

# NOTAS SOBRE MECANICA DEL SUELO

Por JOSÉ A. JIMÉNEZ SALAS, Ingeniero de Caminos.

*Continúa el trabajo iniciado en nuestro número anterior, presentando el autor varios métodos de ensayo de terrenos. En el próximo artículo terminará la exposición de este tema, que permitirá a nuestros lectores conocer un resumen del estado actual de esta nueva técnica.*

## II

### Límites de Atterberg.

Las propiedades de un terreno cambian, según se puede apreciar a simple vista, con la cantidad de agua que contiene. En un suelo de elementos gruesos, el agua se aloja en los poros que quedan entre los granos del mismo. Si no llega a rellenar todos ellos, el cambio es poco sensible, ya que los granos siguen apoyándose entre sí. Si en una arena gruesa rellenamos todos los poros y seguimos añadiendo agua, el volumen del complejo agua-suelo empieza a aumentar proporcionalmente al agua en exceso. La representación del volumen en función del contenido de agua será la de la figura 7.<sup>a</sup>, a. Pasado el punto B, el suelo tiene propiedades de fluido, pues sus partículas quedan separadas por una lámina de agua.

Sin embargo, en los suelos de elementos más finos, las cosas ocurren de otra manera. Cuando los poros todavía no están llenos, el suelo ya comienza a aumentar de volumen, a entumecerse. La variación de volumen está representada en la figura 7.<sup>a</sup>, b. Esto se debe a que el contacto de las partículas, en un sistema polifásico como es el suelo, no se hace directamente, sino por medio de una ligera capa de agua, ya que ésta moja a las partículas. Las primeras por-

ciones se emplean en engrosar esos meniscos de contacto. En los suelos muy finos (arcillas), este efecto es de gran importancia, pues por la gran superficie que poseen, tanto por su gran subdivisión como por la forma laminar de sus partículas, son capaces de adsorber enormes cantidades de líquido. Por ejemplo: la bentonita, arcilla finísima cuyos granos tienen el tamaño de las micelas de los coloides, llega a aumentar hasta treinta veces de volumen.

De la misma forma, el cambio del estado sólido al fluido, que en la arena gruesa se efectúa bruscamente en el momento en que sus poros están llenos, es progresivo en los suelos de partículas más finas, y más lento cuanto más finas son. El suelo pasa de ser de apariencia sólida a una consistencia plástica cada vez más blanda, hasta que llega a ser fluida.

Para jalonar este proceso, se han ideado dos determinaciones puramente empíricas, pero que han demostrado en la práctica tener un positivo valor para la comparación de los suelos.

El primero es el límite plástico, para determinar el cual se hace rodar una pequeña porción de suelo húmedo entre la mano y un papel de filtro duro, que no suelte pelusa, que ensuciaría la muestra. Se moldean así bastoncitos de unos 3 mm. de diámetro. La muestra de suelo va perdiendo agua y llega un momento en que no puede moldearse porque el suelo se desmigaja. En ese momento el contenido de agua de los bastoncitos, expresado en tanto por ciento de suelo seco, es el límite plástico. Se ponen los bastoncitos que comenzaban a desmigajarse en un pesafiltros, se pesan, se desecan y se vuelven a pesar, obteniéndose así su contenido de humedad.

El segundo es el límite líquido, para cuya determinación se amasa el suelo con una cantidad de agua arbitraria y se coloca en una cuchara como la representada en la figura 8.<sup>a</sup>. Se abre un surco con la espátula, que también está representada en la figura, y se comienza a dar vueltas a la manivela, a razón de dos por segundo, con lo cual, por medio de una excéntrica, se levanta la cuchara a la altura de un centímetro y se la deja caer sobre la base de ebonita. Se prosigue hasta que las dos paredes del surco se unan en una longitud de unos 12 mm. Si esto ocurre después de dar exactamente 25 vueltas a la manivela, el

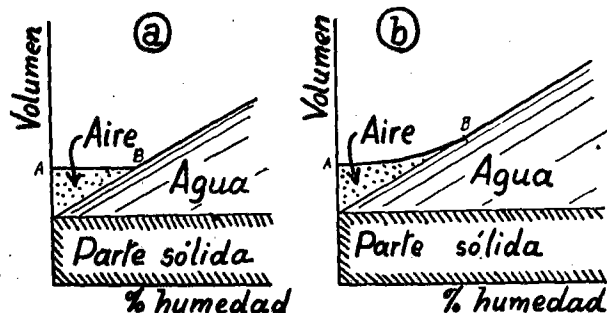


Fig. 7.<sup>a</sup>. — Variación del volumen del suelo con la humedad, según Haines.

a) Caso de la arena gruesa. El volumen permanece invariable hasta que la totalidad de los poros se llenan de agua. b) Suelo fino. Con bajos contenidos de agua hay ya aumento de volumen: entumecimiento.

suelo tiene un contenido de humedad correspondiente al límite líquido.

Sin embargo, como la cantidad de agua que añadimos no será normalmente la correspondiente al límite líquido, se construye un diagrama en el que se toman horizontalmente, en escala logarítmica, el número de golpes necesarios para que los bordes del surco se junten, y verticalmente, en escala natural, los tantos por ciento de humedad referidos al peso del suelo seco y determinados desecando una pequeña porción de suelo, cortada con una espátula, precisamente de la región donde se han juntado los bordes del surco. La curva resultante es, entre ciertos límites, asimilable a una recta. Cuando se han logrado obtener tres puntos comprendidos entre 15 y 35 golpes y situados dos a un lado y el tercero al otro de los 25 golpes, se determina por interpolación el valor correspondiente a este último punto; es decir, el límite líquido.

El límite plástico se considera corresponder al paso de la consistencia sólida a la plástica, y al paso de esta última a la líquida, el límite líquido; afirmaciones que no son de una validez absoluta, ya que, como sabemos, la plasticidad no es una propiedad de los cuerpos, sino un estado de tensiones, y, por otra parte, la arbitrariedad de las técnicas empleadas quita todo valor absoluto a las cifras obtenidas.

Con todo, estos dos límites dan muy bien idea de la clase de suelo. La diferencia de los dos se llama "índice de plasticidad", y es más alto cuanto más plástico es el suelo. La arena gruesa de que antes hablábamos y que pasaba bruscamente del estado sólido al líquido, tendrá índice de plasticidad nulo. Un limo suele dar valores de 10 a 20, y una arcilla, de 20 a 70, mayor cuanto más grasa.

También sirven estos límites para deducir la consistencia en estado natural del suelo. Sólida, si la humedad natural es menor que el límite plástico, y líquida, si mayor que el líquido; es plástica si está entre los dos. Pero en este caso, puede calcularse el "índice de consistencia", que es:

$$K = \frac{\text{límite líquido} - \text{humedad natural}}{\text{índice de plasticidad}}$$

Para valores  $K$  entre 0 y 0,25, el suelo es semi-líquido; de 0,25 a 0,50, plástico muy blando; de 0,50 a 0,75, plástico blando, y de 0,75 a 1,00, plástico duro.

Pero no hay que pedir a los límites de Atterberg más de lo que ellos pueden dar. Se ha intentado considerarlos como un sustitutivo del análisis granulométrico y hasta de los largos ensayos de resistencia al corte. Nada de esto es posible, y es necesario tomar las cifras de los límites sólo como una valiosa indicación. Por otra parte, son más bien complementarias que sustitutivas del análisis granulométrico. En dos suelos con igual contenido de arcilla, ésta tiene

propiedades coloidales más acentuadas en el suelo de mayor índice de plasticidad.

La idea de sustituir unos largos ensayos por sencillas y rápidas determinaciones como las de los lími-

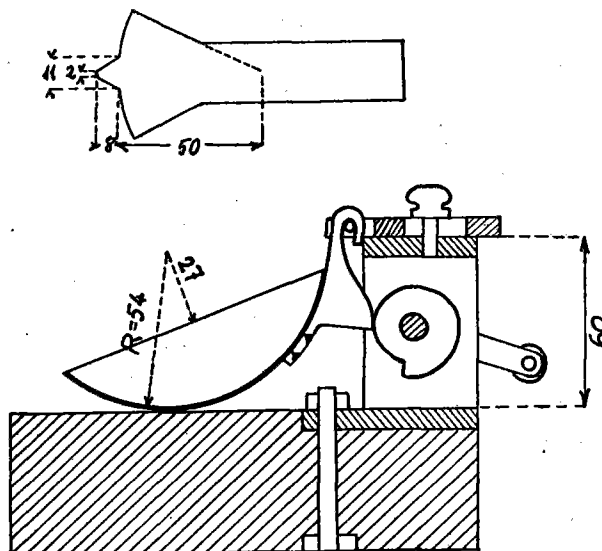


Fig. 8.a. — Cuchara de Casagrande, para la determinación del límite líquido de Atterberg. Arriba, acanalador tipo alemán.

tes de Atterberg es, sin embargo, tan atractiva, que varios investigadores se han dedicado a buscar otros límites que guardasen una correlación más estrecha con la composición y las propiedades mecánicas del suelo.

Entre estas investigaciones destaca la del doctor Tiedemann, del Preussische Versuchsanstalt, de Berlín, que propone sustituir los límites de Atterberg por otros dos, el "Breipunkt", que pudiéramos traducir como "punto de papilla", que es aquel para el que un surco de 2 cm. de ancho y 2 cm. de profundidad, abierto en la papilla del suelo, se reduce por sí mismo a 1 cm. de anchura en cinco segundos, habiendo dejado el suelo en reposo sin ninguna sacudida, y el "Einheitspunkt", que pudiéramos decir el "punto de humedad unitaria", que es el que corresponde a una muestra de suelo contenida en un pequeño cilindro de bronce de 10 mm. de altura y 10 cm.<sup>2</sup> de sección, limitado por arriba por un pistón poroso (para evacuar el exceso de agua), que ejerce una presión de 1 Kg./cm.<sup>2</sup> sobre la muestra de suelo. Según parece, se han logrado, dentro de ciertos límites, establecer correlaciones entre esos dos valores y la compresibilidad, el rozamiento interno y otras propiedades interesantes para el ingeniero, que permiten reducir los ensayos completos a un pequeño número de muestras. Los resultados de las investigaciones están resumidos en unos ábacos que no han sido todavía publicados, o, al menos, no se han recibido en España.

