

134 / 571 / 44

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

UNICO

PRESA DE VALLE DE BRAVO.

ESTABILIDAD DE LA CORTINA DESDE EL PUNTO

DE VISTA DE LA MECANICA DE SUELOS.

TESIS PROFESIONAL QUE PRESENTA

EL PASANTE ERNESTO HERRERIAS GUTIERREZ

PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL.

México D.F., octubre de 1944.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mis padres con mi
gratitud y cariño.

A mis hermanos.

A mis maestros,
compañeros y amigos.

UNIVERSIDAD NACIONAL
DE MEXICO.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
Dirección.
Núm. 731-1481.
Exp. Núm. 731/214.2/-

Al Pasante señor Ernesto Herberías G.
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero Marco Aurelio Torres H., para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

Antecedentes:

"Se pretende construir una cortina de tierra, para formar el vaso de Valle de Bravo, con el objeto de regularizar las aguas de dicho río, para emplearlas en la segunda etapa de producción de la Planta Hidroeléctrica de Ixtapantongo.

Se ha hecho el estudio hidrológico y económico correspondiente y se ha llegado a la conclusión de que la altura máxima de la cortina debe ser de 45.50 mt. para almacenar un volumen útil de 400 millones de Mt³.

La altura del vertedero de desasías sobre la parte más baja de la boquilla debe ser de 40 mt.

Considerando lo anterior, deben realizarse los siguientes estudios:

- 1o.- Enumeración y descripción de las pruebas de Laboratorio de Mecánica de Suelos, necesarias para el proyecto de una cortina de tierra en general.
- 2o.- Proyecto de la cortina de Valle de Bravo haciendo el análisis de la red de flujo y el estudio y justificación de los taludes bajo el punto de vista de la mecánica de los suelos."

Ruego a usted que tome nota del contenido de la Circular que me permito enviarle adjunta al presente, con el fin de que cumpla con el requisito a que ella alude, indispensable para sustentar su examen profesional.

Atentamente.

"POR MI PAZ HABLARA MI ESPIRITU"

México, D.F., a 26 de septiembre de 1944.

EL DIRECTOR

Firmado.

Ing. Pedro Martínez Tornel.

UNIVERSIDAD NACIONAL
DE MEXICO.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
Dirección.
Núm. 731-1190.
Exp. núm. 731/214.2/-1.

A los Pasantes de esta Escuela
Nacional de Ingenieros,
P r e s e n t e s .

Considerando esta Dirección que es necesario dar a conocer profusamente las tesis que desarrollen los alumnos de esta Escuela para su recepción profesional, pues que estas tesis deben tomarse como una aportación de servicio social, ha creído conveniente establecer y establece que, a partir de esta fecha, es requisito indispensable para sustentar la prueba oral de todo examen profesional, presentar previamente a éste los resúmenes de las tesis para ser publicados en la Revista de Ingeniería, órgano oficial de la Escuela.

Estos resúmenes consistirán en la exposición de los problemas propuestos como tesis; las soluciones de los mismos en una forma abreviada, indicando los puntos de mayor interés y por último, los resultados obtenidos.

El desarrollo de los resúmenes deberá comprender aproximadamente 5 planas a máquina y a renglón seguido; dejando ésto al criterio del examinado para que la exposición sea clara e interesante.

En la primera plana del resumen se colocará la fotografía del alumno, así como los datos que teniendo relación con el examen, se juzgue pertinente publicar.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPERITU"

México, D.F., a 19 de julio de 1944.

EL DIRECTOR

Firmado
Ing. Pedro Martínez Tornel.

CAPITULO I.- INVESTIGACION DE LAS PROPIEDADES DE LAS
TIERRAS.

1.- Generalidades sobre la Mecánica de Suelos	1
2.- Pruebas de laboratorio necesarias para el proyecto de una cortina de tierra	2
3.- Prueba "Proctor".- Su descripción, instrumentos usados y modo de calcularla	4
4.- Determinación de la densidad absoluta	10
5.- Curva de vacíos de aire igual a cero	12
6.- Determinación del peso-seco en el terreno natural ó en el terraplén	15
7.- Comparación del peso-seco en el terraplén con el peso-seco de la misma tierra apisonada en el cilindro normal	17
8.- Análisis Granulométrico.	
a) Descripción de la prueba, instrumentos que se usan y deducción de las fórmulas requeridas para su cálculo	18
b) Clasificación de las tierras según su granulometría	30
9.- Límites de Atterberg.- Su definición, instrumentos usados y descripción de la prueba	32
10.- Prueba de Compresión Triaxial.	
a) Estado de esfuerzo en el interior de una masa de tierra.- Esfuerzos principales.- "Círculo de Mohr" y su aplicación para la determinación del ángulo de fricción interna y la cohesión unitaria del material	34
b) Descripción de la prueba, aparatos usados en ella y manera de calcularla	48
11.- Prueba de permeabilidad.	
a) Definición de permeabilidad, ley de Darcy.- Permeámetros	55

b) Descripción de la prueba e instrumentos usados	59
c) Deducción de las fórmulas necesarias para su cálculo	63

CAPITULO II .- ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA.

1.- Análisis de las redes de flujo.

a) Hipótesis hechas para deducir las fórmulas necesarias para el establecimiento de la red de flujo en el interior de la cortina	75
b) Significado físico de las funciones "h" y " ψ "	81
c) Fronteras de la red de flujo para presa llena y recomendaciones para su trazo	84
d) Red de Vaciado Rápido.-Cuál es su origen y manera de trazarla	88

2.- Análisis de la posibilidad de deslizamiento de los taludes.

a) Método sueco.- Hipótesis que en él se hacen	89
b) Análisis de los esfuerzos que se desarrollan en la superficie de falla	91
c) Factor de seguridad contra el deslizamiento	94
d) Descripción del método gráfico usado para valorizar el factor de seguridad	96
e) Ensayos con diversos perfiles de la cortina de Valle de Bravo y factores de seguridad obtenidos.- Factores de seguridad recomendables	99

GENERALIDADES SOBRE LA MECANICA DE SUELOS.

Uno de los materiales más usados en las obras de ingeniería, como son presas, caminos, ferrocarriles, puertos, etc. es la tierra, de la cual se conocen poco sus propiedades de trabajo. Las pruebas de laboratorio nos permiten conocer de una manera aproximada alguna de estas propiedades y saber de una manera también aproximada cual será su comportamiento en la obra.

El estudio de la tierra, los análisis de laboratorio para averiguar sus propiedades y los métodos de investigación aplicados forman lo que se llama Mecánica de Suelos.

Aunque se conoce relativamente poco de la mecánica de suelos, últimamente ha tenido un gran desarrollo y han aparecido muchas nuevas teorías, principalmente por lo que se refiere a las obras hidráulicas y actualmente todas las presas de tierra de más o menos importancia, se proyectan basándose en las propiedades del material de que se dispone, propiedades averiguadas de antemano por medio de pruebas de laboratorio. Basándose en dichas pruebas se escogen los préstamos más convenientes para la construcción de los terraplenes. Para escoger los préstamos se hacen pozos de los que se extraen muestras, que deben ser buenas representativas de todo el material de la región en que se perforan los pozos.

La cortina de la Presa de Valle de Bravo será de tipo flexible, pues estará hecha de tierra protegida aguas arriba y aguas abajo por enrocamientos acomodados por medio de chifloneras

de agua.

El problema que se presenta desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos es la estabilidad de la Cortina. Para resolverlo se requiere:

- 1.º Hacer análisis de las tierras en el laboratorio para investigar sus propiedades.
- 2.º - Estudio de la estabilidad de la Cortina.

INVESTIGACION DE LAS PROPIEDADES DE LAS TIERRAS.

Las pruebas de laboratorio se harán únicamente con el material que se supone va a formar parte del corazón impermeable de la Cortina y el peso volumétrico del enrocamiento se puede determinar experimentalmente también, acondiciándolo en forma semejante a como se vaya a hacer en la obra, para nuestro caso por medio de chiflones. Para encontrar este peso se hacen excavaciones aproximadamente de un metro cúbico, pesando cuidadosamente el material extraído y determinando el volumen de la excavación hecha, pudiéndose obtener así el peso volumétrico medio del enrocamiento.

La Cortina estará cimentada sobre esquistos micáceos y andesita y estará impermeabilizada por medio de dentellones de tal modo que la cimentación se puede considerar impermeable y que el flujo de agua sólo tendrá lugar a través del corazón de la Cortina y de los enrocamientos. Por lo tanto necesitamos averiguar las propiedades del material que formará parte del corazón, y para eso se requiere hacer las siguientes pruebas:

- 1.º Pruebas "Proctor", para la determinación de los pesos secos, la resistencia del material a la penetración, así como su humedad y peso óptimos.

- 2.º Prueba para la determinación de la densidad o gravedad es

pecífica como se la llama en algunos libros.

- 3.- Análisis Granulométrico que sirve para clasificar el material según sea el tamaño de sus granos y el porcentaje en que estén cada uno de ellos.
- 4.- Límites de Atterberg, que nos sirven para conocer el grado de cohesión y la mayor o menor facilidad que ofrece para trabajar el material.
- 5.- Pruebas de Compresión Triaxial, que nos sirven para conocer el ángulo de fricción interna y la cohesión del material.
- 6.- Prueba para la determinación de la permeabilidad, la que sirve como su nombre lo indica, para determinar la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través de un suelo o de una masa de tierra.

M U E S T R E O .

Las tierras disponibles se muestrearán efectuando sondeos que comprendan el espesor de la capa aprovechable.

Las muestras estarán constituidas por 50 Kg. de tierra. La mayor parte de las muestras se prueban en el laboratorio de la obra, y en caso de duda o de falta de elementos, las muestras se remiten a los laboratorios centrales, como se hace en la Comisión Nacional de Irrigación. Las muestras se envían por express pagado con dos etiquetas, una en el interior del saco que contiene la muestra y la otra atada en el exterior. La identificación consiste en la clasificación de los pozos, número progresivo que tenga dicho pozo y nombre de la Obra o Proyecto. Se acostumbra mandar además, un oficio de remisión y un plano en que estén localizados los pozos de donde se extrajeron las muestras.

1. - PRUEBA PROCTOR

Obtención de la curva de Peso-seco.

Se denomina e mejor dicho puede denominarse "Peso-Seco" al peso de material sólido contenido en un metro cúbico de terracería, expresado en Kg./m³

La prueba requiere el uso de un depósito desarmable denominado "Cilindro" a pesar de ser ligeramente tronco-cónico, que tiene un volumen de 1000 cm.³ por lo general (ver fig. 1).

El anillo se fija mediante tornillos con mariposa e una placa que le sirve de base. En su parte superior también por medio de tornillos, se le ajusta una extensión también tronco-cónica llamada "Collar".

