráfico semilogarítmico (deformación teórica para  $t = 0$  ya que es imposible en esta gráfica, localizar el punto para  $t = 0$ ), como la parte inicial de la curva es parabólica, selecciona un tiempo  $t_1$  y un tiempo  $t_2$ , tal que  $t_2 = 4 t_1$ , medir la ordenada  $a$  desde  $t_1$  hasta  $t_2$ , sobre la curva, y desplazar este mismo valor a verticalmente encima de  $t_1$ , dibujar una línea horizontal sobre este punto y llamar a la interpolación de esta línea en el eje de deformaciones,  $D_0$ .

c.- para hacer una gráfica de transformaciones contra  $\sqrt{t}$ , se debe obtener la  $\sqrt{t_{tiempo}}$  correspondiente a cada lectura de flexímetro, es decir, si  $t = 25$  minutos,  $\sqrt{t_{tiempo}} = \sqrt{25} = 5$ , valor este que debe dibujarse contra la correspondiente lectura del flexímetro. Este debe hacerse para los restantes tiempos y lecturas de deformación.

Para encontrar  $D_0$ , dibujar una recta a través de los primeros puntos dibujados y extender esta hasta que intercepte el eje de lecturas de deformaciones como muestra la figura 6. Esta intercepción establece  $D_0$ .



Para obtener  $D_{100}$  se procede de la siguiente manera. Prolongar la recta dibujada hasta interceptar el eje del tiempo. Tomar la abscisa 15% mayor que está a partir de  $D_0$ , dibujar una recta que pase por  $1,15.a$ . Cuando la línea cruza el gráfico, el valor de la ordenada se toma arbitrariamente como  $D_{90}$ ; con este valor se calcula  $D_{100}$  como:

$$D_{100} = D_{90} + \frac{1}{9} (D_{90} - D_0)$$

Es importante observar que una gráfica de la deformación del dial (o lectura del flexímetro) contra el tiempo es igual a una gráfica de compresión o deformación de la muestra contra el tiempo, ya que las diferencias entre dos lecturas consecutivas del flexímetro determinan la compresión de la muestra en el intervalo de tiempo correspondiente.

El tiempo correspondiente al 50% de la consolidación o cualquier otro se puede utilizar para encontrar el coeficiente de consolidación  $C_v$  usando:

$$C_v = \frac{TH^2}{t}$$

Siendo:

$T$  = factor tiempo obtenido de la tabla 1.

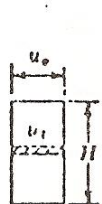
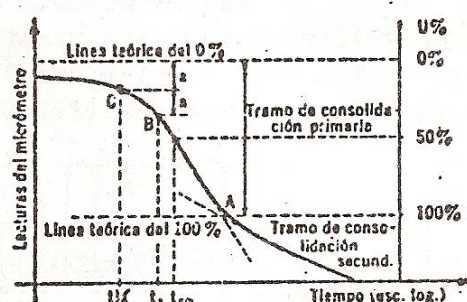
$t$  = tiempo para el correspondiente factor de tiempo.

Si  $t_{50}$  se utiliza  $T = 0,197$  y si  $t_{90}$  se utiliza  $T = 0,848$ .

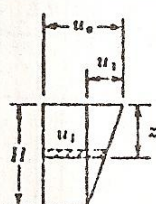
$H$  = longitud promedio para máximo camino de drenaje durante el incremento de carga dado (si la muestra es doblemente drenada  $H$  será igual a la mitad de la altura promedio de la muestra durante la aplicación del incremento)

Tabla 1 Factores de tiempo para las distribuidores de presión indicadas

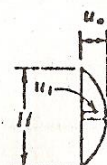
$U(\%)$	Caso I	Caso II
0	0.000	0.000
10	0.008	0.048
20	0.031	0.090
30	0.071	0.115
40	0.126	0.207
50	0.197	0.281
60	0.287	0.371
70	0.403	0.488
80	0.567	0.652
90	0.848	0.933
100		



Caso I



Caso Ia



Caso II

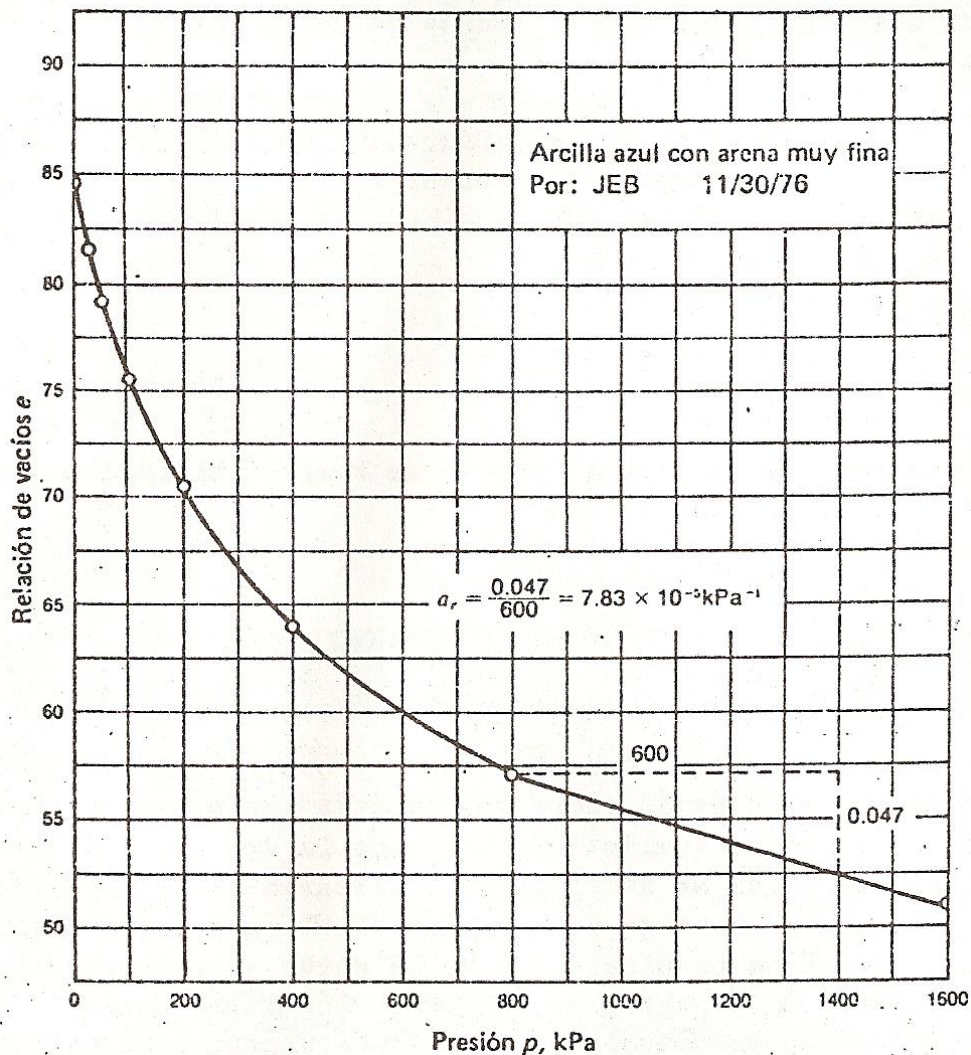
La distribución de presión de poros para el caso I usualmente se supone para el caso Ia.

En una gráfica deformación contra el tiempo o gráfico de consolidación se puede observar 3 etapas bien diferenciadas. La primera llamada compresión inicial que va desde el comienzo de la compresión hasta el punto del cero corregido, la que va desde el  $D_0$  a  $D_{100}$  que es la compresión o consolidación primaria y la que va desde el  $D_{100}$  hasta el punto medido realmente de la compresión final que es la compresión secundaria (fig. 7).

Si la muestra contiene algo de aire o no se ajusta exactamente al anillo existirá una deformación rápida inicial que es la compresión inicial. La compresión secundaria es debida principalmente a un reajuste continuado de la estructura granular por la aplicación de la carga. Los cálculos del tiempo, de la teoría de Terzaghi abarcan solamente la compresión primaria. Por lo tanto, el % de esta con respecto a la total o sea el grado de compresión primaria,  $r$  es un índice de la magnitud del total de la compresión abarcada por la teoría. En otras palabras, a mayor valor  $r$  mayor armonía entre el grado computado y el real asentamiento en un problema práctico.

### Gráfico de compresibilidad

Las relaciones de vacíos calculadas se pueden representar en un gráfico contra las presiones. Esta representación puede hacerse bien utilizando el logaritmo de la presión (fig. 8) o bien como una representación aritmética (fig. 9).



De la gráfica aritmética de  $e$  contra  $p$  (presión) es posible obtener el coeficiente de compresibilidad  $a_v$  que será diferente según el intervalo de descarga en que sea aplicado:

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

En la gráfica semilogarítmica se distinguen tres ramas bien diferenciadas: la rama de recompresión (tramo AB), la rama virgen (tramo BC) y la rama de descarga (tramo CD).

Aquí podemos definir el índice de compresión  $C_c$  como:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{P_2}{P_1}}$$

Siendo  $\Delta e = e_1 - e_2$  diferencia de relación de vacíos y  $P_1$  y  $P_2$  las presiones inicial y final, para el tramo considerado, tomados todos en la rama virgen.

En la rama de descarga se define el índice de expansión  $C_s$  como:

$$C_s = \frac{\Delta e_s}{\log \frac{P_2}{P_1}}$$

Siendo  $\Delta e_s$  diferencia de relación de vacíos en descarga o recompresión.

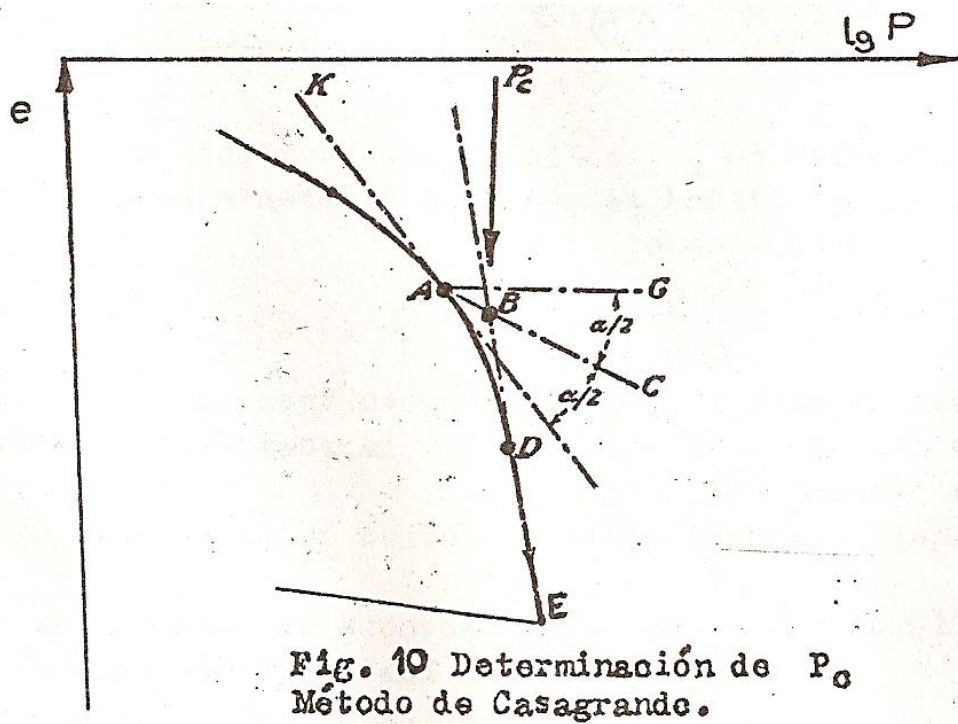
En la rama de recompresión se define el índice de recompresión como:

$$C_r = \frac{\Delta e_s}{\log \frac{P_2}{P_1}}$$

Existe una relación que vincula el índice de compresibilidad en la recta virgen con el índice de compresión:

$$a_v = 0,435 \frac{C_c}{\frac{P_1 - P_2}{2}}$$

Si se observa la curva relaciones de vacíos e contra log. p; se encontrará que si el ensayo ha sido hecho sobre una muestra inalterada traída del terreno tendrá una curvatura característica como la del punto A de la fig. 8. Esta forma característica se atribuye a la descarga de la muestra de su presión geostática o sobrecarga natural debido al peso propio cuando se renueva el terreno. Esta conclusión se ha obtenido al observar la forma similar de una curva en procesos de descompresión y recompresión de muestras durante el ensayo de consolidación de laboratorio. De esta observación, Casagrande propuso un método para determinar la presión de preconsolidación (fig. 10).

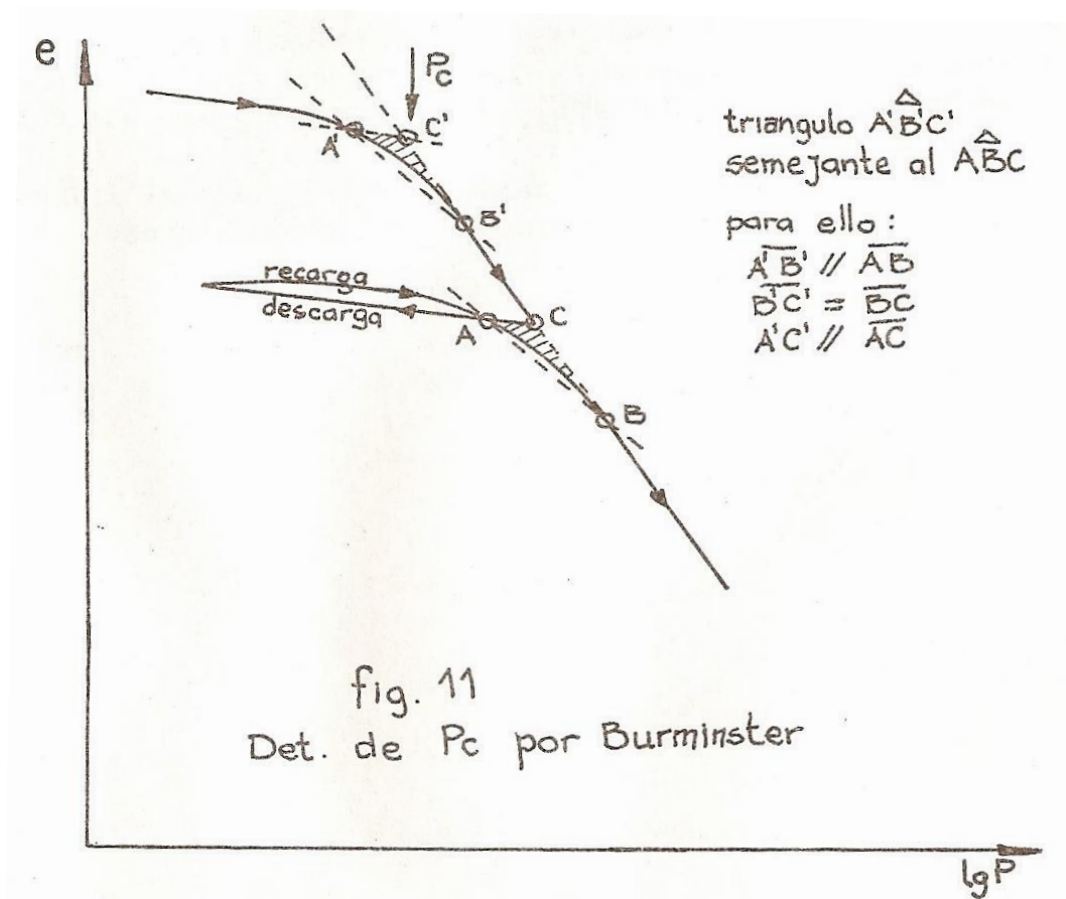


- En el punto de mayor curvatura (A) dibujar la tangente a la curva. (Línea K)
- Por este punto de tangencia dibujar una horizontal. (Línea G)
- Bisectar el ángulo formado por ambas rectas. (Línea C)
- Extender la parte 2virgen" (línea DE) hasta cortar la bisectriz.
- Trazar la línea vertical desde este punto hasta la línea de abscisas y leer el valor de la presión de consolidación.

Burmister da otro método para determinar  $P_c$  más racional que el precedente. También este se basa en la observación de la curva de descarga y precompresión. Se observa que si se produce



descarga de la muestra desde una cierta presión y se vuelve a comprimir hasta llegar a una mayor presión de la que se descargó y realizando esta operación para otras presiones mayores, las curvas de descarga son al igual que en los de compresión sensiblemente paralelas y paralelas también al tramo inicial de la compresión. Este indica que ésta es también una compresión hasta una presión a la cual está ya sometido el suelo y por alguna causa esta desapareció (descarga). Por lo tanto, produciendo en un ensayo de compresión a una cierta presión (en el tramo virgen) una descarga a una presión cercana a  $q$  y una posterior precompresión quedará encerrado entre ambas curvas y la recta /virgen un triángulo. Si conformamos en la zona de mayor curvatura del tramo de compresión un triángulo semejante cuyos lados sean la prolongación del tramo virgen, la curva misma y una paralela a la descarga. El vértice superior de ese triángulo será la presión de preconsolidación  $P_c$  (figura 11).



## Resultados

Los resultados de un ensayo de consolidación se dan a conocer a menudo, mediante representaciones graficas en la misma lamina, el log. de la presión con respecto a lo siguiente: 1) relación de vacíos "e"; 2) coeficiente de consolidación, "cv"; y 3) razón de compresión primaria, "r".

### Condiciones finales y valores típicos

El mejor método de representación del proceso de consolidación para una arcilla dada debe ser establecido por ensayos.

En algunas arcillas se trabaja con ambos. El método de la raíz cuadrada es más conveniente porque permite la determinación de la compresión primaria cuando ha sido completada mediante la presentación grafica de las observaciones según hayan sido hechas. Así pueden determinarse con qué frecuencia deben ser hechas las lecturas.

La inclinación de la curva relación vacíos – log. de presión, o índice de compresión  $C_c$ , es una medida de la compresibilidad de la arcilla. La porción de la curva, anterior a la presión máxima de la preconsolidación, ó porción de recompresión, tiene comúnmente una pendiente mucho más achatada que la porción para presiones mayores que la máxima presión de preconsolidación ó porción “virgen” de la curva. En tal forma, una arcilla puede ser clasificada como “firme” para cargas aplicadas en la curva de recompresión, y como “compresible” para cargas de la curva virgen. Muchos ensayos de consolidación sobre muchas arcillas diferentes han mostrado que la curva virgen se ajusta casi siempre a una línea recta.

Un suelo en que existe una mayor presión intergranular a que la que haya sido consolidado se llama suelo normalmente consolidado; por otra parte, un suelo en el que existe una presión intergranular menor del máximo al cual ha sido consolidado, se llama suelo precomprimido ó consolidado.

Algunos valores característicos para el índice de compresión y coeficiente de consolidación son los siguientes:

$$C_c = 0,10 \text{ a } 0,50$$

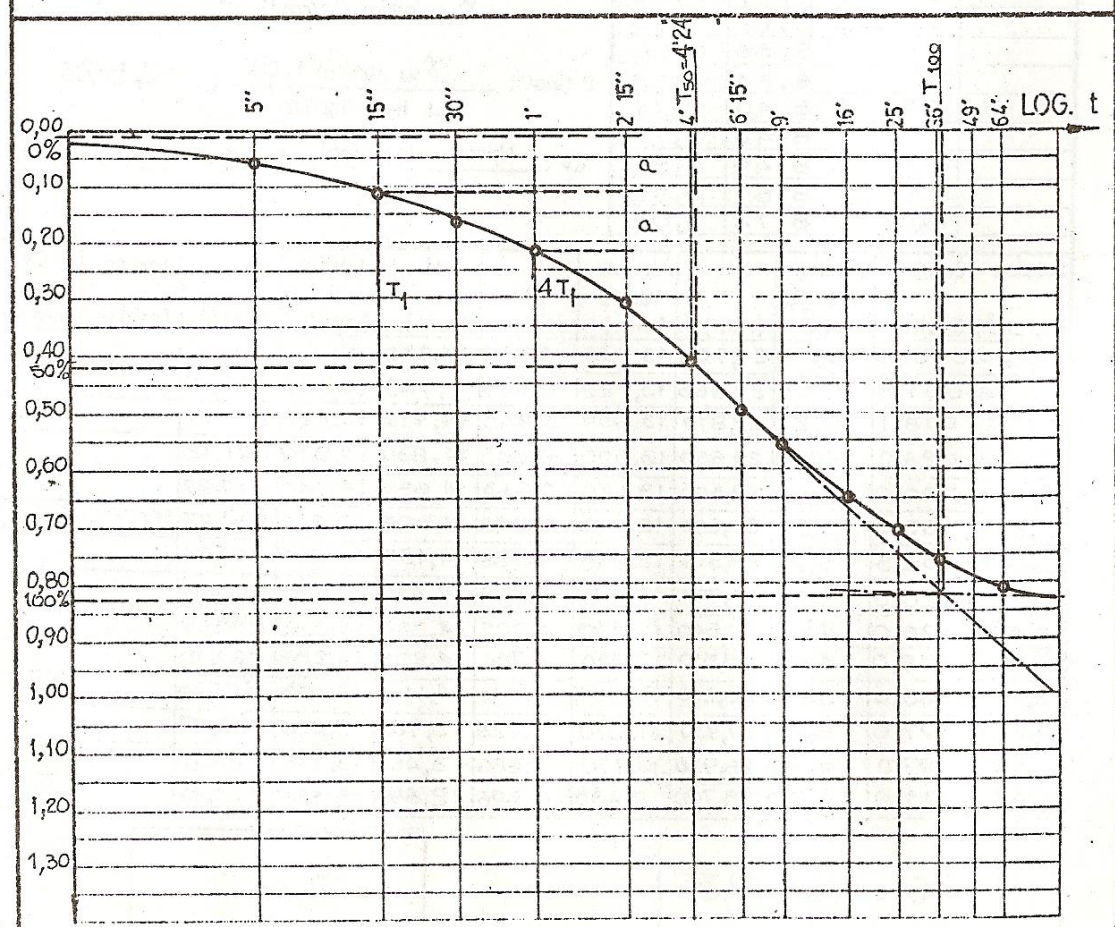
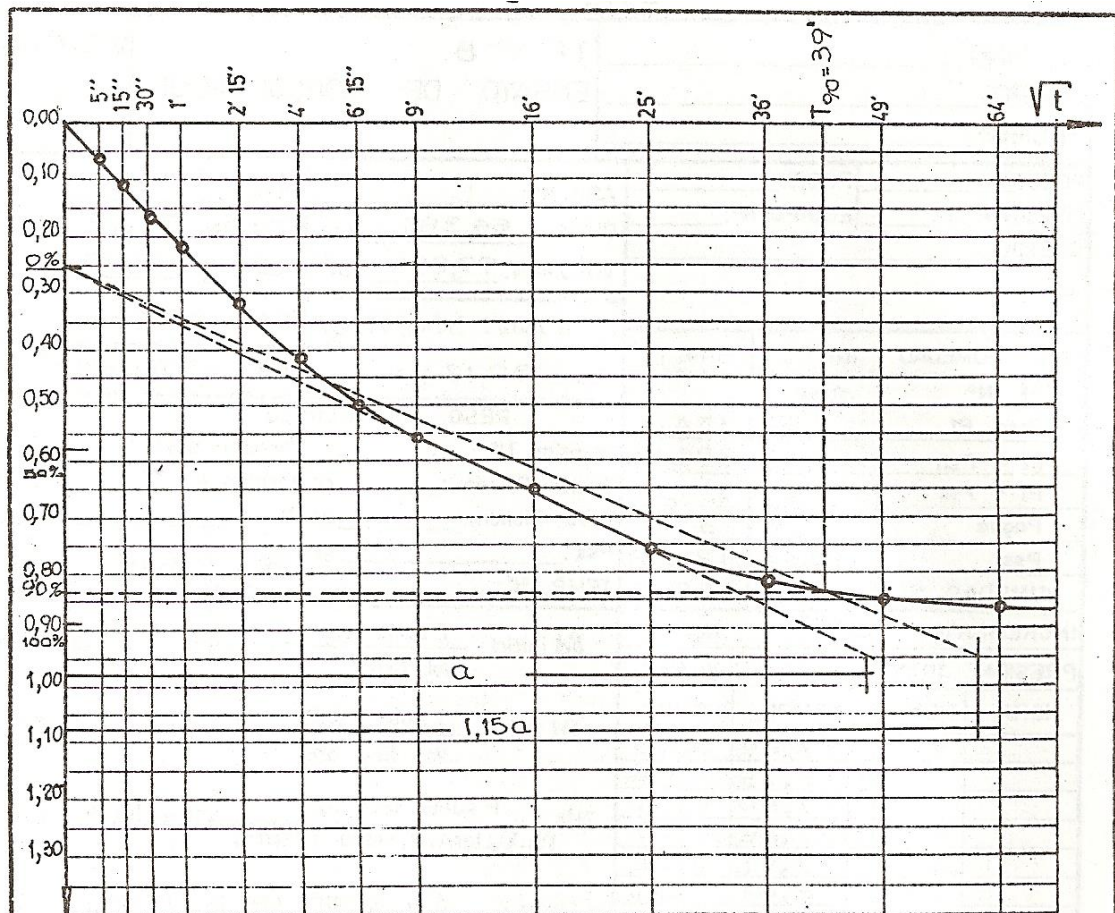
$$C_v = 0,2 \text{ a } 20,0 \text{ (} 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg)}$$

ALUMNO: _____				T.P. N° 8				VISACION: _____		
GRUPO: _____				ENSAYO DE CONSOLIDACION						
FECHA: _____										
POZO: _____		PROF.: _____		ARO N°: 1		PESO: 154,21 gr				
MUESTRA N°: _____		EQUIPO N°: _____		DIAM.: 64,384 mm		SECCION: 32,54 cm²				
SUELO: _____				VOLUMEN: 97,295 cm³		ALT. 2H₀: 29,90 mm				
				Psh + Poro: 306,96 gr		Psh: 152,75 gr				
				Pss: 139,12 gr		Dsh: 1,570 gr/cm³				
CONT. HUMEDAD		INICIAL		FINAL		PESO ESPECIFICO				
Pf N°		234				Picnóm. N°: _____				
Peso Pf		7,84		154,21		Picnóm. Suelo: _____ gr				
Pf + Psh		32,48		322,83		Suelo + Picnóm.: _____ gr				
Pf + Pss		30,28		291,49		Picnóm. a °C: _____ gr				
Pagua		2,20		31,34		Peso Picnóm.: _____ gr				
Pss		22,44		137,28		W: _____				
HUMEDAD %		9,80		22,83		Pss: _____ gr				
						TEMP. °C: _____				
						P.E. = 2,645				
INCREMENTO: 2,143 Kg/cm²				$\gamma_d \text{ inicial} = \frac{P \text{ suelo seco}}{\text{Vol. aro}} = 1,430 \text{ [gr/cm}^3\text{]}$						
PRESION TOTAL: 4,286 Kg/cm²				$\gamma_d \text{ final} = \frac{P \text{ suelo seco}}{\text{Vol. final aro}} = 1,658 \text{ [gr/cm}^3\text{]}$						
HORA		TIEMPO		COMPR.		COMPR.		$2H_s = \frac{P \text{ suelo seco [gr]}}{\gamma_w \cdot G_s \text{ [gr/cm}^3\text{]} \times \text{area aro [cm}^2\text{]}} \times 10 = 16,16 \text{ [mm]}$		
0		7,69		0,00				$e \text{ inicial} = \frac{\gamma_w \text{ [gr/cm}^3\text{]} \cdot G_s - 1}{\gamma_d \text{ inicial [gr/cm}^3\text{]}} = 0,850$		
5s		7,75		0,06						
15s		7,80		0,11						
30s		7,86		0,17						
1m		7,91		0,22						
2m 15s		8,01		0,32						
4m		8,11		0,42						
6m 15s		8,19		0,50						
9m		8,25		0,56						
16m		8,34		0,65						
25m		8,40		0,71						
36m		8,46		0,77						
49m		8,49		0,80						
64m		8,51		0,82						
1440m		8,74		1,05						
								$e \text{ final} = \frac{\gamma_w \text{ [gr/cm}^3\text{]} \cdot G_s - 1}{\gamma_d \text{ final [gr/cm}^3\text{]}} = 0,596$		
								$C_v = \frac{H_{prom.} \times T_{90} (T_{50})}{t_{90} (t_{50})} = 4,66 - 9,59 \text{ [mm}^2\text{/min]}$		
Presión	Compr.	Deform.	2 H	Alt. de	e	H	H prom.	H² prom	t₉₀-₅₀	Cv
[Kg/cm²]	0.01mm	Unit. $\epsilon$ $\times 10^{-2}$	[mm]	Vacios [mm]		[mm]	[mm]	[mm²]	[min]	[mm²/min]
0,000	000,0	0,00	29,900	13,740	0,850	14,950	—	—		
0,296	001,5	0,05	29,885	13,725	0,849	14,943	14,947	233,41		
0,536	008,1	0,27	29,819	13,659	0,845	14,910	14,927	222,82		
1,023	024,0	0,80	29,660	13,500	0,835	14,830	14,870	221,12		
2,143	060,0	2,01	29,300	13,140	0,813	14,630	14,740	217,27		
4,286	163,0	5,52	28,250	12,090	0,748	14,625	14,638	214,27	39'	4,66
1,023	152,5	5,10	28,375	12,215	0,756	14,187	14,406	207,53		
0,269	120,0	4,01	28,700	12,540	0,776	14,350	14,269	203,60		
0,536	126,0	4,21	28,640	12,480	0,772	14,320	14,335	205,49		
1,023	139,0	4,65	28,510	12,350	0,764	14,255	14,288	204,15		
2,143	168,0	5,61	28,220	12,060	0,746	14,110	14,183	201,16		
4,286	197,0	6,59	27,930	11,770	0,728	13,965	14,038	197,07		
8,503	297,0	9,89	26,930	10,770	0,666	13,465	13,715	188,10		
16,891	411,0	13,74	25,790	9,630	0,596	12,895	13,180	173,71		

$C_v = 4,66 - 9,59$

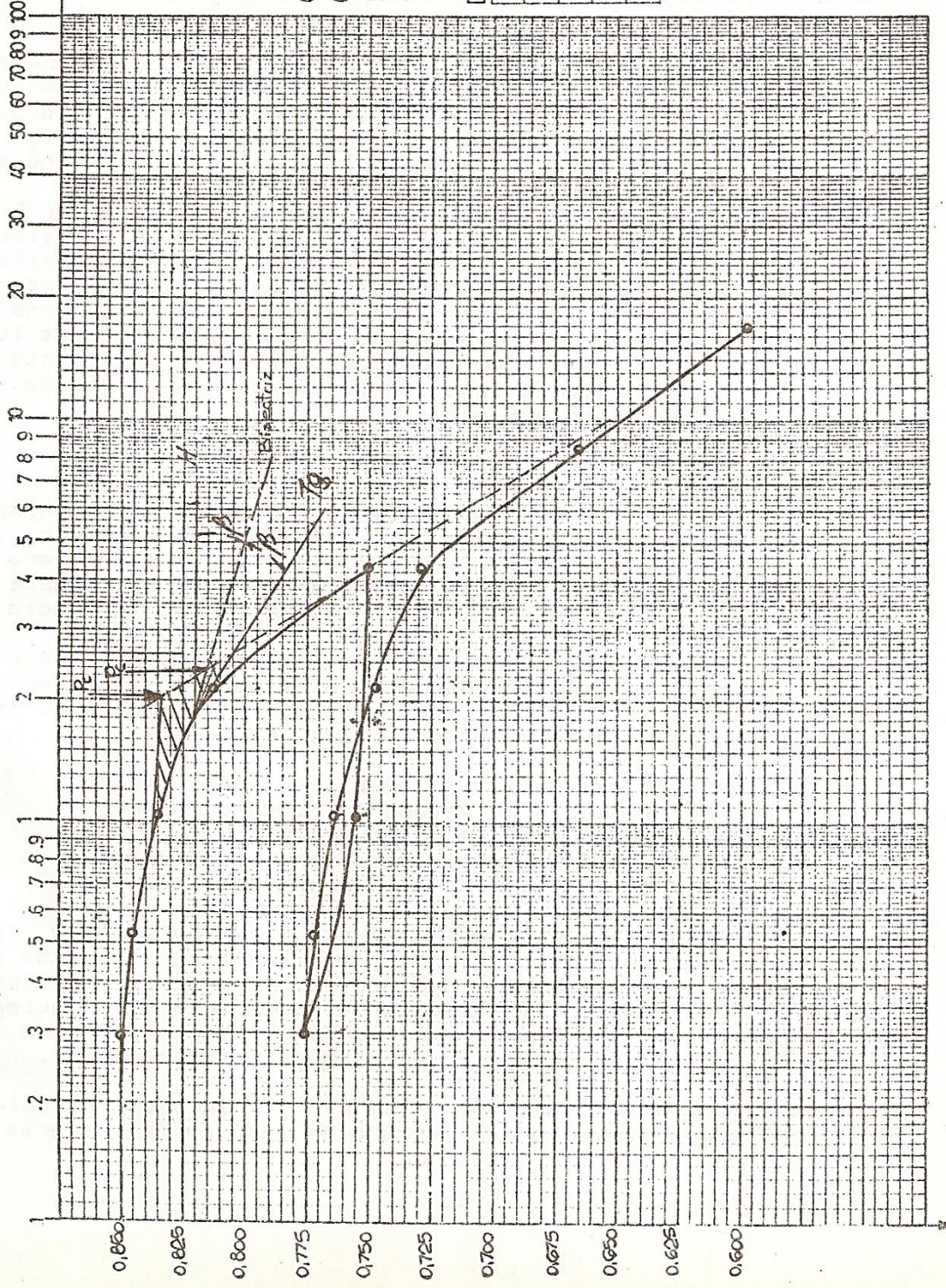
$r = 0,78$







[Kg/cm<sup>2</sup>]



# ENSAYO DE CONSOLIDACION

CLIENTE: \_\_\_\_\_  
 OBRA: \_\_\_\_\_  
 POZO: \_\_\_\_\_  
 PROF: \_\_\_\_\_

DATOS DE LA MUESTRA

ALTURA	[mm]	29,90
DIAMETRO	[mm]	64,38
Hnatural	[%]	9,80
Hensayo	[%]	22,83
Dss	[gr/cm <sup>3</sup> ]	1,43

P <sub>c</sub> [por BURMISTER]	2,05 Kg/cm <sup>2</sup>
P <sub>c</sub> [por CASAGRANDE]	2,38 Kg/cm <sup>2</sup>

## **ENSAYO Nº8 (BIS): MEDICIÓN DE COLAPSO**

### **Introducción**

El objetivo de este ensayo es determinar el grado de colapso de un suelo y al mismo tiempo cuantificar el valor de la presión de colapso para el suelo estudiado.