### El cono sueco.

Es probablemente el aparato de laboratorio más antiguo puesto al servicio de la Mecánica del Suelo. La Comisión Geotécnica sueca, de que ya hablamos en nuestro primer artículo, lo creó y utilizó abundantemente. Consiste simplemente en un cono de bronce con 60° de ángulo en el vértice y un peso de 60 gramos. Se coloca de forma que su punta toque la superficie horizontal de la probeta de suelo y después se suelta, midiendo la profundidad de su penetración.

La Comisión citada definió el "contenido normal del agua", que es aquel para el cual el cono descrito penetra 1 cm. en la muestra. En general, aumenta cuando las partículas del suelo son más pequeñas, y, así, lo utilizaron como un índice estimativo de la finura del suelo. En la actualidad esto ya ha pasado, pero sin embargo sigue utilizándose el cono, aunque de manera distinta, midiendo su penetración sobre muestras de suelo inalteradas, cosa que también hacía la misma Comisión para investigar lo que llamaba consistencia del terreno.

La aplicación es la siguiente: para informar sobre una obra importante, el laboratorio de Mecánica del Suelo recibe centenares de muestras, verdaderas columnas de suelo obtenidas en los sondeos realizados. Cada ensayo requiere bastante tiempo y es preciso reducir ese número de muestras, eligiendo las representativas de cada capa de características diferentes.

La separación de estas capas es, a veces, claramente perceptible a simple vista, pero otras no, por tratarse de dos suelos de coloración y aspecto parecidos, o incluso del mismo suelo con diferentes contenidos de humedad, y, por lo tanto, compresibilidad distinta.

En estos casos se ensaya la penetración con el "cono sueco", a lo largo de una generatriz de las muestras. Los valores obtenidos tienen una significación relativa, de interpretación dudosa, en lo que se refiere a su correlación con las características mecánicas del suelo, pero marcan claramente las diferentes capas del terreno, y permiten hacer, por medio de este sencillo y rápido ensayo, una adecuada selección.

### Análisis químicos parciales.

La composición química no es dato que suela reclamarse para resolver los problemas de Mecánica del Suelo. En las arenas suele ser muy sencillo, y una simple inspección o elemental conocimiento geológico permiten conocer la naturaleza de los granos de la arena, que es todo lo que podía interesar. En las arcillas, sería útil conocer su composición química, pero el análisis es pesado y los resultados difíciles de interpretar, por lo cual también se prescinde del análisis, prefiriendo obtener datos análogos por procedimientos más sencillos.

Solamente se hacen, pues, algunas fáciles determinaciones. Entre éstas figuran, en primer lugar, el de la cantidad de carbonatos. Se hace atacando una pequeña muestra de suelo con ácido clorhídrico y midiendo el volumen del anhídrido carbónico desprendido. También puede hacerse apreciando la pérdida de peso al dejar que el anhídrido carbónico se desprenda libremente a la atmósfera. Un suelo de granos finos, que tiene de 2 a 10 por 100 de cal en forma de carbonato, es una arcilla margosa. Si tiene más, es propiamente una marga. Si es arenosa, el contenido de carbonato cálcico puede provenir de que la arena sea caliza, y entonces debe hacerse el ensayo en la parte que pasa por el tamiz de 0,02 mm.

La cantidad de materia orgánica es también muy importante. En primer lugar, un contenido, aun no muy elevado, en materia orgánica, indica un suelo indeseable para el ingeniero, pues lo hace muy compresible y de características variables con el tiempo, según avanza la descomposición de los restos orgánicos. En segundo lugar, los más pequeños contenidos en materia orgánica esparcen confusión sobre las determinaciones de los límites, pues los elevan mucho, así como al índice de plasticidad, pudiendo dar lugar a tomar como muy plástico un suelo limoso.

La determinación exacta no es difícil, pero aun así se suele preferir en los laboratorios de ensayo de tierras un método rápido, suficientemente sensible, que consiste en llenar con suelo la mitad de una probeta de 100 c. c., con tapón, y rellenarla después con una disolución de sosa cáustica al 10 por 100, se agita y se deja reposar hasta el día siguiente, en que se compara el color del líquido con una escala de colores previamente tarada en tantos por ciento de materia orgánica.

También colorimétrico es otro método desarrollado para apreciar la calidad de la arcilla que contiene el suelo. Se coloca una cantidad de suelo tal que contenga dos decigramos de arcilla — para lo cual hay que haber llevado a cabo previamente el análisis granulométrico — en un tubito que contiene una disolución de azul de metileno. La arcilla adsorbe parte de este colorante y el color de la disolución se aclara. Por comparación con una escala es posible medir cuánto colorante ha sido adsorbido. Las arcillas coloidales tienen un gran poder de adsorción y pésimas propiedades mecánicas. Las arcillas magras, un poder de adsorción menor.

### ENSAYOS DE LABORATORIO PERTENECIENTES AL SEGUNDO GRUPO

Como decíamos en nuestro primer artículo, llamamos segundo grupo al formado por aquellos ensayos que proporcionan los valores, correspondientes a un determinado suelo, de las variables que figuran en las fórmulas de resistencia, asentos, etc.

Es lógica la tendencia, en un ingeniero dedicado a la práctica corriente, a menospreciar los ensayos del primer grupo y supervalorar los del segundo, que sirven para calcular, para dimensionar. En muchas ocasiones esto es un error. Los problemas constructivos en los cuales el suelo se encuentra sometido al influjo exterior, con grandes cambios de humedad, de presión, etc., necesitan más de los ensayos del primer grupo que de los del segundo. Así, por ejemplo, el ingeniero que construye caminos encuentra en el edómetro y en el aparato de corte un auxiliar valioso, pero no decisivo, e inventa en cambio más ensayos del tipo de los del primer grupo (límite de contracción, humedad en el campo, humedad equivalente de Briggs, índice de Enslin, etc.) que no hemos descrito aquí por no ser de utilidad general, y que completan el conocimiento físico, naturalista, del suelo. En cambio, en el proyecto de una cimentación profunda sobre un estrato sumergido bajo un nivel freático estable, el ingeniero puede contentarse con un análisis granulométrico y dedicar toda su atención a los ensayos del segundo grupo.

#### Peso específico de la fase sólida. Densidad aparente y humedad natural.

El suelo no es un sólido homogéneo, sino que está compuesto de tres fases: sólida, líquida y gaseosa. En ocasiones, la líquida o la gaseosa llegan a adquirir tan poca importancia que pueden considerarse como un sistema bifásico solamente.

La determinación de la densidad de la fase sólida se hace en los laboratorios de ensayos de tierras por el método del frasco. En un matracito aforado de 50 c. c. de cabida se introducen 5 gramos de suelo y 20 c. c. aproximadamente de agua. Se calienta hasta que hierva ésta, con el fin de expulsar el aire que pudiera estar adherido a las partículas de tierra. Se deja enfriar y se añade agua hasta los 50 c. c. Se pesa el frasco lleno, y restando el peso del frasco vacío, tendremos un peso:

$$P = 5 \text{ gr} + (50 \text{ gr} - \text{volumen del suelo});$$

de donde:

$$\text{Volumen del suelo} = 55 \text{ gr} - P$$

$$\text{y la densidad} = \frac{5 \text{ gr}}{55 \text{ gr} - P}$$

Este sencillo procedimiento no es muy exacto, pues en arenas cuyos granos son a su vez porosos, no se puede expulsar todo el aire, y las cifras que se obtienen son inferiores a las reales. En las arcillas se producen, por otra parte, complejos fenómenos de adsorción que originan errores de signo contrario. Sin embargo, la exactitud obtenida es suficiente para la práctica, y en caso contrario se recurre a los labora-

torios agronómicos o mineralógicos, que emplean métodos de imbibición en el vacío, con líquidos inertes. Los mayores errores deben temerse en las arcillas finísimas, a causa de los fenómenos de adsorción citados. Una arcilla puede aparentar un peso específico de 2,7 por el método del frasco de agua y dar un valor de 2,45 impregnada por vacío en tolueno.

El peso específico puede variar de 2,64 a 2,70 en arena y limo; algo menor en arcilla, y bastante menor, hasta 2,40, en creta y suelos con materia orgánica, hasta 1,80 y 1,50 en suelos completamente orgánicos (pantanos, turba).

La determinación de la humedad natural se hace simplemente desecando una pequeña cantidad de terreno a 110 grados durante veinticuatro horas, y viendo la pérdida de peso; y la densidad aparente, bien por medida directa, cortando un pequeño cilindro de suelo con un anillo de borde afilado, de diámetro exactamente conocido y pesando, o bien sumergiendo un trozo de suelo en una vasija con mercurio, llena exactamente hasta el borde y pesando el mercurio desalojado.

Para la humedad natural se usa también un método extendido en la industria cerámica y que consiste en destilar una pequeña porción del suelo con xilol. El agua contenida en el suelo es arrastrada por el xilol. La mezcla se recoge en una bureta, en la que se mide su volumen, una vez que se separa, por su distinta densidad, del xilol. Es método rápido, pues la determinación dura unos cuarenta minutos, pero no se ha generalizado, por ser más delicado y menos exacto que el primero.

Conocido el peso específico de las partículas, la densidad aparente y la humedad, podemos calcular los volúmenes ocupados por cada una de las tres fases presentes en el suelo: sólida, líquida y gaseosa.

Llamando:

$$\begin{aligned} s &= \text{peso específico de las partículas,} \\ \gamma &= \text{densidad aparente,} \\ \omega &= \text{humedad referida al peso seco del suelo,} \end{aligned}$$

tendremos en la unidad de volumen:

$$\text{volumen de la fase sólida} = \frac{\gamma}{s(1 + \omega)}$$

Y el volumen de huecos referido al volumen total, que se designa por la letra  $n$ :

$$n = 1 - \text{volumen fase sólida} = 1 - \frac{\gamma}{s(1 + \omega)}$$

Ese volumen  $n$  se distribuye en una parte ocupada por el agua:

$$n = \frac{\gamma \omega}{1 + \omega}$$

Y otra ocupada por aire:

$$n_a = n - n_w = 1 - \gamma \frac{(1 + s\omega)}{s(1 + \omega)}$$

Cuando se trata de un suelo saturado de agua, caso bastante corriente (suelos que yacen bajo el nivel freático):

$$n_a = 0;$$

$$n = n_w.$$

En este caso, si hay que emplear el valor de la densidad en cálculos de estabilidad, hay que tener en cuenta el empuje ascensional del agua y tomar, por lo tanto, un valor:

$$\gamma_A = \gamma - 1.$$

Más usado que el *volumen de huecos*,  $n$ , es el *índice de huecos*, que es la razón del volumen de huecos al volumen ocupado por las partículas sólidas. Se designa por la letra  $\epsilon$ . Los valores de  $\epsilon$  y  $n$  están ligados por las siguientes relaciones:

$$n = \frac{\epsilon}{1 + \epsilon}; \quad \epsilon = \frac{n}{1 - n}.$$

En el caso de un suelo saturado de agua, existe la sencilla relación:

$$\epsilon = S_w.$$

La ventaja de tomar como cifra característica el *índice de huecos*  $\epsilon$  en lugar del *volumen de huecos*,  $n$ , consiste en que cuando una muestra de suelo cambia de volumen, por variación de humedad o por esfuerzos mecánicos, el denominador, en el índice de huecos, permanece constante, facilitando así los cálculos.