La muestra de tierra cuyo peso-seco va a determinarse se pasa primero por la malla número cuatro (cuatro kilos por pulgada) para eliminar las partículas gruesas.

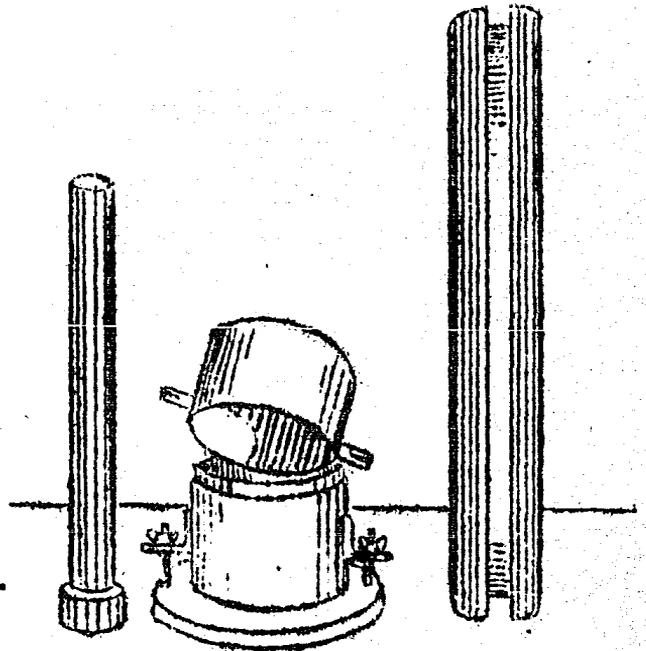


Fig. - 1

Al hacer este cribado se deben desmenuzar los terrones para eliminar únicamente la grava o partículas duras. Se requieren de 2.5 a 3 Kg. de material cribado los que se obtienen cuartando previamente los 50 Kg. que forman la muestra para que aquellos sean representativos de ésta. El material cribado se resuelve perfectamente en una charola de lámina de forma rectangular o cuadrada de unos cuarenta e cincuenta centímetros

de lado, hasta uniformar la muestra. Al material que está en la charola se le va agregando agua forma paulatina en una proporción variable desde el uno al cinco por ciento del peso, -- según sea la clase de tierra y su grado de humedad (el porcentaje de agua que se agrega a la tierra es mayor en las tierras arcillosas, las cuales tienen una húmeda óptima alta). Hay que tener cuidado de que la humedad se distribuya uniformemente en toda la tierra, para ésto se amasa cuidadosamente, si es posible protegiéndose las manos con guantes de hule, procurando -- deshacer todos los grumos lo mejor posible para poder lograrlo. Una vez bien mezclada la tierra se procede a colocarla en el "cilindro" en tres capas, cada una de un espesor "suelto" aproximado de cinco centímetros. Cada capa se consolida con -- veinte golpes del martillo que se muestra en la misma fig. 1, cuyas especificaciones son:

Peso = 2. 5 Kg.; superficie apisonado circular = 5.08 cm^2 (2 pulgadas de diámetro).

Para cada golpe el martillo se deja caer de una altura de 18 pulgadas (46 cm.), ésto se asegura mediante la guía -- mostrada en la figura antes mencionada, hecha de lámina galvanizada, doblada para formar una canal con radio de $1 \frac{1}{4}''$ (32 milímetros) y abierta en una parte de su circunferencia. La longitud de la canal es de 48 cm. a fin de introducir el martillo 2 cm. antes de dejarlo caer dentro de la guía. Los 20 -- golpes deben repartirse uniformemente sobre toda la sección -- encerrada por el cilindro. Al terminar el apisonado de la última capa cuya superficie debe quedar un centímetro arriba -- del extremo inferior del collar, se removerá éste y la tierra

se enrasará cuidadosamente por medio de espátulas, hasta que se conforme exactamente con la base superior del cilindro. Después se pesará el cilindro lleno de tierra, en una báscula cuya sensibilidad sea de 5 gramos (ésta se consigue pesando en el platillo superior de la báscula tipo "Fairbanks-Morse" de 120 kilos de capacidad). El peso obtenido se anotará en la columna "R" de la tabla número 1, que se muestra más adelante.

Determinación de la humedad

Cuando la tierra se ha mezclado perfectamente con el agua y antes de colocarla en el cilindro, se toma una muestra representativa de la que se pesan 100 grs. exactamente en una balanza sensible al décimo de gramo. Los cien gramos de tierra húmeda se depositan en una charolita o en una caja de hoja de lata de unos 8 1/2 cm. de diámetro. Cada hoja se marca con un número de identificación, el cual se anota en la tabla número 1, ya indicada.

La caja o charolita con la tierra se mete a una estufa y se deja en ella un tiempo mínimo de 24 horas a una temperatura que varíe de 110°C a 130°C, pues a mayor temperatura se calcinan algunas de las substancias que componen la tierra, lo que hace disminuir su peso, obteniéndose así datos falsos para el cálculo de la humedad.

La estufa está constituida por una caja de paredes de asbesto de dimensión aproximada de 30 x 60 cm. en la base y de 30 cm. de altura, con agujeros para ventilación, dotada de un termómetro para controlar la temperatura y una lámpara de gasolina para producir el calor. Donde se dispenga de corriente

eléctrica, se podrán instalar estufas eléctricas con termostato (Ver fig. 2).

Después de las 24 horas de secado se saca la charolita de la estufa, se le pondrá su tapa y se dejará 30 minutos en un lugar seco para que se enfríe hasta la temperatura ambiente; después de lo cual se pesará la tierra seca y se anotará la pesada en la columna "A" de la tabla respectiva.

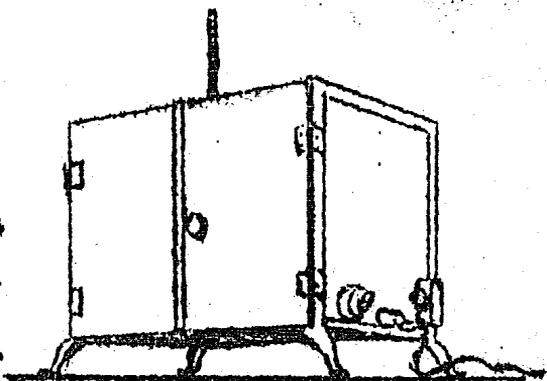


Fig. 2

Resistencia a la penetración.

Después de pesado el cilindro, se tomarán lecturas de penetración en la forma siguiente:

Se requiere un dinamómetro como el mostrado en la fig. 3, con un vástago que presenta una escala graduada en Kg.. El extremo superior de un índice provisto de un resorte que fija su posición en el vástago señala la presión total ejercida por el aparato durante la prueba. Al dinamómetro se atornillan agujas cuyos extremos pueden tener la forma de un semi-elipsoide de revolución cuyo eje mayor coincide con el eje de la aguja y cuyo eje menor es igual a la mitad del eje mayor e igual también al diámetro de la aguja. Más usadas que éstas son las agujas de base plana circular, las cuales se desgastan menos. Las agujas tienen diversas secciones para lograr presiones unitarias con el dinamómetro, que varían desde 4 hasta 400 Kg. por centímetro cuadrado. Cada aguja está mar-

cada con un número que represente el inverso de su sección en centímetros cuadrados.

Para conocer la presión unitaria en Kg./cm.² aplicada en una prueba, basta multiplicar la lectura del dinamómetro expresada en Kg.

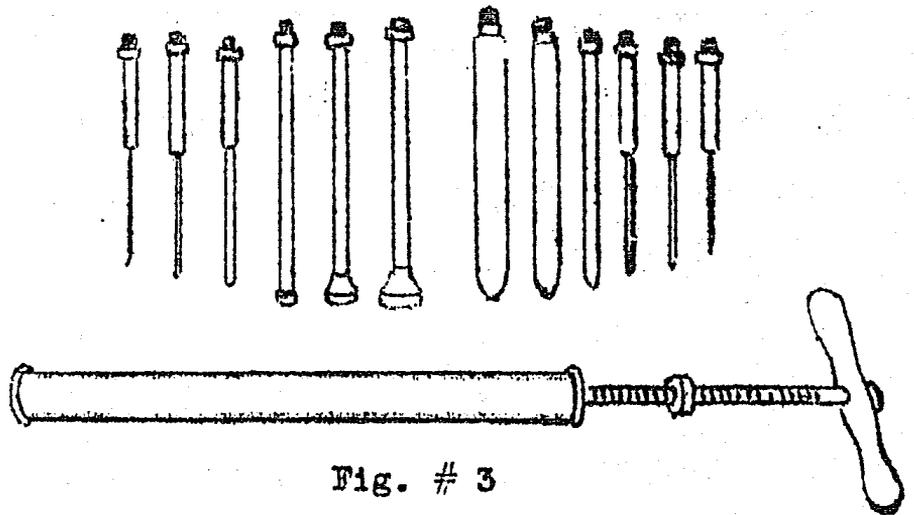


Fig. # 3

por el número de la aguja usada. Las agujas que se usan son nueve y corresponden a los números 10, 5, 3, 1.5, 0.75, 0.50, 0.30, 0.20 y 0.15 (por no disponerse de ellas, las dos primeras no fueron usadas en los análisis de las tierras de Valle de Bravo.)

Inmediatamente después de pesar el cilindro con la tierra se hace la prueba de penetración. Las agujas de menor área se usarán en las mezclas de tierras más secas, y las de mayor área se usarán según el grado de humedad, hasta llegar a la 0.20 y la 0.15, para las más húmedas. Supongamos que el dinamómetro usado esté graduado hasta los 50 Kg., y dispongamos de las agujas números 3, 1.5, 0.75, 0.50, 0.30, 0.20, y 0.15. Para una tierra cuya resistencia a la penetración sea mayor de 150 Kg., al usar la aguja de mayor área o sea la 3, la lectura será superior a 50 Kg., es decir cae fuera de la graduación y para que marque la aguja mencionada hay que humedecer más la tierra, para lo cual sacamos la tierra del cilindro usando una espátula, después de lo cual procedemos a desbaratar los terrones perfectamente y agregamos más agua, la que distri -

hagamos lo mejor posible y repetimos la prueba. Se procura - que la lectura del dinamómetro quede comprendida entre 20 y 50 Kg., y en caso de que suceda lo contrario de lo dicho - anteriormente, es decir, que la lectura sea menor de 20 Kg. se usará la aguja inmediata inferior en número, o sea una - mayor en área, la que para este caso será la 1.5.