Primero se definen algunos términos conceptuales:

- a) Suelos Colapsables: son aquellos suelos que ante la presencia de agua pierden una significativa parte de su capacidad resistente, pudiendo inclusive llegar a no soportar ni su propio peso.
- b) Grado de colapsabilidad: no todos los suelos colapsables se comportan de la misma manera, en base a su comportamiento los podemos clasificar en Auto Colapsables (colapsan bajo su propio peso al humedecerse) y Potencialmente Colapsables (suelos que al humedecerse soportan cierta carga antes de colapsar).
- c) Presión de colapso: también denominada presión de fluencia, es el valor máximo de sobrecarga que un suelo colapsable puede soportar antes de que su estructura interna colapse.
- d) Colapso del suelo: se denomina así a un cambio brusco en la estructura interna del suelo que se manifiesta en un cambio abrupto en el volumen del mismo y deformaciones considerables en períodos de tiempo muy breves. El cambio interno en la estructura puede asociarse a disolución de cementantes calcáreos, ablandamiento de partículas finas de arcillas que formaban puentes ligantes, disminución en los meniscos intersticiales que mantenían unidas las partículas mediante succión, etc.

### **Teoría del ensayo**

Desde que fue identificado el fenómeno de colapso, los ingenieros trataron de crear un ensayo que pusiera de manifiesto y permitiera cuantificar el grado de colapso de un suelo. Es decir, poder determinar el valor de la presión de fluencia de un suelo potencialmente colapsable y medir las deformaciones que se producen durante este colapso. En los años 1970, el Ing. Reginatto presentó, en base a dos ensayos de consolidación (uno en condición de humedad natural y otro en condición de saturación) un criterio que permitía clasificar a los suelos colapsables en base a la determinación de cuatro presiones (ver Figura 1):

$P_o$  = Presión vertical debida al peso del propio terreno.

$P_{fn}$  = Presión de fluencia en estado de humedad natural.

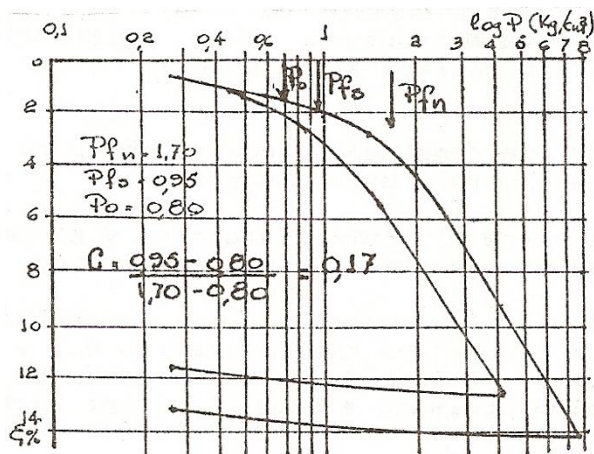
$P_{fs}$  = Presión de fluencia en estado de saturación.

$P$  = Presión vertical total (presión de tapa más la sobrecarga externa).

En los suelos colapsables se cumple siempre que  $P_{fn} > P_{fs}$ , y en general para cualquier suelo se cumple que  $P_{fn} > P_o$ . Pero a veces sucede en los suelos colapsables que  $P_{fs} < P_o$ , por lo que si dicho suelo se humedece va a colapsar bajo el propio peso de suelo de tapada sin una carga externa, siendo el mismo Auto Colapsable.

Comparando los valores de  $P_o$ ,  $P_{fn}$ ,  $P_{fs}$  y  $P$ , se puede establecer a priori el comportamiento del terreno en caso de humedecerse.





#### I) Para $P_{fs} < P_o$

El suelo no se soporta a sí mismo en el caso de que se sature. Este es el caso de un suelo "Verdaderamente colapsable" o "Autocolapsable".

#### II) Para $P_{fs} > P_o$

Llamaremos a estos suelos "Condicionales colapsables" o "Colapsables" simplemente, pues la posibilidad de que ocurra el colapso depende del valor de  $P$  en relación con  $P_{fs}$ .

- Si  $P < P_{fs}$ , no ocurrirá colapso aun cuando se sature el suelo, siendo  $P_{fs} - P_o$  el incremento máximo de presión vertical que el suelo puede soportar.
- Si  $P_{fs} < P < P_{fs}$ , ocurrirá el colapso al humedecerse el suelo. La magnitud del colapso puede determinarse a partir de las curvas de compresibilidad en estado de humedad natural y de saturación de la Figura 1.
- Si  $P > P_{fn}$ , ocurrirá el colapso al humedecerse el suelo, sin existir una sobrecarga exterior.

El inconveniente de este criterio radica en lo lento que resulta la caracterización de cada estrato de suelo, en función del tiempo necesario para la realización de dos ensayos de consolidación, los cuales requieren tiempos de 24 horas para cada salto de carga.

A partir del criterio establecido por el Ing. Reginatto, se continuó investigando y luego de varios años y estudios intermedios, se normalizó un ensayo de rápida ejecución que permite establecer la presión de fluencia de un suelo colapsable.

### Método propuesto por el Dr. Redolfi

Este método sigue los lineamientos del propuesto por el Ing. Reginatto, en cuanto al concepto de presión de fluencia saturada, pero simplificando su técnica operativa.

Para su mejor comprensión conviene clarificar lo que es la **mecánica del colapso**.

En los suelos con estructuras macroporosas (como el Loess de Córdoba), los granos más grandes de limo y arena están unidos por puentes de material arcilloso o sales. La estabilidad estructural está dada fundamentalmente por la capacidad y resistencia al corte de estos vínculos.

Cuando los esfuerzos en los puentes superan su resistencia se produce el desmoronamiento de esta estructura. Esta resistencia, en general, se ve disminuida o anulada al saturar la masa de suelo.

De aquí concluimos que son dos los componentes que intervienen en el fenómeno de colapso de la estructura de estos suelos:

- El estado tensional.
- La interacción química entre el fluido saturante y el material arcilloso y/o sales que constituyen los vínculos.

Tanto en ensayos de campo como de laboratorio puede observarse que, cuando el suelo está sometido a una cierta presión  $P_n$ , y se lo pone en contacto con agua, al cabo de un cierto tiempo y durante el proceso de saturación comienza a producirse una marcada y brusca disminución de volumen.

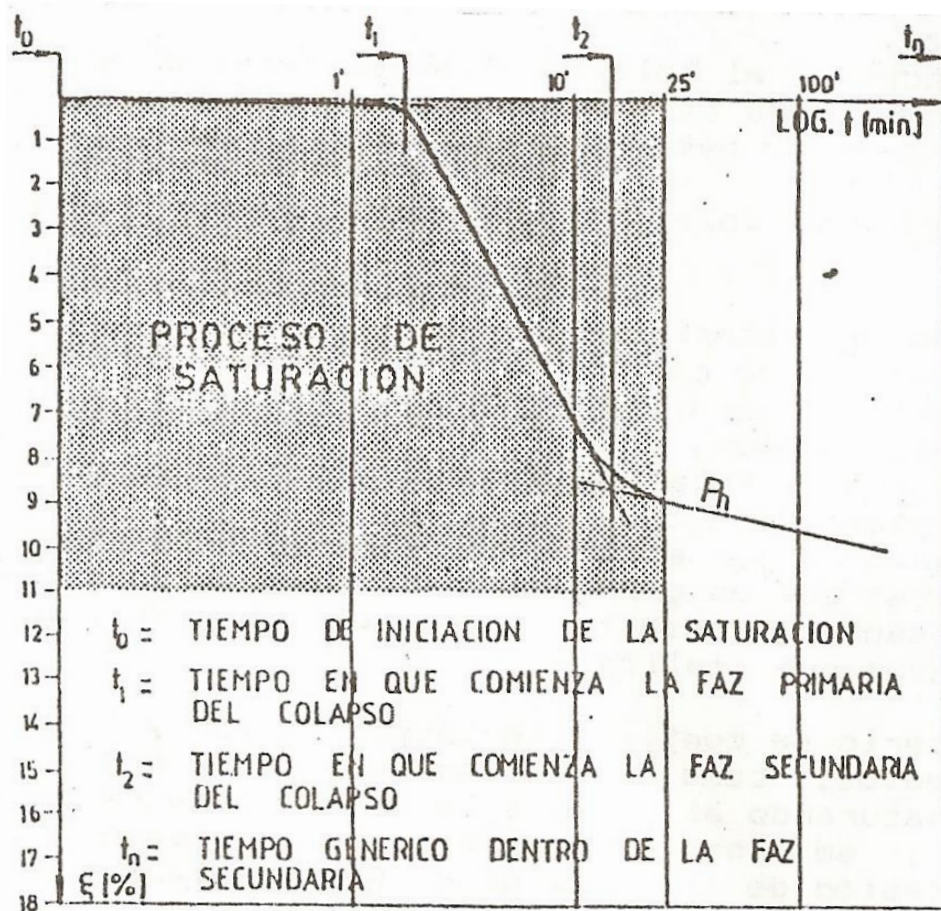
Si graficamos este comportamiento en un diagrama  $\epsilon\% - \log t$ , como el de la figura 2 podemos diferenciar en el mismo 3 fases:

- Periodo ( $t_0-t_1$ ): Abarca los primeros minutos contados a partir del contacto suelo-agua y no se aprecian deformaciones importantes.
- Periodo ( $t_1-t_2$ ): a partir del tiempo  $t_1$  comienza a observarse una rápida disminución de volumen, representado en la figura 2 como un tramo aproximadamente recto.

Se denomina a esta fase como "faz primaria del colapso", pues en ella se produce la destrucción de los vínculos.

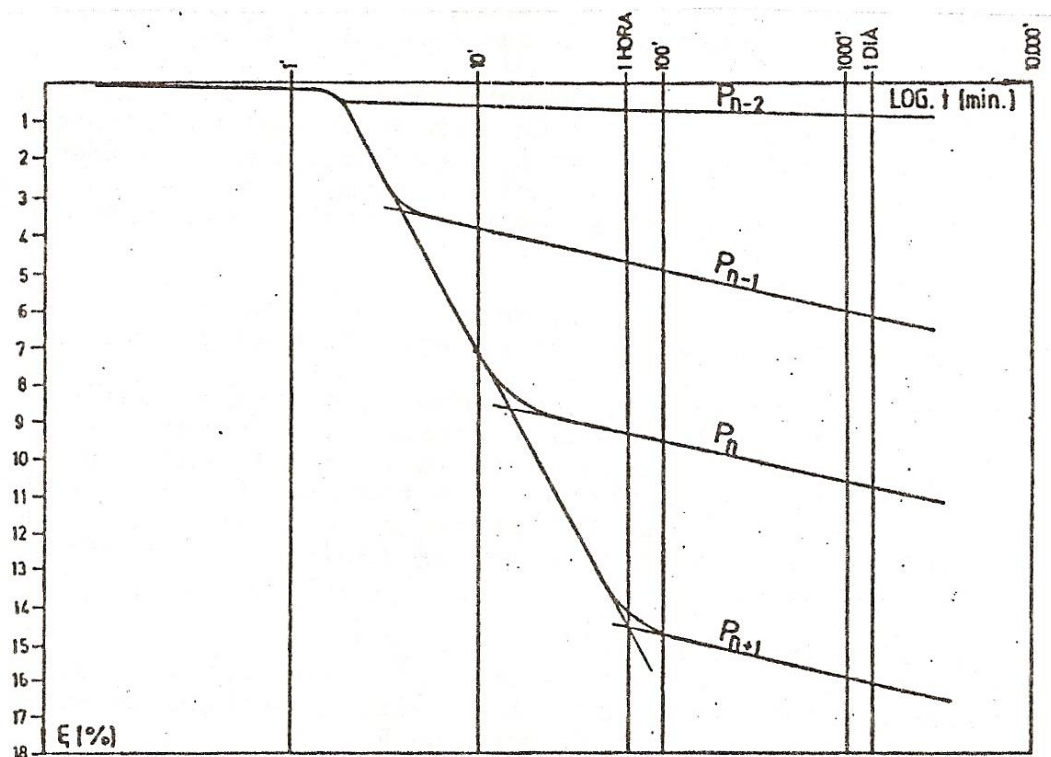
- Periodo ( $t_2 - t_n$ ): se manifiesta como un tramo recto, de menor pendiente que el anterior. Lo llamaremos "faz secundaria del colapso", pues sigue existiendo una variación de volumen, debida posiblemente a un reacomodamiento de las partículas del suelo.

(figura 2)

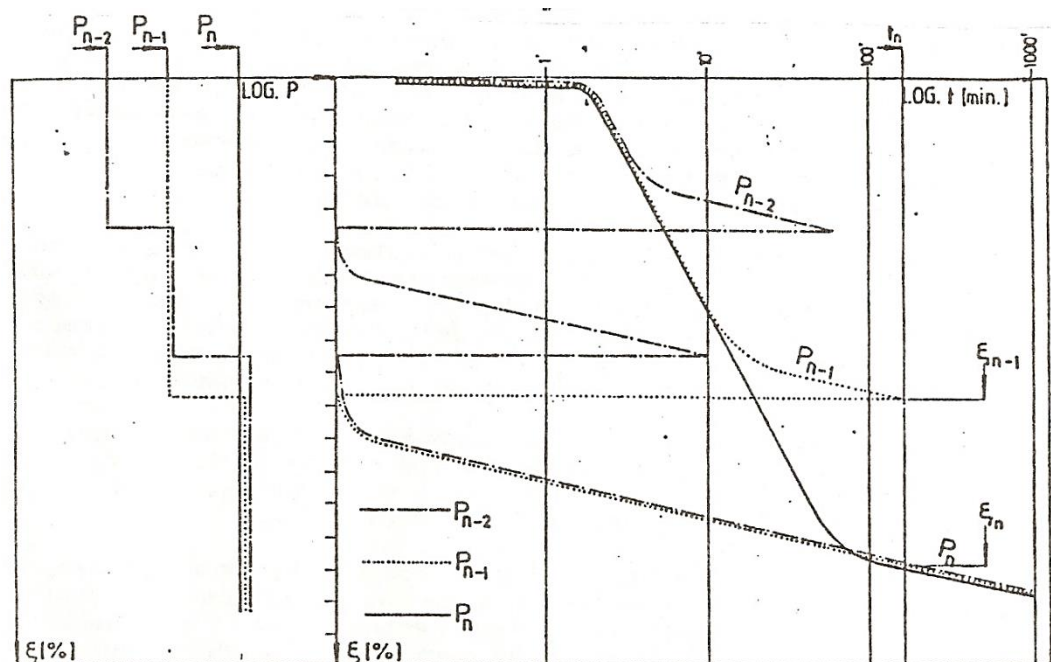


En la figura 3 se han superpuesto las curvas resultantes de realizar el mismo ensayo con diferentes presiones. Se aprecia como en todos los casos aparece el mismo fenómeno, pero a distintos tiempos o deformaciones.

La pendiente de las rectas que llamamos "faz primaria del colapso" resulta constante independientemente de la carga, de ello se desprende que la duración de esta "faz primaria" depende exclusivamente de la presión actuante durante el proceso de saturación



Los tramos rectos que representan las "fases secundarias del colapso" se presentan levemente divergentes, aumentando la pendiente a medida que aumenta la carga.



En la figura 4 se ha representado la "curva de colapso" a la presión  $P_n$  en trazo lleno y en línea de puntos la curva de colapso a la presión  $P_{n-1}$ , obteniéndose al tiempo  $t_n$  en la primera una deformación  $\epsilon_{1n}$  y en la segunda  $\epsilon_{n-1}$ .

Si en este instante al suelo que está sometido a la presión  $P_{n-1}$  se lo carga a la presión  $P_n$  se produce en escasos segundos un brusco asentamiento, al que si lo representamos nuevamente a partir de cero nos muestra una curva que sigue rápidamente una ley de variación lineal, al mismo ritmo que la "faz secundaria del colapso" a la presión  $P_n$ .

En la figura esta recta de carga resulta una prolongación de la recta representativa de la "faz secundaria del colapso" de  $P_n$ .

Se ha comprobado también que, si luego de saturar a una presión  $P_{n-2}$  cualquiera (línea de punto y trazo), se carga hasta la presión  $P_{n-1}$  durante un tiempo cualquiera para finalmente cargar hasta la presión  $P_n$ , se obtiene una misma ley en las deformaciones. Vale decir que las curvas de carga se harán pronto rectas que resultan de la prolongación de las respectivas "fases secundarias del colapso".

Por lo anterior podemos decir:

- a) El tiempo necesario para llegar a la deformación  $\epsilon_n$  es el mismo, independientemente de cual haya sido el estado de deformación previa antes de aplicar la presión  $P_n$ .
- b) Para estos suelos y luego de saturados, existe para cada estado de carga una única línea representativa de las deformaciones cualquiera haya sido la duración o historia de tensiones.

#### Determinación de la presión de fluencia:

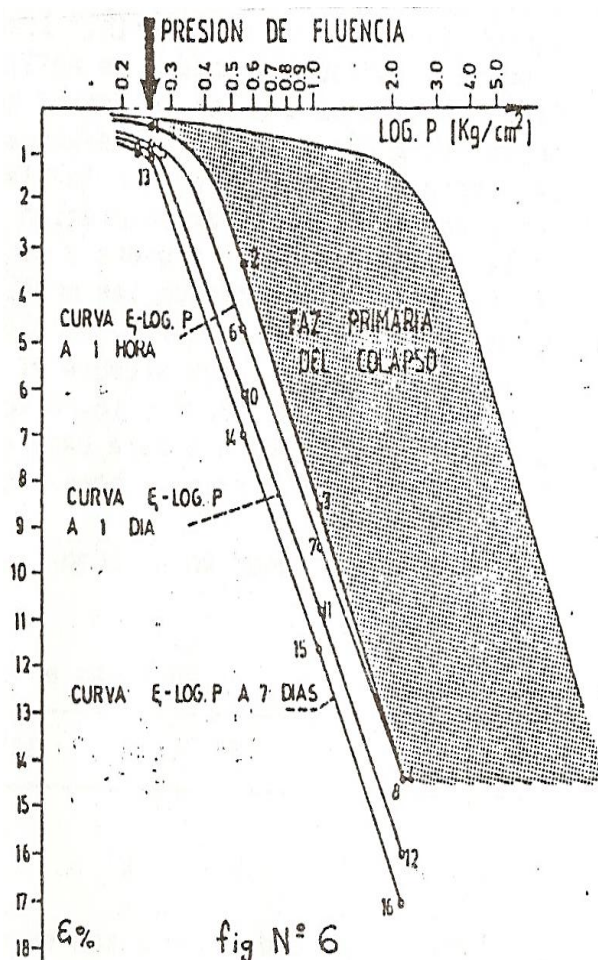
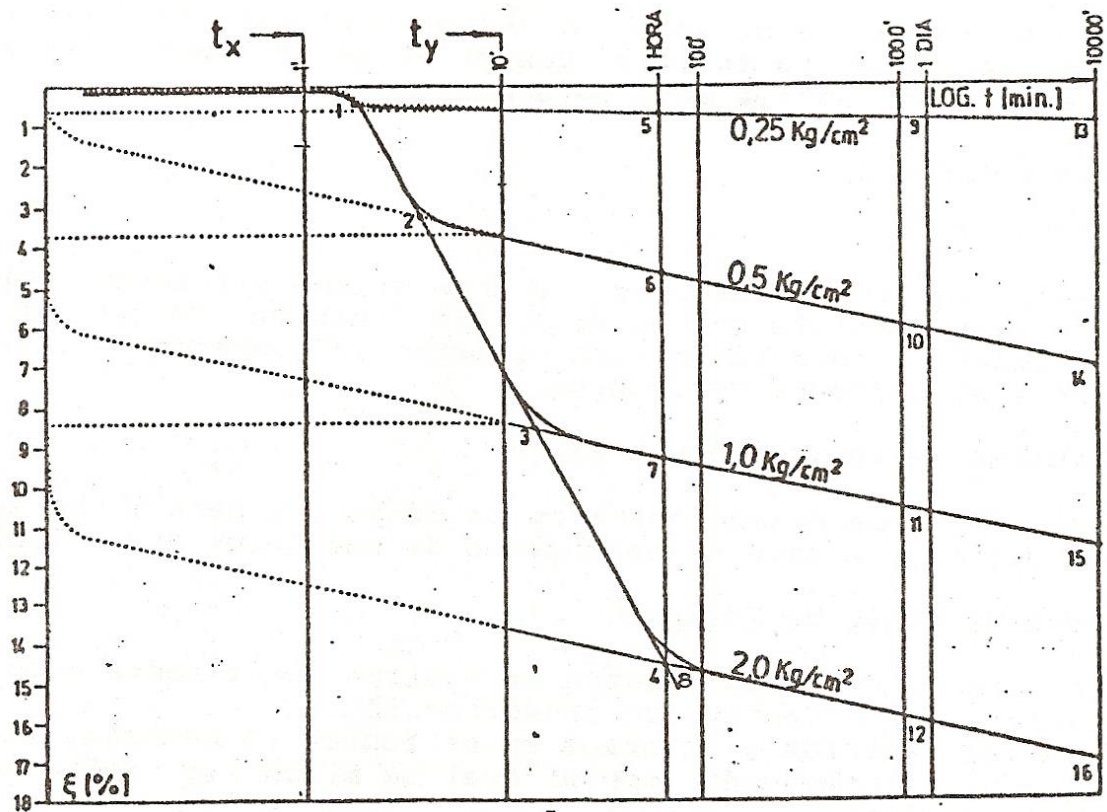
El método se basa precisamente en esta propiedad que poseen los suelos de deformarse a un ritmo o ley de variación única. El ensayo consiste en saturar la muestra a una presión baja, originando la desestabilización de los vínculos entre las partículas. Luego al ser cargada a una presión mayor las deformaciones alcanzan en corto tiempo la ley de variación correspondiente a la prolongación de la "faz secundaria del colapso".

Como se ha verificado que indefectiblemente al producirse un aumento en las cargas, las deformaciones siguen una ley de variación lineal correspondiente a la faz secundaria del colapso, puede con solo tomarse lectura de deformaciones en los tiempos  $t_x$  y  $t_y$  conocerse las deformaciones para cualquier tiempo correspondiente a esa presión, por ejemplo, un día, una semana, etc.

Los tiempos  $t_x$  y  $t_y$  pueden, en general, ser tomados a partir de los 30 segundos para la mayoría de los suelos de la zona, conservativamente se los ha elegido como 1 y 9 minutos, para que cada salto de carga no dure más de 10 minutos.

En la figura 5 se han graficado conjuntamente al ensayo propuesto (línea de puntos), las curvas de colapso a distintas presiones y prolongado los tramos rectos de la "faz secundaria del colapso", a fin de poner de manifiesto las deformaciones que se producirán desde una hora (puntos 5, 6, 7, 8), pasando por un día (9, 10, 11 y 12) y hasta una semana (13, 14, 15 y 16).





Si llevamos estas deformaciones a una gráfica  $\epsilon \%$  -  $\log P$  como la de la figura N° 6, obtenemos las curvas  $\epsilon \%$  -  $\log P$  correspondientes a los diferentes tiempos considerados.

La grafica de los puntos 1, 2, 3 y 4 nos pone en evidencia lo que hemos llamado "faz primaria del colapso".

En todas las curvas de este gráfico se tiene dos tramos muy diferenciados: el primero de muy bajas deformaciones y el segundo de grandes asentamientos con los aumentos de cargas.

A medida que aumenta el periodo de tiempo considerado se hace más nítido el punto de quiebre de estos dos tramos, que es el valor de la presión de fluencia. En tal caso se considera adecuado tomar la curva correspondiente a los 10.000 minutos (7 días)

De todos modos, si el valor de  $\epsilon \%$  para el que se obtiene la Presión de Fluencia es mayor que el 3% se la debe limitar al valor correspondiente de deformación máxima.

## Técnica operativa

### 1. Probetas

Se las confecciona dentro de los aros de consolidación habituales, preferentemente en los de anillos flotantes. Se usan en general probetas de relación altura diámetro  $\frac{1}{2}$ , siendo la altura de 31,8 mm y el diámetro de 63.5 mm.

### 2. Sistema de aplicación de cargas

Se utilizan los mismos aparatos de carga para que el ensayo de consolidación, ya sean de palancas o de cualquier tipo.

### 3. Procedimiento de ensayo

- La colocación de la muestra se realiza exactamente como si se tratara de un ensayo de consolidación.
- Una vez centrada y colocada en el equipo la probeta, se lleva cero el comparador con el cual se miden las deformaciones de la probeta.
- Se procede a aplicar el primer estado tensional, con el suelo a humedad natural, el que puede ser preferentemente 0,125 kg/cm<sup>2</sup> o 0,250 kg/cm<sup>2</sup>.
- Es necesario esperar que las deformaciones de la probeta se estabilicen para ese estado de cargas tomando las lecturas correspondientes en el interin, luego de lo cual se satura la muestra inundando la unidad de anillo flotante.
- El periodo de saturación se estima que concluye en aproximadamente 15 a 20 minutos y se verifica por el humedecimiento de la piedra porosa superior por la llegada del agua capilar.
- Terminado el periodo de saturación se toma nuevamente lectura de la deformación de la probeta y se efectúa el siguiente salto de carga. Los valores de las presiones a aplicar durante el ensayo son las siguientes: 0,125 kg/cm<sup>2</sup> o 0,250 kg/cm<sup>2</sup> el primer estado de cargas y luego siempre el doble de la anterior 0,50 – 1,00 – 2,00 – 4,00 – 8,00 y 16,00 kg/cm<sup>2</sup>.
- La duración recomendada para cada estado de cargas es de 60 minutos, pero varía acorde al tipo de suelo. Se debe verificar que el flexímetro no cambia de lectura, indicando que la deformación se ha estabilizado.
- Las lecturas en el comparador son las del siguiente esquema:

Tiempo	Presion Vertical [kg/cm2]								
	Fleximetro [0.01mm]								
	0,05	0,260	0,520	1,040	2,080	4,160	8,320	1,040	0,260
0									
5"									
15"									
30"									
1'									
2'									
4'									
8'									
16'									
32'									
60'									



## Cálculos

H = Altura inicial de la probeta

Def. $t_x$  = Deformación al tiempo  $t_x$ .