### Permeabilidad y compresión con constricción lateral.

Las cargas que descansan sobre el terreno pueden producir, a veces, hundimientos bruscos, verdaderas roturas. Otras veces no originan más que pequeños descensos: asientos. Sin embargo, según el valor absoluto y, sobre todo, relativo de estos asientos en los diferentes puntos de la superficie cargada, puede resultar comprometida la estabilidad y resistencia de la estructura que sobre ella descansa. Es preciso poder preverlo y, en el caso que resultasen ser inaceptables, saber si los valores hallados pueden modificarse variando las disposiciones de cimentación, y comparar las posibles soluciones con la de adoptar un tipo de estructura más flexible.

En el cálculo de los asientos, la mayor dificultad proviene de que el suelo no sigue la ley de Hooke. No existe, ni aun para pequeñas cargas, una proporcionalidad entre tensiones y deformaciones. En los suelos granulares (arenas) todavía puede suponerse esa proporcionalidad en una primera aproximación y entre estrechos límites, pero esta hipótesis es ya totalmente inaceptable para los suelos laminares (arcillas).

El estudio de la relación que liga las tensiones con las deformaciones se hace por medio del aparato llamado *edómetro*, ideado por Terzaghi y representado, en esquema, en la figura 9.<sup>a</sup>

La muestra de tierra, encerrada en un cilindro de bronce, es comprimida entre dos placas porosas.

Al aplicar una fuerza, el volumen de la muestra de tierra disminuye. De esta disminución, la parte que corresponde a la contracción de las partículas del terreno bajo la carga, es prácticamente despreciable, y la totalidad puede atribuirse a una disminución del volumen de los poros. Pero estos poros no están vacíos, sino que están ocupados por aire, agua o las dos cosas a la vez. Se crea así un gradiente de presión que origina una corriente de los fluidos que llenan los poros hacia el exterior, a través de las piedras porosas. Hasta que este gradiente no se anula, al restablecerse el equilibrio entre el interior del suelo y la atmósfera, el suelo continúa disminuyendo de volumen, y hay que

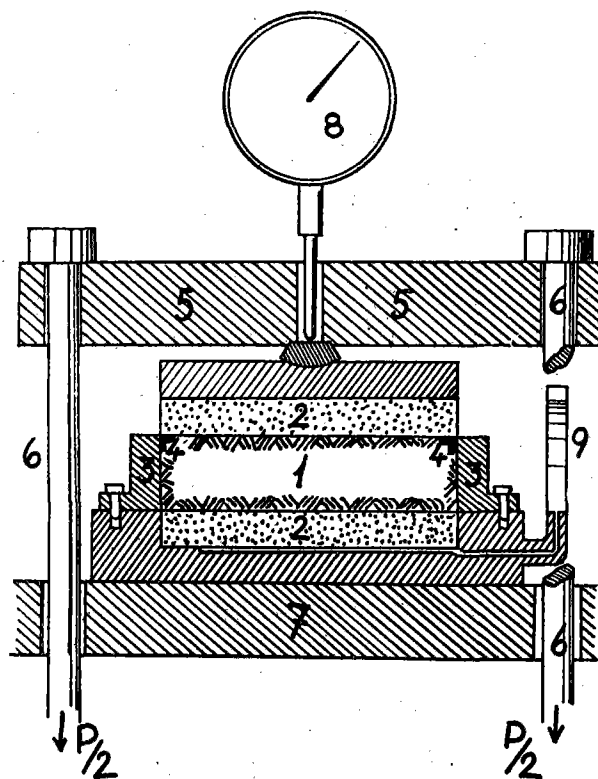


Fig. 9.<sup>a</sup> — Edómetro. Representación simplificada.

1, muestra de suelo; 2, piedras porosas; 3, anillo que produce la constricción lateral completa; 4, anillo obturador, hecho de una fina lámina de cobre o aluminio entallada; 5, yugo para la aplicación de las cargas; 6, vástagos que transmiten las cargas desde el juego de palancas (no representado en la figura) situado en la parte inferior al yugo 5; 7, bancada; 8, reloj comparador que, sujeto a una pinza no dibujada, mide los descensos del pistón con exactitud de 0.01 mm., y a veces de 0.001 mm.; 9, tubo destinado a mantener la saturación de la muestra. En ocasiones se prolonga y sirve para medidas de permeabilidad.

esperar ese momento para hallar el verdadero valor del asiento correspondiente a la carga aplicada.

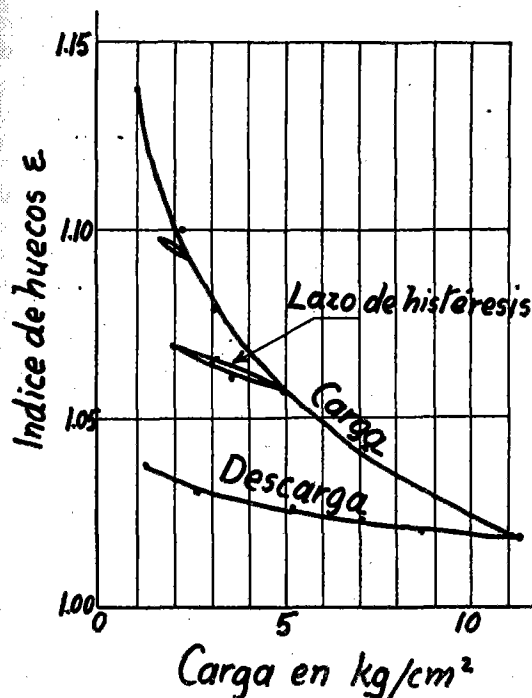


Fig. 10. — Curva que expresa la relación entre el índice de huecos de un suelo y la carga a que está sometido en el edómetro. Están representados también los lazos de histéresis que se obtienen al proceder a descargas y cargas sucesivas.

En la práctica, es preciso aplicar la carga por pequeños escalones. En caso contrario, se origina un gradiente excesivamente grande, y, en consecuencia, una corriente demasiado violenta, que podría perturbar la estructura del suelo. Después de aplicar cada escalón, hay que esperar a que se restablezca el equilibrio, lo cual tarda un espacio de tiempo considerable, incluso varios días, en arcillas poco permeables.

Para cada escalón de carga se miden los descensos del pistón por medio de un *reloj comparador*, de los usados en los talleres de precisión, que aprecian las centésimas o hasta las milésimas de milímetro.

De la muestra, en su estado inicial, se determinan su densidad aparente, el peso específico de sus partículas y su contenido de humedad, valores de los que puede deducirse el índice de huecos inicial, y, con las deformaciones acusadas por el reloj comparador, el índice de huecos correspondiente a cada una de las cargas aplicadas.

Llevando estos datos sobre un gráfico, se obtiene una curva semejante a la de la figura 10, en la cual están representados además los lazos de histéresis que se obtienen al proceder a descargas parciales y nuevas cargas sucesivas.

Esta curva se ajusta a la siguiente expresión:

$$e = -\frac{1}{C} \ln(p + p_c) + c;$$

donde  $e$  es el índice de huecos; es decir, la razón del espacio ocupado por los poros al volumen real de las partículas;  $p$ , la carga por centímetro cuadrado, y  $C$ ,  $p_c$  y  $c$ , constantes dependientes del suelo y del estado en que éste se encuentre.

En las ramas de descarga la ecuación es la siguiente:

$$e = -\frac{1}{A} \ln(p + p_a) + a;$$

en donde  $e$  y  $p$  tienen el mismo significado que anteriormente, y  $A$ ,  $p_a$  y  $a$  son constantes dependientes del suelo, de su estado, y distintas para cada lazo de histéresis que se considere.

En la práctica, se representan las curvas en papel semilogarítmico, con lo cual se convierten en rectas, tomando el aspecto de la figura 11. Corrientemente se cargan las muestras hasta 10 Kg./cm.<sup>2</sup>, o algo más, en 6 ó 7 escalones, y se descargan luego hasta 0. Con los datos resultantes, es muy fácil calcular las constantes de las curvas estudiadas que definen las características de deformabilidad del suelo.

Los puntos correspondientes a los primeros escalones de carga, rara vez se alinean de acuerdo con las ecuaciones dadas. En muestras alteradas, que se in-

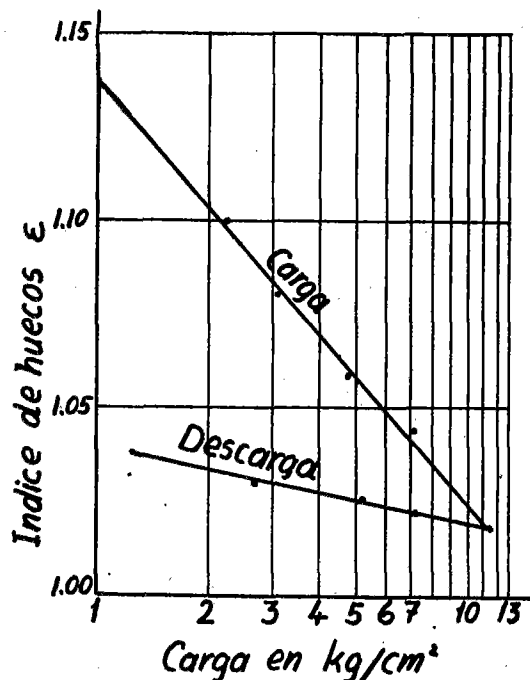


Fig. 11. — La misma curva de la figura 10 representada en coordenadas semilogarítmicas.

producen en el aparato después de un enérgico amasado, con agua suficiente para que tomen el estado plástico, esto suele deberse al aire incluido, imperfecto contacto del pistón con la muestra, etc. Pero en muestras inalteradas tienen una causa más definida, y es que el suelo ha estado sometido anteriormente a una compresión por el peso de los estratos suprayacentes y descargado después al tomarse la muestra. De aquí, que en los primeros escalones, hallamos en realidad la rama de carga de un lazo de histéresis.