El dinamómetro se mantiene en posición vertical sobre - el cilindro, de modo que la aguja penetre en la tierra tres pulgadas, es decir, 7.6 cm. en un tiempo de 6 segundos. La - velocidad de penetración debe ser uniforme (media pulgada - por segundo), para lo cual se pondrán marcas con lápiz rojo que le sirvan de guía al operador y le permitan penetrar la aguja en el tiempo requerido.

Al terminar la penetración se lee la escala al extremo superior del índice, y se anota en la tabla correspondiente de la Proctor, en la columna "Lecturas" de Resistencia a la penetración. La experiencia se hace por triplicado para to- - mar tres lecturas, las que después se promedian, y se anota el resultado obtenido en la columna "k". La resistencia en - Kg./cm.² se obtiene multiplicando el promedio "k" por el nu- - mero de la aguja usada.

CALCULO Y DIBUJO DE LAS GRAFICAS DE PESO SECO Y PENET - TRACION.

Al terminar las experiencias anteriores se tienen en la tabla de la Proctor los siguientes datos:

R= Peso del cilindro lleno de tierra húmeda.

A= Residuo del secado de 100 g. de tierra

$K =$ Resistencia a la Penetración en Kg./cm²

Se procede después a calcular los datos restantes según se indica en la forma antes mencionada hasta obtener el Peso-Seco en Kg./cm² y la humedad expresada en por ciento del Peso-Seco.

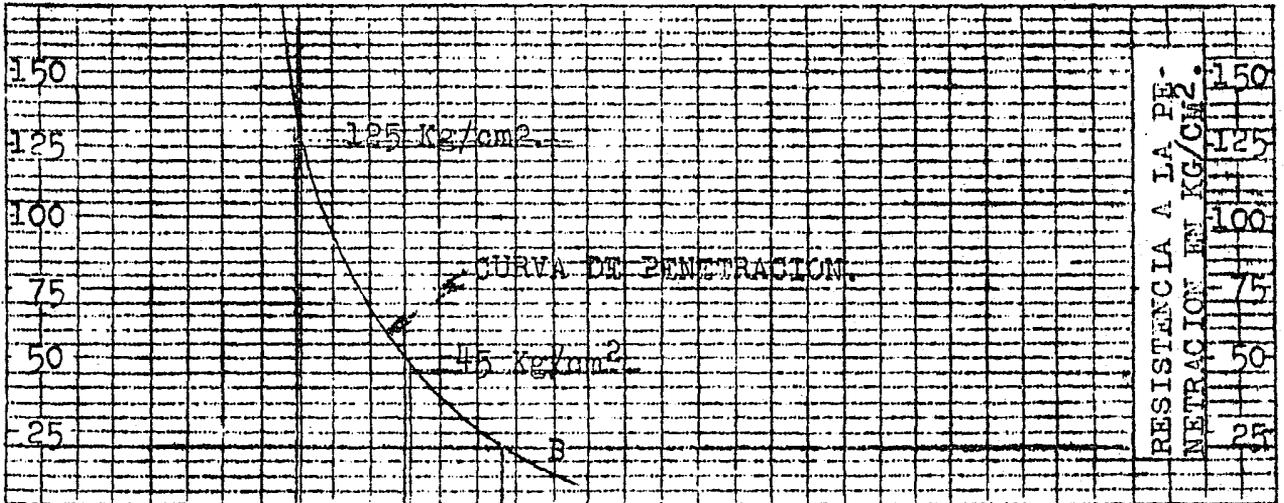
Con la misma muestra de tierra se hacen varias determinaciones con distintos contenidos de humedad. Para este objeto, terminada la primera prueba se añade a la misma tierra aproximadamente un 2% de agua (este es un dato para tener un criterio, ya que la cantidad de agua que se añade depende de la clase de tierra y de su humedad óptima). Se amasa bien hasta lograr la completa uniformización e incorporización del agua, después se ejecuta una nueva prueba, se determina la humedad, se llena y pesa el cilindro, y se toman lecturas de penetración. De la muestra antes indicada se ejecutan varias pruebas con la misma tierra, a la que se le añaden diferentes porcentajes de agua. Cuando se han hecho varias pruebas y calculado los resultados según la tabla ya indicada se procede a dibujar las gráficas correspondientes (ver gráfica (1)). En la parte superior se dibujan los distintos puntos correspondiente, a la resistencia a la penetración considerando como abscisas los porcentajes de humedad y como ordenadas las resistencias a la penetración.

En la parte inferior se fijan los puntos considerando el Peso-Seco como ordenada y el porcentaje de humedad como abscisa. Uniendo estos puntos entre sí obtenemos la Curva de Peso-Seco.

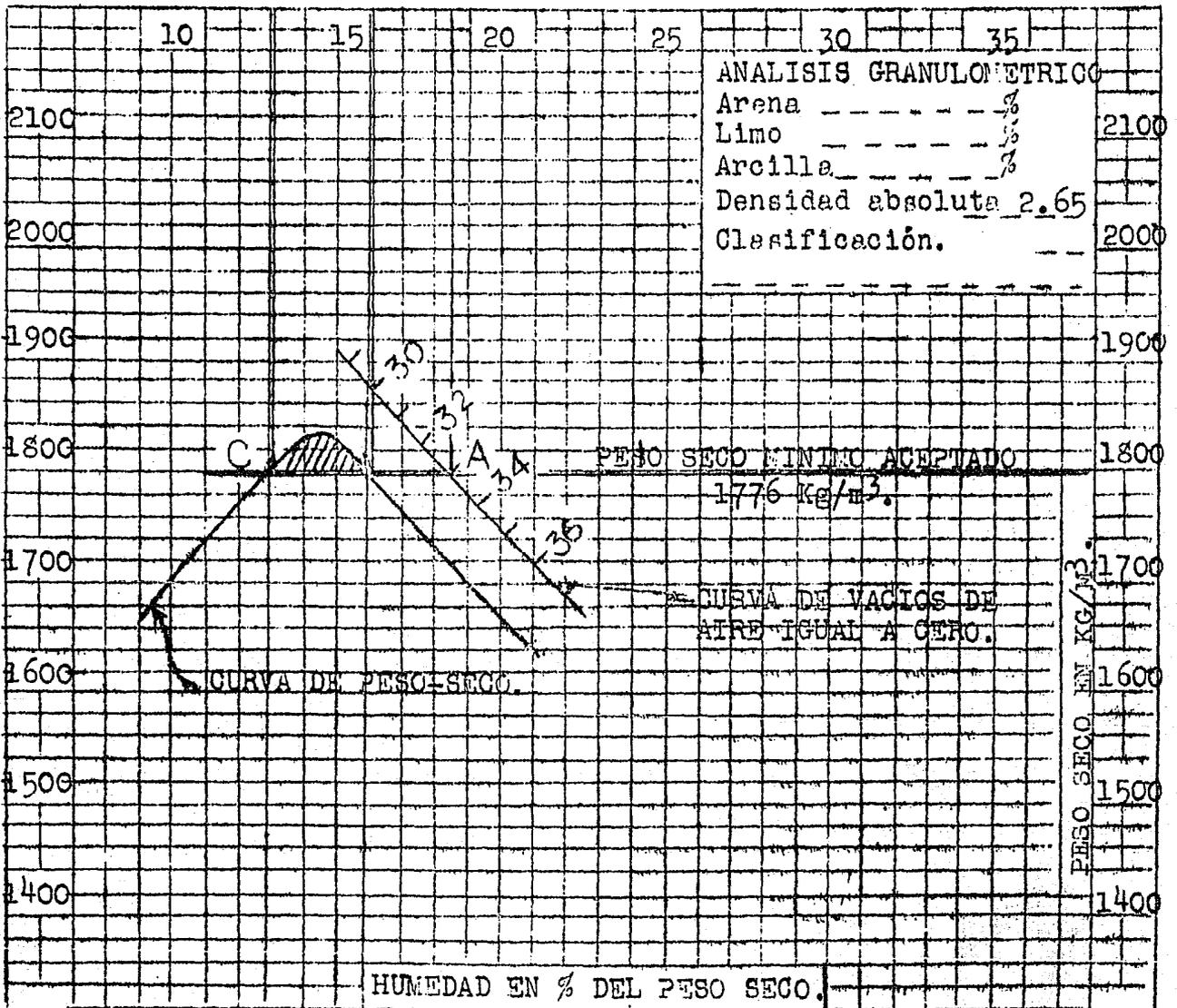
2. - DETERMINACION DE LA DENSIDAD ABSOLUTA.

GRAFICAS DE PESO-SECO Y DE PENETRACION.

Obra _____ Fecha _____ Pazo No. _____
 Prueba hecha por _____ Elevación _____
 Ubicación _____ Profundidad _____ cm.
 Clase de material _____ GRAFICA N° 1



HUMEDAD EN % DEL PESO SECO



HUMEDAD EN % DEL PESO SECO.

El matraz aforado de 500 cm.³ -

(ver fig. 4) Se requiere además una balanza sensible al décimo de gramo. Los matraces deben de estar marcados o marcarse con un número de identificación. La marca puede hacerse con ácido fluorhídrico o con una lima fina.

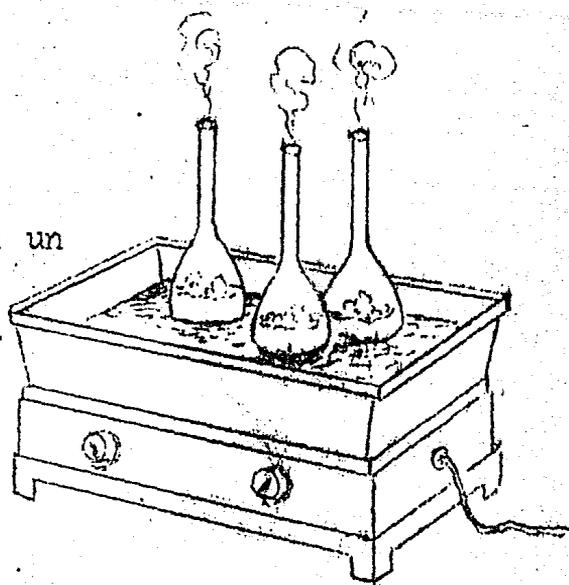


Fig. 4

El volumen de los matraces en los cuales determinamos la densidad varía debido a los cambios de temperatura, lo que hace variar la cantidad de agua que puede contener hasta su marca de aforo, lo que a su vez afecta el peso del matraz lleno de agua; además el peso volumétrico de ésta varía con la temperatura, y esos cambios en la determinación de la densidad. Para evitar el error que producen las variaciones motivadas por los cambios de temperatura, formamos gráficas con los pesos de los matraces llenos de agua destilada hasta la marca de su aforo y con las diferentes temperaturas a que se determinaron tales pesos.