Def. $t_y$  = Deformación al tiempo  $t_y$ .

x = deformación unitaria a  $t_x$ .

y = deformación unitaria a  $t_y$ .

$t_n$  = tiempo de la deformación incógnita

$$\varepsilon_x = \frac{\text{Def.}t_x}{H} * 100$$

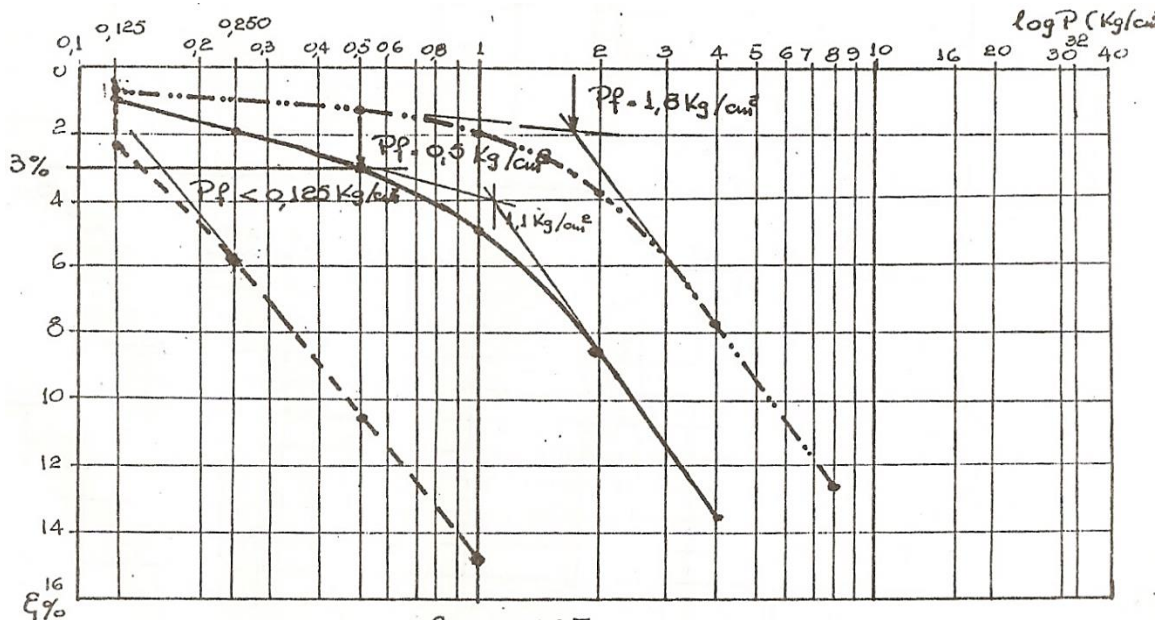
$$\varepsilon_y = \frac{\text{Def.}t_y}{H} * 100$$

$$\varepsilon = \frac{\log t_n - \log t_x}{\log t_y - \log t_x} * (\varepsilon_x - \varepsilon_y) + \varepsilon_x$$

## Gráficos:

Con los valores  $\varepsilon_n$  obtenidos se grafica una curva  $\varepsilon\%$  - Log P., tal como en el ensayo de consolidación. En este caso también obtendremos una curva con dos tramos aproximadamente rectos, correspondientes a dos comportamientos diferentes del suelo, antes y después de la presión de fluencia.

Para determinar la presión de fluencia sencillamente se prolongan los dos tramos rectos de la curva, y en el punto en donde se cortan tenemos el valor de la misma (línea de puntos y trazos en la Fig. N° 7). Este procedimiento tiene una salvedad, cuando el valor de la presión de fluencia obtenida corresponda a una deformación  $\varepsilon\%$  mayor que el 3%, se debe adoptar como una presión de fluencia correspondiente a esta deformación, tal como se ve en la Figura N° 7, en línea llena. Si el resultado del ensayo no permite definir el primer tramo recto, antes de la presión de fluencia, se debe informar que esta es menor que el primer valor de presión dad en el ensayo (0,125 kg/cm<sup>2</sup> o 0,250 kg/cm<sup>2</sup>), caso que se ve en la Figura N° 7 en línea de trazos.



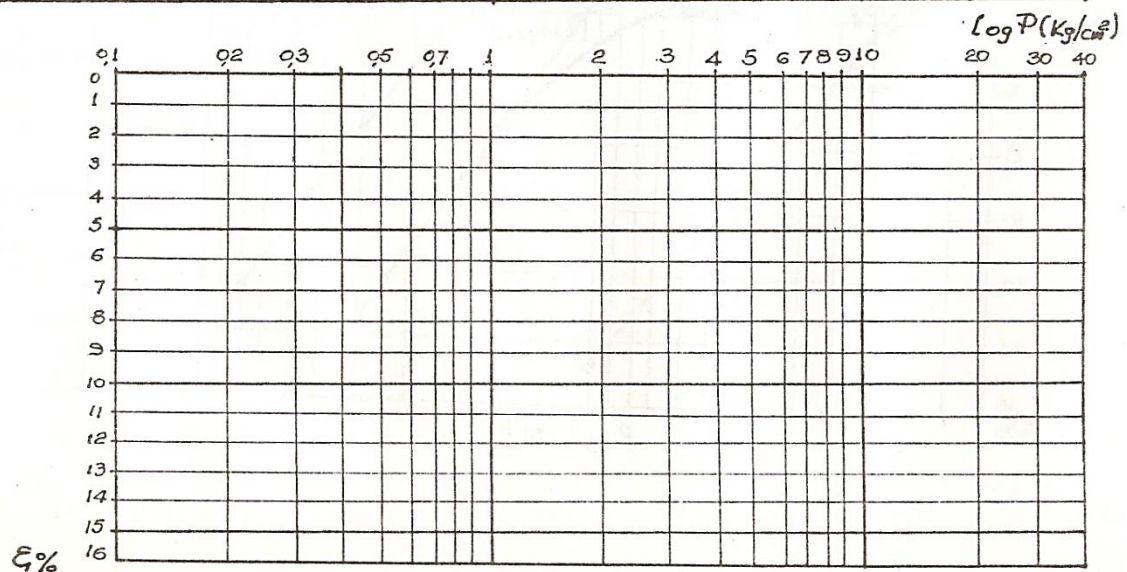
## ENSAYO DE COMPRESION CONFINADA

Cliente: ..... Obra: .....

Pozo: \_\_\_\_\_

Profundidad: \_\_\_\_\_

Operador:..... Fecha:.....

[illegible]

## ENSAYO Nº 9. CORTE DIRECTO.

### Concepto

La resistencia al corte de un suelo se puede expresar mediante la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad (9.1)$$

$\tau$  = resistencia al corte

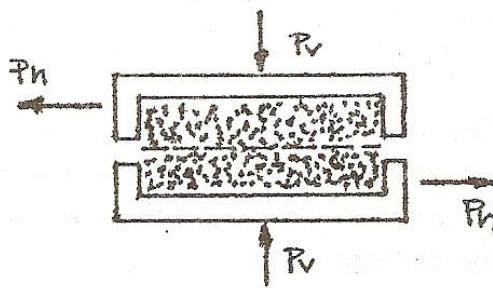
$c$  = cohesión

$\sigma$  = tensión normal

$\varphi$  = ángulo de resistencia interna

El ensayo de corte directo tiene como objeto determinar los parámetros  $c$  y  $\phi$ .

En el ensayo se le impone a la muestra de suelo las condiciones idealizadas en la figura 9.1



Sobre un plano de rotura localizado por las características constructivas de la caja de corte actúan dos fuerzas:

Una fuerza vertical  $P_v$  que genera una tensión normal  $\sigma$ .

Y una fuerza tangencial  $P_h$  que desplaza la parte móvil de la caja y produce una tensión de corte  $\tau$ .

Como en la ecuación 9.1 existen dos cantidades desconocidas  $c$  y  $\phi$ , se requieren dos valores, como número mínimo, de esfuerzo normal y de corte para obtener una solución. Por lo general esto es posible hacerlo gráficamente en un diagrama  $\tau$  vs  $\sigma$ .

Para suelos no cohesivos, la cohesión se anula y la ecuación 9.1 se convierte en:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad (9.2)$$

Se ha encontrado que los parámetros del suelo  $c$  y  $\phi$  obtenidos por el método de corte directo son tan confiables como los valores de ensayos triaxiales. Existen inconvenientes y ventajas cuando se comparan ambos métodos.

En corte directo:

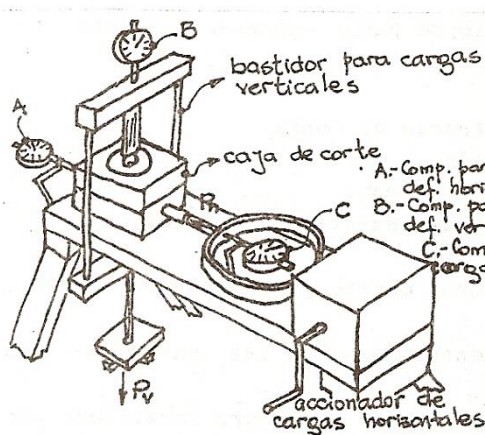
- La superficie de rotura no es necesariamente la más débil y la distribución del esfuerzo cortante no es uniforme.
- El área de la muestra cambia a medida que el ensayo progresa, siendo difícil efectuar la reducción de cajas de corte para muestras circulares. Con el empleo de cajas de sección cuadrada, el problema es sencillo.
- No es posible investigar el módulo de elasticidad ni la relación de Poisson.

Entre las ventajas se pueden mencionar:

- Una mayor facilidad de ejecución e interpretación que en el triaxial sobre todo en suelos no cohesivos.
- Mayor rapidez en ensayos consolidados drenados y lentos, debido a un menor camino de drenaje a recorrer por el agua.

## Equipos

La máquina de corte está formada básicamente por:



- Un bastidor flotante donde se aplica la carga normal  $P_v$  por intermedio de un plato de carga y una esfera de acero.
- Un accionador situado en un plano horizontal que actúa sobre la parte móvil de la caja de corte y cuyo empuje  $P_h$  es medido por un anillo dinamométrico.

Durante el ensayo se miden deformaciones horizontales y verticales en la muestra de suelo.

## Metodologías.

Existen dos formas básicas de realización del ensayo.

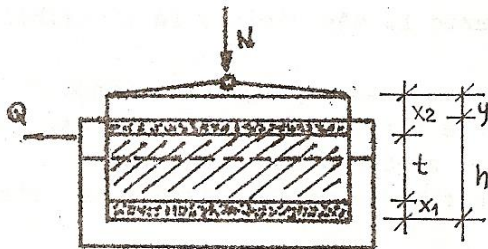
a) A “deformaciones controladas” en la cual se aplica a la muestra una velocidad de deformación pre-establecida y se controla periódicamente la carga necesaria para alcanzar esa velocidad de deformación.

b) A “tensiones controladas” que consiste en la aplicación de una carga de magnitud conocida y la observación de las deformaciones que se generan.

## Procedimiento.

Corresponde a la determinación de los parámetros de corte del suelo no cohesivo por medio de deformaciones controladas. Se lo realiza en arenas secadas al aire. Como no conservan su estructura original es necesario reproducir en laboratorio una determinada densidad. Para definir los parámetros se necesitan dos ensayos como mínimo a diferentes valores de tensión normal  $\sigma$ , y en cada uno de ellos se deben seguir los siguientes pasos.

1. Medir con un calibre las dimensiones de la caja, lado  $L$  o diámetro  $D$ , profundidad  $h$  y el espesor de las piedras porosas más el plato de carga  $x_1$ ,  $x_2$ .



2. Colocar la caja en la máquina de corte y fijarla.

3. Al suelo a ensayar se lo coloca en una cápsula y se lo pesa ( $P_1$ ).

4. Se agrega el suelo en la caja de corte, compactándolo de acuerdo con la densidad deseada. La probeta formada debe tener unos 12 mm de espesor.

5. Se pesa el sobrante de la cápsula ( $P_2$ ).

6. Se coloca la piedra porosa y el cabezal superior y se determina la altura de la muestra  $t$  según la siguiente expresión:

$$t = h + y - x_1 - x_2$$

donde:

$t$  = altura de la muestra.

$h$  = altura de la caja.

$x_1$  = piedra porosa inferior.

$x_2$  = piedra porosa y cabezal superior.

$y$  = promedio de las mediciones en los cuatro bordes

7. Se instala el bastidor flotante para aplicar la carga normal y el accionador de carga tangencial.

8. Se conectan los comparadores de 0.01 mm para la medición de deformaciones horizontales y verticales.

9. Se aplica la carga vertical constante prefijada y se toman los valores del comparador horizontal hasta su estabilización. Luego de ello se destraba la caja mediante el retiro de los pernos de fijación.

10. Se le imprime a la muestra una carga horizontal tal que la deformación tangencial sea constante y que tenga una velocidad de variación de 1 mm por minuto. Cada 15 segundos se toman lecturas de la deformación vertical y de la carga aplicada.

11. El ensayo se continua hasta que la carga horizontal se estabilice (a deformación constante) o la deformación tangencial sea del 15%.

### Cálculos

#### 1. Relación de vacíos $e$

##### 1.1. Determinación de la altura equivalente de sólidos, $h_s$ .

$$h_s = \frac{P_s}{A \cdot G_s \cdot \gamma_w} = P_1 - \frac{P_2}{A \cdot G_s \cdot \gamma_w}$$

$P_s$  = Peso de la muestra.

$A$  = Sección de la caja de corte.

$G_s$  = Gravedad específica del suelo.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

##### 1.2. Determinación de la altura equivalente de vacíos, $h_v$ .

$$h_v = t - h_s + h_n$$

$t$  = altura de la muestra

$h_n$  = deformación normal (+) expansión.  
(-) contracción

#### 2. Tensión de corte.

$$\tau = \frac{Q}{A} = \frac{(f \cdot k)}{A}$$

$Q$  = fuerza horizontal.

$f$  = lectura anillo dinamométrico.

$K$  = constante anillo dinamométrico.

#### 3. Tensión normal.

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$N$  = carga normal aplicada en el bastidor de carga.

#### 4. Se deben realizar los siguientes gráficos para cada estado de carga.

a)  $\sigma/\tau$  vs deformaciones horizontales

b)  $\sigma/\tau$  vs relación de vacíos

c) Deformaciones verticales vs deformaciones horizontales.

5. Con los valores máximos de las tensiones de los distintos ensayos a diferentes tensiones normales, se traza un gráfico  $\tau$  vs  $\sigma$ , siendo la pendiente de la recta el ángulo de resistencia interna. -



POZO: \_\_\_\_\_ PROF: \_\_\_\_\_

DATOS DEL SUELO:

TIPO DE SUELO: arena gruesa CLASIF. UNIFICADA: SW

PESO ESP. REAL ( $\gamma_w \cdot G_s$ ) = 2,66 HUMEDAD H %: 0,9%

DATOS GENERALES:

LADO L: 6,4 cm CARGA N: 4 Kg

ALTURA TOTAL h: 41,3 mm AREA A: 33,17 cm<sup>2</sup>

ALTURA PLATO CARGA  $X_2$ : 29,5 mm PIEDRA POROSA INF.  $X_1$ : 15 mm

ALTURA SOBRANTE Y: 7,2 mm  $t = h + Y - X_1 - X_2$ : 13 mm

FACTOR CALIBRACION K: 0,332 kg/div  $P_1 = \text{PESO [CAP. + SUELO]}$ : 317,27 g

$P_2 = \text{PESO [CAP. + SOBRANTE]}$ : 253,20 g P.S.H. =  $P_1 - P_2$ : 64,07 g

P.S.S. = P.S.H.  $\times$  F: 63,5 g ALTURA DE SOLIDOS  $h_s$ : 7,2 mm

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{120}{1} \text{ kPa}$

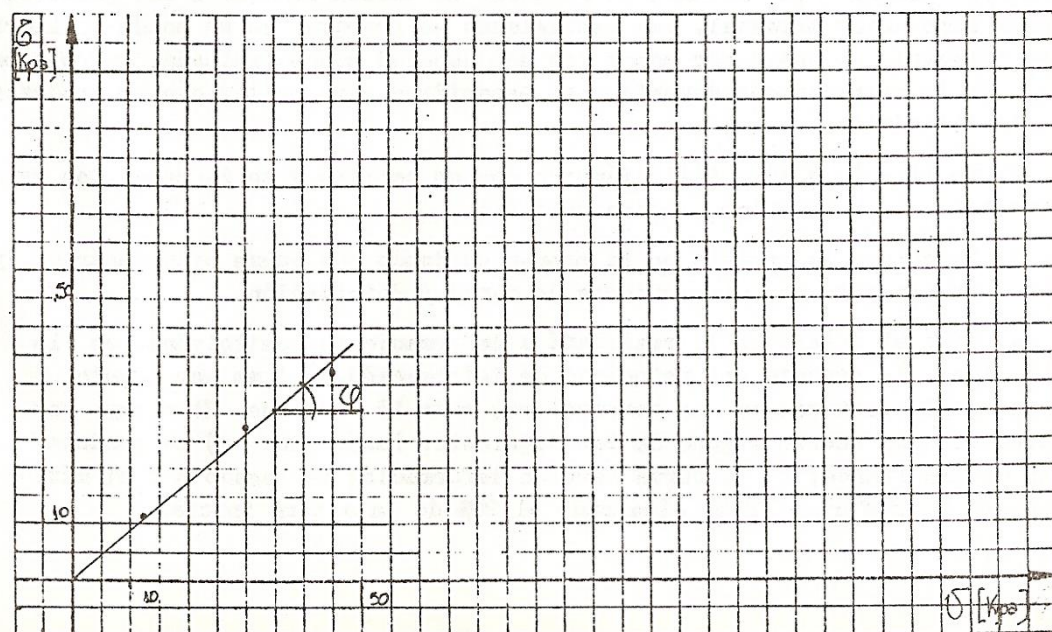
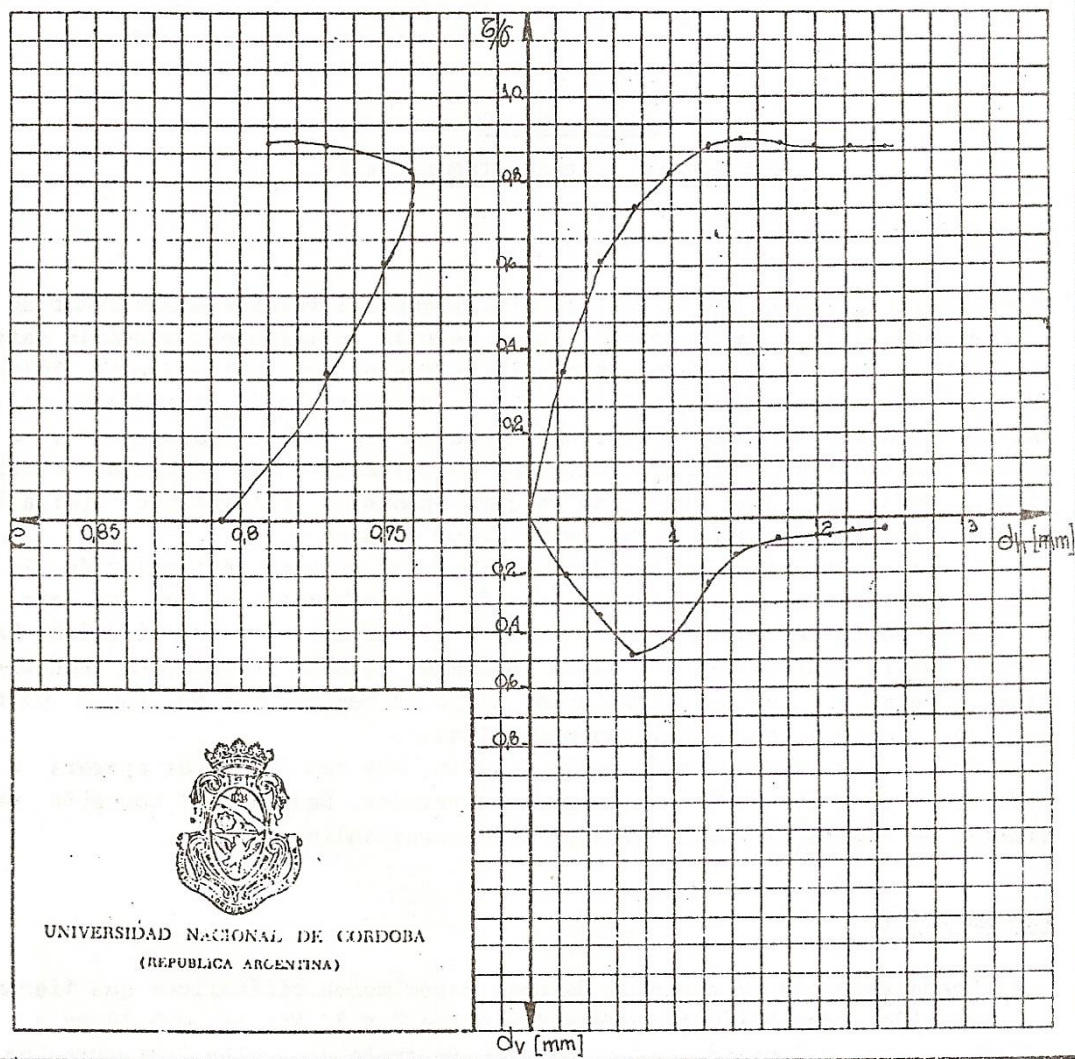
[illegible]

GRUPO Nº	$\bar{\sigma}$ [kpa]	$\sigma$ [kpa]
1	108	120
2	280	305
3	380	450



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA  
(REPUBLICA ARGENTINA)





## ENSAYO N° 10: COMPRESION SIMPLE O INCONFINADA

### CONCEPTO

El propósito de este ensayo es obtener rápidamente valores aproximados de la resistencia de aquellos suelos que poseen la suficiente coherencia para permitir que se ensaye en estado confinado. Por lo tanto, está limitado a los suelos cohesivos en los cuales la resistencia al corte esta originada por dos componentes; fricción, como en los suelos granulares y un segundo componente denominado cohesión, de naturaleza más compleja. La cohesión no es de propiedad constante ya que depende de la carga que soporta la estructura del suelo y la forma de realizar el ensayo.

La compresión simple puede ser considerada como un caso particular de la compresión triaxial, en el que la tensión de confinamiento  $\sigma_3$  es cero.

El ensayo se puede realizar en muestras indisturbadas y en remoldeadas. La pérdida de resistencia del suelo debida al amasado se denomina sensibilidad y se la define como la relación entre la resistencia del suelo indisturbado y la resistencia del suelo remoldeado.

Como en el caso del ensayo de corte directo, hay dos formas de operar; a deformaciones controladas y a cargas controladas. Dado que el concepto es similar se remite al lector al capítulo correspondiente.

### PROCEDIMIENTO

1. Preparación de la probeta. Se usan especímenes cilíndricos que tienen una relación altura: diámetro que varía entre 2 y 3. Por ej.  $\varnothing = 35 \text{ mm}$  y  $h = 80 \text{ mm}$ . Su preparación depende de que se trate de suelos inalterados o compactados.  
Los inalterados son tallados en un torno de madera similar a las probetas para compresión triaxial. Las remoldeadas se preparan en un molde cilíndrico colocando el suelo por capas con una humedad predeterminada. Entre capa y capa se compacta debidamente y se escarifica para evitar que se produzca estatificación.
2. Se mide la altura  $t$  el diámetro con un calibre y se la pesa. Con estos datos se puede calcular el peso unitario.
3. Se coloca la probeta en la presa cuidando que quede bien centrada y se llevan a cero los comparadores de carga y deformación.
4. Como el ensayo se realizará a deformaciones controladas, se le imprime a la probeta una velocidad de deformación de 1 mm por minuto, realizando lecturas en los comparadores cada 25 segundos: a) se produce la rotura franca; b) la curva tensión deformación ha pasado por el máximo; c) la deformación ha alcanzado el 20% de la altura inicial.
5. En el caso que se produzca la rotura franca, se hace un croquis de ella y se calcula el ángulo  $\phi$ .
6. Se toma una muestra y se determina la humedad del suelo.
7. Si se ha trabajado con una probeta y se desea determinar la sensibilidad del suelo, luego de la rotura se debe proceder a confeccionar una nueva probeta a partir de los restos de la ensayada. Se procede a desmenuzarla con cuidado y sin alterar sus condiciones de humedad y se repite el procedimiento correspondiente descrito en el punto 1.

### Cálculos

1. Si  $L_0$  es la longitud inicial de la probeta y  $\Delta L$  es la deformación axial, se denomina deformación específica vertical  $\epsilon_v$  como:

$$\epsilon_v = \frac{\Delta L}{L_0} \times 100 [\%]$$

2. Variación de la sección: el área original  $A_0$  se corrige considerando que el volumen total de la muestra permanece constante, y como la altura va disminuyendo, significa que el área va aumentando a medida que la probeta se comprime verticalmente.

Inicialmente:  $V_T = A_0 \cdot L_0$

Pero luego de una deformación vertical la altura cambia  $\Delta L$ :  $V_T = A' \cdot (L_0 - L)$

Igualando las ecuaciones, cancelando términos y despejando el área corregida  $A'$  se obtiene que:



$$A' = \frac{A}{1 - \varepsilon_v}$$

3. La tensión normal resultante se calcula como:

$$\sigma = \frac{P}{A'} \left[ \frac{kg}{cm^2} \right]$$

$\sigma$  = tensión normal

$P$  = carga vertical

$A'$  = arena corregida

$$P = k \cdot \Delta k$$

$k$  = constante del aro de carga  $\left[ \frac{kg}{div} \right]$

$\Delta k$  = variación de lectura del flexímetro

4. Con los valores obtenidos se grafica la curva tensión-deformación ( $\sigma$  vs  $\varepsilon_v$ ) y con la tensión máxima de rotura se grafica el correspondiente círculo de Mohr ( $\zeta$  vs  $\sigma$ )

5. En los suelos cohesivos normalmente consolidados, el mecanismo de resistencia de la muestra está caracterizado por la cohesión ( $c$ ) y la fricción no suele desarrollarse ( $\phi=0$ ), y la recta de falla resulta horizontal.

La resistencia al corte ( $\zeta$ ) se calcula como:

$$\zeta = \frac{P}{2 A'} \left[ \frac{kg}{cm^2} \right]$$

Cuando no se presenta esta situación, se puede determinar  $\phi$  y  $c$  a partir de la medición del ángulo  $\alpha$  que forma el plano de rotura de la probeta con la horizontal. Si se traza en el gráfico  $\zeta$  vs  $\sigma$  una recta que forme un ángulo  $\alpha$  a partir del polo del círculo de Mohr (en este caso coincide con el origen del sistema cartesiano de ejes), su intersección con el círculo representará las tensiones en el plano de rotura del suelo. A partir de él se traza una recta tangente al círculo, que es la recta de resistencia intrínseca. Gráficamente se pueden obtener el valor de la cohesión  $c$  (ordenada al origen de la recta) y el ángulo de fricción  $\phi$  (pendiente de la recta).

6. Si se desea determinar la sensibilidad de la muestra de suelo al remoldeo, se pueden utilizar dos procedimientos:

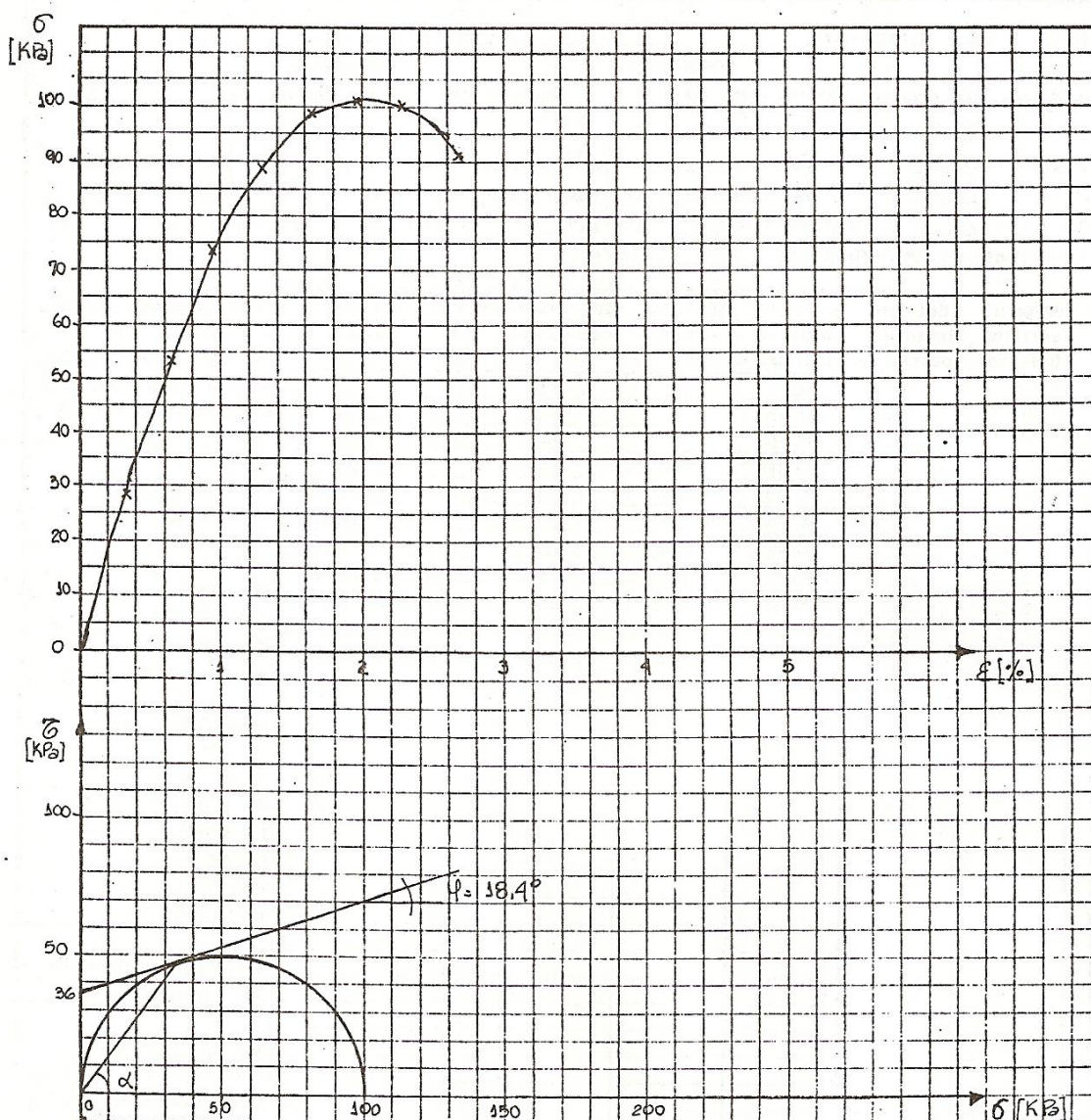
a) Dividir el valor de la resistencia de la probeta inalterada por el valor de la resistencia de la probeta remoldeada, obtenida a una magnitud de deformación igual al de la resistencia máxima de la probeta inalterada.

b) Dividir el valor máximo de la resistencia de la probeta inalterada por el valor máximo de la resistencia de la probeta remoldeada. Si no hay valor máximo bien determinado, se toma la resistencia correspondiente a una deformación del 10 %.