El tamaño de la probeta de tierra utilizada varía según el de las mayores partículas que contenga. Para suelos sin grava son valores corrientes del diámetro los de 7, 10 y 12 cm. Hay interés en utilizar el diámetro más pequeño posible, porque ello hace mucho más económicos los sondeos, y así, para arcillas, llegan a emplearse pequeños edómetros de 2,5 cm. de diámetro. En cambio, en los ensayos de algunas presas de tierra para construir las cuales se fabricaba un verdadero hormigón de grava y suelo arcilloso, se han utilizado grandes edómetros, hasta de medio metro de diámetro.

Mucho menos variable es la forma de la probeta. Se utiliza universalmente la probeta cilíndrica, y la

razón del diámetro a la altura varía poco de 2,5. Esto se debe a que es conveniente aumentar la altura en lo posible, ya que así el valor absoluto de las deformaciones es mayor, y pueden éstas medirse más fácilmente. Pero ensayos cuidadosos han demostrado que, cuando la razón del diámetro a la altura de la probeta baja del valor citado, el rozamiento de la tierra con las paredes del anillo produce ya errores apreciables.

El ensayo suele llevarse a cabo con suelo saturado, y a este efecto lleva el edómetro un tubo lateral por donde se añade agua. Suele decirse que esto se debe a que es el caso que se halla más corrientemente en la Naturaleza cuando se estudian problemas constructivos; pero esto no es cierto, ya que la capa freática está a menudo a bastante profundidad. Esta tendencia es la responsable de la divergencia que muchas veces se encuentra entre los que estudian Mecánica del Suelo con aplicaciones en cimentaciones, etcétera, y los que la estudian en resolver problemas de caminos. Estos últimos rara vez encuentran capas saturadas dentro de la zona en que las cargas no han llegado a desaparecer prácticamente por la difusión, y no hallan correlación entre los datos de los ensayos

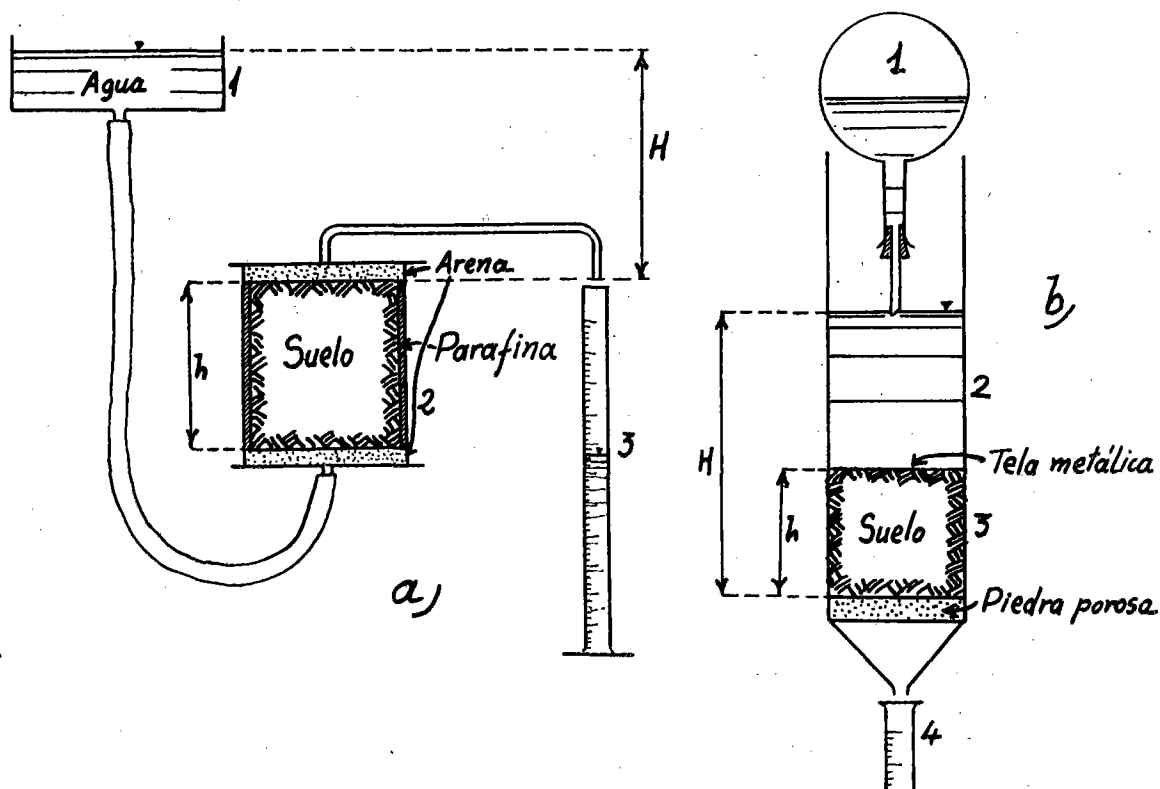


Fig. 12. — Dos tipos usuales de aparatos para determinar la constante de permeabilidad en los suelos. Subiendo o bajando el depósito o el matraz 1 en el tipo a) o b), respectivamente, es posible variar la carga. Ambos aparatos son poco recomendables, pues no permiten asegurar un estado de tensiones predeterminado en la muestra de suelo, y, como hemos visto en la figura 10, el índice de huecos depende de las tensiones, y por lo tanto, evidentemente, la permeabilidad también.

de permeabilidad, corte, etc., ejecutados con suelos saturados y los resultados de la práctica.

La verdadera razón de preferir casi exclusivamente los ensayos en suelo saturado es que éste es un estado del suelo perfectamente definido e inmediatamente reproducible. Los ensayos edométricos y de corte duran varios días, y no es fácil mantener un estado higrométrico constante en la probeta si además hay que proveer a la libre evacuación del agua que puede ser expulsada de los poros. La saturación, en cambio, es fácil de conservar con sólo tener la probeta bajo un nivel de agua.

El estudio de las propiedades mecánicas de los suelos con bajos contenidos de humedad está todavía por hacer, pero tiene gran interés y deberá ser emprendido en el futuro.

**Permeabilidad.** — La permeabilidad es una característica del suelo, cuya determinación, que puede hacerse por una verdadera multitud de métodos y aparatos, no está, según nuestra experiencia, bien resuelta.

Tipos de aparatos corrientemente empleados son los de la figura 12. Observemos en ellos el procedimiento para variar la carga. Esto es necesario, porque la permeabilidad de los suelos a ensayar suele variar entre límites muy amplios, y la velocidad del agua en el suelo debe ser siempre muy pequeña; en primer lugar, porque, a partir de una velocidad crítica, el movimiento pasa de ser lamelar a turbulento, y los resultados se falsean, y en segundo lugar, porque si la velocidad es grande, la estructura del suelo se altera y se produce deslavado.

Una objeción fundamental sobre los aparatos de funcionamiento análogo a los representados, es que la permeabilidad depende, para un mismo suelo, de su porosidad, que es función, como antes hemos visto, de las cargas. Esos aparatos y todos aquellos que no nos permitan asegurar un estado de tensiones definido y constante en el suelo, no pueden dar resultados concordantes.

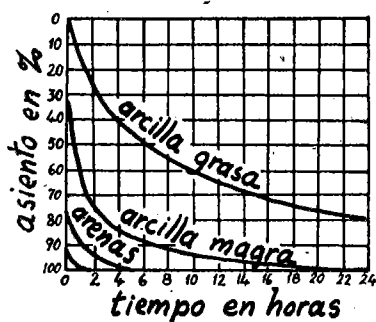


Fig. 13. — Curso del asiento bajo una carga dada. Las arenas se comprimen rápidamente. Las arcillas con gran lentitud.

El aparato más racional para determinar la permeabilidad es el mismo edómetro, al que se le adapta, en vez del corto tubo lateral, destinado a mantener la saturación, un largo tubo calibrado y graduado, de mayor o menor diámetro, según se espere que la permeabilidad del suelo sea grande o pequeña. En las arcillas grasas ha de ser un tubo capilar.

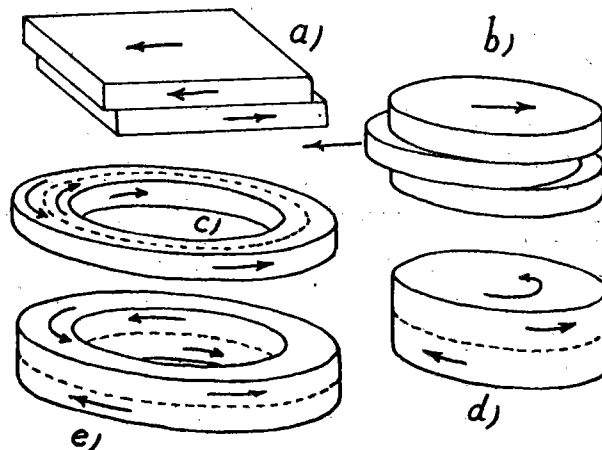


Fig. 14. — Diversos tipos de probetas y formas de romperlas en los aparatos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante.

a), aparato de traslación, simple corte; b), aparato de traslación, doble corte; c), aparato de rotación; d), aparato de torsión, probeta cilíndrica; e), aparato de torsión, probeta anular.

Otra forma de determinar la permeabilidad, de gran elegancia teórica, radica en el hecho antes citado de que, en el ensayo de compresión, al aumentar la carga, una parte del agua intersticial tiene que salir al exterior para permitir la disminución del volumen de huecos del suelo. Ahora bien: esta expulsión no puede hacerse instantáneamente, pues la velocidad del agua en los poros está determinada por el gradiente y por la permeabilidad. Al nuevo estado de equilibrio se llegará tanto más rápidamente cuanto más permeable sea el suelo. La figura 13 muestra el proceso de asiento de una arena, un limo y una arcilla.