Del material cuarteado y cribado por la malla # 4 al hacer la prueba Proctor se toman 100 g. aproximadamente los que se muelen hasta hacerlos pasar totalmente por la malla # 28, después de lo cual se colocan en una charola, cuya identificación se anota se pone a secar en una estufa durante 24 horas a una temperatura que varía de 90° a 110° C. Es convenient-

TABLA No. 2.

DETERMINACION DE DENSIDAD ABSOLUTA DE TIERRAS.

FECHA: _____

OPERADOR _____

OBRA _____

E J E M P L O .

TODOS LOS PESOS SE INDICAN EN GRAMOS Y EL VOLUMEN EN CM³.

Muestra No.	11	12	13	14	15
Identificación.					
"B" Peso del matraz + tierra	90.80				
"T" Peso del matraz. (Tómese este valor de la tabla de calibración de los matraces)	30.25				
"P" = B-T.- Peso de la tierra.	60.55				
"C" Peso del matraz + tierra + agua -- hasta el aforo.	167.70				
"A" Peso del agua que el matraz puede contener hasta el aforo (a 20°C) (Tómese este valor de la tabla de calibración de los matraces)	99.75				
"H" = C-B. Peso del agua requerida para aforar, en presencia de la tierra.	76.90				
"V" = $\frac{A-H}{0.998}$, Volumen de la tierra (0.998 es la densidad del agua a 20°C)	22.896				
$D = \frac{P}{V}$ Densidad de la tierra	2.64				

que no pase de esta temperatura para evitar pérdidas por calcinación y reacciones químicas. A las 24 horas se saca la muestra de la estufa y se pone a enfriar en un desecador, después de lo cual pesamos 50 a 100 g. de material (es más recomendable tomar 100 g. para tener datos más precisos) y los colocamos en uno de los matraces calibrados. Ponemos el matraz en un baño-maría de glicerina, con el objeto de hacer hervir el agua contenida por el matraz para que expulse la mayor cantidad posible de aire. Es conveniente ayudar a esta expulsión agitando el agua con una varilla de vidrio. Después de 30 minutos aproximadamente, cuando cese el desprendimiento de burbujas se limpia el matraz de la glicerina adherida a él durante el calentamiento y lo pesamos, anotando su peso en la tabla # 2, así como la temperatura a que se hizo la pesada. En la gráfica de calibración del matraz se lee el peso del picnómetro lleno de agua destilada para esa temperatura. A esta lectura le agregamos el peso del material seco y restando de la suma anterior el del picnómetro con tierra obtenemos el del agua desalajada. Dividiendo el peso del material seco entre el volumen de agua desalajada obtenemos la densidad. La prueba debe darnos un error menor del uno por ciento para que apoyarnos en el valor de la densidad para calcular otras pruebas que mencionaremos más adelante, no se incremente el error.

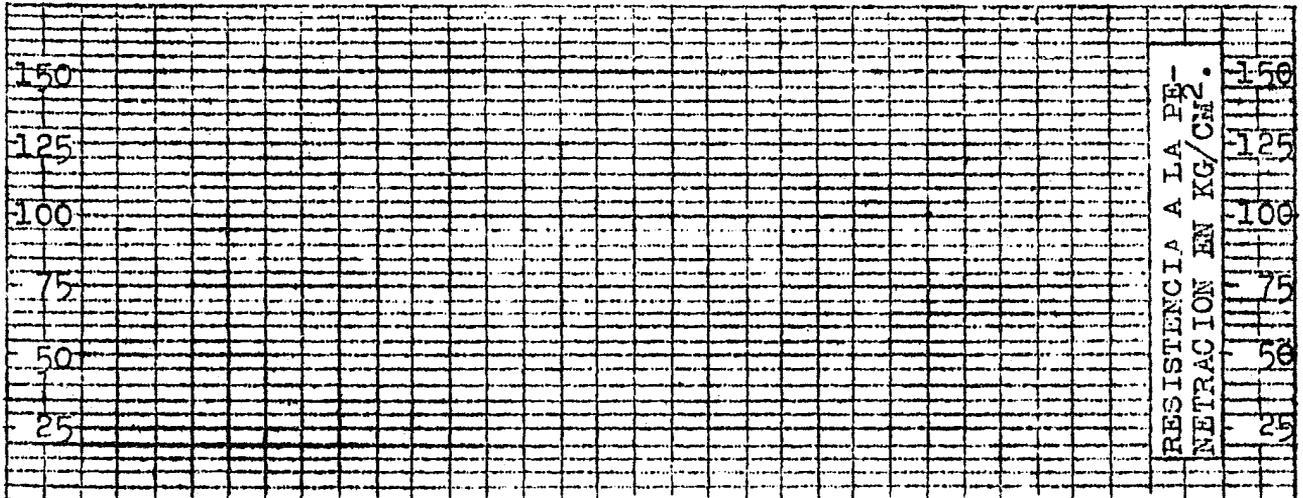
CURVA DE VACIOS DE AIRE IGUAL A CERO.

En la gráfica # 2 se han dibujado las curvas de vacíos de aire igual a cero para tierras de densidad absoluta desde 2.40 hasta 2.90. Las curvas están trazadas para variaciones en densidad de 0.10 y es necesario interpolar para los valores intermedios (variaciones en densidad de 0.01.)

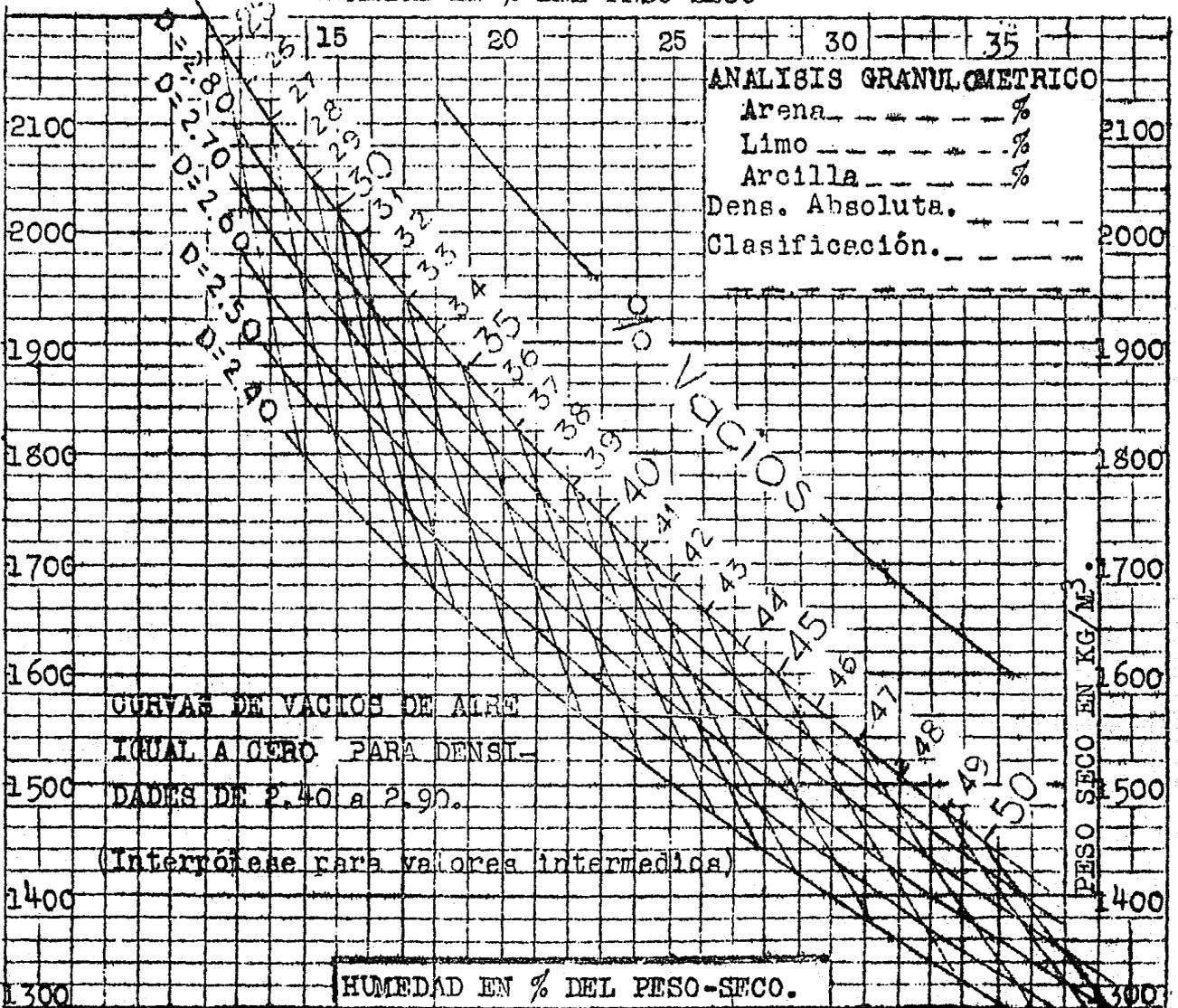
GRAFICAS DE PESO-SECO Y PENETRACION.

GRAFICA No. 2

Obra ----- Fecha ----- Pozo No. -----
 Prueba hecha por ----- Elevación -----
 Ubicación ----- EJEMPLO ----- Profundidad bajo elevación -----
 Clase de material ----- indicada ----- cm. -----



HUMEDAD EN % DEL PESO-SECO



Suponiendo que los espacios vacíos en un metro cúbico de tierra están totalmente llenos de agua. El siguiente ejemplo indica como se calculan dichas curvas:

Supóngase que se tiene una tierra de 2.60 de densidad y 30% de vacíos, su peso-seco valdrá: 70% de materia sólida en un metro cúbico son 700 dm.³, que multiplicados por la densidad 2.60 nos darán 1820 Kg./m³. El agua que habrá en el metro cúbico será un 30% o sean 300 dm.³ los que multiplicados por la densidad del agua que vale "1" obtendremos 300 Kg. y el porcentaje de humedad valdrá:

$$h = \frac{300 \times 100}{1820} = 16.5 \%$$

De igual modo se calcularán los pesos-secos y los porcentajes de humedad para 31, 32, 33%, etc. de vacíos.

Si consideramos los pesos-secos como ordenadas y los porcentajes de humedad como abscisas y unimos los puntos así localizados obtendremos la curva de vacíos de aire igual a cero para todas las tierras cuya densidad sea igual a 2.60. En igual forma se calculan las curvas para otras densidades.

INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS.

Ve-áse el ejemplo que se muestra en la gráfica # 1 en la cual se han trazado para una tierra las curvas de resistencia a la penetración y de peso-seco, y se ha calculado la curva de vacíos de aire igual a cero correspondiente a una densidad absoluta de 2.65 para la tierra considerada.