# ENSAYO DE COMPRESION DIAGRAMAS DE MOHR



POZO:	RESULTADOS		
PROFUNDIDAD:			
SECCION: cm <sup>2</sup>	9,62 cm <sup>2</sup>		
ALTURA: mm	76 mm		
% HUMEDAD INICIAL (NATURAL):	33,45		
% HUMEDAD FINAL:			
PESO UNITARIO HUMEDO gr/cm <sup>3</sup> :			
PESO UNITARIO SECO gr/cm <sup>3</sup> :	14,88 KN/m <sup>3</sup>		
PORCENTAJE DE SATURACION:			
σ <sub>3</sub> kg/cm <sup>2</sup> :			
σ <sub>1</sub> kg/cm <sup>2</sup> :	100,67 KPa		
PRESION DE POROS kg/cm <sup>2</sup> :			
ε %:	2,3 %		

# ENSAYO N° 11: ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

## 1. GENERALIDADES

Este ensayo tiene por objeto determinar los esfuerzos y deformaciones que sufren los suelos sujetos a esfuerzos de corte, que se producen al variar los esfuerzos principales que actúan sobre una probeta cilíndrica. De esta forma, se pueden conocer los parámetros de resistencia al corte tanto en material cohesivos como friccionales.

Es un ensayo moderno y de gran utilidad en los laboratorios de geotecnia, pues permite analizar el suelo con distintas variantes y condiciones de densidad, humedad, estado de tensiones, condiciones de drenaje, grado de saturación, etc.

Es un ensayo de compresión confinada que puede reproducir las condiciones en que se encuentra el suelo in-situ, permitiendo determinar los parámetros de ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y cohesión ( $c$ ) para luego calcular la resistencia al corte.

Las ventajas mas importantes de este ensayo son las siguientes:

- a) Posibilidad de determinación y medición de los cambios volumétricos de la probeta durante el ensayo.
- b) Los efectos progresivos de la rotura son pequeños.
- c) El estado de tensiones es conocido durante todo el tiempo que dura el ensayo.
- d) Se puede utilizar tanto para suelos cohesivos como sin cohesión.
- e) Reproduce en forma real un estado similar a aquel en que se encuentra el suelo en la naturaleza.

Las desventajas que se presentan son puramente de orden operativo, ya que los instrumentos utilizados son mas complejos y costosos, la preparación de la probeta y ensamble de la maquina requiere mayores cuidados, y los tiempos de ejecución del ensayo tienden a ser mas prolongados.

En esencia el ensayo consiste en aislar la muestra de suelo con una membrana fina de goma que copia la forma de la muestra, y se coloca dentro de una cámara de compresión en donde se aplica una presión de confinamiento mediante agua a presión. Luego se aplica la carga vertical mediante un vástago que comprime la muestra de suelo y se registran las tensiones normales que resiste la probeta.

## 2. Equipo necesario

El equipo disponible en el Laboratorio de Geotecnia de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales consta de una prensa para aplicar carga, un panel de confinamiento para aplicar presiones y medir cambios volumétricos, una celda para armar la probeta, un sistema de adquisición de señales para automatizar el ensayo y una computadora en la cual se puede programar la realización del ensayo y procesar los resultados. En la Figura 7 se ilustra un esquema de la disposición de los diferentes equipamientos.

2.1. Prensa de compresión de accionamiento manual de dos velocidades; una para desplazamientos rápidos en la aproximación; y la otra lenta al efectuar el ensayo. También dispone de accionamiento eléctrico a una velocidad de desplazamiento rápido. La compresión máxima que se puede alcanzar es de cinco (5) toneladas.

2.2. Un equipo de compresor de aire que consta del compresor propiamente dicho, comandado a motor eléctrico y un tanque de aire comprimido. La presión máxima del aire comprimido es de 10 atm.

2.3. Tanque intermediario contiene el líquido que llena la cámara triaxial. Puede ser agua, glicerina o aceite de castor. Posee un nivel tubular "N" que permite observar la altura del fluido. Durante el ensayo se encuentra a la presión de confinamiento  $\sigma_3$ .

2.4. Una cámara triaxial construida de Acrílico resistente (Plástico transparente).

En la base se encuentra tres llaves para líquidos y una en la tapa. Esta cámara es apta para una presión máxima de trabajo de  $5 \text{ kg/cm}^2$  (de baja presión). Se dispone de otra cámara de alta presión ( $20 \text{ kg/cm}^2$ ).

2.5. Un panel de instrumentos que tiene los siguientes elementos:

2.5.1. Llave reguladora de presión que ingresa al tanque intermediario.

2.5.2. Manómetro: se efectúan las lecturas de la presión de confinamiento.

2.5.3. Bureta graduada: se determinan las variaciones de volumen de la probeta.

2.5.4. Manómetro de mercurio, manómetro a membrana y equipos auxiliares (para mantener el volumen constante), se determina presión de poros. (presión del agua de saturación en los poros) o neutra  $u$ .

### 3. TIPOS DE ENSAYOS

Existen diversos tipos de ensayos de compresión triaxial pudiendo distinguirse tres tipos principales.

3.1. No consolidado sin drenar o bien no consolidado rápido. Se conoce con el símbolo de Q (quick). Para suelos cohesivos y friccionales, puede ser con o sin medición de presión de poros  $u$  en suelos saturados o sin saturar.

3.2. Consolidado sin drenar o bien consolidado rápido. Se conoce con el símbolo Qc (quick consolidate). Para suelos cohesivos, puede ser con o sin medición de  $u$ .

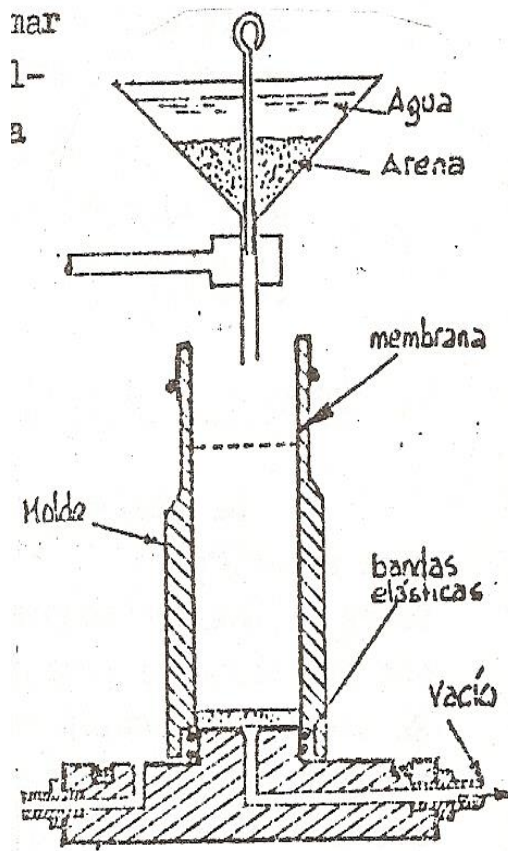
3.3. Drenado, llamado también lento se designa con la letra S (slow) en suelos saturados.

### 4. PREPARACION DE PROBETAS

La preparación de las probetas requiere de un máximo cuidado y personal competente. Las dimensiones más usuales son de 35 mm de diámetro por 70 de largo o 70 x 140 o 100 x 200.

Antes de comenzar la preparación de las probetas se debe fijar que tipo de ensayo ha de realizarse para poner énfasis en aquellos detalles que pueda alterar los resultados buscados.

#### 4.1. Preparación de la probeta en suelos sin cohesión



Se coloca sobre la base de la cámara triaxial la membrana de goma atada fijamente a esta base. Conviene colocar dos vueltas de cinta aisladora y encima de la cinta la membrana. La atadura se hace en esa zona utilizando una banda elástica.

Alrededor de la muestra se coloca el molde bipartido. Fig. 1, doblando la parte superior de la membrana sobre este molde.

Calcular el peso del suelo necesario para formar una probeta de 35 mm de diámetro x 70 mm de altura con el peso específico aparente que se ha establecido.

Tomar un embudo de tamaño grande taponando el extremo. Echar agua sin aire y el suelo, debe quedar totalmente sumergido en el agua. Remover suavemente con una varilla de vidrio para permitir la salida de todas las burbujas de aire.

Remover el tapón del embudo y con cuidado introducir el suelo saturado dentro del molde. Retirar el agua sobrante en la parte superior. Colocar la base superior, la cual debe estar perfectamente nivelada y paralela a la base inferior. Atar con prolijidad la membrana en la misma forma que se indicó para la base inferior.

Aplicar un vacío de 100 mm de Mercurio. Con este pequeño vacío se puede extraer el molde bipartido exterior.

Una vez preparada la probeta se mide la circunferencia en su parte superior, central e inferior a los efectos de poder calcular la sección en forma más exacta.

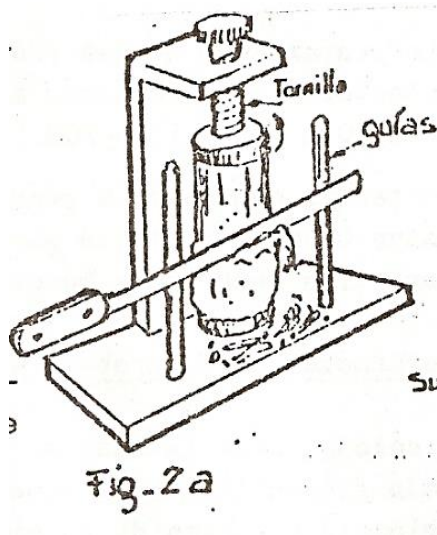
Para tener la sección neta se debe descontar el espesor de la membrana. Luego se mide cuidadosamente la longitud de la probeta. Todas estas mediciones se deben hacer al 0,1 de mm.

#### 4.2. Preparación de probetas en suelos cohesivos

##### 4.2.1. Muestras inalteradas.

Se prepara la probeta en un ambiente húmedo, se utiliza un trozo de suelo y se va tallando progresivamente una probeta cilíndrica con ayuda de una espátula metálica o trincheta. Se debe cortar el suelo en forma cuidadosa hasta lograr una probeta cilíndrica de 100 mm de altura y 50 mm de diámetro, por ejemplo. Luego se engrasa la cara superior e inferior para que sean horizontales y paralelas y se ensambla la muestra en la celda triaxial.

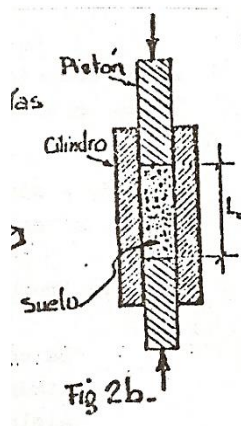




#### 4.2.1. Muestras compactadas.

La preparación de esta probeta se hace utilizando un molde cilíndrico metálico en donde se coloca el suelo completamente homogeneizado y mezclado para que el estado de humedad sea el mismo en toda la altura. Se va colocando el suelo por capas y se va compactando mediante golpes con un pisón metálico, hasta lograr la densidad que uno desea (se pueden preparar muestras a baja densidad, a elevada densidad, o con la misma densidad que posee el suelo en el campo).

La probeta se extrae del molde cilíndrico empujando con un embolo metálico o bien se pueden utilizar moldes que se encuentran bipartidos que cuando la muestra esta compactada, se abren en dos mitades y se extrae la probeta de suelo.



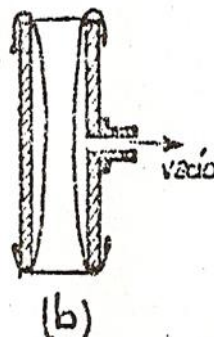
### 5. COLOCACION DE PROBETAS

La cámara triaxial consta de una base, una celda de acrílico y un cabezal superior. Sobre la base se encuentra el cabezal inferior, generalmente fijo sobre el que se coloca la probeta.

En el caso de suelos cohesivos, se fija la membrana al cabezal inferior mediante bandas de goma, se le desenrolla una membrana de goma flexible que recubre la probeta y se ajusta al cabezal inferior y superior mediante bandas de goma. La probeta cilíndrica que, dentro de la membrana, aislada e impermeabilizada del exterior.



Cuando la probeta de suelo es muy frágil o débil, se utiliza un molde de acrílico de diámetro mayor al de la probeta, que contiene la membrana de goma por dentro. Se coloca el molde por fuera de la probeta y luego se aplica vacío por un puerto lateral. De esta forma, la membrana de goma se pega a la probeta de suelo y se ajustan con bandas elásticas el cabezal inferior y superior. Luego se retira el molde de acrílico y la probeta queda armada con la membrana de goma.



### 5.1. Armado de la Cámara Triaxial

Una vez armado el conjunto de base, cabezal inferior, probeta de suelo, cabezal superior y membrana de goma flexible, se procede a colocar la cámara cilíndrica de acrílico y se ajusta mediante tres pernos a la base metálica. El vástago para aplicar carga vertical se encuentra en la parte superior de la celda y queda móvil pero cerrado herméticamente.

Se comienza a llenar con agua el interior de la celda hasta que todo el recinto está sumergido. Luego se coloca el tapón roscado superior y se aplica la presión de confinamiento que uno desea (generalmente 20 o 30 kPa). Siempre la presión de confinamiento debe ser superior a la presión inferior y la presión superior, asegurando que la membrana está "apretada" contra la probeta de suelo.

Posteriormente comenzará el proceso de saturación de la muestra, en donde se abren los puertos de drenaje inferior y superior. Se aplica una diferencia de presión de tal forma que se genere un gradiente que asegure el flujo de agua a través de la probeta de suelo. Generalmente se aplica una presión inferior de 20 kPa y una superior de 10 kPa. Gradualmente se va aumentando conjuntamente

la presión de confinamiento (a 40 kPa) y la presión inferior (30 kPa) para acelerar el proceso de saturación con gradientes cada vez mayores. La muestra puede considerarse saturada cuando el volumen de agua que ingresa a la muestra y el que sale es el mismo (permeabilidad constante), o cuando ha ingresado a la probeta tres veces el volumen de poros de la misma.

## 6. ENSAYO NO CONSOLIDADO NO DRENADO (UU ó Rápido ó Quick “Q”)

Una vez colocada la cámara triaxial en la prensa, se procede a efectuar las conexiones con el panel de instrumentos. Se coloca el flexímetro para medir las deformaciones verticales ( $\Delta L$ ) y el flexímetro dentro del aro de carga para medir la carga vertical aplicada ( $\Delta k$ ).

Se eleva lentamente el plato de carga hasta que el vástago vertical toque el cabezal del anillo, verificando que el flexímetro se mueva solo una división. Se toman las lecturas iniciales de los flexímetros y se cierran los puertos de drenaje inferior y superior de la probeta.

Se aplica la presión de confinamiento ( $\sigma_3$ ) para realizar el primer “salto de carga” (generalmente 50 kPa).

Comenzamos la aplicación de las cargas axiales con un ritmo constante y utilizando en sistema de deformaciones controladas.

Las velocidades más usuales de aplicación de las cargas son de 1mm por minuto.

Se toman lecturas del dial de deformaciones y del dial del aro, cada 0,25 mm de deformación, hasta obtener la rotura de la muestra. La rotura se manifiesta por un descenso de las cargas, o cuando la fuerza de compresión se mantiene constante durante varias lecturas o bien hasta que la probeta se ha deformado un 20%.

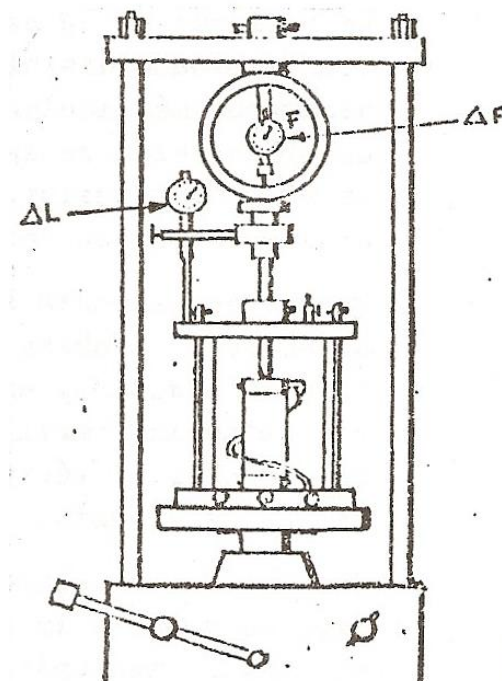
La presión axial de rotura la designaremos como  $\sigma_1$  (más adelante veremos cómo se determina el valor a emplear.)

Se elimina la presión  $\sigma_3$  lentamente y se refluye el líquido al tanque intermediario.

Se abre la cámara triaxial, se extrae cuidadosamente la probeta sin perder material, se grafica la rotura si es posible, se pesa y se determina el contenido de humedad final.

Con los valores  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  es factible trazar el círculo de Mohr.

Para trazar la línea de rotura es necesario dibujar otros círculos. Se efectúan determinaciones con otras probetas del mismo suelo para diferentes valores de  $\sigma_3$  obteniéndose nuevos valores para  $\sigma_1$ . Se trazan los círculos de Mohr que corresponden a  $\sigma'_1; \sigma'_3; \sigma''_1; \sigma''_3 \dots \sigma^n_1; \sigma^n_3$  y su envolvente nos determina la línea de rotura.



## 7. ENSAYO CONSOLIDADO NO DRENADO (CU ó consolidado rápido)

La realización de este ensayo es similar al ensayo “Q”, salvo que las variantes producidas al consolidar la probeta según las técnicas que indicaremos más adelante.

La preparación de la muestra y colocación dentro de la cámara es como en el caso anterior, con la variante de que los cabezales deben ser piedras porosas que deben saturarse para remover totalmente el aire.

Es particularmente importante en este ensayo eliminar el aire encerrado entre la probeta y los cabezales. Cerrar luego la cámara con la lectura ya indicada, es decir mojar los aros de goma superior e inferior y apretar las varillas en forma progresiva. Llenar de líquido la cámara, asentar el vástago de carga hasta que haga contacto con el cabezal de la probeta.

Una vez que se eligen las cargas de confinamiento  $\sigma_3$  de acuerdo con el tipo de suelo y la naturaleza de la obra, se efectúa la carga de consolidación manteniendo constante la presión  $\sigma_3$  en el interior de la cámara.

Al aplicar la carga de consolidación deben abrirse las válvulas de drenaje que nos permitan medir las variaciones volumétricas  $\Delta v$  y tomar lecturas en los tiempos que correspondan al ensayo de consolidación 5";15";1';2'15";4';6'15"...etc. Hasta obtener el 90% o 100% de la consolidación primaria (gráficos de deformaciones versus  $\sqrt{t}$  o  $\log t$  Fig. N° 12).

Es conveniente graficar este proceso para determinar exactamente el porcentaje de consolidación alcanzado. Tomar debida nota de la variación de longitud de la probeta y comenzar la aplicación de las cargas axiales hasta obtener la rotura por corte. Antes de iniciar el proceso de carga se procede a cerrar válvulas de drenaje y su técnica ya fue explicada en el ensayo de "Q".

Para cada probeta y cada valor de  $\sigma_3$  se efectúa el proceso descripto.

La velocidad de este ensayo conviene regularla en el 1% de la deformación longitudinal de la probeta por minuto.

## 8. ENSAYO CONSOLIDADO DRENADO (CD ó lento ó Slow "S")

El objeto de este ensayo es permitir un drenaje completo de la probeta en cada estado de carga y por lo tanto que la presión neutra o presión de poros  $\mu$  sea nula.

Técnica de ensayo

Se efectúa la consolidación de la probeta para la carga  $\sigma_3$  siguiendo la técnica ya descrita en el ensayo "Qc".

La aplicación de las cargas axiales puede efectuarse por los métodos de:

Deformaciones controladas

En este caso debe regularse la velocidad de deformación de tal forma que permita un drenaje completo de la probeta para lo que es necesario calcular el tiempo de drenaje.

$$t = \frac{T h^2}{C_v}$$

Donde T es un factor de tiempo que depende de las condiciones de drenaje.  $C_v$ : Se calcula en el proceso de consolidación que se efectuó anteriormente, cuyo cálculo se desarrolla en el ensayo de consolidación. h: es la altura de la probeta.

Se considera que se llega al estado de falla, cuando las deformaciones axiales producidas alcanzan determinados porcentajes de la altura total que en general varían del 18 al 20 %.

Conocido el tiempo y la deformación se calcula la velocidad de deformación necesaria.

Se establecen los tiempos en los que se efectuaran las lecturas  $\Delta F$  y  $\Delta V$ .

Para realizar este tipo de ensayo es indispensable un equipo mecánico automático que permita regular su velocidad. No puede realizarse en forma manual debido a que generalmente los tiempos son largos (6 a 8 horas)

### **8.1.2. Cargas controladas**

La aplicación de las cargas axiales se efectúa por saltos de cargas (generalmente saltos del 10% de la carga estimada de rotura) que permanecen durante el tiempo necesario para que se logre el 90% de consolidación, antes de efectuar la carga siguiente.

La forma más sencilla de mantener las cargas constantes, es mediante pesas que accionan sobre el vástago a través de un caballete o colocando la cámara triaxial en el aparato de consolidación.

Se toman lecturas de  $\Delta V$  en los tiempos de consolidación (5"; 15"; 30", 1'; etc.) y se trazan las curvas  $\Delta V - \sqrt{t}$ .

Una vez obtenido el 90% de consolidación se lee  $\Delta L$ , se calcula  $A_c$  (área corregida) y se efectúa una nueva carga.

Se repite el proceso completo para distintos saltos de carga hasta obtener la rotura de la probeta.

Se repite el ensay con una nueva probeta para otro valor de  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  obtenidos en cada probeta se confeccionan los círculos de Mohr y la envolvente de rotura.

## **9.- CALCULOS.**

### **9.1. Valores que se obtiene antes de comenzar el ensayo.**

$L_0$  – Longitud inicial de la probeta (Apreciación al 0,1 mm).

$d_0$  – Diámetro. Se determina en tres alturas distintas promediando los resultados (Apreciación al 0,1 mm)

$K$  – Factor de calibración. Depende del anillo dinamométrico que se utiliza (kg/Div.).

$P_{sh}$  – Peso suelo húmedo de la probeta.

$H_i$  – Porcentaje de humedad inicial.

### **9.2. Valores que se leen durante el desarrollo del ensayo**

$\Delta F$  – Deformaciones producidas en el anillo dinamométrico (lectura inicial - lectura en un instante dado).

$\Delta L$  – Variaciones de la longitud de la probeta, es la diferencia entre la lectura del dial del comparador en un instante dado y la lectura inicial. Si se toma la precaución de trabajar con el comparador llevado a su 0 a su lectura da directamente  $\Delta L$ .

$u$  – Presión de poros o presión neutra. Es la presión a que se encuentra el líquido en los poros.

Para su medición se procede de la siguiente manera (ver panel de instrumentos 2-5-4) Fig.7

Se abre la llave que conecta el U de mercurio con el interior de la probeta, operación que se efectúa manteniendo en ambas ramas un mismo nivel de mercurio, accionando la bomba manual tipo tornillo. Las presiones se leen en el manómetro a membrana o en el manómetro a mercurio, según la intensidad de las presiones medidas.

Se encuentra en la Facultad un equipo para medición de presiones de poros Karol-Warner cuyo funcionamiento es fundamentalmente igual que el descripto.

$\Delta V$  – Variación de volumen. Se puede medir únicamente en probetas saturadas. Se utiliza una bureta graduada (ver 2-5-3).

$\sigma_3$  – Presión de confinamiento. Se lee en el manómetro del tanque intermediario (2-3.2).-



### 9.3. Valores a calcular

L: Longitud de la probeta en cada instante t ( $L_0 - \Delta L$ ).

$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$  = Es la deformación unitaria expresada en porcentaje.

P =  $\Delta F \times K$ : Carga axial. Se aplica mediante la prensa.

$V_0 = \frac{\pi d_0^2}{4} \times L_0$ : Volumen inicial de la probeta.

$\sigma_3 = \sigma_c$ : Presión intergranular tangencial.

$A_0 = \frac{\pi d_0^2}{4}$ : Sección transversal inicial de la probeta.

Ac: Sección transversal en un instante. Suponiendo constancia de volumen entre el momento inicial y el dado podemos deducir:

$A_c = A_0 / (1 - \varepsilon)$  o  $A_c = V_0 - \Delta V / (L_0 - L)$ , si medimos  $\Delta V$

$p = P / A_c$ : Presión axial que corresponde a cada instante.

$\sigma_1 = p + \sigma_3$ : Presión intergranular axial que resulta igual a la presión de confinamiento. Por lo tanto  $P = \sigma_1 - \sigma_3$

$\sigma_3' = \sigma_3 - u = \sigma_c - u$ : Presión efectiva de confinamiento.

$\sigma_1' = \sigma_1 - u$ : Presión efectiva axial.

$\varphi = \arcsen \frac{\sigma_1/\sigma_3 - 1}{\sigma_1/\sigma_3 + 1}$ : Ángulo de fricción interna.

$\theta = 45 - \frac{\varphi}{2}$ : Ángulo de rotura. Formado por la horizontalidad con el plano de corte

Hf = Contenido de humedad final.

## 10. GRÁFICOS

Los resultados de los ensayos de compresión triaxial se representan por gráficos. Los más utilizados son:

### 10.1 Presión axial versus deformaciones ( $p$ ; $\varepsilon$ %) fig. N°8

Se utiliza para todo tipo de ensayos, podemos determinar la presión axial máxima  $p$ . máx. y la deformación que alcanzó el suelo en ese momento  $\varepsilon$  %.

La presión axial máxima puede quedar perfectamente definida, cuando el suelo tiene una rotura franca. Si se produce una rotura plástica y la curva no presenta máximos, se toma como  $p$ . máx. al que corresponde a una deformación del 20%.

Se puede llevar en mismo gráfico (fig. N°10) las distintas tensiones para ver cómo varían.

Se puede graficar a)  $\sigma_1$ ;  $\varepsilon$

b)  $\sigma_1'$ ;  $\varepsilon$  recordando que  $\sigma_1' = \sigma_1 - u$

c)  $p$ ;  $\varepsilon$  recordando que  $p = \sigma_1 - \sigma_3$

d)  $\sigma_3$ ;  $\varepsilon$

e)  $\sigma_3'$ ;  $\varepsilon$  recordando que  $\sigma_3' = \sigma_3 - u$

f)  $u$ ;  $\varepsilon$

Dibujando únicamente las que nos interesa en cada particular.

### 10.2 Tensión de corte versus tensiones principales (fig. N°9)

Para el trazado de los círculos necesitamos conocer los valores de  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ .

$$\sigma_3: \text{dato. } \sigma_1 = p_{max} + \sigma_3$$

Se trazan tantos círculos como probetas se hayan ensayado. Su envolvente nos determina la línea de rotura que forma un ángulo  $\varphi$  (ángulo de fricción interna) con la horizontal y su ordenada al origen nos indica el valor de  $c$  (cohesión).

Se utiliza para todo tipo de ensayos (fig. N°9)

Si los círculos de Mohr se trazan con los valores de  $\sigma_1'$  y  $\sigma_3'$  se obtienen los valores de  $\varphi'$  (ángulo de fricción interna efectiva) y  $c'$  (cohesión real). Fig. N°11 y 13.

### 10.3 Variaciones de volumen versus raíz cuadrada del tiempo. (Fig.N°12)

Para efectuar ensayos consolidados sin drenar "Qc" y lento, es necesario determinar los valores del 90% de consolidación como vimos en (7 y 8) valores que se obtienen mediante este tipo de curvas y cuyo desarrollo se ve más en detalles en el Práctico de Consolidación.

### 10.4 Curvas típicas de los ensayos lentos. Fig. N°6

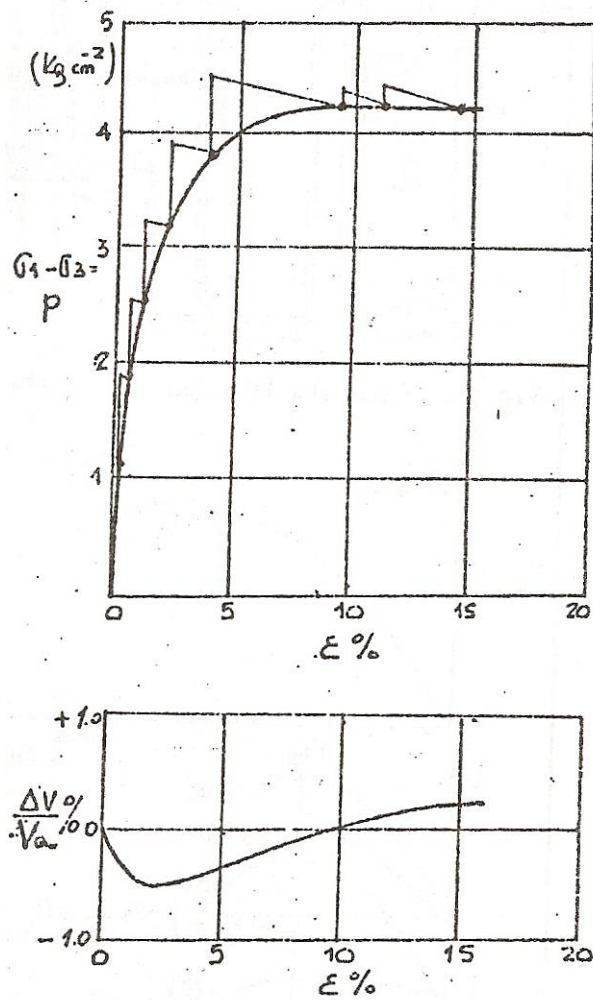
La tensión "p" no es estrictamente constante debido a la variación de la sección durante la aplicación de la carga.