El problema se analiza cuantitativamente en la teoría de consolidación de capas de arcilla. Es posible calcular las constantes de permeabilidad observando el proceso del asiento a lo largo del tiempo. Sin embargo, en la práctica aparecen dificultades, a causa de que los asientos en cada escalón son pequeños, pues ya dijimos que el suelo debe cargarse progresivamente. Los valores deducidos no son siempre muy concordantes y suelen preferirse los obtenidos por medida directa. Solamente se emplea el método en arcillas muy grasas con permeabilidad muy pequeña, en las que la medida directa llevaría mucho tiempo.



En la práctica de todos los métodos, hay que cuidar de que todo el aire haya sido expulsado del interior de la muestra. Para evitar la formación de nuevas burbujas, debe emplearse agua destilada o hervida. Preferentemente lo último, pues el agua destilada produce, a veces, efectos de disolución sobre algunas partes del suelo.

La permeabilidad es función de la viscosidad del líquido, por lo que deben introducirse correcciones de temperatura. Se procura también que los aparatos estén instalados en un local de temperatura poco variable.

En general, por cualquiera de los procedimientos indicados, los valores que se obtienen no son muy buenos. La dispersión de los resultados es mayor que en los ensayos de compresión y de corte. Esto se debe a la mayor sensibilidad de la constante de permeabilidad a las alteraciones estructurales del suelo, bien sea por perturbación en el manejo y tallado de las muestras o simplemente por heterogeneidades del terreno.

### Ensayo de corte.

Todo problema de estabilidad entraña el estudio de las tensiones y las deformaciones. En el caso que nos ocupa, las deformaciones producidas son, sobre todo, los asientos, para cuyo estudio tenemos los datos del edómetro, mientras que, en cambio, las tensiones peligrosas, que pueden producir el hundimiento del terreno, son, sobre todo, las cargas de esfuerzo cortante. Obsérvese que decimos el hundimiento del terreno, sin que hagamos referencia a la obra, pues la estabilidad de ésta puede también quedar comprometida por los asientos, si éstos son superiores a los que la estructura superpuesta puede tolerar.

La resistencia al corte de un terreno se compone de dos partes. La cohesión, adherencia de unas partículas con otras por razones físicoquímicas y el rozamiento, proporcional a la presión normal al plano de corte. Es decir:

$$\tau = k_s + p \operatorname{tg} \varphi,$$

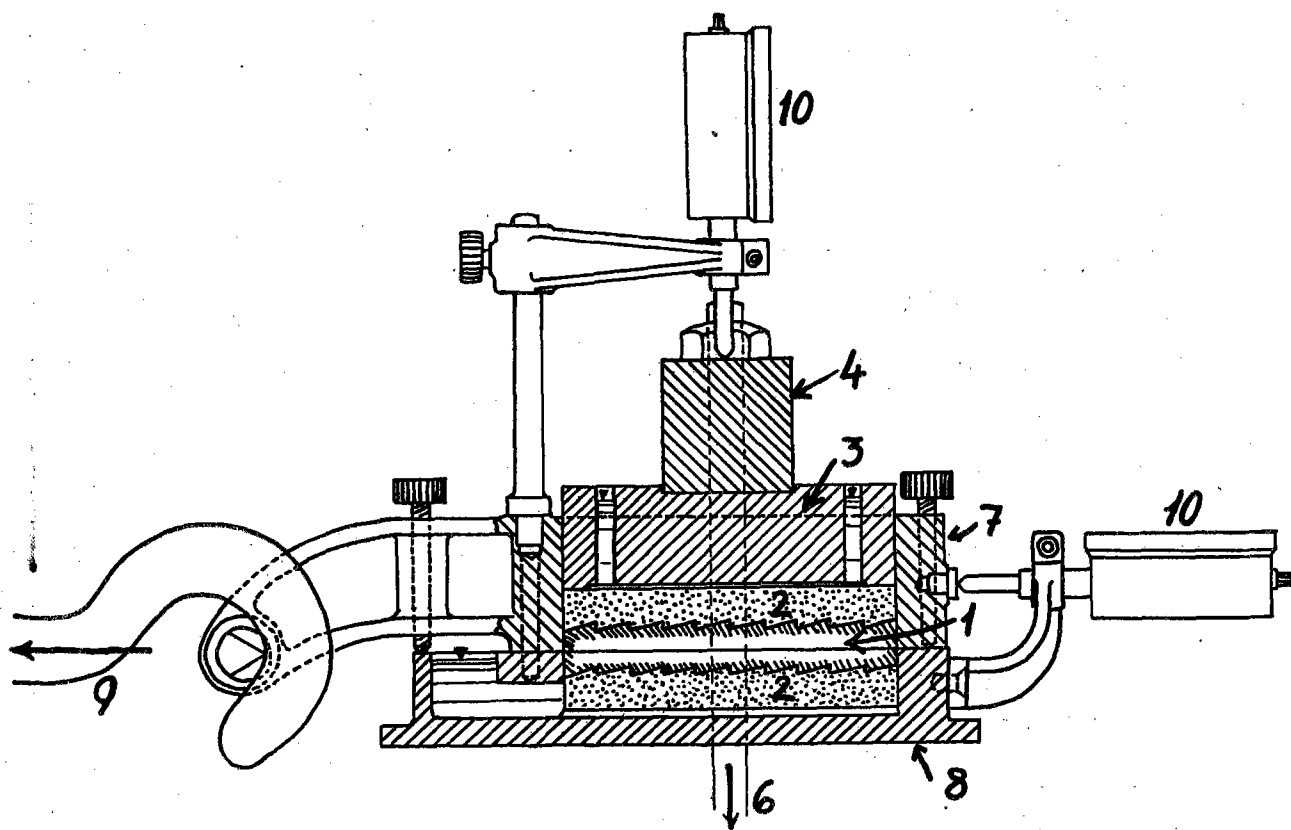


Fig. 15.—Aparato de Casagrande para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.

1, muestra de suelo; 2, piedras porosas dentadas; 3, pistón para la aplicación de la carga vertical, con agujeros para echar agua que mantenga la saturación de la muestra; 4, yugo que aplica sobre el pistón la carga vertical que le transmiten, desde un juego de palancas, los vástagos 6; 7, bastidor superior que se deja levantado unas décimas de milímetro sobre el inferior por medio de tres tornillos, con el fin de que no haya rozamiento entre los dos, impermeabilizando la junta con una tira de papel; 8, bastidor inferior fijo a la bancada; 9, gancho que aplica al bastidor superior la carga horizontal, productora del esfuerzo cortante; 10, cuadrantes de medida para apreciar los descensos del pistón 3 al aplicar la carga vertical y los desplazamientos del bastidor superior al aplicar la horizontal.

siendo  $\tau$  la resistencia al corte;  $k_s$ , la cohesión;  $p$ , la presión normal, y  $\phi$ , el ángulo de rozamiento interno.

Para la determinación de dichas constantes se han ideado multitud de aparatos. La figura 14 muestra esquemáticamente los diferentes tipos de probeta y esfuerzos sobre ellas aplicados, en los distintos aparatos, para crear una superficie de deslizamiento.

Los tipos *a*) y *b*) son los denominados *de traslación*, de simple o de doble plano de corte. Son los más antiguos, pero siguen usándose en la actualidad por su sencillez, facilidad y rapidez de manejo. Son los aparatos típicos para los ensayos prácticos. El más conocido de ellos es el de Casagrande (fig. 15). En él la probeta es cuadrada, de una sección de 100 cm.<sup>2</sup> al corte. Se le somete a una carga vertical y se espera a que la consolidación de la probeta termine, lo cual se aprecia por el movimiento del reloj comparador que mide los desplazamientos verticales de la placa de carga. Es muy importante el haber llegado al equilibrio hidrostático en el interior de la muestra, porque, en caso contrario, parte de la carga vertical es soportada por el agua y no por las partículas sólidas del suelo, con lo que los resultados quedan falseados.

Una vez obtenido el equilibrio, lo que a veces tarda varios días, comienza a aplicarse el esfuerzo cortante, para lo cual se ejerce un esfuerzo horizontal sobre el bastidor superior del aparato. La carga debe aplicarse lentamente y por pequeños escalones, por ejemplo, de  $\frac{P}{100}$  (siendo  $P$  la carga vertical) cada me-

dio minuto, ya que el esfuerzo cortante produce también deformaciones en el suelo, aunque pequeñas, rompiendo así el citado equilibrio hidrostático, y es preciso dejarle tiempo para que se restablezca.

Durante la aplicación progresiva de la carga, se observa el movimiento horizontal del bastidor por medio del comparador horizontal. Frecuentemente las deformaciones son al principio muy pequeñas, hasta que la rotura de la probeta llega súbitamente. En este caso, el valor de la resistencia al esfuerzo cortante es muy claro, pero en algunas arcillas las deformaciones empiezan a ser grandes ya con cargas pequeñas, sin que, en cambio, llegue nunca el momento de la rotura franca. El suelo fluye.

En todos los casos deben apuntarse en un formulario impreso las lecturas del reloj horizontal en el momento de aplicación de cada nuevo escalón. Cuando se presenta alguna de estas arcillas que fluyen, se llevan a un diagrama las deformaciones en función de los esfuerzos horizontales y, frecuentemente, se hace perceptible un codo que se toma como correspondiente a la rotura. En otros casos la curva no presenta ningún accidente parecido, y es imposible el fijar un valor de la carga de rotura. Ciertamente sería impropio hablar de rotura de suelos tales, que presentan plasticidad aun para los menores esfuerzos.

pero habría que estudiar cómo fluye el suelo, y el aparato de Casagrande es inadecuado para ello; ya que tiene una carrera limitada. El ensayo no puede proseguirse en cuanto el bastidor móvil se ha desplazado una magnitud del orden de un centímetro con relación al fijo.

Otro inconveniente estriba en que el esfuerzo que se ejerce no es de corte puro. El estado de tensiones que se produce es muy complejo y no ha podido ser atacado teóricamente. Sin embargo, se han hecho ensayos con muestras compuestas de arcillas de diferente coloración, dispuestas en franjas verticales, y se ha observado la formación de un plano de deslizamiento muy claro, aunque ligeramente inclinado respecto a la horizontal. Puede hacerse una corrección para tener en cuenta esta inclinación, pero no es usual.