El límite mínimo aceptable para la resistencia a la penetración de la tierra cuando se satura totalmente de agua

es de 20 Kg / cm.^2 . Este límite está marcado en la gráfica 1 con una línea horizontal punteada. Desde la intersección de la curva de penetración y el límite (20 Kg / cm.^2) se baja la vertical B-A que representa el porcentaje de humedad respectiva (18.6% para este caso), hasta encontrar la curva de vacíos de aire igual a cero. El punto "A" en dicha curva representa el máximo tolerable de vacíos (a mayor cantidad de ellos permitirá mayor absorción de agua y por lo tanto mayor reblandecimiento que el tolerable). Para obtener un 33% de vacíos, porcentaje correspondiente a la humedad de 18.6% (para este caso) necesitamos un peso seco mínimo de 1776 Kg / m^3 .- Trazando una horizontal AC por el punto "A" tendremos arriba de ella y limitada por la curva de peso-seco una zona de aceptabilidad, pues los pesos-secos comprendidos dentro de ella satisfacen el mínimo aceptable. Esta zona indica entre que límites puede variar el porcentaje de agua usada en la consolidación (de 13.1 a 16.2% para este caso). Este porcentaje de agua se controlará en la construcción mediante pruebas de penetración hechas con la tierra consolidada en el cilindro de apisonado. En el ejemplo que se muestra en la gráfica # 1 puede verse que para obtener un porcentaje de humedad comprendido entre los límites 13.1 a 16.2 es necesario lograr en la tierra consolidada en el cilindro una resistencia a la penetración comprendida entre 125 y 45 Kg / cm^2 . La zona de aceptabilidad indica que el apisonado dado en la Obra, debe ser suficiente para obtener en el terraplén un peso-seco no inferior a la altura de la horizontal AC (1776 Kg / m.^3 para el ejemplo dado).

EL TERRAPLEN

Esta determinación se hará en los lugares sobre los cuales se cimentará el terraplén, para comprobar si el terreno natural se encuentra suficientemente compacto y en el terraplén en construcción para comprobar si el apisonado es suficiente para lograr el peso-seco requerido.

Antes de proceder a la determinación del peso-seco en el terraplén o en el terreno natural, se deberán remover los primeros 50 centímetros de espesor. Se removerán haciendo una fosa de 1 m.² de área y de 50 cm. de profundidad. El fondo de la fosa se conformará para lograr una superficie lo más plana y horizontal posible.

Se procederá después por cualquiera de los métodos siguientes: si la tierra no contiene grava (granos mayores de 1/4" o sean 6 mm.) por el método del tubo, que es más sencillo, o si la tiene por el método algo más dilatado de la arena. La tabla 3 da idea de ambos métodos y del modo de registrar y calcular los datos que se obtengan. Dicha forma es usada por los inspectores, para registrar los datos de control que se obtengan en la obra.

METODO DEL TUBO.

La figura #5 nos da idea del aparato usado, que no es sino un tubo con el extremo afilado para poderlo introducir en la tierra a golpe. En la parte superior tiene un collar que limita la penetración. El tubo debe introducirse en la tierra hasta que el collar quede en contacto con la superficie del terreno. Estos tubos están calibrados para sacar un dm.³

Después de que el tubo se ha introducido en la tierra, se procede a excavar a su alrededor en la forma indicada en la fig. (5) hasta poder, mediante un cuchillo o espátula afilada, recortar la tierra aproximadamente al nivel del extremo del tubo.

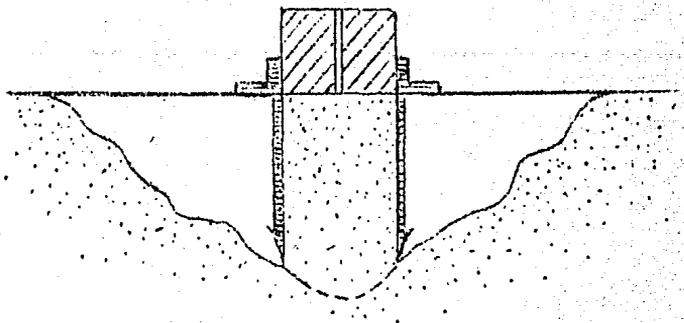


Fig. (5)

Se saca el tubo, se enrasa cuidadosamente la tierra contenida en él, se remueve toda la tierra que haya quedado adherida en el exterior; se pesa, se resta el peso del tubo vacío y se obtiene el peso de la tierra correspondiente al volumen del tubo. Después se extrae la tierra del interior del tubo, se muestrea cuidadosamente y se determina su humedad, el peso-seco se calcula según la tabla # 3.

METODO DE LA ARENA.

Se preparan unos 20 Kg de arena de granos de tamaño uniforme. Para esto se eliminan todas las partículas gruesas retenidas en un cedazo del # 8 y también las partículas finas que pasen a través del cedazo # 30. Se saca la arena obtenida y se determina su peso volumétrico, medida suelta, en un recipiente de forma y dimensiones similares a las de la cala que se vaya a hacer en el terreno.

Tanto la cala como el cajón de madera donde se determine el peso volumétrico de la arena, deben ser cubos de 25 cm.

TABLA N° 3.

CONTROL DE CONSOLIDACION DE TERRAPLENES.

Obra _____		Inspector _____	
Fecha <u>E J E M P L O</u> _____		Turno _____	
Muestra N° _____		N° pasadas rodillo _____	
Tierra procedente de _____			
Observaciones _____			
Cala	Ubicación _____		
	"E", Elev. superficie terraplén _____ m.		
	Profundidad bajo "E" _____ cm.		
Plasticidad	Cala ext. superior Aguja N° 1.5 Kg. 40-38-40		
	" " Fondo " " 1.5 " 38-36-36		
	Cilindro Compactación " " 3 " 25-27-25		
"A" Residuo de secado de 100 gr. de tierra _____			90.2gr.
HUMEDAD, en % del peso seco _____			10.9 %
PESO VOLUMETRICO.	Método de tubo cuando no hay grava en el terraplén. Tubo No. 4 Volumen. $V=1.010 \text{ dm}^3$	Tubo + Tierra _____	3.500 kg.
		Tubo _____	1.600 "
		"N", tierra húmeda _____	1.900 "
		"p" = 0.01 NxA = tierra seca _____	1.714 "
		Peso seco = 1 000 $\frac{p}{100}$ _____	1697 Kg/m ³ .
	Método de la Arena "d" densidad grava 500 gr. "q" peso probeta inicial 500 cm ³ "r" probeta final 696 " "U" Volumen desalojado 198 " $d = \frac{q}{U} = 2.53$	Recip. Tierra _____	35.200 kg.
		Recipiente _____	5.200 "
		Resta _____	30.000 "
		"G", grava mayor de 4" _____	1.000 "
		"N", tierra húmeda _____	29.000 "
"p" = 0.01 NxA, tierra seca _____	26.160 "		
Cilindro Comp.	Recip. Arena _____	37.400 Kg.	
	después de llenar cal _____	12.200 "	
	"a" arena usada _____	25.200 "	
	"p" peso volút. arena _____	1.450 kg/dm ³ .	
	Volumen arena "B" = $\frac{a}{p}$ _____	17.380 dm ³ .	
	Volumen grava "F" = $\frac{G}{d}$ _____	0.395 dm ³ .	
	Volumen tierra "V" = B-F _____	16.985 dm ³ .	
	Peso seco = $\frac{p}{100} \times V$ _____	1540 kg/m ³ .	
	"V" volumen del cilindro _____	1.210 dm ³ .	
	Peso total _____	6.050 kg.	
	Tara _____	3.950 "	
	"N" tierra húmeda _____	2.100 "	
	p=0.01 NxA = tierra seca _____	1.804 "	
	Peso seco = $\frac{p}{100} \times V$ _____	1565 kg/m ³ .	

de arista apisonamiento. La tierra removida de la cala se pesa y se revuelve para uniformar la humedad, la que se determina secando 100 g. de muestra. El volumen correspondiente a la cala, se obtiene dividiendo el peso de la arena usada para llenar el hueco de la cala, entre el peso volumétrico de la arena. La tierra de la cala se pasa por un cedazo de 1 pulgada para remover la grava mayor de dicho tamaño que pudiera contener. La grava se cepilla con un cepillito de alambre para remover la tierra adherida y después se pesa.

La densidad de la grava se determina con la humedad natural que contiene, sin secarla, se pesan 500 g. o menor cantidad al no alcanzar la grava. En una probeta graduada de un litro, se pone agua hasta la marca de 500 cm.³ Los 500 g. de grava se introducen en el agua, se observa el volumen desalojado y se obtiene la densidad dividiendo los 500 g. entre dicho volumen.

El volumen total que la grava ocupa en la cala, se obtiene dividiendo su peso entre su densidad. Este volumen se resta del total de la cala para obtener el volumen ocupado exclusivamente por la tierra. Todos los cálculos y manera de anotar los datos se indican en la tabla # 3.

COMPARACION DEL PESO SECO EN EL TERRAPIEN CON EL PESO SECO DE LA MISMA TIERRA APISONADA EN EL CILINDRO NORMAL.

Después de haber determinado el peso seco en el terrapién por cualquiera de los dos métodos citados, se remueve toda la tierra de la cala y se determina su peso seco en el cilindro de apisonado. Después se comparan ambos pesos secos:

es determinado en el terraplén y el encontrado en el cilindro de apisonado. El primero debe ser igual o mayor al 95 % del segundo, y de no satisfacer este requisito mostrará falta de consolidación en el terraplén, que se corregirá aumentando el número de pasadas del equipo de apisonado hasta lograr el peso seco requerido.

3.) * ANALISIS GRANULOMETRICO.

La siguiente prueba es el análisis granulométrico que nos sirve como su nombre lo indica para clasificar el material según sea el tamaño de sus granos y la proporción en que están presentes cada uno de ellos.

La clasificación y agrupación de granos de igual tamaño de una muestra dada de suelo es probablemente el método más antiguo de análisis de suelos.

Los resultados de tales análisis se representan generalmente por una curva que muestra en cada uno de sus puntos el porcentaje de granos de diámetro menor de uno dado. Los diámetros de los granos usualmente se representan en escala logarítmica, porque con ella resulta una curva característica, general para todos los suelos que tengan la misma composición, aunque sea diferente el arreglo en el tamaño de sus granos. En la gráfica # 3 se muestra el resultado de un análisis granulométrico de un suelo natural.