Otro gráfico muy utilizado para los ensayos en que se mide variaciones de volumen es el de variación de volumen unitario versus  $\varepsilon$  %.

En los círculos de Mohr da directamente los valores de  $C'$  y  $\varphi'$  fig. N° 14.

Pueden trazarse numerosos gráficos para poner de manifiesto diversos problemas que el investigador puede plantearse.

Los ensayos desarrollados son los más generales.



# 11. BIBLIOGRAFIA

1. Soil testing for Engineer. William Lambo.
2. Mecánica de los suelos en Ingeniería Práctica. Terzaghi y Peck.
3. The Measurment of Soil Properties in the Triaxil Test. Bishop and Henkel.

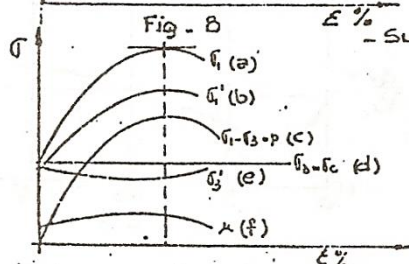
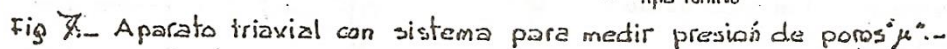


Fig. 10 - Ensayo "G1" con med. de ju



Fig 13. Ensayo Qd

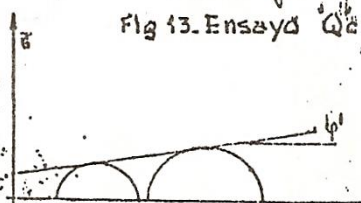


Fig. 14 - Enzyme "S"

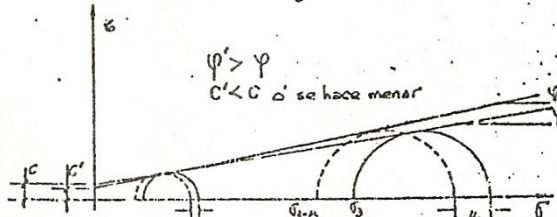
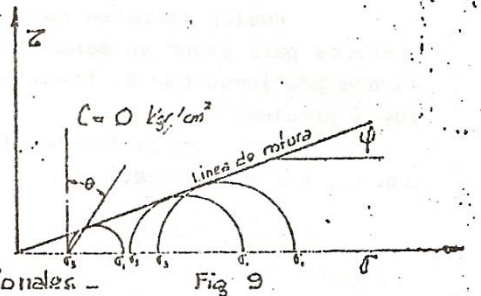


Fig. 11

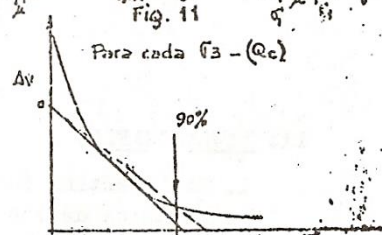


Fig 12.

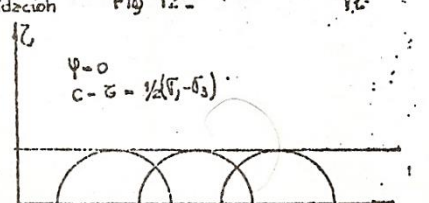


Fig:15\_Ensayo Q' de arcillos saturada



ALUMNO: _____ GRUPO: _____ FECHA: _____	T.P. N° 11 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL	VISACION: _____
---	--	-----------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado - No drenado

POZO: \_\_\_\_\_ PROF: \_\_\_\_\_ MUESTRA: \_\_\_\_\_

PRESION DE CONFINAMIENTO:  $\sigma_3$  1°: 50 Kpa 2°: 100 Kpa 3°: 150 Kpa

CONSOLIDACION AXIAL:

1° SALTO:  $\Delta L$ : \_\_\_\_\_ cm Alt. final: \_\_\_\_\_ cm  $\Delta V$ : \_\_\_\_\_ c.c. Vol. final: \_\_\_\_\_ c.c. Seccion: \_\_\_\_\_

2° SALTO:  $\Delta L$ : \_\_\_\_\_ cm Alt. final: \_\_\_\_\_ cm  $\Delta V$ : \_\_\_\_\_ c.c. Vol. final: \_\_\_\_\_ c.c. Seccion: \_\_\_\_\_

3° SALTO:  $\Delta L$ : \_\_\_\_\_ cm Alt. final: \_\_\_\_\_ cm  $\Delta V$ : \_\_\_\_\_ c.c. Vol. final: \_\_\_\_\_ c.c. Seccion: \_\_\_\_\_

VELOCIDAD DE DEFORMACION: 1.0 mm/min.

deform. vertical 0.01mm	deform. unitaria parcial %	deform. unitaria acumul. %	lectura aro 0.01 mm	secc. trans. corregida cm <sup>2</sup>	increm. de tension Kpa	tension total $\sigma_1$ Kpa
0	0	0	0	9.62	0	50
25	0.36	0.36	40	9.66	83.9	133.9
50		0.71	54	9.69	113.0	163.0
75		1.07	58	9.73	120.8	170.8
100		1.43	60	9.76	124.6	174.6
125		1.79	63	9.80	130.3	180.3
150		2.14	64	9.83	132.0	182.5
175		2.50	65	9.87	133.5	183.5
200		2.86	66	9.90	135.2	185.2
225		3.21	67	9.94	136.6	186.6
250		3.57	68	9.98	138.1	188.1
275		3.93	70	10.01	141.8	191.8
300		4.29	70	10.05	141.2	191.2
0	0	0	0	9.62	0	100.0
25	0.36	0.36	45	9.66	94.4	194.4
50		0.71	73	9.69	152.7	252.7
75		1.07	83	9.73	172.9	272.9
100		1.43	88	9.76	182.8	282.8
125		1.79	92	9.80	190.3	290.3
150		2.14	94	9.83	193.9	293.9
175		2.50	97	9.87	199.3	299.3
200		2.86	102	9.90	208.9	308.9
225		3.21	103	9.94	210.1	310.1
250		3.57	104	9.98	211.3	311.3
275		3.93	105	10.01	212.7	312.7
300		4.29	105	10.05	211.8	311.8
0	0	0	0	9.62	0	150
25	0.36	0.36	58	9.66	121.7	271.7
50		0.71	94	9.69	196.7	346.7
75		1.07	110	9.73	229.2	379.2
100		1.43	117	9.76	243.1	393.0
125		1.79	121	9.80	250.3	400.3
150		2.14	126	9.83	259.9	409.9
175		2.50	130	9.87	267.1	417.1
200		2.86	139	9.90	284.7	434.7
225		3.21	139	9.94	283.5	433.5
250		3.57	139	9.98	282.4	432.4

Diám. probeta: 35 mm  
 Alt. probeta: 70 mm  
 Peso húmedo: 105.68 gr.  
 Seccion trans.: 9.62 cm<sup>2</sup>  
 Fact. calibracion: 2.069 kg/div  
 Aro: \_\_\_\_\_

HUMEDAD INICIAL:  
 Pf. N°: \_\_\_\_\_  
 Peso Pf.: \_\_\_\_\_  
 Pf. + Psh.: \_\_\_\_\_  
 Pf. + Pss.: \_\_\_\_\_  
 Pagua: \_\_\_\_\_  
 Pss.: \_\_\_\_\_

HUMEDAD %: \_\_\_\_\_  
 HUMEDAD FINAL:  
 Pf. N°: \_\_\_\_\_  
 Peso Pf.: \_\_\_\_\_  
 Pf. + Psh.: \_\_\_\_\_  
 Pf. + Pss.: \_\_\_\_\_  
 Pagua: \_\_\_\_\_  
 Pss.: \_\_\_\_\_

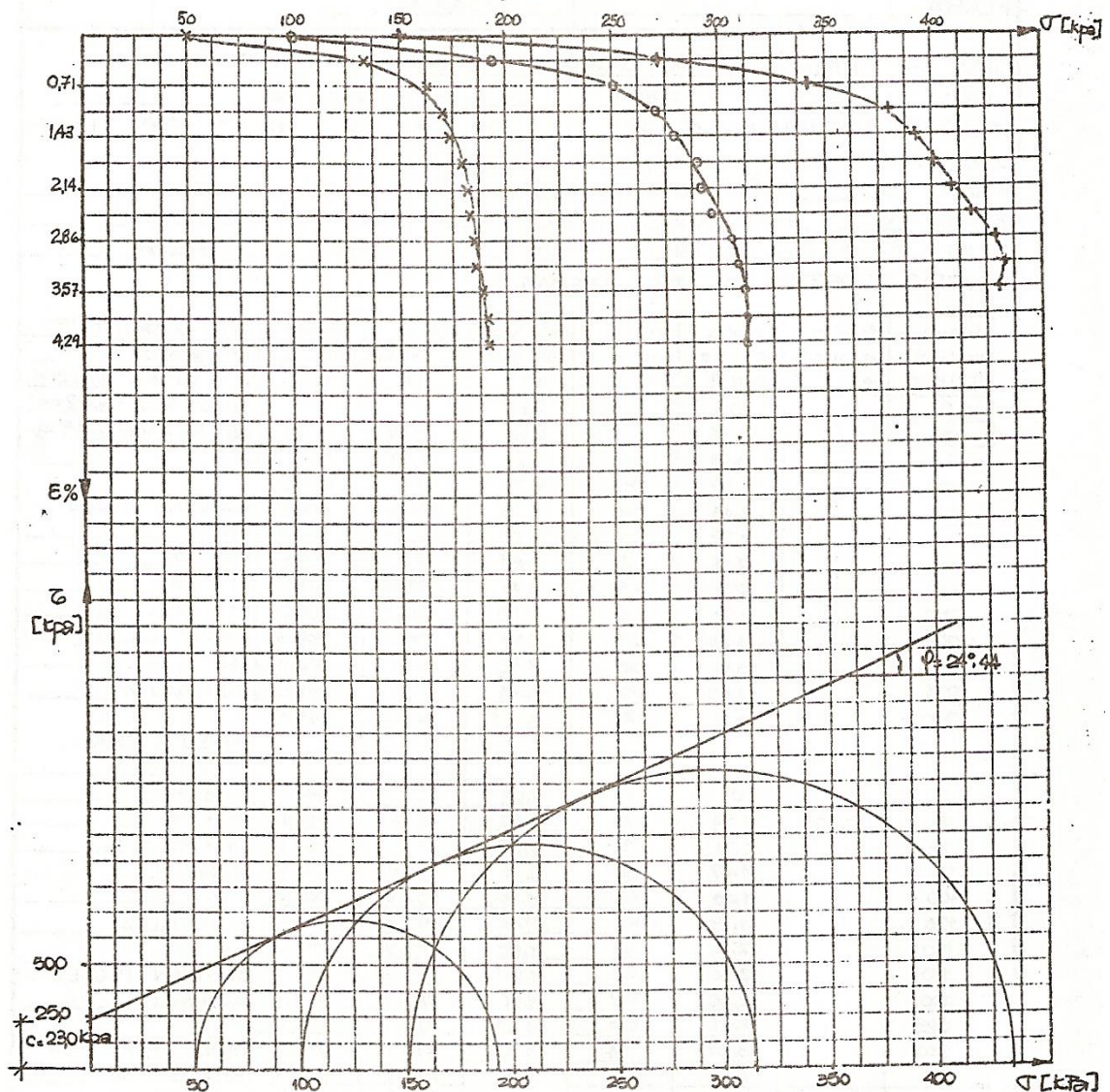
HUMEDAD %: \_\_\_\_\_  
 VOLUMEN PROBETA:  
 Alt. x Secc.: \_\_\_\_\_  
 DENS. APAR. SECA:  
 Fact. corr. H%: \_\_\_\_\_  
 Peso seco prob.: \_\_\_\_\_  
 D.A.S.: \_\_\_\_\_

TIPO DE ROTURA: \_\_\_\_\_

TENS. TOTAL MAX. $\sigma_1 =$ _____	FRICCION $\psi =$ <u>24.44°</u>	COHESION $C =$ <u>230 kpa</u>
--	------------------------------------	----------------------------------



# ENSAYO DE COMPRESION DIAGRAMAS DE MOHR



POZO:	RESULTADOS		
PROFUNDIDAD:			
SECCION: cm <sup>2</sup>	9.62	9.62	9.62
ALTURA: mm	70	70	70
% HUMEDAD INICIAL (NATURAL):			
% HUMEDAD FINAL:			
PESO UNITARIO HUMEDO gr/cm <sup>3</sup> :			
PESO UNITARIO SECO gr/cm <sup>3</sup> :			
PORCENTAJE DE SATURACION:			
$\sigma_3$ (kPa):	50	100	150
$\sigma_1$ (kPa):	192	312	434
PRESION DE POROS kg/cm <sup>2</sup> :			
$E$ %:			

## Ensayo N°13: Ensayo de Compactación Proctor

### 1. Generalidades

El propósito de este ensayo es determinar la cantidad de agua que se debe incorporar al suelo cuando se lo compacta, para obtener la máxima eficacia en la compactación y el mayor peso unitario seco para la energía entregada. Para ello se realiza el estudio de las variaciones del peso unitario seco del suelo en función del contenido de humedad, cuando se lo somete a una determinada energía de compactación.

El medio externo de compactación es un factor de incidencia para la obtención del peso unitario máximo. El trabajo entregado por unidad de volumen se denomina Energía Normal de Compactación (CE):

$$CE = \frac{p \cdot h \cdot n \cdot N}{V} \left( \frac{kJ}{m^3} \right)$$

C.E. = Energía de compactación.

p = peso del pison.

h = altura de caída del pison.

n = numero de golpes del pison.

N = numero de capas de compactación.

V = volumen del molde metálico.

La energía de compactación utilizada en laboratorio debe estar en correspondencia con la que se utilizara en obra acorde a los equipos viales de compactación con los que se disponga. Generalmente para materiales finos (limo y arcilla) se utilizan equipos pequeños de 500 kg hasta 2 Tn de peso y por lo tanto la energía entregada es relativamente baja. Para materiales granulares (grava y arena) se utilizan equipos de gran porte entre 2 Tn y 10 Tn, siendo la energía entregada mucho mayor. Es por ello que existen diferentes tipos de Ensayo Proctor con energías de Compactación (C.E.) diferentes.

Cuando se finaliza el proceso de compactación en obra, se debe determinar la compactación relativa o grado de compactación, que resulta de dividir el peso unitario seco obtenido en obra por el peso unitario seco máximo del ensayo de laboratorio Proctor.

$$C.R. = \frac{\text{Peso unitario seco medido en obra}}{\text{Peso unitario seco máximo ensayo Proctor}} \cdot 100\%$$

El esfuerzo de compactación modifica la estructura del suelo y es el método de mejoramientos de suelos más utilizado en obra, modificando ciertas propiedades como:

- Incremento de la resistencia al corte
- Incremento del peso unitario
- Disminución de la permeabilidad
- Disminución de la compresibilidad

Durante el proceso de compactación la estructura del suelo va sufriendo diferentes cambios que se reflejan exteriormente como un aumento del peso unitario seco a medida que la humedad del suelo va aumentando, hasta que la humedad incorporada es tan elevada, que el proceso de compactación se vuelve ineficiente y el peso unitario seco disminuye. Se pueden distinguir entonces cuatro etapas por las que atraviesa la estructura del suelo:

- Hidratación: en este estado ocurre que, al incorporar agua al suelo seco, las partículas absorben una pequeña película de agua y disminuyen los vacíos.
- Lubricación: en este segundo estado, se incorpora mas agua al suelo y la película absorbida anteriormente se incrementa y facilita el desplazamiento entre partículas del suelo al disminuir la fricción por lubricación.

- Hinchamiento: cuando se incorpora más agua, comienza a ocupar los espacios de aire y tiende a repeler las partículas sólidas de suelo, disminuyendo el peso unitario seco logrado en la compactación.
- Saturación: cuando el agua incorporada es excesiva (suelo casi saturado), la energía de compactación entregada es absorbida por el agua y el suelo no se compacta correctamente, observando una mayor disminución del peso unitario seco.

## 2. Técnica Operativa

La técnica de los ensayos de compactación Proctor son similares, pero acorde a la energía a entregar se modifican los tamaños de moldes, peso de pisón, altura de caída del pisón, número de golpes y número de capas.

La serie de pasos a seguir se puede resumir como:

- 2.1. Pesar el molde metálico sin collar.
- 2.2. Pesar aproximadamente 2500 gr de suelo y tamizar por el Tamiz N°4.
- 2.3. Si el material retenido por el Tamiz N°4 es inferior al 5% se lo incorpora nuevamente a la porción total de suelo. Si el retenido en el Tamiz N°4 es mayor al 5%, se procede según indicaciones de la Norma de Vialidad Nacional VN-E5-67 para material granular (molde mas grande, pisón más pesado, mayor número de golpes y capas, etc.).
- 2.4. Rociar levemente el suelo con agua, cuidando que la humedad del mismo sea mucho menor a la humedad del Limite Plástico. Mezclar hasta que todo el suelo tenga la misma humedad (mismo color).
- 2.5. Preparar el molde con el collar sobre una base firme (piso).
- 2.6. Para materiales finos (retenido en Tamiz N°4 menor al 5%) se incorpora hasta la mitad del molde el suelo y se lo compacta con 25 golpes, con el pisón de 2,5 kg y una altura de caída de 30,5 cm. Cada golpe se va rotando para abarcar toda la superficie del suelo y lograr una distribución uniforme de los golpes.
- 2.7. Se escarifica con una trincheta (rayado de la cara compactada) y se incorpora la segunda capa de suelo. Se repite el proceso del punto 2.6 y luego se vuelve a repetir con la tercera capa de suelo.
- 2.8. Remover el collar superior, alisar el excedente de suelo que sobresale y limpiar el exterior y base del molde.
- 2.9. Pesar el molde con el suelo y sin el collar.
- 2.10. Extraer todo el suelo del interior del molde metálico con ayuda de una pala de mano, cortafierro, martillo, etc.
- 2.11. Colocar una porción representativa del suelo (100 gr) y colocarlo en un pesafiltro a efectos de determinar su humedad exacta.
- 2.12. Se disgrega todo el suelo y se incorpora entre 2 y 3% de humedad, se lo mezcla hasta homogeneizar todo el suelo y se repiten las operaciones del punto 2.5 al 2.11.
- 2.13. Se repite el punto anterior hasta que el peso del molde con el suelo disminuya en dos ensayos consecutivos. Esto indicaría que la humedad del suelo es mayor a la humedad óptima, y por ende el peso unitario seco disminuye en la compactación.
- 2.14. Finalmente se determinan las humedades reales de cada punto y el peso unitario seco, para luego graficar la curva Proctor y determinar la humedad óptima ( $w_{op}\%$ ) y el peso unitario seco máximo ( $\gamma_{d\ max}$ ).

El método descrito anteriormente se denomina Proctor Estándar ya que la energía entregada resulta la Estándar ( $E=6\text{ KJ/m}^3$ ). Existen otras metodologías acordes a la energía entregada y al tipo de suelo que se ensaye. En la siguiente tabla se describe brevemente las características de los distintos métodos que contempla la norma de Vialidad Nacional:

Materiales Finos (retenido Tamiz N°4 menor al 5%)

ENSAYO	MOLDE mm.	PESO PISÓN Kg.	ALTURA CAÍDA EN	Nº de CAPAS	Nº de GOLPES
I	101,6	2,5	30,5	3	25
II	101,6	4,53	45,7	5	25
III	101,6	2,5	30,5	3	35

Materiales Granulares (retenido Tamiz N°4 mayor al 5%)

ENSAYO	MOLDE mm.	PESO PISÓN Kg.	ALTURA CAÍDA EN	Nº de CAPAS	Nº de GOLPES
IV	152,4	2,5	30,5	3	56
V	152,4	4,53	45,7	5	56

En cuanto a la Energía de Compactación, el Ensayo Proctor Estándar de 6 KJ/m³ corresponde al ensayo I para materiales finos y al ensayo IV para suelos granulares.

El Ensayo Proctor Modificado de 18 KJ/m³ de energía corresponde al ensayo III para materiales finos y al ensayo V para suelos granulares.

### Observaciones

La metodología descrita supone utilizar la misma porción de suelo inicial e ir incorporando agua para lograr humedades crecientes. La experiencia demuestra que se obtienen resultados más exactos y confiables si cada punto del Proctor se realiza con suelo seco desde el comienzo, pero esto implica disponer de 15 kg de material para utilizar 2.5 kg en cada punto.

## 3.CALCULOS

### 3.1 Peso unitario del suelo húmedo ( $\gamma_h$ )

$$\gamma_h = \frac{W}{V} \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

W= Peso del suelo húmedo compactado (peso del suelo + molde - peso del molde)

V= Volumen del molde

### 3.2 Peso unitario seco ( $\gamma_d$ )

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{\omega}{100}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

$\omega$ = porcentaje de humedad del material compactado

### 3.3 Relación de vacíos (e)

$$e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

G<sub>s</sub>= gravedad específica       $\gamma_w$ =peso unitario del agua

### 3.4 Grado de saturación

La relación que liga el grado de saturación con el porcentaje de humedad y la gravedad específica es:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + \omega \cdot G_s} (g/cm^3)$$

$\gamma_{sat}$  = peso unitario saturado

$\gamma_w$  = peso unitario del agua

Nos interesa calcular los valores del 100% de saturación.

## 4. GRÁFICOS Y PLANILLAS

EL tipo de planilla a utilizar se adjunta con el ejemplo de este práctico. Se representa la curva  $\gamma_d$  **vs.**  $\omega\%$ , sobre el mismo gráfico y sobre un eje complementario se indica la variación de la humedad de saturación de e en función de la variación del porcentaje de humedad, y la variación de humedad de saturación en función del peso unitario de saturación. En el mismo gráfico se representan las curvas  $\gamma_d$  **vs.**  $\omega\%$ , para el método Proctor Standard y Modificado para observar la variación de la posición de la curva al aumentar la energía de compactación.



ALUMNO: _____	I.P. N° 13	VISACION: _____
GRUPO: _____	ENSAYO PROCTOR	
FECHA: _____		

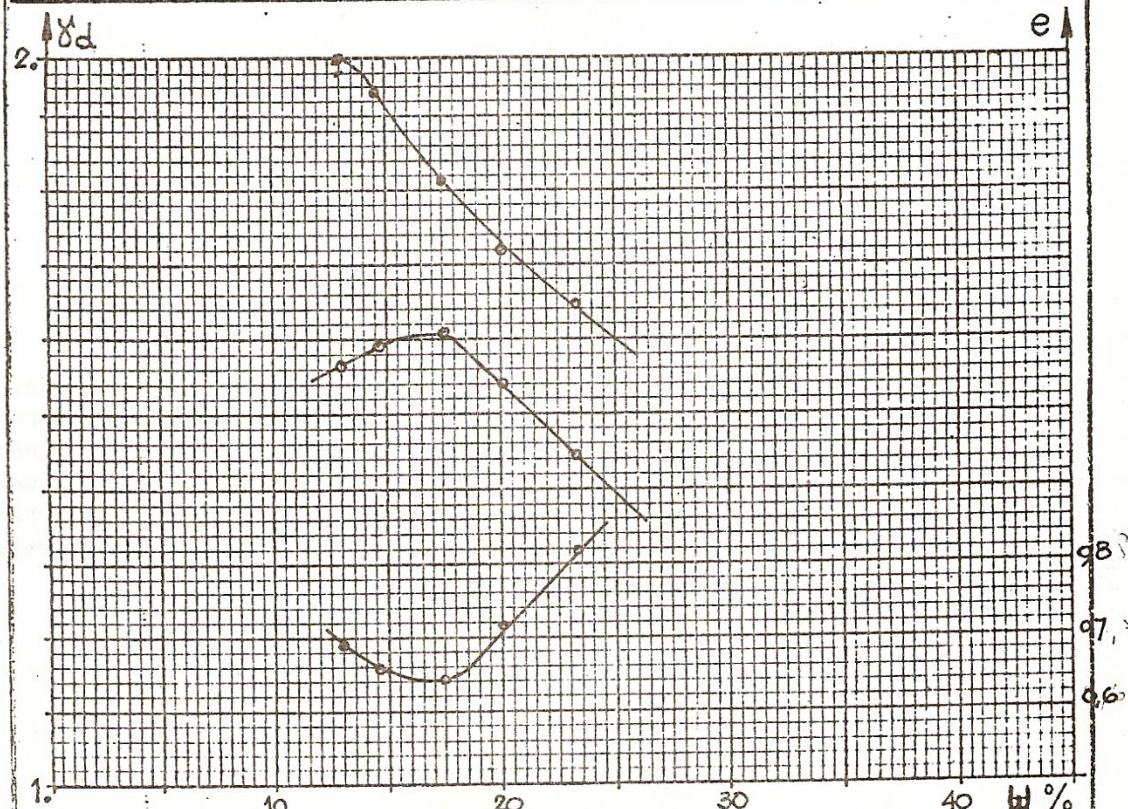
OBRA: \_\_\_\_\_ POZO: \_\_\_\_\_ PROF.: \_\_\_\_\_

PESO DEL MOLDE [gr]: 5080 g

VOLUMEN DEL MOLDE [cm³]: 944 g/cm³

$G_s = 2,65$

punto N°	peso suelo + molde [gr]	peso suelo [gr]	Pf N°	peso Pf [gr]	Pf + Psh. [gr]	Pf + Pss. [gr]	humedad w [%]	factor correcc. hum.	Peso unit. suelo		relacion vacios e
									$\gamma_h$ [gr/cm³]	$\gamma_d$ [gr/cm³]	
1	6755	1675	2	5,27	42,31	38,13	12,7		1,77	1,57	0,69
2	6800	1720	3	11,35	43,75	39,74	14,1		1,82	1,59	0,66
3	6870	1790	1	11,41	41,10	36,69	17,4		1,89	1,61	0,64
4	6882	1752	5	6,96	55,94	47,71	20,1		1,85	1,54	0,72
5	6775	1695	4	9,58	43,80	37,40	23,0		1,79	1,45	0,82



HUMEDAD OPTIMA	Std.: 17,5	$\gamma_d$ MAXIMO	Std.: 1,61	e MINIMA	Std.: 0,64
	Mod.: —		Mod.: —		Mod.: —

## Ensayo N°13 – B: Método dinámico de compactación

### 1. -Generalidades

El método de compactación por impacto (Proctor) es sólo aplicable a suelos finos, con cohesión. En los suelos granulares se obtendría en vez de una parábola, una línea ondulante sin un máximo definido, por lo que resulta imposible determinar el peso unitario máximo y la humedad óptima

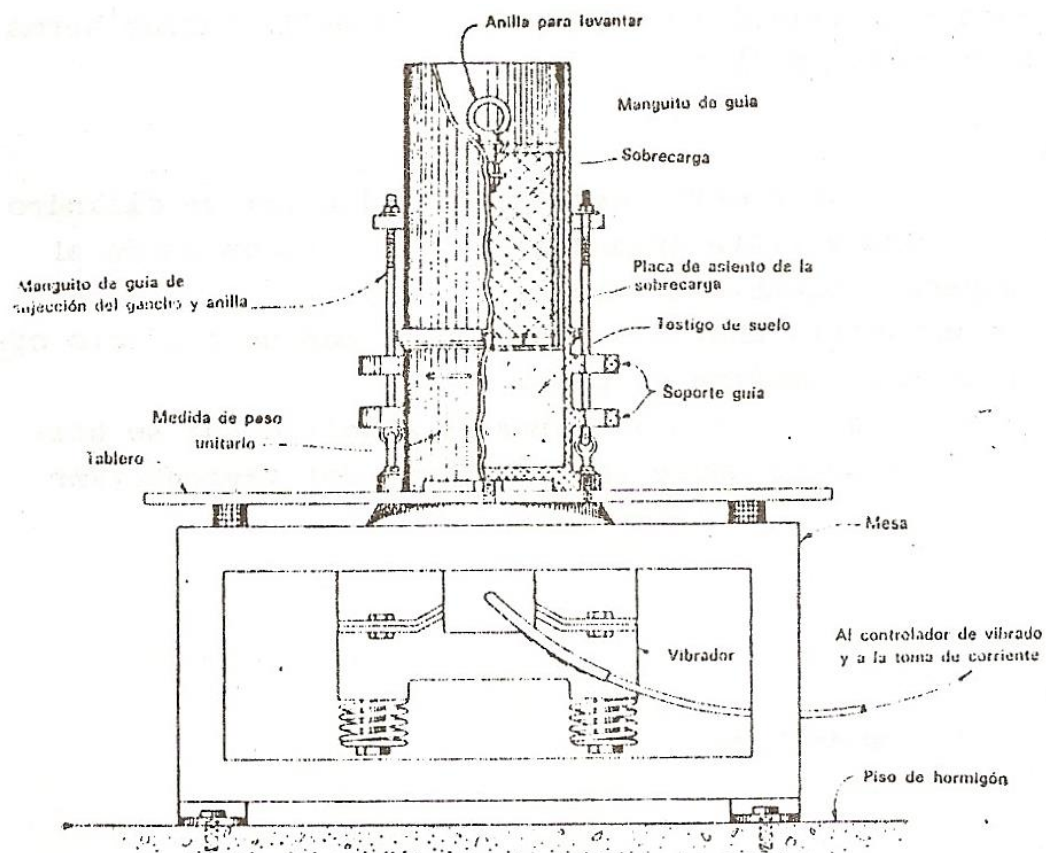
En el caso de los suelos granulares sin cohesión las etapas durante la compactación pasan de la **hidratación** a la **saturación**, siendo imposible distinguir las otras debido a que, por el tamaño de los granos, la capa absorbida tiene casi nula influencia.

De acuerdo a lo expresado en el punto anterior la máxima densidad en estos suelos se obtendrá compactándolos secos o saturados, cualquier estado intermedio de humedad produce la aparición de tensiones capilares que generan una pseudo-cohesión e impiden que se alcance el estado de máxima capacidad.

### 2.-Equipo

El equipo para la ejecución de este ensayo es una mesa vibratoria normalizada. Consta de una placa de acero de 0,76 m x 0,76 m de lado con un vibrador electromagnético adosado. La placa y el vibrador están montados elásticamente sobre una mesa. El equipo se completa con un reóstato que permite variar la amplitud de las vibraciones.

Se utilizan dos moldes uno de 15.2 cm de diámetro para suelos de hasta 38, 1mm (tamiz 1 1/2") y otro de 30,4cm de diámetro para suelo de hasta 76,2mm (tamiz 3"). Cada molde tiene una pesa que produce sobre la superficie de suelo una presión de 0.140 kg/cm<sup>2</sup>.