Los otros aparatos de corte por traslación no presentan ventajas decisivas sobre el de Casagrande. Los de doble corte parecen producir una distribución más regular de los esfuerzos. Por otra parte, la circunstancia de disponer de doble superficie de corte para un mismo tamaño de probeta y la forma cilíndrica de ésta, permite reducir el diámetro de los sondeos para la obtención de muestras inalteradas, con la consiguiente economía. Por la misma razón se emplean en algunos sitios aparatos de simple corte con probeta cilíndrica.

Durante el ensayo, es preciso observar también el reloj vertical. En los suelos compactos se produce primero una pequeña elevación, pues las partículas, encastradas entre sí, han de montar unas en otras para deslizarse. En suelos flojos, se produce desde el principio un descenso. Si este estado corresponde al del suelo en la Naturaleza, se trata de un terreno peligroso, pues un desequilibrio local se propagará por toda la masa. Puede decirse que el terreno entero es un castillo de naipes en el que los naipes son las partículas. Característica tan importante no siempre se aprecia bien en los aparatos de traslación — pues pequeños basculamientos de los bastidores producen movimientos del orden de las pequeñas deformaciones que intentamos medir — ni tampoco en los de rotación y torsión que vamos a examinar. Habremos de llegar al ensayo de compresión triaxial para encontrar un método de medida exacta de las variaciones de volumen del suelo durante el proceso del corte.

Los aparatos de rotación, correspondientes al tipo de probeta y de rotura esquematizados en la figura 14, *c*, producen un estado de tensiones más claro que los de traslación, y tienen, sobre todo, *carrera ilimitada* que permite el estudio de la plasticidad de las arcillas y de la disminución temporal o permanente de la resistencia al corte de un suelo después de la rotura, y su regeneración (tixotropía) fenómeno muy interesante en algunos casos prácticos, como, por ejemplo, en pilotajes, en los que dicha disminución, originada por la hincas, pueden hacer creer que la re-

sistencia del pilote será muy pequeña, lo que, si es cierto inmediatamente después de la hinca, quizá no lo sea pasado algún tiempo, cuando la resistencia de la arcilla se haya regenerado.

Sin embargo, estos aparatos están prácticamente abandonados, por la gran complicación mecánica necesaria para producir los esfuerzos radiales, y la dificultad de preparación de la probeta anular, especialmente cuando se opera con muestras inalteradas.

Buscando, con una construcción más sencilla, la doble ventaja de estado de tensiones claro y carrera ilimitada, elaboró Tiedemann, en 1927, un aparato (que no es el conocido actualmente con su nombre) en el que se somete un cilindro de tierra a torsión entre dos platillos dentados (fig. 14, d). El aparato no dió buen resultado por la diferencia de carga tangencial a la que se encuentran sometidos los distintos puntos de sección. Los de la periferia se encuentran más cargados, y la rotura se inicia por ellos, cuando aun resisten los que están más próximos al centro. La rotura de la probeta es, pues, progresiva y nada clara. Por otra parte, ya hemos dicho que el suelo, bajo tensiones tangenciales, varía de volumen. Al estar sometidos los diferentes puntos de sección a diferentes tensiones, las variaciones de volumen son distintas, y como consecuencia, la repartición de la presión vertical es también desigual. Todo ello sin contar con que los cálculos de la elasticidad aplicados para deducir las tensiones tangenciales tienen muy poco valor para el estudio de los fenómenos de rotura en cuerpos de comportamiento tan marcadamente plástico como lo son muchos suelos.

Una distribución mucho más regular de los esfuerzos se obtiene con los aparatos rotatorios anulares de Tiedemann, Hvorslev y Haefeli, hoy muy en uso. En ellos la muestra de suelo se dispone en forma de anillo (fig. 14, e). Aunque se producen mayores esfuerzos en el borde externo que en el interno, la diferencia es aceptable y la rotura es clara. El cálculo de las tensiones, desarrollado con rigor por Hvorslev durante su estancia en el laboratorio de Viena es muy complicado, pero, como demuestra el mismo autor, puede suponerse, con errores de orden menor que los experimentales, que se trata de un anillo elástico, con lo cual el cálculo es inmediato.

Estos aparatos rinden excelentes servicios, en especial en el estudio de las deformaciones y resistencia al corte después de rotura, pero son de manejo más complicado que los de traslación, y, sobre todo, presentan grandes dificultades de tallado de la probeta en muestras inalteradas. Suele hacerse por trozos que se unen luego, después de colocados en el aparato, soldándolos con suelo amasado hasta el estado fluido. Son buenos aparatos para fines de investigación.

*Determinación de la cohesión y ángulo de rozamiento.* — En todos los aparatos que acabamos de exa-

minar, la determinación de los factores que intervienen en la resistencia al esfuerzo cortante exige el llevar a cabo varios ensayos: unos, con muestras inalteradas, y otros, con muestras amasadas en estado plástico.

Recordemos la fórmula:

$$\tau = k_s + p \operatorname{tg} \varphi.$$

Se plantea en primer lugar la cuestión de si  $k_s$  (constante de cohesión) y  $\varphi$  (ángulo de rozamiento interno) son constantes. La respuesta, sacada de los resultados experimentales, es negativa. Sin embargo, el ángulo de rozamiento interno puede tomarse como constante con suficiente aproximación, para la mayor parte de los casos prácticos.

No ocurre lo mismo con la constante de cohesión  $k_s$ , cuyo valor depende de la historia del suelo, de las presiones que haya sufrido, de complejos fenómenos físicoquímicos y del proceso de su formación. La dificultad de su estudio es grande, pero, sin embargo, se ha demostrado que puede expresarse con suficiente aproximación por la fórmula:

$$k_s = p_k \operatorname{tg} \varphi_k;$$

donde  $\varphi_k$  es una constante que depende del suelo, y  $p_k$  es la mayor presión a que ha estado sometido el suelo a lo largo de su existencia. La representación de la constante bajo forma de tangente de un ángulo, se ha hecho únicamente para dar homogeneidad de aspecto a la fórmula de resistencia al corte, que quedará así:

$$\tau = p_k \operatorname{tg} \varphi_k + p \operatorname{tg} \varphi.$$

Para determinar las constantes se opera con muestras enérgicamente amasadas en estado plástico blando, y toda la cohesión es así destruida.

Se hacen ensayos con diferentes muestras, con cargas normales de 1, 2, y 3 Kg./cm.<sup>2</sup>, y en algunos laboratorios también con 5 Kg./cm.<sup>2</sup>.

Para cada uno de ellos se obtiene un resultado como el que sigue:

$$\tau_1 = \operatorname{tg} \varphi_k + \operatorname{tg} \varphi;$$

$$\tau_2 = 2 \operatorname{tg} \varphi_k + 2 \operatorname{tg} \varphi;$$

$$\tau_3 = 3 \operatorname{tg} \varphi_k + 3 \operatorname{tg} \varphi.$$

Los tres puntos obtenidos, representados en un gráfico, deben estar en línea recta entre sí y con el origen, puesto que, si las muestras han sido bien amasadas, toda cohesión anterior ha debido ser destruida. En realidad no lo están, porque los fenómenos físicoquímicos regeneran una pequeña adherencia entre las partículas inmediatamente, y además existe la natural dispersión de los resultados. Todo esto se arregla

por medio de una compensación gráfica y ya tenemos determinado el valor:

$$\tau_1 (\text{corregido}) = \text{tg } \varphi_k + \text{tg } \varphi.$$

Para poder separar la influencia de las dos constantes, se recurre al siguiente artificio. Se carga una muestra hasta tres kilogramos, y luego se descarga hasta uno y se corta. Como la cohesión depende de la máxima compresión sufrida, tendremos:

$$\tau_{31} = 3 \text{ tg } \varphi_k + \text{tg } \varphi,$$

y, por tanto:

$$\text{tg } \varphi_k = \frac{\tau_{31} - \tau_1}{2};$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{3 \tau_1 - \tau_{31}}{2}.$$

Queda, sin embargo, el problema de determinar cuál es la verdadera cohesión del suelo, ya que desconocemos a qué presiones ha sido sometido en su historia geológica. Pero, conociendo ya sus ángulos  $\varphi_k$  y  $\varphi$ , basta hacer ensayos con muestras inalteradas para poder calcular el valor de esa presión. Es preciso que la presión normal que le apliquemos sea menor que la citada. Esto ocurre si se trata de capas bien consolidadas y se aplican presiones del orden de 2 ó 3 Kg./cm.<sup>2</sup>. Y si se trata de capas poco consolidadas, es mejor prescindir de la cohesión y suponerla nula en los cálculos, pues además de que tendrá poca importancia, será muy variable con las condiciones de humedad, etc., y esto podría conducirnos a fracaso si lauviésemos en cuenta.

En cuanto al número de ensayos con muestras inalteradas, teóricamente bastaría con uno, y en la práctica habría que hacer muchos, pues la dispersión de los resultados suele ser apreciable. Pero como esto no es posible, porque las probetas son grandes y habría que sacar muestras muy voluminosas, hay que pasarse con dos o tres, con probetas talladas en distintas orientaciones respecto a la superficie original del terreno, pues las diferencias, según dicha orientación, debido a la estratificación, son grandes a veces.

### Ensayo de compresión triaxial.

En el terreno, bajo la influencia de las cargas, se producen deformaciones y tensiones que pueden determinar la fluencia. Éste es el tipo de rotura, salvo raros casos, que en las masas de tierra se presenta: una compresión produce efectos cortantes que el material no puede resistir.

De esta forma estudia también el ensayo de compresión triaxial la resistencia al corte del suelo. La

figura 16 nos muestra esquemáticamente el aparato, que se deriva del ideado por von Karman para el estudio de la resistencia de los materiales pétreos bajo compresión triple.

La probeta de suelo es cilíndrica y está comprimida entre dos pistones de piedra porosa y enfundada lateralmente en una delgada cubierta de goma, sobre la cual se ejerce presión por medio de un fluido. Como esta compresión es constante en toda la superficie lateral, el elipsoide de Lamé que representa las tensiones es de revolución alrededor de un eje vertical.