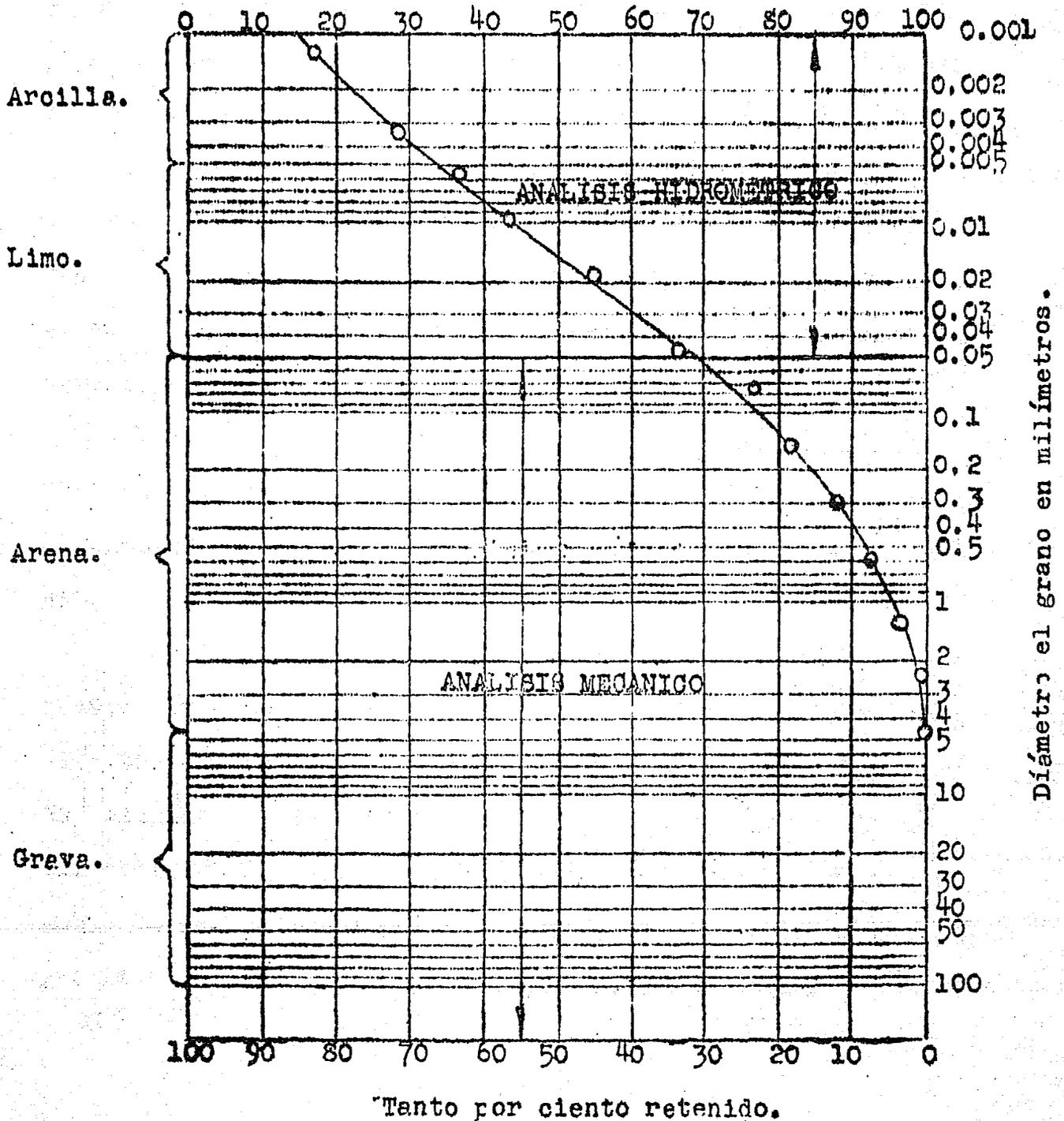
Se han propuesto varios métodos de clasificación de suelos basados en el tamaño de los granos.

Las varias clases de suelos pueden separarse de la siguiente manera: con mallas o tamices se separan los granos que tengan tamaños mayores de 0.074 mm que corresponden a -

ANALISIS GRANULOMETRICO.

Proyecto. Ixtaparantongo Pozo. M-3
 Ubicación. Valle de Bravo, Mex. Elevación _____
 Operador _____ Profundidad 4 m.
 Fecha 12 de Julio de 1944 Clase de material _____
 Arcilla Arenosa

Tanto por ciento que pasa.



la abertura de la malla # 200. Los granos más finos deben separarse por algún método de análisis por vía húmeda. Tales métodos se basan en la validez de la Ley de Stokes, que define que la rapidez con que se hunde una pequeña esfera en el seno de un líquido es directamente proporcional al cuadrado de su diámetro.

PREPARACION DE LA MUESTRA.

Al recibir del campo la muestra de tierra representativa de algún pozo cuya tierra se supone sea útil para la construcción de la presa se le pone a secar al aire. Ya seca se le pesa y se le hace pasar por las mallas de 3", "2", 1.5", 1", 3/4", 3/8" y por la # 4 (que tiene 4 hilos por pulgada), después de haber deshecho o desmenuzado bien los terrones, teniendo cuidado al hacer esto de no romper los pedruzcos de arena o grava que contenga la muestra. Se anotan los pesos retenidos en cada una de las mallas anteriores.

Del material que pasa por la malla # 4 se elige una muestra representativa de él, de 500 g. por lo general, para lo cual se cuartea el material o se usa un aparato muestreador.

Los 500 g. de material elegidos se colocan en una charola de 40 o 50 cm. de lado, como las usadas para la prueba "Procter", y se les añade agua para lavar el material y poder desprender las partículas finas de las gruesas. La mezcla obtenida se tamiza por la malla # 200, procurando poner sobre de ésta, la malla # 100 para que le sirva de protección y evitar que los granos grandes destruyan la malla.

El material retenido en las mallas 100 y 200 ~~se retiene~~ ve y se pone a secar a fuego directo, procurando evitar que se calcine. Una vez seco el material se deja enfriar en un lugar seco y se determina a continuación su peso, después de lo cual se le hace pasar a través de las mallas números: 8, 16, 28, 48, 100 y 200 (estas fueron las usadas en los análisis del Valle de Bravo, pero pueden usarse otras, por ejemplo las números: 10, 20, 40, 60, 100 y 200). Se anota el retenido en cada una de ellas. La suma de estos retenidos debe ser igual al peso del material antes de ser cribado.

Dividiendo el peso de material retenido en cada una de las mallas entre el peso cribado (500 g. para este caso) nos dará el porcentaje retenido en cada una de ellas. De igual manera dividimos el peso de material retenido en las mallas grandes (de la de 3" a la # 4) entre el peso total de la muestra para obtener los porcentajes que hay de cada una de ellas. Restando de 100 % el porcentaje retenido en la malla de 3" tendremos el porcentaje "fino" que pasa por dicha malla, si a éste restamos el retenido en la 2". obtendremos el fino correspondiente a ésta y así sucesivamente, teniéndose así los porcentajes acumulativos finos para todas las mallas. Para obtener los porcentajes finos correspondientes a las mallas comprendidas entre la 8 y la 200 multiplicamos el porcentaje fino correspondiente a la malla # 4 por los porcentajes finos de aquellas, calculados basándonos únicamente en los 500 g. de material. Ya con estos datos podemos dibujar la parte de la curva correspondiente al granulométrico mecánico

Para clasificar el material que pasa por la malla #200

hay varios métodos los cuales iremos describiendo.

10.- Utilizando un hidrómetro de inmersión como el mostrado en la figura(6) por medio del cual obtenemos el peso de los sólidos en suspensión que tiene un litro de agua destilada. Este método se basa en la variación de densidad que sufre con el tiempo un líquido en el cual hay en suspensión partículas de alguna tierra.

MODO DE HACER LA PRUEBA.

Se deja asentar el material que pasó por la malla # 200 durante 24 horas, por lo menos, después de lo cual se extrae el agua por medio de un sifón. El agua que no se pueda extraer con el sifón sin correr el peligro de que arrastre el material, se le extrae por medio de evaporación poniendo a secar el material a fuego directo, teniendo cuidado de no calcinarlo.

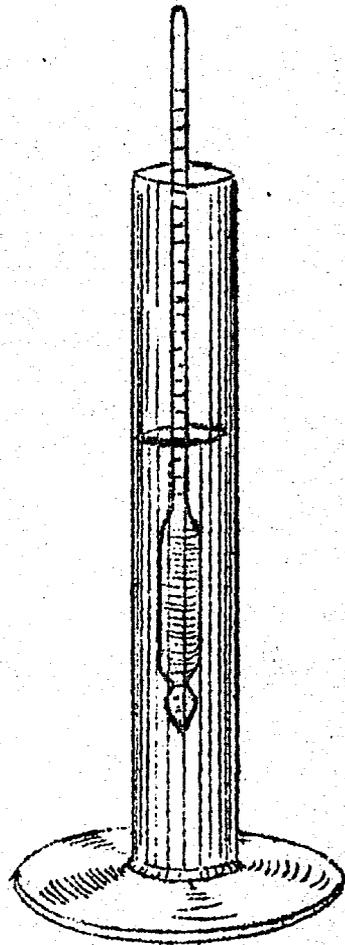


Fig. 6.

Se pesan 50 g. de material seco, los que deben ser representativos de todo el material secado, los cuales mezclamos con 300 g. de agua destilada y un defloculante (de 35 a 45 cm.³ de solución de oxalato o silicato de sodio para tie-

rras acilosas y de 25 a 35 para las arenosas; la concentración de la solución es de 30 g. de silicato u oxalato por litro de agua a 36° Baumé). La mezcla se agita durante 10 o 15 minutos en un agitador mecánico con objeto de separar los granos. El defloculante tiene por objeto evitar que las partículas más pequeñas, casi coloidales, se atraigan entre sí formando grumos.

Se lleva la mezcla a una probeta aforada al litro, teniendo cuidado de no dejar ninguna partícula en el batidor para lo cual usamos una pisceta con agua destilada. Con agua destilada también se completa el volumen de 1000 cm³ de la probeta. Una vez llena hasta el aforo se agita la probeta durante un minuto para que se revuelvan los granos asentados mientras se aforaba a los 1000 cm³. Pasado el minuto se coloca la probeta sobre una superficie horizontal y se introduce rápidamente el hidrómetro, pero sin agitar la solución, y hacemos lecturas durante los siguientes tiempos: 20 seg., 40 seg., 1 min., 20 seg., 2.5 min., 5, 10, 15, 20, 25, 30 minutos, 1, 1.5, 2, 3, y 24 o 48 horas.

Se hacen dos pruebas para cada muestra, para poder comprobar, las que se promedian.