### 3.- Técnica operativa

Se ensaya el suelo en dos condiciones extremas: seco y saturado

a. - Se vierte suelo seco en el molde (volumen conocido), sin producir vibraciones y tratando de obtener el estado más suelto posible, hasta enrasar y se pesa. De esta manera se obtiene un valor llamado peso unitario mínimo.

b. - El molde lleno de suelo seco se lleva a la mesa vibratoria, se le coloca la pieza correspondiente, y se vibra durante 8 minutos en una amplitud que produzca el máximo acomodamiento. Se mide el descenso del suelo y se determina el peso unitario máximo por vía seca.

c. - El suelo usado anteriormente se humedece (a un valor tal que compactado produzca la saturación), se coloca en el molde con una pesa correspondiente y se vibra como se indicó en el punto anterior luego se determina la humedad y se puede obtener el peso unitario máximo seco por vía húmeda. Con estos valores se puede determinar la densidad relativa:

$$D.R. \% = \frac{\gamma_{dmax}(\gamma_d - \gamma_{dmin})}{\gamma_d(\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin})}$$

## **ENSAYO N° 14: Determinación de Densidad in-situ.**

### A-Método del Volumenómetro:

#### Generalidades:

En obras de caminos, ferrocarriles, aeropuertos, diques y terraplenes es necesario determinar el peso unitario (seco y húmedo) en distintos puntos del terreno y en forma expeditiva.

Para ellos existen distintos métodos entre los cuales podemos citar el método de la arena y el volumenómetro llamado también de la membrana de goma. Estos procedimientos permiten juzgar rápidamente si ha alcanzado el grado de compactación establecido o si es necesario continuar más la densificación del suelo.

Nos ocuparemos, en este punto, del método de volumenómetro siguiendo la norma ASTM D2167-63.

El método de la arena esta normalizado por Vialidad de la Nación Norma VN-E8-66, y se desarrolla en el punto B.

#### Descripción del aparato:

El volumenómetro está constituido por un cilindro de acero cadmiado, un émbolo, una varilla graduada en  $\text{cm}^3$  y hueca, unida al émbolo y que en la parte superior tiene una válvula de venteo.

En la parte inferior se encuentra una base desmontable con un orificio circular rebordado para colocar una membrana de goma.

Todo el conjunto asienta sobre una plataforma de aluminio que se utiliza para apoyar firmemente el aparato sobre la superficie del terreno. (Ver figura)

#### Equipo necesario:

- 1.1 Volumenómetro.
- 1.2 Espátula y cucharas.
- 1.3 Frasco de vidrio con tapa esmerilada.
- 1.4 Balanza sensibilidad 1 gramo.
- 1.5 Pinceles.

#### Técnica del ensayo:

1.6 Con la válvula abierta y el émbolo en la parte superior invertir el volumenómetro y llenar con agua.

1.7 Adaptar la membrana a la base y luego fijarla al aparato ajustando las mariposas.

1.8 Colocar la plataforma sobre un lugar liso, arrimar el volumenómetro lleno de agua, empujar el émbolo, extraer el aire acumulado, cerrar la válvula y luego presionar el émbolo hasta encontrar resistencia.

1.9 Tomar la lectura del volumen indicado en la varilla. Anotar la lectura (Li).

1.10 Excavar en el suelo cuyo peso específico aparente se desea conocer, un hueco de unos 1000 cc siguiendo el contorno del orificio de la plataforma. Para ellos se utilizan espátulas y cucharas.



- 1.11 Recoger todo el suelo excavado y colocarlo en un frasco con tapa hermética.
- 1.12 Colocar nuevamente el volumenómetro sobre la plataforma, empujando el pistón con la varilla hasta notar que el volumen del hueco ha sido totalmente llenado por el agua. Leer en la varilla el volumen obtenido y anotar (Lf).
- 1.13 Siguiendo los puntos 4.5, 4.6 y 4.7 hacer otras determinaciones en los puntos cuyo control de compactación deseamos verificar.
- 1.14 Pesar el suelo recogido (PSH).

### Cálculos:

Se debe determinar siguiendo el procedimiento ya conocido, el porcentaje de humedad, el peso unitario ( $\gamma_h$  y  $\gamma_d$ ) de suelo húmedo y suelo seco. Si el ensayo proviene de un suelo cuya compactación está especificado se puede determinar el grado de compactación alcanzado aplicando la siguiente formula:

$$C = \frac{\gamma_d}{\gamma_{dmax}} \times 100$$

En donde:

C = grado de compactación.

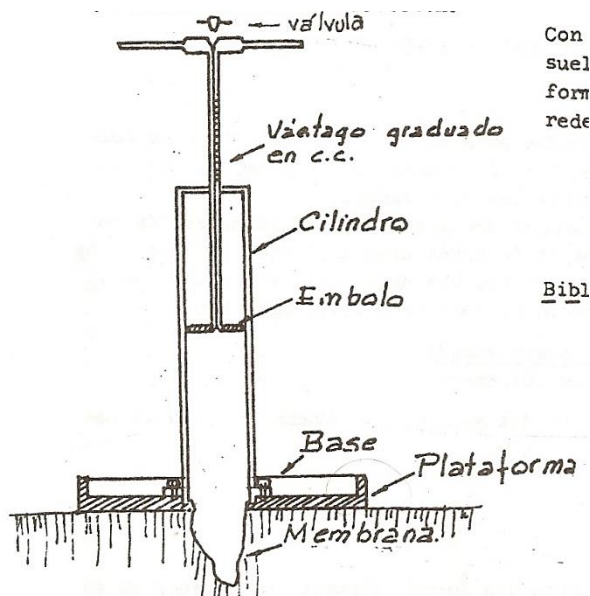
$\gamma_d$  = peso unitario seco obtenido.

$\gamma_{dmax}$  = peso unitario máximo indicado en las especificaciones.

### Observaciones:

Es importante controlar la calibración del aparato y trazar la correspondiente curva de corrección.

Con respecto al hueco que se realiza en el suelo, conviene que no tenga aristas y su forma sea similar a una copa con las paredes verticales.





DATOS NECESARIOS:

Obra:

Ubicación:

Descripción de la obra:

Clasificación del suelo:

MODELO DE PLANILLA UTILIZADA

PROGRESIVAS:			
LECTURA INICIAL c.c. Li			
LECTURA FINAL c.c. Lf			
VOLUMEN (Li - Lf) c.c. V			
PESO SUELO HUMEDO gm. Psh			
PESO SUELO SECC gm. Pss			
HUMEDAD % H			
P. UNIT. SUELO HUMEDO $\gamma_h$			
P. UNIT. SUELO SECO $\gamma_d$			
GRADO DE COMPACTACION C			

B- Método del Cono de Arena.

Exposición General.

Una vez establecidos para el suelo los criterios de compactación, generalmente con limitaciones de humedad y densidad, es necesario establecer un método para verificar los resultados.

Básicamente, el método del cono de arena consiste en la obtención del peso de suelo húmedo, de una excavación de forma algo irregular (un hueco) hecho sobre la superficie del suelo. Si es posible determinar el volumen de dicho hueco, peso unitario húmedo del suelo se calcula simplemente como:

(1)

$$\gamma_{\text{Hum.}} = \frac{\text{Peso del suelo Húmedo}}{\text{Volumen del Hueco}}$$

Si obtenemos el Contenido de H% del material excavado, el peso unitario seco del material es:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{\text{Hum.}}}{1 + \frac{H\%}{100}}$$

El método de la arena representa una forma indirecta de obtener el volumen de la perforación.

La arena utilizada es generalmente material que pasa por el tamiz N° 20 y es retenida por el tamiz N° 30. Es conveniente tener una arena uniforme o de un solo tamaño, para evitar problemas de segregación.

En general los agujeros para ensayos de campos deben ser pequeños, produciendo esto un error multiplicador grande, por lo cual es absolutamente necesario impedir la pérdida de suelo durante la excavación.

Si la condición anteriormente señalada no se tuviese en cuenta nos daría un Peso unitario seco demasiado pequeño.

Como guía, la ASTM sugiere los siguientes criterios:

Tamaño máximo del Suelo según tamiz	Volumen del Hueco para el ensayo	Tamaño de la muestra para contenido de H%.
N° 4.	(cm³).	(g).
4,75 mm	700	100
12,7 mm	1.400	250
25,0 mm	2.100	500
50,0 mm	2.800	1.000

La excavación debe hacerse tan rápido como sea posible para mantener la humedad natural del suelo. Este debe colocarse en una lata de cierre hermético.

### Equipo

- \* Aparato de cono de arena.
- \* Herramientas para excavar.
- \* Latas con tapas herméticas.
- \* Placa de base (base de hierro) para el apoyo del aparato en la superficie del terreno.

### Procedimiento

- 1) Antes de ir al campo:
  - a) Se debe pesar el recipiente del aparato del cono de arena, lleno de arena para obtener el peso  $P_j$ .
  - b) Se debe determinar la densidad de la arena a utilizar ya.
  - c) También determinar los pesos de los recipientes con tapa hermética para obtener el peso  $P_c$ .
- 2) Proceder en el terreno a excavar un agujero, utilizando la placa de base, colocar todo el suelo removido en un recipiente con tapa hermética, y proceder a pesar para obtener un pedo  $P_l$ .

$$P_l = P_c + P_{sh}$$

$$P_{sh} = P_l - P_c$$

- 3) A continuación, con la válvula cerrada, voltear boca abajo el aparato del cono de arena sobre la placa de base y abrir la válvula. Cuando la arena cese de caer en el agujero se cierra la válvula y se levanta el conjunto.

- 4) Pesar el aparato del cono de arena sobrante registrar su peso  $P_v$ . Conociendo las dimensiones del cono, podemos conocer el volumen del cono  $V_c$  y con el  $\gamma_a$  encontrar  $P_{vl}$ . Por diferencia, obtenemos el peso de la arena que ingresó en el pozo excavado.

$$V_c * \gamma_a = P_{vl}$$

$$P_p = P_j - (P_{vl} + P_v)$$

- 5) Determinamos el volumen del pozo con la siguiente fórmula:

$$V_p = \frac{P_p}{\gamma_a}$$

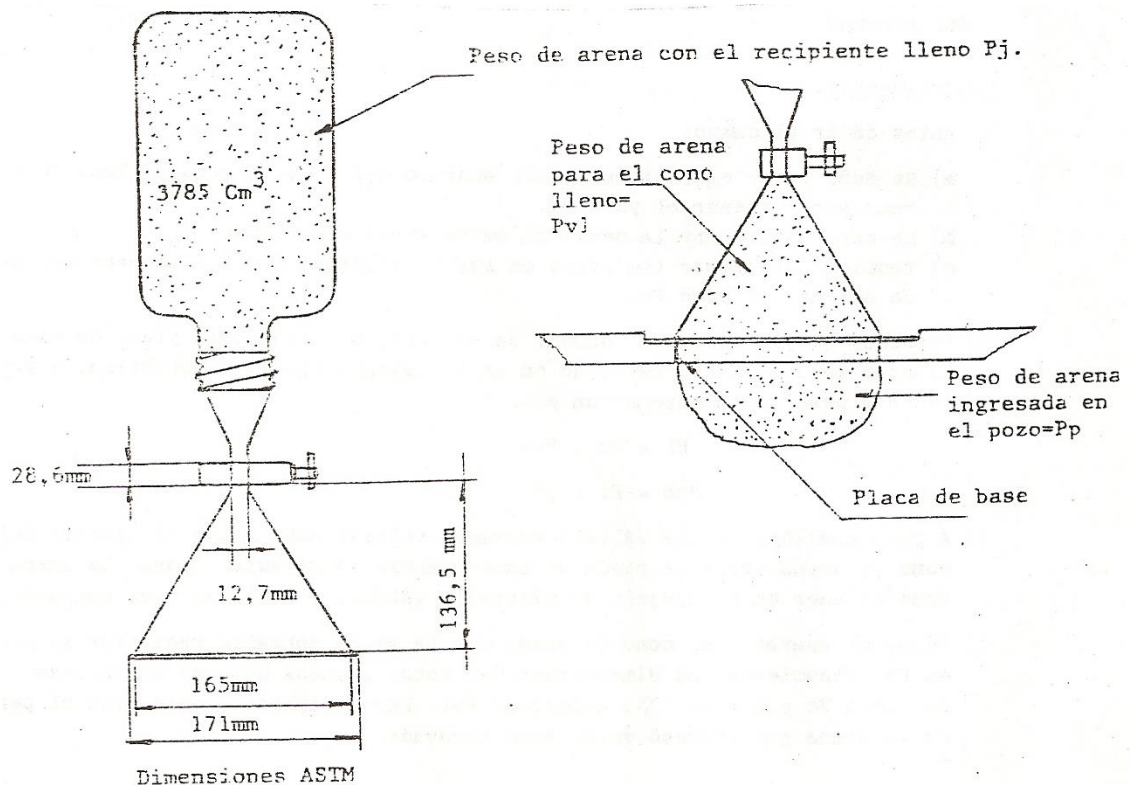
Volviendo a la formula (1) determinamos el  $\gamma$  Húmedo.

$$\gamma_{Hum} = \frac{P_{sH}}{V_p}$$

- 6) Con la humedad que hemos determinado podemos pasar de  $\gamma$  húmedo al  $\gamma$  seco de la siguiente forma:

$$\gamma_{seco} = \frac{\gamma_{Húmedo}}{1 + \frac{H\%}{100}}$$

#### APARATO DEL CONO DE ARENA.



## C- Determinación del peso unitario y la humedad "in-situ" con aparatos nucleares

El último avance de la tecnología aplicado a la determinación del peso unitario y la humedad "in-situ", es el uso de equipos que basan su accionar en la medición de la absorción de partículas radioactivas por parte del suelo y del agua presente, a partir de una fuente emisora conocida.

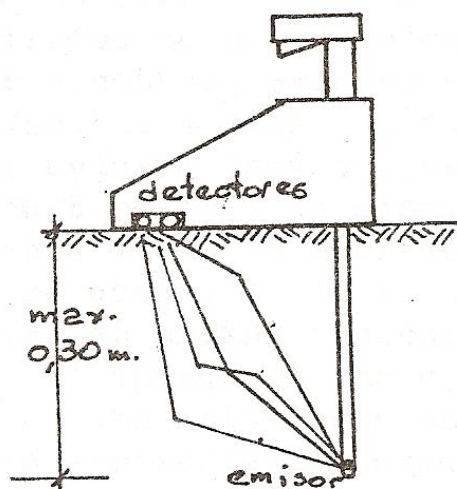


Fig. 1

Normalmente se usan dos fuentes emisoras, una de Cesio 137 que emite radiación gamma para la determinación del peso unitario, y otra de Americio 241: Berilio que emite neutrones de alta energía para la medición de la humedad.

Este material radioactivo está encapsulado para mayor seguridad y se ubica en el extremo de una varilla metálica que, mediante adecuadas operaciones, puede ser descendida dentro del suelo a ensayar.

De tal forma, la radiación emitida es contada por detectores ubicados a tal efecto en la base del aparato y que son un tubo de Geiger-Müller para la radiación gamma utilizada en la determinación del peso unitario y un detector de Trifluoruro de Boro para la detección de los neutrones de baja energía utilizados en la determinación de la humedad.

Todos los equipos tienen sistemas de seguridad que tratan de minimizar la exposición del operador a la radiación, impidiendo que la varilla que contiene el material radioactivo pueda ser inadvertidamente sacada fuera del cuerpo del aparato, donde se aloja en la posición de transporte. Estos medios son, en grandes rasgos, de dos tipos y los vemos en las figuras 2 y 3.

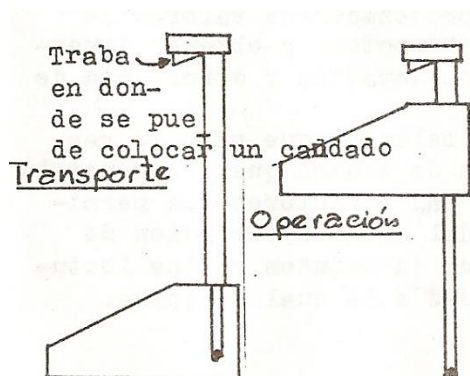


Fig. 2

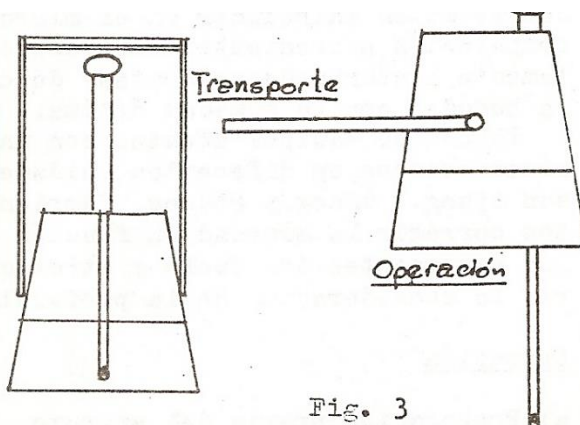
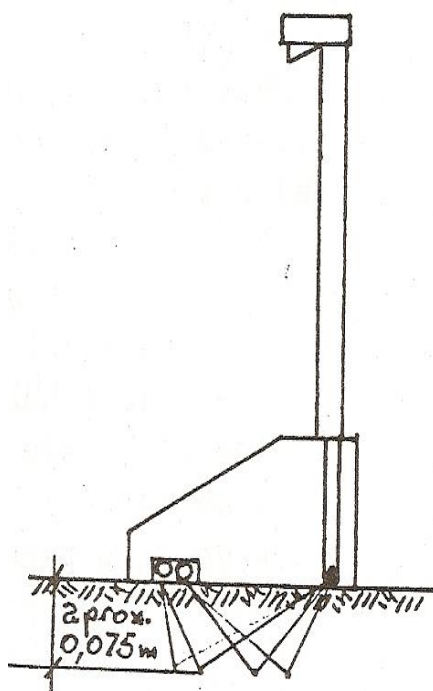


Fig. 3

La determinación del peso unitario se basa en que cuanto más densificado está el terreno en donde se está midiendo, menor será la cantidad de radiación gamma que alcance el contador Geiger-Müller en un período de tiempo unitario, ya que gran parte de la radiación será detenida por el suelo, por el contrario, en suelos poco densificados una gran cantidad de radiación pasará y por ende habrá una lectura alta en el contador.

La determinación de la humedad se basa en que los neutrones de alta energía emitidos son moderados por choques con los átomos de hidrógeno que contiene el agua. Como el detector está capacitado para medir sólo los neutrones de baja energía, en cuanto hay mayor cantidad de agua presente en el suelo, mayor será la lectura de neutrones moderados de baja energía. En este caso hay

que tener en cuenta que, en suelos con agua de formación, como por ejemplo los que contienen yeso, hay que introducir correcciones a las lecturas obtenidas.



El equipo también puede operar en materiales que no permitan la realización de un hoyo por donde descender la varilla con la cápsula radioactiva, como en arenas, gravas, mezclas asfálticas, etc, mediante el sistema denominado de retrodispersión, según el esquema que se muestra en la fig. 4, pero en estos casos, la profundidad máxima del ensayo no supera los 7,5 cm. Al operar de esta forma debe prestarse especial atención a que el aparato apoye perfectamente sobre el suelo a ensayar y en caso de irregularidades nivelar con una muy delgada capa de arena fina seca.

Los equipos actualmente en uso cuentan con un microprocesador incorporado que transforma directamente los valores de radiación leídos en valores de peso unitario en  $\text{gr/cm}^3$  y de humedad en porcentaje referido al material seco. Inclusive los equipos más desarrollados permiten introducir en el microprocesador los valores de comparación provenientes del ensayo "Proctor" y obtener directamente lecturas de porcentaje de compactación y diferencia de la humedad con la humedad óptima.

Todos los equipos cuentan con un selector que permite realizar conteos en diferentes unidades de tiempo que, en general, son 15 seg., 60 seg. y 240 seg. También hay selectores que permiten corregir la humedad en función del agua de formación de los componentes del suelo y otros que introducen en las lecturas la consideración de la profundidad a la cual se opera.

### Operación:

#### a) Preparación previa del aparato:

1) Encendido. Por la mañana es la primera operación en el laboratorio al comenzar la jornada. Se ha dejado durante toda la noche el equipo cargando sus baterías, se desenchufa el cargador y se enciende el aparato. Se deja un tiempo (unos 10 a 15 min.) hasta que todos los circuitos están estabilizados y en condiciones de funcionar.

A 15 min.) hasta que todos los circuitos están estabilizados y en condiciones de funcionar.

2) Calibración diaria. Sobre una placa especial de calibración, que forma parte del equipo, y con la varilla retraída se efectúa un conteo inicial que dará como resultado una constante la cual ingresa al aparato, en su memoria, y que será utilizada en todas las lecturas que se efectúen hasta que vuelva a ser apagado. Cada vez que se enciende el aparato debe efectuarse esta calibración.

#### b) Desarrollo de la medición

1) La primera tarea consiste en la colocación de la placa metálica de guía en posición en el lugar elegido para ensayar y con correcta nivelación de la superficie, de forma tal que la placa primero luego el aparato apoyen perfectamente. Esta placa metálica de guía parte del equipo y puede verse en la figura 5.

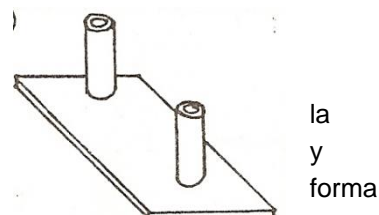


Fig. 5



2) A continuación se procede a la hincada de una estaca metálica, en los suelos cohesivos, para producir un hueco por donde se hará descender la varilla que contiene la capsula radioactiva hasta la profundidad a ensayar. En caso de suelos no cohesivos que no permiten mantenerse abierto al hueco por desmoronamiento, no se realizará esta operación y se procederá por el método de retrodispersión. Esta operación se ha esquematizado en la figura 6.

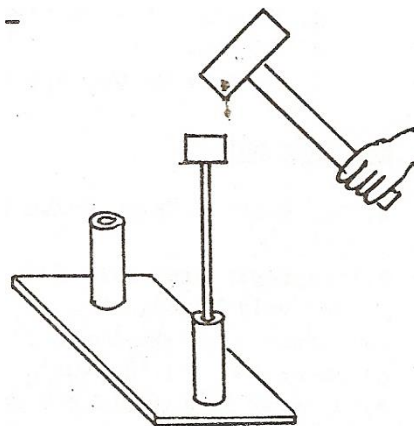


Fig. 6

3) El paso siguiente es la colocación del aparato en posición, la introducción de la varilla en el hueco hecho en el paso anterior y la lectura en la unidad de tiempo seleccionada.

4) Una vez terminado el conteo, operando adecuadamente los controles del microprocesador incorporado, se obtienen los distintos valores (pero unitario húmedo, humedad en porcentaje, peso unitario seco, porcentaje de compactación, etc.).

5) A continuación, se retira la varilla con la capsula radioactiva a la posición de transporte y se lleva el aparato a una nueva ubicación.

## Ensayo N° 15. Determinación de sales solubles.

### Generalidades.

En ciertas obras de ingeniería resulta particularmente importante determinar la presencia de sales solubles en los suelos. Entre ellas se encuentran las obras viales e hidráulicas.

Por otra parte, la presencia de sales solubles puede variar las propiedades mecánicas del suelo.

El efecto de las sales sobre la estructura del suelo depende de la clase de sales y sus características de solubilidad, coeficiente de permeabilidad del suelo, cantidad de agua que tiene el suelo, temperatura y otros factores. Su efecto es mas dañino en suelos de baja permeabilidad que en aquellos de alta o moderada permeabilidad.

### Equipo necesario:

- a) Mortero de porcelana con pilón revestido de goma.
- b) Frasco de vidrio de 1.000 cc, boca ancha.
- c) Probeta aforada a 500 cc.
- d) Varilla de vidrio.
- e) Balanza con sensibilidad 0,01 gr.
- f) Espátulas.
- g) Estufa 105 – 110°C.
- h) Pipeta.
- i) Cápsula de porcelana.

### Procedimiento:

- a) Del suelo mortero (pasa tamiz N°10) tomar 120 gr. de suelo aproximadamente.
- b) Disgregar bien este suelo dentro del mortero hasta que pase totalmente por el tamiz N°40.
- c) Llevar a estufa hasta peso constante.
- d) Pesar 100 grs. de suelo seco y colocar en el frasco de 1000 cc.
- e) Agregar lentamente 500 cc. De agua destilada removiendo cuidadosamente el suelo con la varilla de vidrio para evitar grumos.
- f) Una vez vertido los 500 cc. De agua agitar enérgicamente con la varilla de vidrio por 5 minutos. Tapar y dejar en reposo por 24 horas.
- g) A las 24 horas se observa el suelo. Si hay sales el agua aparece completamente clara y limpia. Si en cambio el líquido se presenta turbio con presencia de partículas en suspensión lo que indica que no está floculado. En este caso no se continua el ensayo y se informa que “No flocula” lo que significa que el contenido de sales solubles es inferior de 0,1 %.
- h) Si el líquido se presenta claro, flocula y contiene sales. Se toma con una pipeta 100 cc. De la solución en reposo, cuidando no tomar material sedimentado. Se vierte el contenido en una capsula tapada (0,001 gr.) y perfectamente seca.
- i) Se coloca en estufa hasta la evaporación total del  $H_2O$  y se pesa.
- j) Cálculos: El porcentaje de sales totales existentes en el suelo ensayado referido al peso del suelo seco [Ps %] es:

$$Ps \% = \frac{5}{P_{ss}} (P - T) \times 100$$

P = Tara de la capsula más sal.

T= Tara de la capsula.

### Observaciones.

El procedimiento descripto corresponde a la norma E 18 de la Dirección Nacional de Vialidad.

Otra norma que puede seguirse para seguirse para la determinación cuantitativa de las sales solubles es el publicado por el Bureau of Reclamation de los EE.UU. y que se identifica como E-S (publicada en el Earth Manual-Denver Colorado).

En algunos casos resulta de particular importancia la determinación de la presencia de sulfatos (de sodio, magnesio o calcio) pues estas sales son cemento portland común y se encuentran directamente en contacto con suelos conteniendo estas sales (suelos agresivos). La técnica a utilizar es más compleja y deben utilizarse procedimientos químicos.

Es conveniente realizar este ensayo antes de efectuar el análisis granulométrico del suelo.

## Ensayo N°16. Permeabilidad

### 1. Objeto del ensayo.

La facilidad que tiene un líquido para moverse en el suelo bajo la acción de la gravedad es una importante propiedad conocida con el nombre de permeabilidad.

Darcy, después de diversas investigaciones encontró que el caudal de escurrimiento de un fluido en medios porosos es proporcional al gradiente hidráulico, o sea, la altura hidráulica por unidad de longitud. También depende de la viscosidad, del peso específico del fluido y finalmente de un coeficiente denominado de permeabilidad:

$$Q = \frac{A * i * k * \gamma}{\mu}$$

A: Área transversal.

i: Gradiente hidráulico.

k: Constante de permeabilidad (cm<sup>2</sup>).

$\gamma$ : Peso específico del agua (gr/cm<sup>3</sup>).

$\mu$ : Coeficiente de viscosidad (gr/seg/cm<sup>2</sup>).

El peso específico del agua para la mayoría de los problemas de ingeniería puede considerarse constante. El coeficiente de viscosidad cambia con la temperatura y velocidad, pero para los problemas de mecánica de los suelos, también podemos suponerlos constantes.

Si juntamos esos dos factores con el coeficiente de permeabilidad k, obtenemos el llamado coeficiente de permeabilidad de Darcy, o sea:

$$k = \frac{\gamma}{\mu} \text{ (cm/seg)}$$

La dimensión de k es la misma que la correspondiente a una velocidad. EL problema que se nos presenta, por lo tanto, es determinar el valor de k.

Es importante que la muestra se encuentre saturada.

En resumen y a los efectos de tenerlo en cuenta en el ensayo de permeabilidad, los factores que regulan la permeabilidad de un suelo son los siguientes:

- 1) Tamaño de los granos del suelo.
- 2) Propiedades del fluido que interviene.
- 3) Porosidad del suelo.
- 4) Forma y disposición de los granos.
- 5) Grado de saturación.
- 6) Temperatura.

### 2. Procedimiento para su determinación.

Hay varios procedimientos de laboratorios para determinar el valor de k, unos llamados “directos” y otros “indirectos”.

Nos ocuparemos de este trabajo de los métodos directos ya que los indirectos son consecuencia de otros ensayos y que persiguen diferentes determinaciones.

Los métodos directos de laboratorio son:

2.1. Permeámetro de altura variable.

2.2. Permeámetro de altura constante.

### 3. Preparación de la Muestra.

Se puede trabajar con muestras perturbada o sin perturbar. Con muestra perturbada es simple, llenar el permeámetro en capas debidamente compactadas o sin compactar. Previamente las paredes del permeámetro deben untarse con parafina caliente, cera, o bien con un gel de bentonita. Esto es para evitar filtraciones inconvenientes entre la muestra y el recipiente dando valores falsos del coeficiente de permeabilidad.

Más difícil resulta preparar muestras sin perturbar, las cuales deben hacerse usando un torno de preparación partiendo de un trozo de suelo de mayores dimensiones y trabajando con sumo cuidado hasta conseguir tener una muestra cilíndrica, perfecta y que entre en el permeámetro con gran precisión.

A efectos de evitar el escurrimiento que suele tener efecto y por la superficie lateral de la probeta, puede utilizarse una probeta algo menor que el recipiente y el espacio comprendido entre la misma y las paredes del permeámetro se llena con parafina caliente mezclada con 1/4 a 1/3 parte de cera de abejas, mezcla que observa poca contracción al enfriarse mejorando las condiciones de sellado.

En algunas determinaciones, principalmente para uso en diques de tierra o terraplenes se prepara la muestra partiendo de la probeta preparada en cilindro Proctor o C.B.R. (Dispositivo para ensayo de California), en el cual el suelo se prepara con la humedad óptima correspondiente.

Cualquiera de los métodos para determinar la permeabilidad requiere trabajar con muestras de suelo saturadas. Particularmente es importante eliminar todas las burbujas de aire del interior del suelo. En especial en los suelos de grano fino debe tomarse especial cuidado para la completa saturación.

### 4. Descripción del Permeámetro.

Hay diversos tipos de permeámetros, nosotros usaremos el modelo miniatura de Soiltest (U.S.A.) y que está constituido por un cilindro de bronce de diámetro interior de 83 y 70mm de altura. Los cabezales del cilindro son desarmables y tienen piedras porosas para la filtración del agua. La parte inferior tiene un robinete de salida de agua y la parte superior tiene dos robinetes de entrada del líquido.