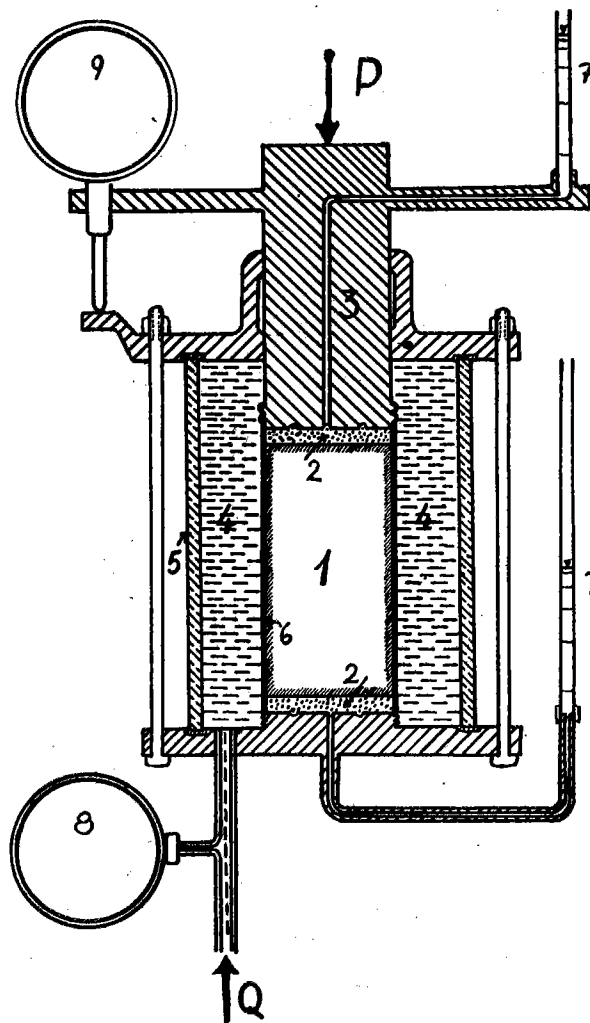
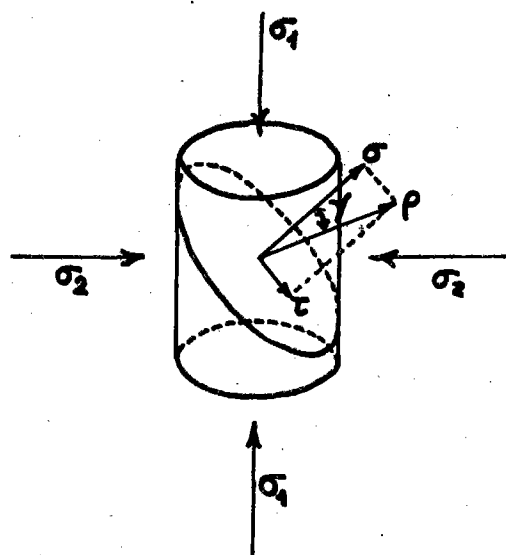


Fig. 16. — Aparato de compresión triaxial, representación esquemática.

1, probeta cilíndrica del suelo; 2, piedras porosas; 3, pistón que aplica la carga vertical; 4, fluido que aplica la carga lateral; 5, cilindro de vidrio armado o de materiales plásticos que contiene al fluido 4; 6, funda de caucho que impide la penetración del fluido en los poros de la probeta de suelo; 7, tubos para mantener la saturación de la probeta y para medir las cantidades de agua que expulsa o admite en sus poros; 8, manómetro que mide la presión del fluido; 9, cuadrante de medida para apreciar los desplazamientos del pistón 3.

Dado un valor de la presión vertical, por medio de los pistones de piedra porosa, y otro a la presión lateral, que es la del fluido, podemos dibujar (fig. 17) el círculo de Mohr correspondiente al estado de la probeta en aquel momento.

Variando las presiones vertical y lateral, el estado de tensiones variará, y también el círculo de Mohr que lo representa. La figura 18 muestra la familia de círculos de Mohr correspondiente a los sucesivos estados de tensiones de una probeta cuando se aumenta la presión vertical, conservando la lateral invariable.



se llama *curva de resistencia intrínseca del material*.

El otro punto de tangencia corresponde a una tensión simétrica. En realidad hay infinitas, representadas por un cono con el vector señalado como generatriz y eje en el de las  $X$ .

La *curva de resistencia intrínseca* define mejor que cualquier fórmula las características resistentes del suelo. En una arena limpia y floja se aproxima a dos rectas que pasan por el origen (fig. 20, a). Es un suelo que resiste casi por rozamiento puro entre sus granos, y en él la tensión que produce ruptura es

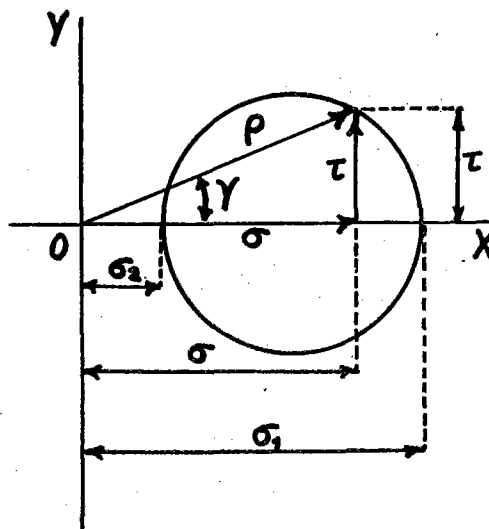


Fig. 17.—Círculo de Mohr, lugar geométrico de los extremos de los vectores representativos de las tensiones que se ejercen en un punto de la probeta, en las infinitas posiciones que pueden considerarse de un elemento de superficie con centro en ese punto. En realidad, el lugar es en este caso (por ser el elipsoide de tensiones de revolución) una esfera, y el círculo uno de sus círculos máximos.

Pero llega un momento en el cual se produce la rotura de la probeta. Sin duda, ha habido una tensión, entre las infinitas representadas por los infinitos vectores que van desde el origen de coordenadas a los puntos del círculo, que no ha podido ser resistida por el material, pero no podemos prejuzgar cuál de ellas es.

Ahora bien: si repetimos el experimento con distintas presiones laterales, aumentando cada vez la presión vertical hasta llegar a la rotura, obtendremos una serie de círculos de Mohr correspondientes a estados de tensiones que producen rotura, y que tienen una envolvente (fig. 19).

Para cada uno de los estados de tensiones, la que no ha podido ser resistida por el material corresponde, evidentemente, a uno de los puntos en que el círculo de Mohr es tangente a la envolvente citada, que

la que forma el mayor ángulo con la normal al plano de rotura, que es la que corresponde a la tangente trazada desde el origen al círculo de Mohr. En una arena limpia y densa la curva de resistencia intrínseca se asemeja a una parábola de vértice en el origen (fig. 20, b), cuya curvatura se atribuye a efectos de encajamiento entre las partículas, que producen un suplemento de resistencia al esfuerzo cortante cuando las tensiones normales al plano de corte son reducidas.

En los suelos coherentes, finalmente, la curva de resistencia intrínseca afecta la forma de la figura 20, c. En ella vemos el valor que debe ser considerado como la verdadera cohesión; es decir, la resistencia del cuerpo a la tracción pura y que no debe ser confundida con los  $k$ , que antes hemos estudiado y que es, en realidad, el valor del rozamiento a presión

nula. La zona de la *curva de resistencia intrínseca* que está a la izquierda del eje de las  $Y$  tiene un interés puramente teórico en la mayor parte de los casos y no se determina. Cuando hay que hacerlo, se recurre a la ruptura de probetas por tracción, ya que el aparato de la figura 16 sólo puede producir compresiones.

El *ensayo de compresión triaxial* nos da, según hemos visto, datos mucho más completos sobre el comportamiento resistente del suelo que los ensayos de corte. Y también más exactos, por ser el estado real de tensiones de la probeta de suelo mucho más ajustado al teórico que los otros procedimientos (sólo es deformado por el rozamiento de los pistones de piedra porosa con las cabezas de la probeta), lo cual se demuestra en la práctica por la perfecta correspondencia de los valores obtenidos para un mismo suelo con probetas de distintos tamaños y proporciones, siempre que la esbeltez sea suficiente para permitir la libre formación de los planos de rotura. Otra ventaja es la facilidad y exactitud con que se determinan las variaciones de volumen durante el experimento. Tratándose de un suelo saturado, y siendo despreciables las variaciones del volumen de las partículas, todo entumecimiento ha de ir acompañado de una absorción de agua del exterior, y toda disminución de volumen de una expulsión de la misma. Los pistones de piedra porosa comunican con unos tubos capilares que registran las cantidades de agua expulsada o absorbida con tanta exactitud como se quiera.

*Marcha del ensayo.* — Se corta la probeta o se fabrica por apisonado en un molde si no es inalterada y se encamisa en la cubierta de goma, se coloca entre los dos pistones, se sujeta a ellos la cubierta, y se termina de armar el aparato.

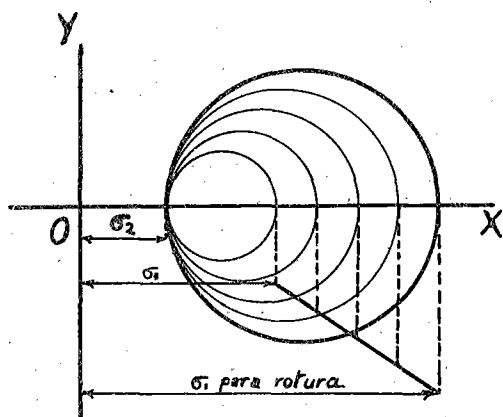


Fig. 18. — Familia de círculos de Mohr, representativos de los diversos estados de tensiones por los que pasa la probeta cuando se incrementa, hasta rotura la tensión principal máxima (igual a la presión sobre las bases de la probeta) conservando invariables las otras dos (iguales entre sí e iguales a la presión del fluido).

El fluido que transmite la presión suele ser glicerina. Al principio se utilizó aire o agua, pero con ambos era muy difícil el lograr la estanqueidad, especialmente en el ajuste deslizante del pistón superior. Si se colocan prensaestopas, se resuelve el problema, pero en cambio se producen rozamientos que falsean el valor de la fuerza vertical aplicada a la probeta.