Después de la lectura a los 2 y 1/2 minutos se saca el hidrómetro porque las partículas finas que se le adhieren aumentan su peso, debido a lo cual obtendríamos datos falsos o erróneos. El hidrómetro se debe sacar con sumo cuidado con el objeto de evitar movimientos que alteren notablemente el asentamiento de las partículas. Para las siguientes lecturas metemos el hidrómetro medio minuto antes de hacer cada una de ellas, procurando evitar lo más posible producir movimientos

en el agua.

Exceptuando las tres primeras lecturas, las cuales se ha
cen muy rápidamente, para cada una de las ~~otras se anota la~~ temperatura
del líquido de la probeta, cuidando siempre al me-
ter y sacar el termómetro de no agitar el líquido. Para las tres
primeras lecturas del hidrómetro se toma la temperatura determinada
a los cinco minutos, ya que aquella prácticamente
no varía en tan corto lapso de tiempo. Se pueden también supri
mir sin gran error las temperaturas correspondientes a los 10, 15, 20 y 25 minutos.

Con los datos obtenidos se calculan los diámetros de las
partículas y los porcentos acumulativos finos usando las fór
mulas que a continuación se muestran.

Los diámetros de las partículas que consideraremos en es
te análisis son los de esferas equivalentes, de un volumen igual
al de aquellas, cualquiera que sea la forma que tengan las
partículas; y para calcularlos nos basaremos en la Ley de
Stokes, que nos dá la velocidad uniforme de caída de una esfe
ra en un medio viscoso en función del diámetro, del peso volu
métrico y del coeficiente de viscosidad.

La Ley de Lamb nos indica la presión "P" que impide el des
censo de la esfera.

$$P = 6WR\eta V$$

donde "R" es el radio de la esfera equivalente, " η " el coefi
ciente de viscosidad y "V" la velocidad de caída de la esfera
en el seno del líquido. Cuando esta velocidad es constante te
nemos que la presión resistente es igual al peso "P'" de la par
tícula en el medio viscoso. Dicho peso vale:

donde " γ_s " y " γ_o " son respectivamente los pesos volumétricos del material y del líquido en que se hace la experiencia.

Igualando " P " y " P' " para el caso de caída con velocidad constante:

$$6 \pi R \eta v = \frac{4}{3} \pi R^3 (\gamma_s - \gamma_o)$$

$$2 R = \tau = \sqrt{\frac{18 \eta v}{\gamma_s - \gamma_o}}$$

En esta fórmula necesitamos conocer la velocidad de caída de una partícula en el interior de un líquido, a fin de poder determinar su diámetro, para lo cual consideraremos que al bajar más allá del centro de flotación del hidrómetro ya no influye en la lectura de éste y por consiguiente permite que -- descienda. La distancia recorrida por la partícula será igual si la muestra ~~está en un estado de equilibrio~~ de flotación al nivel libre del agua; y el tiempo empleado en recorrer dicha distancia será el transcurrido desde que se dejó de agitar la probeta hasta el momento de hacer la lectura. Los desniveles que tienen que franquear las partículas en cada lectura los determinamos con la gráfica de calibración del hidrómetro, que nos da las distancias entre el centro de flotación del hidrómetro y cada una de las lecturas.

Al construir estas gráficas de calibración tomamos en cuenta que al sumergirse el hidrómetro se eleva el nivel del agua una cierta cantidad, al mismo tiempo que sube el hidrómetro; por consiguiente hay que corregir el camino recorrido por la partícula restándole al desnivel entre el centro de flotación y el nivel libre del agua, la mitad del aumento de altura

originado por la inmersión del del hidrómetro en la probeta.

En la fórmula para la determinación de los diámetros - interviene la viscosidad del líquido en que se mueve la partícula, la cual varía con la temperatura, por lo que el valor de la viscosidad se determina para la temperatura a la que se hizo la lectura por medio de Tablas especiales.

La validez de la Ley de Stokes se limita a las partículas comprendidas entre 2 y 200 micras de diámetro y la determinación por esta ley de los tamaños de los granos de tierra tiene las siguientes inexactitudes:

- 1).- El recipiente es limitado y la deducción de la Ley de Lamb se hace suponiendo la caída de una esfera en un líquido sin limitaciones laterales.
- 2).- Existen otras partículas que afectan su caída.
- 3).- El peso volumétrico no es constante en todas las partículas.
- 4).- Los granos de tierra no son en realidad esféricos.

A pesar de estas inexactitudes la determinación de los diámetros equivalentes da la aproximación que necesitamos para continuar el análisis iniciado con las mallas.

La tierra en suspensión que hace variar la profundidad a que se sumerge el hidrómetro, es la de diámetro menor, es decir la más fina que el diámetro obtenido con la Ley de Stokes para la misma lectura, y el hidrómetro nos la da directamente; pero hay que corregir la lectura hecha, debido a la variación de la temperatura, que como demostraremos la afecta en una medida digna de tomarse en cuenta. Para hacer los análisis de esta corrección llamaremos:

W_s = peso de los sólidos en la probeta.

W_m = peso de la mezcla en la probeta.

W_a = peso del agua en la probeta; V_{st} = Volumen de los sólidos

V_{at} = volumen de la probeta a $T^\circ C$ a $T^\circ C$.

V_a = volumen de la probeta a la temperatura de calibración, en general a $20^\circ C$ y vale para nuestro problema: 1000 cm^3

V_{ht} = volumen del hidrómetro a $T^\circ C$

V_{hc} = volumen del hidrómetro a $20^\circ C$

γ_{mt} = peso volumétrico de la mezcla en la probeta a $T^\circ C$

γ_m = peso volumétrico de la mezcla en la probeta a $20^\circ C$

γ_{st} = peso volumétrico de los sólidos a $T^\circ C$

γ_s = peso volumétrico de los sólidos a $20^\circ C$

γ_t = peso volumétrico del agua a $T^\circ C$

γ_o = peso volumétrico del agua a $20^\circ C$

ξ = coeficiente de dilatación del vidrio.

$$S_s = \frac{\gamma_{st}}{\gamma_o} = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \text{densidad de los sólidos.}$$

$$W_s = W_m - W_a, \text{ pero: } W_m = V_{at} \gamma_{mt} \quad ; \quad W_a = (V_{at} - V_{st}) \gamma_t$$

$$= V_{at} \gamma_t - V_{st} \gamma_t$$

$$W_s = V_{at} \gamma_{mt} - V_{at} \gamma_t + V_{st} \gamma_t = V_{at} \gamma_{mt} - V_{at} \gamma_t + \frac{W_a}{\gamma_{st}} \gamma_t$$

$$W_s \left(1 - \frac{\gamma_t}{\gamma_{st}}\right) = V_{at} \gamma_{mt} - V_{at} \gamma_t \quad ; \text{ Por lo tanto:}$$

$$W_s = (V_{at} \gamma_{mt} - V_{at} \gamma_t) \frac{\gamma_{st}}{\gamma_{st} - \gamma_t} \quad ; \text{ dividiendo entre } \gamma_t \text{ se tiene:}$$

$$W_s = (V_{at} \gamma_{mt} - V_{at} \gamma_t) \frac{S_s}{S_s - 1} \dots \dots \dots (1)$$

Este es el peso de los sólidos, cualquiera que sea la temperatura. A la temperatura de calibración se tiene:

$$W_s = \frac{S_s}{S_s - 1} (V_a \gamma_m - V_a \gamma_c) \dots \dots \dots (2)$$

donde "W_{sc}" es el peso que nos dá el hidrómetro al hacer la lectura. Si por semejanza llamamos a esta lectura "R", hecha ya la corrección que provoca la formación del menisco alrededor del vástago del hidrómetro. Por lo tanto, tendremos que:

$$R = R' + C_m \quad \text{en donde:}$$

R = lectura corregida

R' = lectura obtenida directamente del hidrómetro

C_m = altura del menisco.

Despejando a "γ_m" de la ecuación (2) tenemos:

$$\gamma_m = \left(\frac{S_s - 1}{S_s} \cdot R + V_a \gamma_c \right) \frac{1}{V_a} \quad \text{y finalmente:}$$

$$\gamma_m = R \frac{S_s - 1}{S_a V_a} + \gamma_c \dots \dots \dots (3)$$

El peso desalojado, de agua, por el hidrómetro a T₀C, vale:

$$W_h = V_{ht} \gamma_{mt}$$

por otra parte: W_h = V_{hc} γ_m igualando estos valores y despejando se tiene: $\gamma_{mt} = \frac{V_{hc} \gamma_m}{V_{ht}} \dots \dots \dots (4)$

Por otra parte tenemos que:

$$V_{ht} = V_{hc} [1 - \xi(t - t_c)]$$

Sustituyendo en la ecuación (4) el cociente $\frac{V_{hc}}{V_{ht}}$ obtenido de la ecuación anterior, tenemos:

$$\gamma_{mt} = \frac{\gamma_m}{1 + \xi(t - t_c)} \quad \gamma_m \dots \dots \dots (5)$$

Siendo: C_t = 1 + ξ(t - t_c) la corrección por temperatura. Además se tiene: V_{at} = V_a C_t \dots \dots \dots (6)

Substituyendo los valores de "γ_{mt}" y de "V_{at}" dados por las fórmulas (5) y (6) en la expresión (1) se obtiene:

$$W_s = \left(V_a C_t \frac{\gamma_m}{C_t} - V_a C_t \xi t \right) \frac{S_s}{S_s - 1} \dots \dots \dots (7)$$

Si substituímos ahora el valor de γ_m dado por la ecuación (3),

tendremos: $W_s = \left[V_a \left(R \frac{S_s - 1}{S_s V_a} + \gamma_c \right) - V_a C_t \xi t \right] \frac{S_s}{S_s - 1} \dots \dots \dots (8)$

Podemos considerar que: $\gamma_c = 1 - \frac{1}{\alpha}$

donde " α " es un número variable con la temperatura del agua es variable con la temperatura.