### 5. Ensayo de permeabilidad con Permeámetro de altura variable.

Se emplea este procedimiento para suelos poco permeables, es decir, para suelos cuyo coeficiente  $k$  varía entre  $10^{-2}$  a  $10^{-9}$  cm/seg.

Consiste en medir el tiempo de descenso del agua entre dos marcas, indicadas en un tubo calibrado. Es muy importante la elección del diámetro del tubo para que el tiempo de filtración no sea menor de los 10 segundos ni mayor de 1 hora.

#### 5.1 Equipo Necesario.

5.1.1. Permeámetro.

5.1.2. Cronometro.

5.1.3. Tubos calibrados de distintos diámetros.

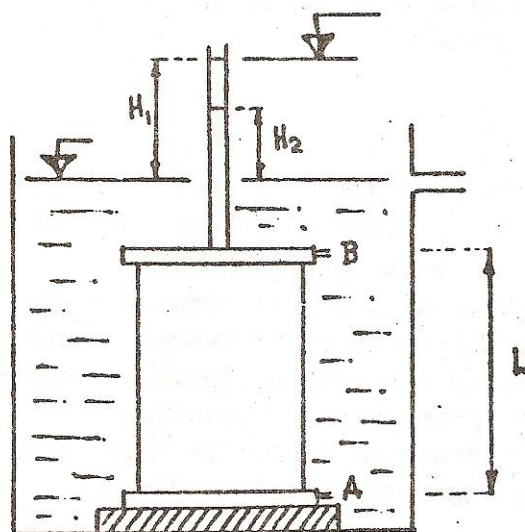


- 5.1.4. Agua destilada sin aire.
- 5.1.5. Preparados de muestras.
- 5.1.6. Bomba de vacío y vacuómetro.
- 5.1.7. Trampa de agua.
- 5.1.8. Regla milimetrada con graduación al medio milímetro.
- 5.1.9. Calibre.
- 5.1.10. Termómetro.

El agua destilada sin aire se puede obtener haciéndola hervir unos 2 minutos. Esta agua debe conservarse debidamente.

#### Técnica del ensayo.

- 5.1.11. Medir altura y diámetro del cilindro. Determinar la sección transversal y el volumen.
- 5.1.12. Pesar el cilindro solo, pesar el cilindro más suelo. Determinar el peso del suelo utilizado.
- 5.1.13. Armar el cilindro y colocar el tubo calibrado.
- 5.1.14. Proceder a la saturación de la muestra del suelo colocando la probeta en un recipiente con agua destilada sin aire y aplicar por el robinete B un vacío de 50mm de Hg. hasta saturación. Se debe hacer esta operación lentamente para evitar la formación de burbujas de aire. También se puede saturar la muestra sin utilizar la bomba de vacío, colocando la probeta en el recipiente con agua destilada sin aire y cuyo nivel se encuentra a 1 cm más abajo que la parte superior del aparato. Tener abierto el robinete A y esperar hasta que el agua se derrame por la parte superior. El suelo se encuentra saturado cuando el agua que fluye a través del mismo en cierto tiempo se mantiene constante.
- 5.1.15. Colocar el tubo calibrado, llenarlo con agua destilada sin aire.
- 5.1.16. Medir el tiempo transcurrido entre el paso del líquido entre el paso del líquido entre dos marcas establecidas en tubo calibrado. En este tiempo debe estar comprendido entre 10 segundos y una hora. En caso contrario se debe utilizar tubo de otro diámetro. Mientras se hace el ensayo se debe mantener el permeámetro sumergido en un recipiente lleno de agua para asegurar la constancia del nivel inferior.
- 5.1.17. Medir temperatura.
- 5.1.18. Repetir el ensayo como se indica en el punto anterior y tomar nuevamente el tiempo.
- 5.1.19. Medir las alturas  $H_1$  y  $H_2$  utilizando una regla milimetrada graduada al medio milímetro.



### Cálculos.

El valor de  $k$  coeficiente de permeabilidad se obtiene de la siguiente expresión:

$$k = 2,3 \frac{a}{A} \cdot l \cdot \frac{\log H_1 - \log H_2}{t_2 - t_1} \quad (cm/seg)$$

En esta fórmula:

$a$  : sección transversal del tubo en  $cm^2$

$A$  : sección trasversal de la muestra en  $cm^2$

$l$  : longitud de la muestra en  $cm$ .

$H_1$ : altura de agua inicial en  $cm$ .

$H_2$ : altura de agua final en  $cm$ .

$t_1$  : tiempo inicial del ensayo en segundos.

$t_2$  : tiempo final del ensayo en segundos.

Para cada ensayo determinar el valor de  $k$  hasta que la permeabilidad sea constante en sucesivas mediciones, y luego hacer el promedio.

Hallar también la densidad aparente de la muestra.

### 6. Ensayo de permeabilidad con permeámetro de altura constante.

En este procedimiento la altura de agua del permeámetro de mantiene constante y se mide el volumen escurrido en la unidad de tiempo. La precisión de este método depende de la exactitud de la medición el volumen del líquido filtrado en tiempo dado. Se prefiere este método para suelos permeables, ósea en aquellos en valor de  $k$  este comprendido entre  $10^2$  a  $10^{-2}$   $cm/seg$ .

### Equipo necesario.

- 5.1.20. Permeámetro.
- 5.1.21. Probeta graduada para medir el volumen de agua recogida.
- 5.1.22. Recipiente preparado para mantener el nivel de agua constante.
- 5.1.23. Cronometro.
- 5.1.24. Agua destila sin aire calibre
- 5.1.25. Calibre.
- 5.1.26. Regla milimetrada con graduación al medio milímetro
- 5.1.27. Bomba de vacío y vacuómetro
- 5.1.28. Termómetros

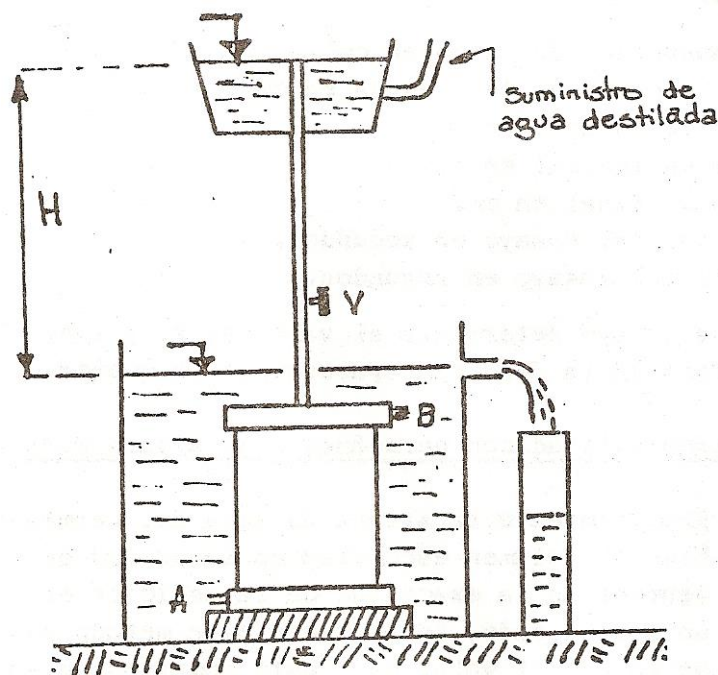
### Técnica de ensayo

- 5.1.29. Medir con el calibre el diámetro y altura del cilindro.
- 5.1.30. Pesar el cilindro solo, pesar el cilindro con el suelo, y con ello determinar el peso unitario de la probeta preparada.
- 5.1.31. Colocar los cabezales inferior y superior, y ajustar con tornillos el equipo.

- 5.1.32. Saturar la muestra de suelo con el procedimiento ya indicado.
- 5.1.33. Preparar el recipiente con agua manteniendo constante la altura del líquido.
- 5.1.34. Comenzar el ensayo, medir el tiempo de iniciación ( $t_1$ ) y el final ( $t_2$ ), y medir el volumen de agua recogida.
- 5.1.35. Medir la temperatura durante la realización dl ensayo.
- 5.1.36. Repetir el ensayo nuevamente, anotando tiempos y volumen de agua escurrido.

### Observaciones

La circulación de agua puede realizarse desde arriba hacia abajo, o en sentido inverso, desde el cabezal inferior hacia arriba. Esta segunda opción resulta mas conveniente, ya que el aire contenido dentro de la muestra asciende más fácil y el proceso de saturación resulta mas efectivo.



### Cálculos.

El valor de  $k$  coeficiente de permeabilidad se obtiene de la siguiente expresión:

$$k = \frac{V}{A} \cdot \frac{L}{H} \cdot \frac{1}{t} \quad (\text{cm}/\text{seg})$$

En esta fórmula:

$V$  : volumen de agua recogido en  $\text{cm}^3$

$A$  : sección transversal de la muestra en  $\text{cm}^2$

$L$  : longitud de la muestra en  $\text{cm}$ .

$t$  : tiempo transcurrido del ensayo en segundos.

Para cada ensayo determinar el valor de  $k$  hasta que la permeabilidad sea constante en sucesivas mediciones, y luego hacer el promedio.

# Ensayo N°17: Ensayo de Permeabilidad y Asentamiento

## 1. Objeto

Este practico tiene por finalidad la descripción del método para determinar el coeficiente de permeabilidad y la magnitud de asentamiento de suelos remoldeados o compactados.

## 2. Introducción

Los vacíos que posee la estructura interna del suelo suministran los mecanismos necesarios para que se produzca la compresibilidad frente a cargas exteriores, pero además constituyen los caminos por donde el agua puede desplazarse a través de la masa de suelo. Tales caminos son de dimensiones variables, y las vías de paso del agua resultan tortuosos e interconectados. Si se considera que un número suficientemente grande de esas vías se encuentran interconectadas, actuarán conjuntamente y se puede estudiar el caudal medio de una masa de suelo.

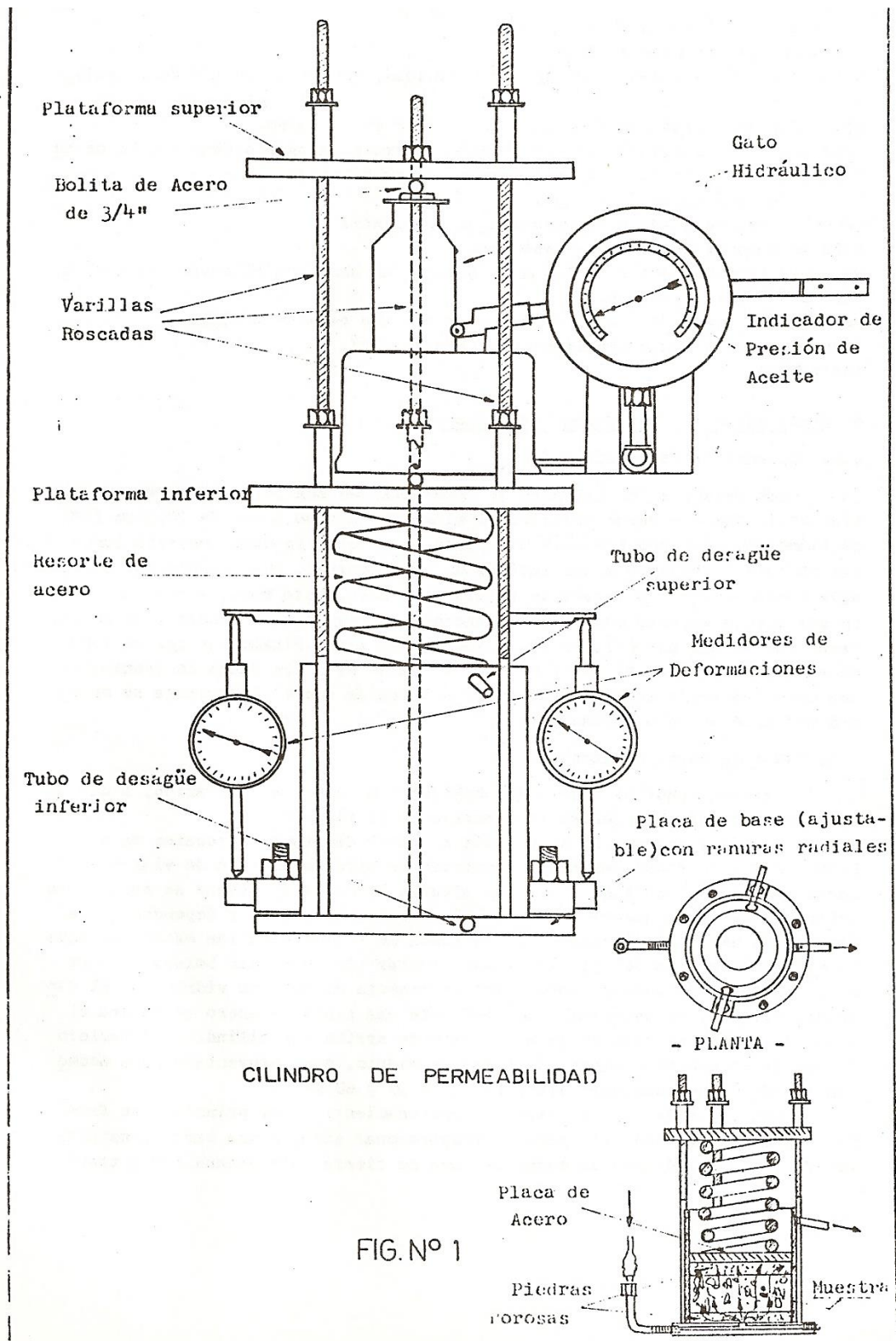
Dicho movimiento de agua a través de la masa de suelo se denomina infiltración, la propiedad que regula su comportamiento se denomina permeabilidad y la propiedad geotécnica del suelo que regula la velocidad de infiltración, la denominamos coeficiente de permeabilidad ( $k$  en cm/seg). La determinación del coeficiente de permeabilidad se basa en la aplicación de la Ley de Darcy para flujo laminar a través de un medio poroso, indicando que la velocidad de filtración por unidad de área es directamente proporcional al gradiente hidráulico.

El campo de aplicación de los resultados que se pueden obtener del presente ensayo es sumamente amplio dentro de la ingeniería, a saber: caudal de agua que se infiltra en un embalse, presión de filtración ejercida sobre taludes o fundaciones, erosión del suelo de base que compromete la estabilidad de la fundación, filtración de líquidos contaminantes (lixiviado) en vertederos controlados, etc.

## 3. Equipo necesario

- El instrumental descripto a continuación responde a las normas del Bureau of Reclamation (ver Figura 1 y Figura 2).
- Tubos de vidrio de carga constante (Figura 2).
- Tablero de medición ajustable para los estanques de carga constante (Figura 2).
- Tubos de goma flexible de pared gruesa desde el permeámetro al tablero de medida.
- Válvulas de cierre para detener el filtrado.
- Cilindro de permeabilidad (Figura 1).
- Discos porosos con un diámetro igual al interior del cilindro de permeabilidad.
- Resorte de Acero de constante conocida.
- Gato hidráulico con una capacidad de carga de 7 Ton., acondicionado con indicador de presión de aceite.
- Dos bolillas de acero de  $\frac{3}{4}$ ".
- Balanza de plataforma de 120kg de capacidad, con brazo de 1/2kg., graduado a 5gr.
- Ajustador de espesor de muestra a introducir en cilindro.
- Tubo de 3" de longitud y de 4 a 6" de diámetro para usarlo como anillo de medida de espesor de la muestra a introducir en anillo.
- Frasco de 12 a 15 kg. con tapa.
- Bandeja para mezclado y preparación de la muestra.
- Pala de mano de dimensiones pequeñas.
- Martillo para compactar de 2,5kg. (similar al usado en el ensayo de compactación Proctor standard).
- Medida para emparejar la muestra u otro aparato para emparejar.

- Comparador para medir deformaciones (flexímetro).
- Tamiz N°4.





#### 4. Descripción de componentes Principales.

##### 4.1. Cilindro de Permeabilidad.

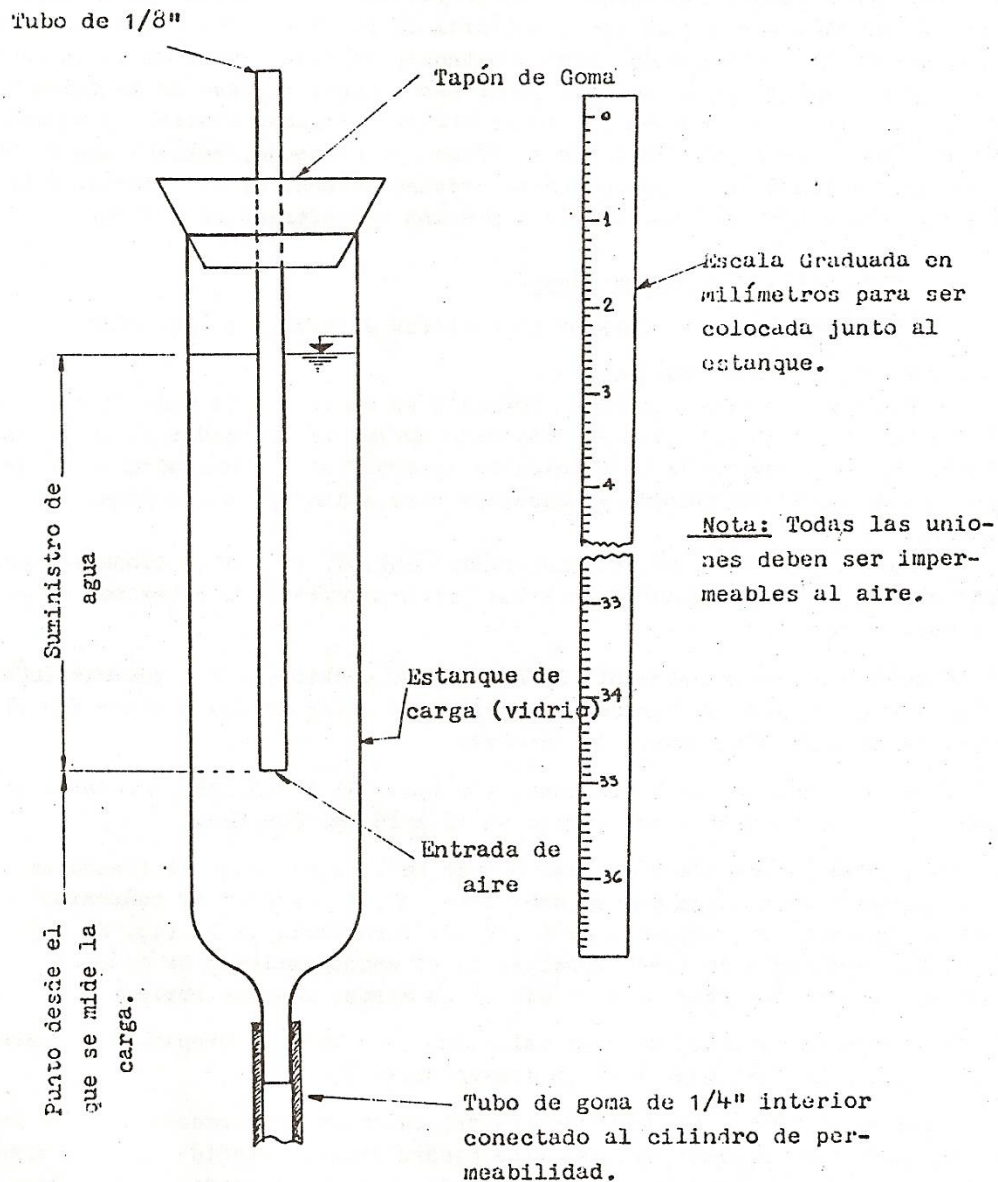
Los detalles del Cilindro de Permeabilidad son los que aparecen en la fig. N°1. Como se puede apreciar el mismo es un tubo hueco de 20,3cm. (8") de diámetro, teniendo por base una placa ajustable, la cual presenta ranuras radiales, respecto a una entrada de agua central, permitiendo así que el agua pueda escurrir a través de la placa de base, pasar hacia arriba a través de una piedra porosa, continuar ascendiendo a través de la muestra de suelo, pasar nuevamente por otra piedra porosa, para salir finalmente por el tubo de rebalse superior. El resorte espiral grande es a los fines de transmitir una carga mecánica constante sobre la muestra de suelo. Esta carga se obtendrá mediante un gato hidráulico.

##### 4.2. Tubo de Carga Constante.

Existen tubos de vidrio que contienen el agua de filtración, a una altura determinada, los cuales se muestran en la fig. N°2.

La carga de agua se mide desde el nivel de tubo de rebalse en el cilindro hasta el fondo del tubo de entrada de aire en el tubo de vidrio de carga constante, ver fig. N°2. Las alturas de carga a emplear se encuentran dentro de un rango que va de los 0,075 m hasta los 3,60 m y dependen de la naturaleza del suelo en estudio. Los tubos de vidrio deberían estar ubicados directamente encima del cilindro, para evitar que se formen bolsas de aire en el sistema. Un tubo de goma flexible conecta el tubo de vidrio con el fondo de cilindro de permeabilidad. Mediante una pinza de acero se obtura el paso de agua en el tubo de goma, justamente arriba del cilindro. El tablero de medida en que se colocan los tubos de vidrio, está proyectado para acomodar estanques de cualquier diámetro entre 20 y 60 mm.

Los tubos de vidrio basan su funcionamiento en el principio de frasco de Mariotte lo cual les permite incorporar siempre una carga constante, ver fig. N°2. Mediante un tapón de goma se cierra cada estanque y a través de dicho tapón pasa un tubo de vidrio de 1/8" (entrada de aire) el cual se extiende hacia abajo, dentro del tubo de vidrio mayor, hasta que su extremo inferior alcance una medida preestablecida en el tablero de medida. Cuando el agua sale del estanque de carga constante, se crea dentro de él un vacío parcial, el cual es capaz de equilibrar exactamente el peso de la columna de agua que queda por encima del fondo del tubo pequeño central; y a medida que el agua sigue escurriendo por el fondo del estanque, entrará una burbuja de aire a través del tubito central restableciendo el equilibrio. O sea, al nivel del fondo del tubito existe presión atmosférica constante.



## 5. Procedimiento y Técnica de ensayo.

Se pueden efectuar ensayos en muestras alteradas o inalteradas:

### 5.1. Muestra Alterada (compactada).

El procedimiento standard consiste en compactar la muestra en el cilindro de permeabilidad, con el contenido óptimo de humedad y el peso unitario máximo, como lo determina la técnica de ensayo Proctor (compactación). Se pueden emplear otras densidades y humedades, pero solamente a los fines de investigación.

Para la preparación de datos véase formulario fig. N°3 donde se consignad datos y se hacen cálculos para las preparaciones de muestra con el procedimiento siguiente:

1) Se necesitan aproximadamente 14 kg de suelo extraído del yacimiento (utilizado para la construcción del terraplén). De ellos se usa una parte y el resto se almacena con suelo de reserva.

2) Se pesan 7 kg. De suelo que pasen por tamiz N°4: se toma humedad y se guarda la muestra dentro del frasco de 12 a 15 kg con tapa.

3) Con la humedad medida y el peso húmedo de la muestra en el frasco se calcula la cantidad de agua que se debe agregar para obtener el contenido de humedad deseado (ver columnas de 1 a 6 del formulario de la fig. N°3.).

En dicho formulario se puede apreciar en el encabezamiento de cada columna, cual es la variable tratada y al pie de la misma, como se obtiene dicho valor.

4) Se agrega la cantidad de agua calculada a la muestra preparada de material, se mezcla y se guarda en un frasco hermético.

5) Antes de compactar el suelo, dentro del cilindro de permeabilidad, se pesa el cilindro con la placa de base y la piedra porosa inferior ya colocadas. Esta piedra porosa debe encontrarse húmeda pero no saturada. (Las piedras porosas previamente han sido colocadas dentro de un recipiente con agua y luego se secan al aire permitiendo que drene el agua libre durante 10 a 15 minutos). Se anota el peso del cilindro en el formulario de la fig. N°4.

6) El anillo de medida de 3", o medida de espesor, se coloca sobre el disco poroso del fondo y luego sobre este anillo se pone el disco poroso superior y sobre éste la placa de acero, de modo que los brazos de medida queden exactamente encima de los pernos salientes inferiores del cilindro. La posición de las diversas piezas debe marcarse de modo que puedan volverse a colocar en posición idéntica a la que ahora ocupan. Se coloca el resorte sobre la placa de acero de modo de sujetarla firmemente en su lugar. Se toman lecturas en los medidores radiales (flexímetros) a ambos lados del cilindro y se anotan como lecturas de "medida de anillo" en el formulario de la fig. N°4. Este anillo calibrador de espesores sirve para establecer una medida de referencia (en los flexímetros) que debería tener la muestra si alcanzara exactamente las 3 pulgadas de espesor.

7) Se quitan el resorte, la placa de acero, el disco poroso superior y el anillo calibrador quedando todo en condiciones de comenzar a introducir el suelo.

8) El suelo ya preparado se compacta dentro del cilindro en 3 capas de 1" cada una. El peso de cada capa se determina con los cálculos del formulario de la fig. N°3, columna 11. Cada capa después de ser compactada, se escarifica hasta 3 o 6 mm de profundidad, antes de colocar la capa siguiente. Luego de escarificadas las capas se las alisa y nivela. A la tercera capa luego de escarificada y nivelada se la comprime hasta el espesor necesario colocando el disco poroso y el plato de acero sobre la muestra compactada y aplicando luego el ajustador de espesor. Para compactar las capas se usa un martillo de 2,5kg con una caída libre de 21,5cm.

La experiencia ha demostrado que se necesitan aproximadamente 80 golpes para lograr la compactación deseada (de acuerdo al ensayo), naturalmente esto puede variar con el tipo de suelo ensayado. Esta observación debe ser usada solo como guía para obtener el espesor necesario de 1".

9) Se completa el conjunto del aparato como se indica en la fig. N°1.

10) Se toman medidas (sin carga) en los medidores de deformación a ambos lados del cilindro, anotándose en el formulario de la fig. N°4.

11) Se calcula la carga del terreno equivalente que se desea dar para la consolidación de la muestra (presión de tapada).

$$P = z \cdot \gamma_h \cdot A$$

donde:

$P$  = carga sobre la muestra en kg.

$z$  = profundidad de tapada en metro.

$\gamma_h$  = peso unitario húmedo del relleno en kg/cm<sup>3</sup>

$A$  = 0,0324 m<sup>2</sup> (área de la base del cilindro)

12) Se aplica dicha carga mediante el gato hidráulico y se aprietan las tuercas que están sobre la placa inferior en que descansa el resorte. Repítase este proceso con intervalos de algunos minutos

durante 2 horas y después hágase lo mismo, periódicamente, con el objeto de asegurar que el resorte mantenga su carga.

13) Tan pronto como la carga esté aplicada, se toman lecturas de asentamiento con los flexímetros; se repiten las lecturas a intervalos hasta que el asentamiento esté completo y se anotan las mismas en el formulario de la fig. N°4.

14) Luego de finalizado esta compresión inicial, se llena el cilindro por encima de la muestra con agua para comenzar la saturación de la misma usando para ello una altura de carga constante en el tubo de vidrio y el equipo de permeabilidad. Esto se continúa durante 3 días al final de los cuales se toman lectura en los flexímetros.

15) Se elige la carga de agua y el tamaño de estanque de carga por estimación de la permeabilidad probable de la muestra. Es conveniente que se descargue un estanque completo en un periodo de 24 horas a los fines de evitar lecturas nocturnas; sin embargo la carga deberá limitarse a un valor que no produzca arrastre o forme canalículos dentro de la muestra lo cual originaría caminos preferenciales de escurrimiento no aceptables por las hipótesis de Darcy (homogeneidad).

16) Se llenan los tubos de escurrimiento y el estanque de carga con agua siempre desde abajo hacia arriba para evitar encerrar aire. Esta operación se realiza conectando un tubo de alimentación a la llave de purga lateral del fondo del cilindro de permeabilidad. Luego de haberse llenado el sistema y el estanque de carga, se inclina el cilindro hasta que la llave de purga quede hacia arriba, y entonces déjese salir agua por ella hasta que se haya evacuado todo el aire.

17) Se llena otra vez el estanque desde arriba, controlándose que no haya escapes de aire y certificando que realmente funcione como estanque de carga constante.

**18) Comienza en este punto el ensayo propiamente dicho.**

Se toman lecturas en el estanque y tiempos, tan a menudo como lo requiera la velocidad de escurrimiento; generalmente una o dos veces al día.

19) Cuando sea necesario volver a llenar el tanque o tubo de vidrio, se coloca una pinza para manguera entre el tubo y el cilindro para evitar que escurra agua hacia la muestra mientras se llena el tubo. El nivel de agua en el estanque de carga se ajusta permitiendo salir el agua por la conexión puesta en el tubo que comunica el tanque con el cilindro de permeabilidad hasta que las burbujas de aire entren al tanque a través del tubito central de entrada de aire. Después que el nivel ha sido ajustado se quita la pinza del tubo.

20) Se continúa con el ensayo, tomándose lecturas periódicas del asentamiento que se colocaran en el formulario de la fig. N°4, hasta que la filtración llegue a ser constante y la muestra esté saturada. Esto completa la determinación de la velocidad de filtración, la cual se extiende a menudo a un periodo de aproximadamente 2 semanas.

21) Se toman lecturas finales de todas las medidas y luego se quita la carga sobre la muestra soltando lentamente la placa de acero que asienta sobre el resorte de compresión. Poco antes de quitar la carga debería inclinarse el cilindro para botar el exceso de agua que hubiere sobre la muestra.

22) Después que se ha quitado la cara y la muestra completa su expansión se toman lecturas sin carga en los medidores de deformación.

23) Se quitan las varillas tensoras, las placas de acero, el resorte, el disco de acero superior y la piedra porosa superior.

24) Se toman lecturas de resistencia a la penetración en la muestra saturada (ensayo CBR) y se anotan en el formulario de la fig. N° 4.

25) Se saca del centro de la muestra una cantidad representativa para ensayo de humedad y se anota como datos posteriores a la permeabilidad en el formulario de la fig. N° 4.

A los fines de tener un marco de referencia de las cargas a las cuales se deberá someter la muestra durante el ensayo se darán algunos valores según la finalidad y el tipo de obra.