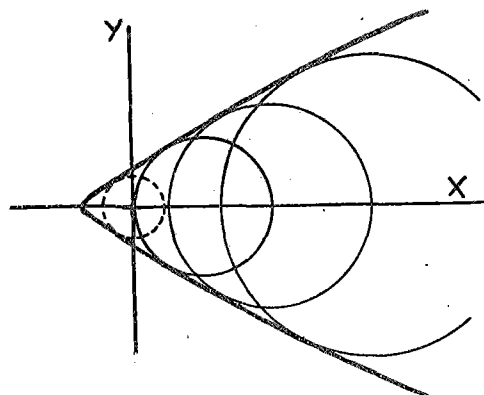


Fig. 19. — Curva de resistencia intrínseca, envolvente de los círculos de Mohr, representativos de los diversos estados de tensiones correspondientes a la rotura.

Se necesita un fluido más viscoso. Algunos aceites minerales son muy adecuados, pero atacan la goma de la cubierta. Una solución mixta es el agua con una capa superior de aceite, que no llegue al nivel de la probeta. Pero la glicerina es preferible, y hoy se ha adoptado en todos los sitios, pues es viscosa, no ataca al caucho y se disuelve en el agua, con lo cual es posible limpiar el aparato muy fácilmente.

Una vez lleno el recipiente de glicerina, se le da a ésta una ligera presión para sostener lateralmente la probeta. Luego se empieza a dar carga vertical por pequeños escalones, dando siempre inmediatamente una presión lateral igual a la vertical, hasta llegar a aquella a la que se quiere realizar el ensayo. Una vez llegado este punto, se deja el aparato hasta que se restablezca el equilibrio hidrostático en la probeta.

El largo tiempo que para ello se precisa es la dificultad máxima que el ensayo de compresión triaxial encuentra para su difusión. Las probetas han de tener una altura aproximadamente de tres veces el diámetro, como mínimo, para permitir la libre formación de los planos de deslizamiento y diluir el efecto perjudicial del rozamiento de los pistones. Teniendo en cuenta que el tiempo necesario aumenta con el cuadrado de la altura, resulta que aquél, en suelos poco permeables, alcanza con facilidad el orden de semanas. Se han experimentado diversos procedimientos para aliviar el problema. Se ha colocado una camisa

de papel de filtro entre la probeta y la goma, pero el papel de filtro se aplastaba, sin favorecer apenas el drenaje y provocando en cambio rozamiento que alteraba el régimen elástico. Interesantes son los trabajos de Rendulic en Viena, colocando un núcleo muy poroso a la probeta. Este núcleo, de 8 mm. de diámetro, se constituía de una mezcla de arena y mica, proporcionadas de manera de obtener las mismas características elásticas de la probeta. Para ello hizo ex-

Finalmente llega la rotura, que se manifiesta por una mayor velocidad de descenso del pistón. Inmediatamente antes de ella se producen en la probeta unas líneas inclinadas que indican un comienzo de deslizamiento por esfuerzo cortante. Esto se aprovecha, en ocasiones, para hacer dos o más ensayos en una misma probeta, suspendiendo el ensayo en cuanto se ven aparecer esas líneas, aumentando la presión lateral y dejando nuevamente a la probeta volver al

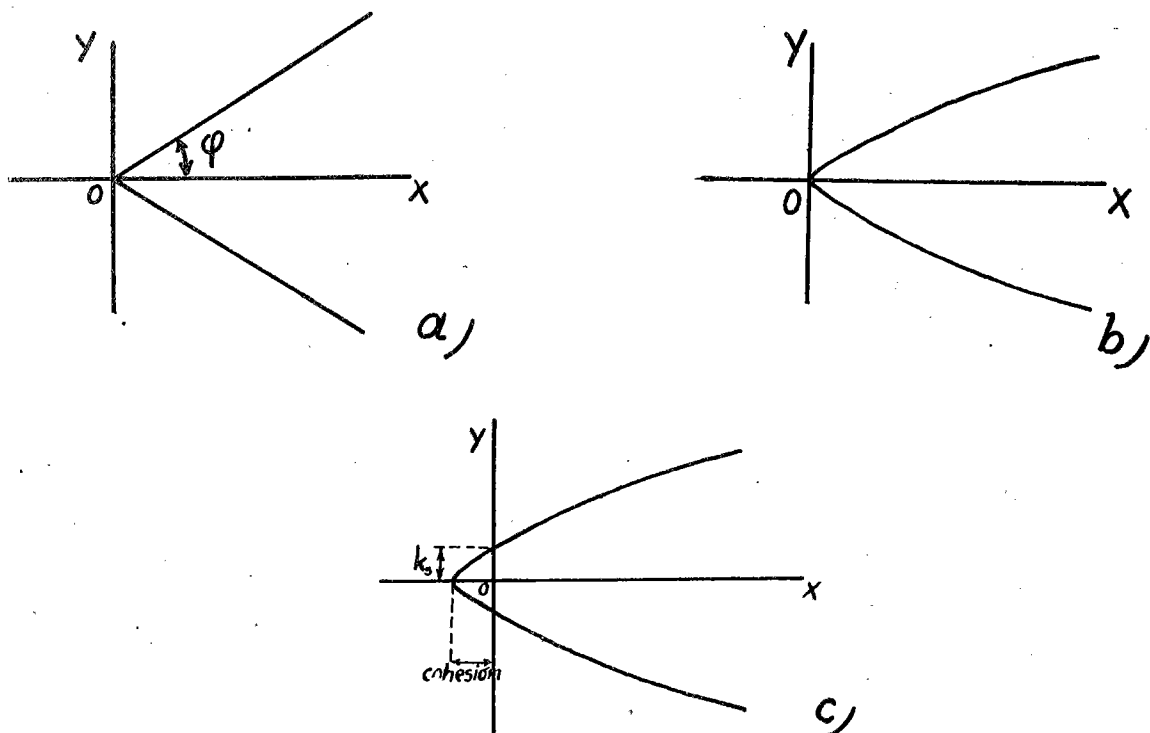


Fig. 20. — Distintas formas de la curva de resistencia intrínseca en diversos tipos de suelos.

a), arena floja. Resiste por rozamiento puro y se halla un ángulo de fricción interna constante; b), arena compacta. El encostramiento mutuo de los granos proporciona un suplemento de resistencia para pequeñas presiones; c), suelo coherente. Muestra una cierta resistencia a tracción pura, que es la que debe ser considerada como el verdadero valor de la cohesión.

tenso trabajos que permitían obtener una mezcla arena-mica, de condiciones elásticas predeterminadas. Pero el inconveniente estriba en que las características elásticas de la arcilla no se conocen antes del ensayo. Además, el método es complicado de ejecutar, y, por otra parte no se pueden usar muestras inalteradas, pues solamente les quedaría de tales el nombre después de ser taladradas a lo largo.

Una vez obtenido el equilibrio se comienza a aumentar la presión vertical, también por pequeños escalones, esperando en cada caso a llegar al equilibrio hidrostático, lo que se comprueba porque ya no sale agua de la probeta a los tubos capilares. Simultáneamente se miden los descensos del pistón por medio de un reloj comparador.

equilibrio. Pero esto es difícil, pues la visibilidad a través del grueso vidrio, la glicerina y la goma, no es buena, y el procedimiento, por otra parte, es recusable para un trabajo exacto por las alteraciones producidas en la probeta.

También el proceso de la rotura es sumamente pesado, pues después de cada escalón la probeta tarda bastante tiempo, minutos o hasta horas, en llegar al equilibrio. Para salvar este punto se ha utilizado el ensayo rápido. En él se aplican los escalones de carga a determinados intervalos de pocos minutos, sin esperar al establecimiento del equilibrio hidrostático. Los defensores de este sistema alegan que, en la realidad, al cargar un terreno, no se espera el equilibrio, y la verdadera defensa está en que, procediendo de

esta manera, los valores de rozamiento que se obtienen son menores que los reales, y, por lo tanto, al aplicarlos, quedamos del lado de la seguridad.

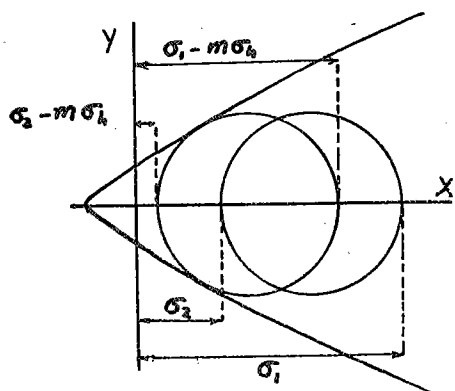


Fig. 21. — Rotura rápida de una probeta. El agua de los poros no tiene tiempo de llegar al equilibrio hidrostático y conserva una cierta sobrepresión que actúa disminuyendo las presiones que se ejercen realmente entre las partículas sólidas del terreno.

En efecto: si aplicamos una carga a la probeta y no dejamos tiempo a que establezca el equilibrio hidrostático, el agua contenida en los poros, que tiende a salir, toma una presión  $\sigma_h$ . Esta presión se ejerce en todas direcciones, y actúa sobre el pistón y la cubierta de goma, disminuida en un coeficiente  $m$ . Esta

subpresión  $m\sigma_h$  se resta a las presiones  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , aplicada por el pistón y por el líquido, y la probeta, en realidad, está sometida a las tensiones principales (figura 21):

$$\sigma_1 - m\sigma_h \quad \text{y} \quad \sigma_2 - m\sigma_h.$$

Si llegamos a la rotura y suponemos que las tensiones principales verdaderas son la  $\sigma_1$  y la  $\sigma_2$ , hemos desplazado en la realidad hacia la derecha el círculo de Mohr correspondiente a las mismas, disminuidas en  $m\sigma_h$ , el cual quedará interior a la curva de resistencia intrínseca, y, al considerarlo como correspondiente a la rotura, quedamos del lado de la seguridad. Hay el procedimiento de evaluar el coeficiente  $m$  y la presión del agua intersticial de la probeta, mediante un manómetro de mercurio con contrapresión en la otra rama (para evitar totalmente la salida del agua), e introducir la corrección oportuna. Pero no tenemos noticias de que, al menos en Europa, se haya llevado a la práctica esta idea.

Por último, la Preussische Versuchsanstalt ha construido un aparato de funcionamiento automático. Tampoco parece estar aquí la solución del problema, pues esto disminuye el trabajo de los operadores, pero no acorta el plazo necesario para el ensayo. Por otra parte, no hemos logrado ver el aparato, que es muy complicado, en funcionamiento, y tenemos la impresión de que sus resultados no han sido del todo satisfactorios.

(Continuará.)