FINALIDAD	TIPO DE CARGA	TIPO DE SUELOS	PRESION NORMAL A APLICAR
Investigación	Presas de tierra	Mecánicamente impermeables	7 kg/cm <sup>2</sup>
		Impermeabilidad dudosa	1,4 kg/cm <sup>2</sup>
	Canales	Terraplenes Revestimientos	1,4 kg/cm <sup>2</sup> 0
	Otros propósitos	Relleno Superior	(P. unitario del relleno) x (Profundidad de la muestra)
Ensayos de control	Presas de tierra	Relleno Superior	(P. unitario del relleno) x (Profundidad de la muestra)
	Canales	-----	Equivalente a la impuesta por la estructura
	Otros propósitos	-----	Equivalente a la impuesta por la estructura

## 5.2. Muestra No Alterada:

Los resultados obtenidos sobre este tipo de muestras en el aparato Standard son

a menudo dudosos por cuanto es posible que haya filtraciones a lo largo de la pared del cilindro. La muestra en este caso resulta ser de muy difícil tallado; la variante consistiría en sellar el espacio que queda entre la muestra y las paredes del cilindro mediante el empleo de parafina sólida en caliente. Y a continuación se realiza el ensayo en forma similar a la ya descrita para muestras perturbadas.

## 6. Cálculos

Los mismos se dividen en 5 partes:

### 6.1. Datos de preparación:

Los mismos se indican en el formulario de la fig. N° 3 y han sido oportunamente explicados.

### 6.2. Datos de colocación:

Los cálculos son bastante simples y consisten esencialmente en el cálculo del peso unitario húmedo y el peso unitario seco:

$$v = A \times e$$

$$\gamma_h = \frac{P_{sh}}{v}$$

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + h\%/100}$$

Siendo: A= área de la base del cilindro en dm<sup>2</sup>



$v$ = volumen de la muestra en  $dm^3$

$e$ = espesor de la muestra en  $dm$

$\gamma_h$ = P. unitario del suelo húmedo en  $kg/cm^3$

$\gamma_s$ = P. unitario del suelo seco en  $kg/dm^3$

$P_{sh}$ =peso del suelo húmedo en kg.

$h\%$ = porcentaje de humedad de la muestra en %

Todos los demás ítems de Datos de Colocación, formulario de la fig. N° 4 se obtienen de las observaciones hechas durante la colocación de la muestra.

#### 6.3. Datos de asentamiento:

Referirse al formulario de la fig. N° 4. Las columnas 1,2,3,4 y 6 se determinan por observaciones del ensayo. El primer conjunto de lecturas designado como de anillo se hacen sobre la medida de 3", solamente como referencia y sirven de base para determinar el espesor original de la muestra. El segundo grupo de lecturas designados como sin carga se hacen sobre la muestra compactada. Las lecturas recorrido del dial, columnas 4 y 6 al ser restadas de las lecturas correspondientes de anillo dan la posición relativa de la superficie de la muestra respecto a la medida de anillo 3". Si la lectura es cantidad (+) significa que la muestra es más larga que el anillo, coincidiendo con el sentido horario de lectura, y si es cantidad (-) implica lo contrario. Las magnitudes indicadas por los medidores de deformaciones, columnas 5 y 7 se calculan restando las columnas correspondientes. El término medio de estas 2 cantidades representa el cambio de longitud de la muestra respecto a la longitud de 3". Las lecturas movimientos del dial sin carga dan las lecturas básicas para las medidas del asentamiento y para obtener las cantidades anotadas en las columnas 5 y 7, se restan todas las lecturas sucesivas en el medidor o dial, de la lectura movimiento del dial sin carga. La columna 8 se obtiene del término medio de las 5 y 7. El porcentaje de asentamiento se obtiene dividiendo el término medio, columna 8, por el espesor de la muestra y luego multiplicando el cociente por 100.

#### 6.4. Datos posteriores a la permeabilidad:

Se refiere al formulario de la fig. N° 4. Los cálculos del contenido de humedad y de resistencia a la penetración se hacen en forma rutinaria y no necesitan describirse. El P. Unitario seco consolidado se obtiene por la siguiente fórmula:

$$\gamma_{sc} = \frac{P. \text{unitario Seco de Colocación}}{1 - \% \text{ asentamiento (fracción decimal)}}$$

Siendo:  $\gamma_{sc}$ =P. unitario seco consolidado.

#### 6.5. Datos de permeabilidad:

Para los cálculos de la velocidad de filtración, debe remitirse a las fórmulas básicas vistas en la teoría:

$$k = \frac{Vd.Ls}{As.t.Hwc} \quad (1)$$

Donde:

$k$  = coeficiente de permeabilidad en cm/seg

Vd = volumen filtrado en el tiempo t en cm<sup>3</sup>

As = área de la muestra en cm<sup>2</sup>

Hwc = carga constante o diferencia entre los niveles superior e inferior del agua en cm

t = tiempo de la medida en segundos

Ls = longitud de la muestra en cm

Pero esta ecuación no se presenta para el uso general por lo que se la modifica por otra como:

Hagamos Vd en cm<sup>3</sup> = R x F

Donde:

R = diferencia de lecturas de los niveles del tubo de carga

F = factor de calibración del estanque en cm<sup>3</sup> por cm de diferencia de lecturas R

Para la determinación de F se procede a determinar el N° de cm<sup>3</sup> por cada cm de altura de cada estanque. Para ello se llena el estanque de carga con agua, luego se coloca el tubo de toma en el estanque y se baja el nivel del agua hasta el fondo del tubo de entrada de aire (interior). El agua debe drenarse despacio desde el fondo del tubo hasta dentro de un cilindro graduado o recipiente aconsejable para pesar, permitiendo que entre aire al estanque o tubo de carga a través del tubo de entrada de aire como en el manejo normal. Se baja el agua hasta cerca del fondo de la graduación del estanque o tubo de carga y se anota el volumen o peso en gramos y la temperatura del agua. El factor F en cm<sup>3</sup>/cm se determina dividiendo el volumen en cm<sup>3</sup> por la altura en cm de la parte calibrada, que tiene normalmente 75 cm.

Este cambio se hace para seguir el proceso real del ensayo. Para el cilindro de 20,3 cm de diámetro el área As es una constante:

$$As = \pi r^2 = 324 \text{ cm}^2$$

El espesor a lo largo de la muestra de suelo se mide en cm (Ls en cm).

El tiempo t se mide en segundos.

Luego sustituyendo los valores dados para Vd, t, As y Ls en las expresiones anteriores y colocándolos en la ecuación (1), se tendrá:

$$k = \frac{R.F.Ls}{324 \cdot t.Hwc} = \frac{1}{324} \times \frac{R.F.Ls}{t.Hwc} \quad (2)$$

$$k = 0,00308 \times \frac{R.F.Ls}{t.Hwc} \quad (3)$$

Durante el ensayo normal a carga constante, el valor Ls/Hwc es una constante, luego:

$$c = 0,00308 \times \frac{Ls}{Hwc} \quad (4)$$

Es decir, creamos una nueva constante que sustituida en la expresión (3) dará finalmente:

$$k = C.F \times \frac{R}{t} \quad (5)$$

Esta última ecuación es la más conveniente para los cálculos de la permeabilidad y es el método indicado en el formulario de ensayo de la figura N° 5. En el caso de quererse realizar un ensayo a carga variable, deberá emplearse la siguiente expresión:

$$k = \frac{At.Lm}{Am} \times \frac{1}{t} \times \log \frac{Hi}{Hf} \quad (6)$$

Donde:

At = área del tubo de carga en cm<sup>2</sup>

Am = área de la muestra en cm<sup>2</sup>

Lm = longitud de la muestra en cm

t = tiempo en segundos

Hi = carga inicial al comienzo del tiempo t

Hf = carga final al término del tiempo t

## 6. Gráfico

La permeabilidad se coloca en un gráfico respecto al tiempo desde el comienzo del ensayo. El intervalo de tiempo a emplear pueden ser días, horas o minutos dependiendo de la naturaleza del suelo a ensayar; se aprecia el gráfico correspondiente en la fig. N° 6. La escala de permeabilidad es logarítmica y la de tiempo es lineal. Esta curva de permeabilidad nos servirá a los fines de ver cómo avanzó el proceso y para poder obtener una permeabilidad media. Encima de esta curva se traza la curva de los porcentajes de asentamientos respecto a los mismos intervalos de tiempo.

### 7. Principales fuentes de error.

- a) formación de vías de agua en la pared.
- b) cementación en la superficie de la capa compactada.
- c) aire en la muestra o en el sistema de agua.
- d) cambios de temperatura.
- e) falla de los tubos de vidrio de carga constante.

### **BIBLIOGRAFÍA EMPLEADA.**

- Earth Manual (Manual de Tierras) publicado por el Bureau of reclamation.
- Symposium on Permeability of Soils. Publicado por la American Society for Testing Materials (A.S.T.M)
- Procedimientos de laboratorio para ensayar materiales de tierra, con fines de fundación y construcción. Departamento de riego, sección de estudios. Publicado por el Ministerio de obras públicas y vías de comunicación de Santiago de Chile.

## Preparación del Ensayo de Permeabilidad

[illegible]





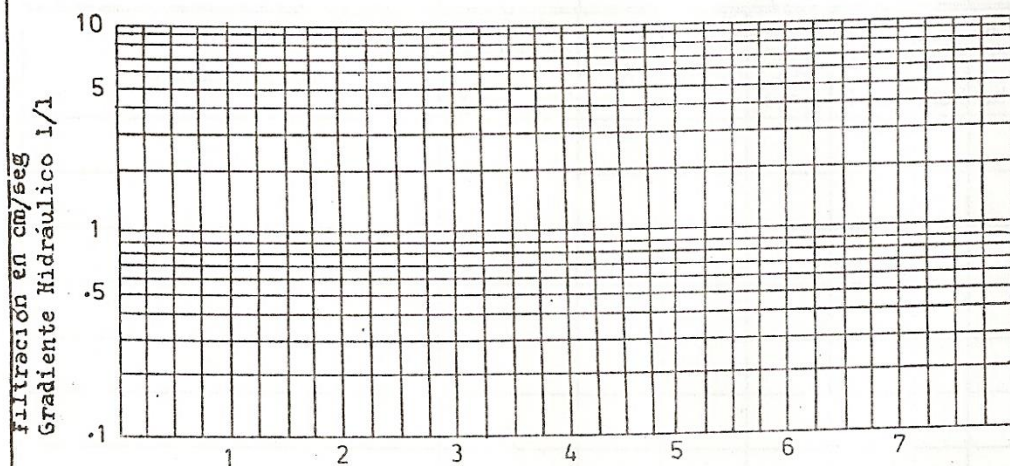
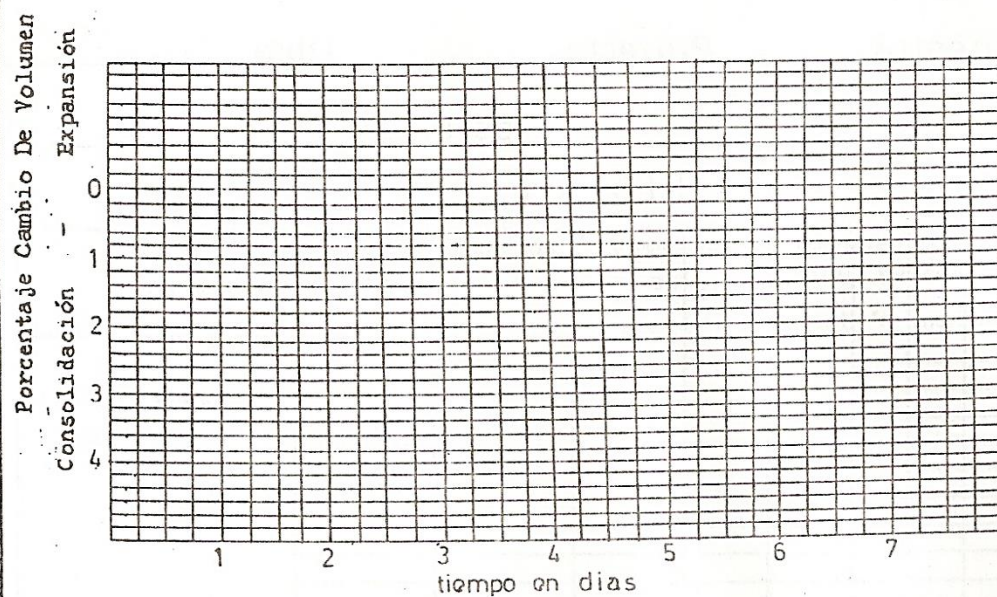
## Hoja de datos de la Permeabilidad

Muestra \_\_\_\_\_ Proyecto \_\_\_\_\_ Obra \_\_\_\_\_

Cilindro N° \_\_\_\_\_ Observador \_\_\_\_\_

FIG. N°5

[illegible]



Condición de Colocación: Compactada

Peso Seco Deseado ( $\text{kg/m}^3$ ) \_\_\_\_\_; Obtenido \_\_\_\_\_; Proyecto \_\_\_\_\_

Humedad Deseada (%) \_\_\_\_\_; Obtenida \_\_\_\_\_; Obra \_\_\_\_\_

Carga Consolid. \_\_\_\_\_ m; relleno \_\_\_\_\_  $\text{kg/m}^3$ ; Pozo \_\_\_\_\_; Prof \_\_\_\_\_

Resultado del Ensayo \_\_\_\_\_ Muestra de Labor. N° \_\_\_\_\_

Permeabilidad \_\_\_\_\_ cm/seg

Consolidación \_\_\_\_\_ %

## ENSAYO N° 18. ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA (SPT-DP)

### Introducción

Uno de los métodos de investigación subsuperficial más común y difundido es el del ensayo de penetración. Desde muy antiguo el ingeniero intentó predecir las condiciones del subsuelo, en especial su resistencia, en función de la mayor o menor dificultad que el terreno ofreciera a la penetración de una varilla metálica hincada mediante golpes.

Evidentemente el valor de las determinaciones obtenidas estaba limitado a la experiencia local y a la forma de ejecución de la prueba. A partir de la década de 1920 una subsidiaria de la empresa Raymond Piles generaliza en los E.E.U.U. el uso de la hincadora de un caño de 50 mm (2") de diámetro, en la investigación de las cotas de rechazo para la hincadora de pilote.

A partir de este elemento, luego modificado, fue que posteriormente se difundió y estandarizó el método conocido como SPT (Standard Penetration Test-Ensayo normal de penetración), que utiliza para la hincadora una herramienta conocida como sacamuestras bipartido o "de Terzaghi".

De la hincadora de varillas macizas se derivó el método DP (Dinámico Probing-Prueba Dinámica), que consiste en la hincadora continua de un cono ciego de diámetro y energía de hincadora variable en función del tipo de suelo a investigar.

Los resultados obtenidos en estos ensayos pueden posteriormente correlacionarse con algunas propiedades de los suelos, especialmente con su resistencia expresada como capacidad de carga, a partir de datos experimentales o de formulaciones teóricas complejas que parten de la siguiente ecuación de conservación de la energía:

$$r_d \cdot A \cdot e = M \cdot g \cdot h$$

$r_d$  = resistencia dinámica que ofrecen el suelo

$A$  = área de la herramienta de penetración.

$e$  = promedio de penetración por golpe.

$M$  = masa del martillo usado en la hincadora.

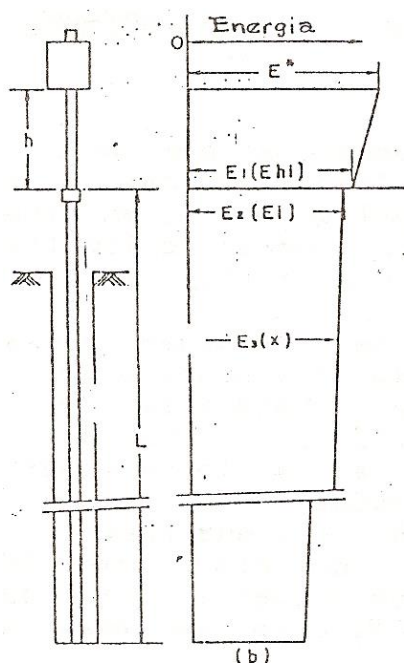
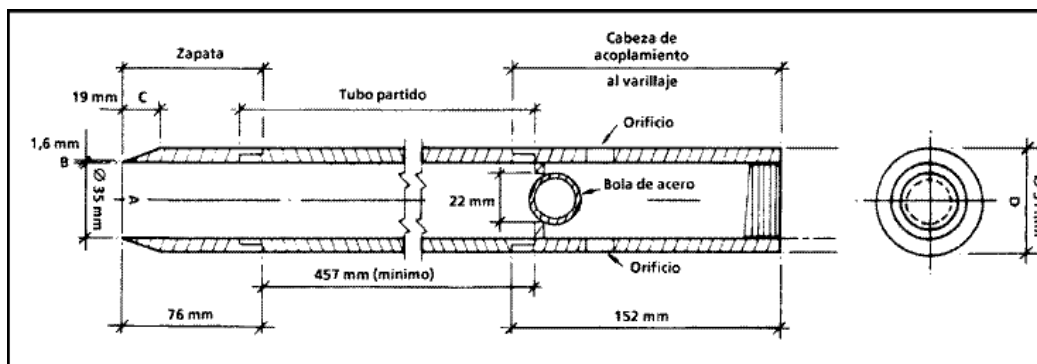
$g$  = aceleración de la gravedad

$h$  = altura de caída del martillo.

Evidentemente pasar de esta sencilla ecuación a valores confiables de resistencia estática admisible por el suelo, implica la consideración de numerosos y complicados factores, por lo que es más común el uso de correlaciones empíricas.

## A) El ensayo SPT

Este ensayo consistente en hincar cada metro de profundidad el sacamuestras normalizado que puede verse en la fig. N° 1, mediante la energía de hincia proporcionada por un martillo de 63,3 Kg que cae libremente desde una altura de 76 cm y golpea contra una pieza especial llamada cabeza golpeadora.



El martillo tiene un agujero central que le permite desplazarse con poca fricción por una barra de guía roscada en la cabeza golpeadora, la cual a su vez esta roscada en el extremo de las barras de perforación, un esquema de este puede verse en a fig. N°2.

El ensayo ha sido normalizado en diferentes países con ligeras variaciones (Normas ASTM, DIN, B.S., etc) y la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones ha propuesto en el congreso de Rio de Janeiro de 1989 un método recomendado, con la intención de estandarizarlo internacionalmente.

En este procedimiento recomendado se establecen criterios en cuanto al equipo a usar, la forma de hacer el ensayo y el informe de los resultados obtenidos.

Entre las principales recomendaciones podemos citar la referente a las barras de perforación:

Díámetro [mm]	Módulo de resistencia [ $\times 10^{-6}$ m <sup>3</sup> ]	Peso [kg/m]
40,5	4,29	4,33
50	8,59	7,23
60	12,95	10,03

Barras más pesadas que 10,03Kg/m no deben ser usadas.

En lo referente a la forma de hacer el ensayo se hace especial hincapié en la correcta limpieza del fondo de la perforación antes de la hincia, al uso de encamisado o lodo bentonítico cuando se trabaja en

suelos desmoronables o por debajo del nivel freático, al cuidado en mantener el adecuado nivel de lodo bentonítico cuando se perfora debajo de la napa freática, etc.

### Forma de ejecución

- a) Una vez alcanzada la profundidad de ensayo, descender el sacamuestras con las barras necesarias y la cabeza golpeadora colocada en el extremo de las mismas. Penetración inicial bajo este peso se deberán anotar y si se excede los 45 cm se omitirá el ensayo anotándose para el valor N de penetración 0 (cero).
- b) Luego de la penetración inicial se procederá a hincar 15 cm el sacamuestras, mediante golpes del martillo normalizado y se registrará el número de golpes necesario para ello. Si después de 50 golpes no se hubiera los 15 cm se suspenderá la hinca y se anotará la penetración lograda, continuándose con el ensayo.
- c) El paso siguiente consiste en hincar 30 cm más el sacamuestras, el número de golpes necesarios para ello es la resistencia N a la penetración de suelo, pero se debe consignar por cada 15 cm de penetración y siempre que resulte menos de 50, caso contrario se anotará la penetración conseguida por cada 50 golpes.
- d) La velocidad de aplicación de los golpes no se será excesiva para que resulte posible asegurar la altura de caída y permitir que se restablezcan las condiciones de equilibrio luego de golpes sucesivos. El valor recomendado es de 30 golpes por minuto.
- e) El sacamuestras será extraído hasta la superficie y abierto para tomar una muestra representativa de suelo, los que luego serán debidamente clasificados con los siguientes datos:
  - Ubicación
  - Número de sondeo
  - Número de muestra
  - Profundidad de penetración
  - Longitud de la muestra recuperada
  - Fecha del ensayo
  - Número de golpes SPT (N).

### Informe de los Resultados

El informe de resultados de un ensayo de penetración estándar (SPT) deberá contener los siguientes datos:

Ubicación

Fecha de perforación hasta la profundidad del ensayo

Fecha y hora de comienzo y final de ensayo

Número de la perforación

Método de perforación, diámetro del sondeo y si contenía fluido de perforación (bentonita).

Dimensiones y peso de las barras utilizadas, y de la masa golpeadora.

Tipo de martillo y del mecanismo de liberación del mismo.

Altura de caída libre de la masa.

Información sobre el nivel freático o el nivel de agua dentro del sondeo al comienzo del ensayo.

Número de golpes requeridos para la penetración de cada uno de los sucesivos 15 cm de longitud del cono, por ejemplo 12/15/16. En el caso que se encuentre el rechazo (mayor a 50 golpes), se deberá indicar la profundidad de penetración del cono en dicho estrato, por ejemplo 20/35/50(8cm).

La descripción de los suelos identificados en las muestras recuperadas con el sacamuestras.

Observaciones referidas a la estabilidad de los estratos ensayados, obstrucciones encontradas, problemas que hayan surgido, etc.

Resultados de los ensayos de calibración, cuando sean necesarios.

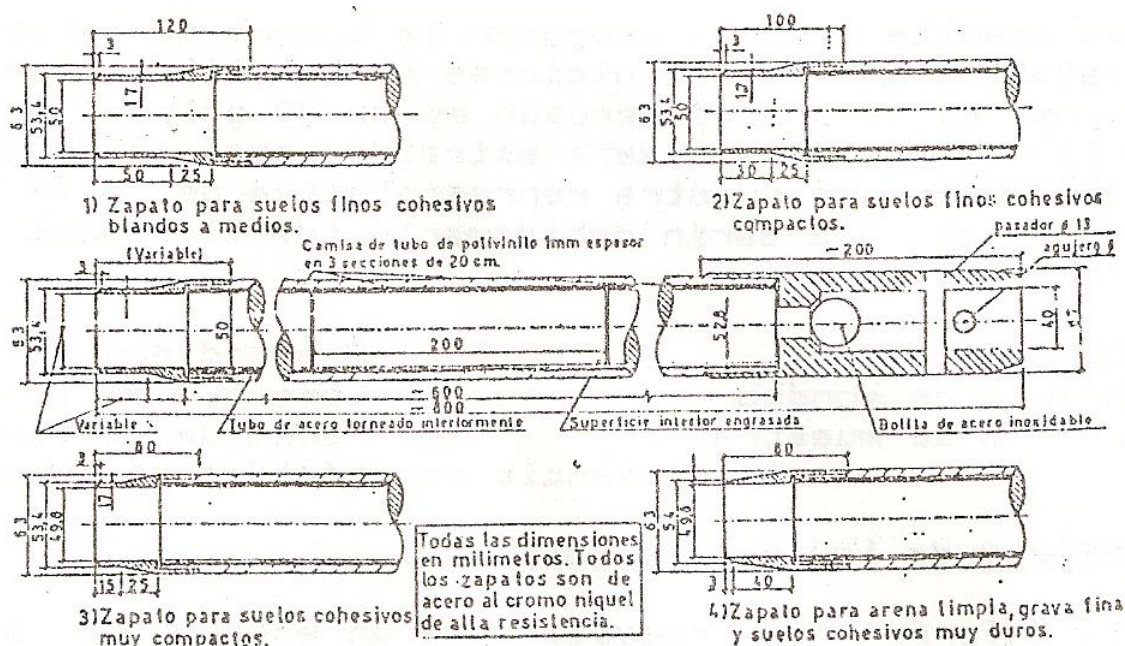


Cuando la utilización de los resultados de los ensayos SPT involucra obras de ingeniería importantes (puentes, presas, obras delicadas, etc) deben realizarse primero ensayos de calibración para evaluar la eficiencia del equipamiento en términos de energía transmitida al cono. Esto se debe a que las pérdidas que se originan en el sistema de levantamiento y guía de la masa, sea en general del 60 % de la energía teórica calculada. Como además hay pérdidas de energía por transmisión del golpe desde la superficie a través de todas las barras de perforación, la energía que realmente recibe el cono o sacamuestras puede ser inclusive menor al 50 % de la energía teórica.

En la Argentina, es muy difundido el uso de un sacamuestras de diámetro ligeramente superior, pero de pared mas delgada, con lo que se obtienen muestras de mayor diámetro y teóricamente menos alteradas. Además, este sacamuestras no es bipartido, sino que lleva en su interior un tubo de P.V.C. de 50 mm de diámetro, en donde se aloja la muestra de suelo. Este sacamuestras se denomina de zapatos intercambiables (SZI) o "sacamuestras de Moretto", y sus principales características se pueden observar en la Figura 3.

La correlación entre los resultados obtenidos mediante el sacamuestras de Moretto y el estándar bipartido, se obtuvo de forma experimental y se puede determinar cómo:

$$N \text{ (SPT)} = 0,75 \times N' \text{ (SZI)}$$



## B) Ensayo Cono Dinámico

Este ensayo consiste en la hincia continua de un cono ciego, con un ángulo de  $90^\circ$  en la punta, que generalmente se pierde cuando finaliza el ensayo. El objetivo principal del ensayo es medir el esfuerzo requerido para hincar el cono en el suelo y así deducir valores de resistencia y su correspondiente correlación con propiedades mecánicas.

En ensayo se realiza con equipos similares a los ya descritos en el ensayo SPT. Se utiliza principalmente para detectar un manto de mayor resistencia en profundidad para fundar pilotes sobre dicho estrato. Pero si el ensayo de cono dinámico es calibrado adecuadamente, se pueden determinar también propiedades como:

- Densidad relativa
- Resistencia al corte
- Compresibilidad
- Consistencia

Acorde a la energía de hincia es tos ensayos de cono dinámico se pueden clasificar en:

Livianos (DPL)

Medianos (DPM)

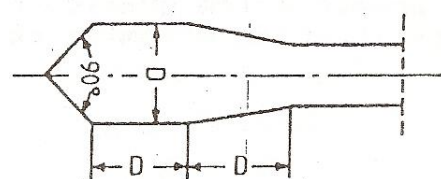
Pesados (DPP)

Super Pesados (DPSP)

FACTOR	DPL	DPM	DPP	DPSP
-Peso del martillo, kg	10	30	50	63,5
-Altura de caída, m	0,5	0,5	0,5	0,75
-Peso max. de la cabeza golpeada y la barra de guía, kg	6	18	18	30
-Rebote del martillo en funcion de la penetr. por golpe max., %	50	50	50	50
-Relac. largo/diam(D) del mart.		$1 > l/d > 2$		
-Diam. cabeza golpeadora(d), mm		$100 < d < 0,5D$		
-Long. de las barras, m	1	1 a 2	1 a 2	1 a 2
-Peso max. barras, kg/m	3	6	6	8
-Desviacion max barras:				
Primeros 5 m, %		0,4		
Por debajo de los 5m, %		0,6		
-Exentricidad barras max, mm		0,2		
-Diametro externo, mm	22	32	32	32
-Diametro interno, mm	6	9	9	-
-Angulo del vertice, grados		90		
-Area nomial del cono, cm <sup>2</sup>	10	10	15	20
-Diametro del cono nuevo, mm	35,7	35,7	43,7	50,5
-Diametro min. cono usado, mm	34	34	42	49
-Long. parte conica, mm	18	18	22	25
-Max. desgaste cono, mm	3	3	4	5
-Intervalo recuento golpes, cm	10; N10	10; N10	10; N10	20; N20
-Rango validez ensayo, golpes	3-50	3-50	3-50	3-100
-Energ. espec. por golpe, kJ/m <sup>2</sup>	50	150	167	238

Las dimensiones que menciona la Tabla 1

para el cono tienen como referencia el diámetro D.



### Forma de Ejecución

- Instalar el equipo de percusión firmemente asentado. Las barras con el cono en la punta, deberán ser guiadas al comienzo del ensayo para que no pierdan su verticalidad.
- Si es necesario hacer una excavación previa, para ensayar a una profundidad predeterminada, esta deberá ser de mayor diámetro que el cono.
- Comenzar a introducir el penetrómetro en el terreno en forma continua, con un ritmo de golpeo entre 15 y 30 golpes por minuto. En suelos muy permeables (gravas y arenas) se puede acelerar hasta 60 golpes por minuto.
- Las barras deberán rotarse una vuelta entera cada metro de penetración, para reducir la fricción y mantener la verticalidad. A partir de los 10 metros de profundidad, esta rotación se realizará cada 20 cm de penetración.
- Se registrará el número de golpes necesario para introducir el cono 10 o 20 cm según el caso. Si la resistencia es muy elevada, se anotará el número de golpes para descender una cierta distancia. La longitud de penetración para el recuento de golpes puede variar, pero siempre se debe dejar expresada que parámetro se utilizó en el campo.
- Una forma sencilla de medir el número de golpes, es marcar en las barras los intervalos de medición correspondientes (marcas cada 10 cm por ejemplo), e ir anotando los golpes cada vez que una marca para por la boca del pozo.

### Informe de Resultados

El informe final del ensayo de Cono Dinámico deberá contener:

- Ubicación y número del ensayo  
Tipo de investigación (proyecto, verificación, control, preliminar, etc)  
Propósito del ensayo (estrato saturado, techo de roca, longitud de pilotes)  
Fecha del ensayo
- Posición del ensayo en el lote y respecto a construcciones existentes.
- Equipo utilizado: tipo de penetrómetro, dimensiones del cono, barras, encamisado, masa, altura de caída, etc.
- Cota o profundidad a las que las barras fueron rotadas.
- Toda variación respecto al ensayo normalizado (detenciones, rotura de barras)
- Observaciones realizadas por el operados, como el tipo de suelo, sonido de las barras, rebotes de barras, presencia de rodados muy grandes, etc.
- Gráfica del ensayo respecto a la profundidad versus el número de golpes. En la Figura 5 se presenta un ejemplo de la cantidad de golpes para introducir el cono 0.10 m (10 cm).