Ademas consideraremos $\epsilon(t - t_0) = \frac{1}{\beta}$

donde β es tambien un número grande, es decir que la deformación de la probeta es muy pequeña, por lo tanto tendremos que:

$$\delta_t \epsilon(t - t_0) = \left(1 - \frac{1}{\alpha\beta}\right) \frac{1}{\beta} = \frac{1}{\beta} - \frac{1}{\alpha\beta} \approx \frac{1}{\beta}$$

$\frac{1}{\alpha\beta}$ es una cantidad demasiado pequeña y de orden superior a $\frac{1}{\beta}$ por lo que podemos despreciarla, obteniendo así:

$\delta_t \epsilon(t - t_0) \approx \epsilon(t - t_0)$; De la (8) tenemos:

$$W_s = R + 1000 \left[X_c - X_t - \epsilon(t - t_0) \right] \frac{S_s}{S_s - 1}$$

Simplificando:

$$W_s = R + 1000 \left[X_c - X_t - \epsilon(t - t_0) \right] \frac{S_s}{S_s - 1} \dots\dots\dots (9)$$

Si llamamos "M" a la cantidad $1000 \left[X_c - X_t - \epsilon(t - t_0) \right]$ para sencillez en la escritura, tenemos:

$$W_s = R + M \frac{S_s}{S_s - 1} \dots\dots\dots (10)$$

Si queremos expresar este peso en forma de porciento, debemos dividirlo entre el peso inicial, es decir, el de la muestra tomada en la probeta y multiplicar el cociente por cien. Si llamemos W_0 al peso inicial tendremos:

$$W = \frac{R + M \frac{S_s}{S_s - 1}}{W_0} \cdot 100 \dots\dots\dots (11)$$

En la tabla No. 4, se muestran las correcciones $M \frac{S_s}{S_s - 1}$ calculadas para las tierras cuya densidad está comprendida entre 2.50-- y 2.70 ; pero puede usarse para tierras cuya densidad este cerca de los límites fijados, sin tener por ello un error apreciable.

Los diámetros se calculan por medio de Nomogramas hechos para la fórmula de Stokes, los cuales nos dan los diámetros de las partículas en función de su altura de caída, que como ya dijimos anteriormente, se obtiene por medio de gráficas de calibración de

TABLA No. 4

CORRECCION A LAS LECTURAS DEL HIDROMETRO.

$M \frac{S_s}{S_s - 1}$ = corrección por temperatura ; S_s de 2.5 a 2.7

C_m = corrección por menisc = 0.3

Temperaturas	M	$M \frac{S_s}{S_s - 1} + C_m$
16.0 °C	- 0.685	- 0.80
16.5	- 0.608	- 0.70
17.0	- 0.530	- 0.60
17.5	- 0.448	- 0.40
18.0	- 0.365	- 0.30
18.5	- 0.276	- 0.20
19.0	- 0.188	0.00
19.5	- 0.094	‡ 0.10
20.0	0.000	‡ 0.30
20.5	‡ 0.099	‡ 0.50
21.0	‡ 0.197	‡ 0.60
21.5	‡ 0.292	‡ 0.80
22.0	‡ 0.406	‡ 1.00
22.5	‡ 0.510	‡ 1.20
23.0	‡ 0.615	‡ 1.30
23.5	‡ 0.720	‡ 1.50
24.0	‡ 0.820	‡ 1.70
24.5	‡ 0.920	‡ 1.90
25.0	‡ 1.090	‡ 2.00
25.5	‡ 1.214	‡ 2.30
26.0	‡ 1.338	‡ 2.50
26.5	‡ 1.466	‡ 2.70
27.0	‡ 1.595	‡ 2.90
27.5	‡ 1.728	‡ 3.10
28.0	‡ 1.862	‡ 3.30
28.5	‡ 2.000	‡ 3.60
29.0	‡ 2.136	‡ 3.80
29.5	‡ 2.278	‡ 4.00
30.0	‡ 2.420	‡ 4.20

los hidrómetros o por medio de Tablas obtenidas directamente o en función de las gráficas; las tablas son más fáciles de usar y por lo tanto más recomendables (ver la Tabla # 5 de calibración del hidrómetro usado para los análisis de las tierras de Valle de Bravo). Además de intervenir la altura de caída en el monograma, intervienen también los tiempos que tardan las partículas en asentarse, las temperaturas a las que se hicieron las lecturas del hidrómetro y la densidad de la tierra analizada. Uniendo en el nomograma la altura de caída con el tiempo de asentamiento se obtiene la velocidad de caída. Uniendo la densidad del material y la temperatura a que fue hecha la lectura se obtiene en el eje correspondiente a la viscosidad un punto, que unido con el correspondiente a la velocidad de caída nos da el diámetro de las partículas en el eje correspondiente a los diámetros.

Con los diámetros obtenidos de la Ley de Stokes y los porcentajes finos se traza la gráfica granulométrica. Los mencionados porcentajes se obtienen multiplicando el porcentaje fino correspondiente a la malla # 200 por los porcentajes dados por la fórmula (11). Todos los cálculos y datos se anotan en la Tabla # 6.

VALOR DEL ANALISIS MECANICO.

En general las investigaciones de ingeniería de suelos parecen estar de acuerdo en dos puntos principales:

- 1o.- Que el método del hidrómetro de Bouyoucos para el análisis de granos finos, es el más satisfactorio y conveniente de que se dispone.
- 2o.- Que aunque la separación de la muestra de suelo en fracción

CALIBRACION DEL HIDROMETRO No. 381024.

h - alturas de caída.

L - lecturas del hidrómetro.

L	h
0.0-0.5	14.7
0.6-1.1	14.6
1.2-1.8	14.5
1.9-2.5	14.4
2.6-3.1	14.3
3.2-3.8	14.2
3.9-4.5	14.1
4.6-5.1	14.0
5.2-5.8	13.9
5.9-6.5	13.8
6.6-7.1	13.7
7.2-7.8	13.6
7.9-8.5	13.5
8.6-9.1	13.4
9.2-9.8	13.3
9.9-10.5	13.2
10.6-11.1	13.1
11.2-11.8	13.0
11.9-12.5	12.9
12.6-13.1	12.8
13.2-13.8	12.7
13.9-14.5	12.6
14.6-15.1	12.5
15.2-15.8	12.4
15.9-16.5	12.3

L	h
16.6-17.1	12.2
17.2-17.8	12.1
17.9-18.5	12.0
18.6-19.1	11.9
19.2-19.8	11.8
19.9-20.5	11.7
20.6-21.1	11.6
21.2-21.8	11.5
21.9-22.5	11.4
22.6-23.1	11.3
23.2-23.8	11.2
23.9-24.5	11.1
24.6-25.1	11.0
25.2-25.8	10.9
25.9-26.5	10.8
26.6-27.1	10.7
27.2-27.8	10.6
27.9-28.5	10.5
28.6-29.1	10.4
29.2-29.8	10.3
29.9-30.5	10.2
30.6-31.1	10.1
31.2-31.8	10.0
31.9-32.5	9.9
32.6-33.1	9.8

L	h
33.2-33.8	9.7
33.9-34.5	9.6
34.6-35.1	9.5
35.2-35.8	9.4
35.9-36.5	9.3
36.6-37.1	9.2
37.2-37.8	9.1
37.9-38.5	9.0
38.6-39.1	8.9
39.2-39.8	8.8
39.9-40.5	8.7
40.6-41.1	8.6
41.2-41.8	8.5
41.9-42.5	8.4
42.6-43.1	8.3
43.2-43.8	8.2
43.9-44.5	8.1
44.6-45.1	8.0
45.2-45.8	7.9
45.9-46.5	7.8
46.6-47.1	7.7
47.2-47.8	7.6
47.9-48.5	7.5
48.6-49.1	7.4
49.2-50.0	7.3

TABLA N° 6.

A N A L I S I S M E C A N I C O .

Malla N°.	4	8	16	28	48	100	200
Diámetro en mm.	4.699	2.362	0.991	0.589	0.295	0.147	0.074
Retenido en gr.	0.00	3.6	16.6	17.7	25.9	25.2	26.1
% retenido.	0.00	0.72	3.32	3.54	5.18	5.04	5.22
% fino.	100.0	99.28	95.96	92.42	87.24	82.20	76.98

A N A L I S I S H I D R O M E T R I C O .

t	T	L	L _c	W	%	h	D
40 seg.	23.0°	42.0	43.3	86.6	66.6	8.4	0.0480
5 min.	23.0°	34.0	35.3	70.6	54.3	9.6	0.0188
20 min.	23.0°	26.8	28.1	56.2	43.2	10.7	0.0100
1 hora.	23.0°	22.8	24.1	48.2	37.1	11.1	0.0058
3 horas.	22.5°	17.5	18.7	37.4	28.8	12.1	0.0035
24 horas.	20.2°	11.0	11.3	22.6	17.4	13.1	0.0013

En donde:

t - Tiempos transcurridos.

T - Temperaturas en grados centígrados.

L - Lecturas del hidrómetro.

L_c - Lecturas corregidas usando la Tabla N° 4.

W - Porcentajes finos con respecto a la muestra usada en el análisis hidrométrico (50 gr. en este caso.)

% - Porcentajes finos con respecto al peso de material cribado por la malla N° 4 usado para el granulométrico (500 gr.)

h - Altura de caída de las partículas para determinada lectura del hidrómetro, obtenida por medio de la Tabla N° 5.

D - Diámetro de los granos o partículas en milímetros.

NOTA :

Los datos anotados en las tablas anteriores corresponden al Pozo M-3 de Valle de Bravo Méx.

nes de acuerdo con el tamaño de los granos es útil, cualquier conclusión a que se llegue por esta sola prueba puede ser errónea. Hasta hoy el análisis mecánico nos ha dado muy poca información respecto a las propiedades físicas los distintos suelos. Dichos análisis deberán representarse por curvas, como ya se ha mencionado, y no limitándose a anotar los porcentajes de los diversos tamaños de los granos presentes.

Hazen hizo estudios para relacionar la granulometría de un suelo con su permeabilidad, pero obtuvo poco éxito. Se propuso hallar que diámetro de esferas reales produciría el mismo efecto que un suelo dado y encontró finalmente que el diámetro del cual había un 10% de material más fino daba este resultado.

Este diámetro lo llamó "tamaño efectivo". Hazen definió el coeficiente de uniformidad o módulo de finura, como la relación del diámetro del grano del cual hay 60% de material más fino, dividido entre el diámetro del grano del cual hay el 10% más fino. Sin embargo se puede ver que dos suelos de características diferentes pueden tener tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad iguales.

CLASIFICACION DE TIERRAS.

Las tierras que contienen menos del 20% de arcilla se clasifican en "arenas" cuando tienen menos del 20 % de arcilla y limo; en "migajones arenosos" cuando tienen de 20 a 50 % de arcilla y limo; y en " francos ", "migajones limosos" y "limo" cuando tienen 50% o más de arcilla y limo.

Las tierras que contienen de 20 a 30 % de arcilla se --

llaman "migajones arcillosos", y las que ~~contienen más de~~ 30% de arcilla se llaman "Arcillas".

La arena está comprendida entre el diámetro fino correspondiente a la malla #4 y 50 micras de diámetro; el limo está comprendido entre los diámetros de 5 y 50 micras; y la arcilla entre los diámetros de 1 y 5 micras. Los granos menores de 1 micra ya se consideran como coloides.

Las "Arenas" se clasifican a su vez en:

"Arena gruesa" cuando tienen 35% o más de arena gruesa y menos de 50 % de arena fina o muy fina.

"Arena media" cuando tienen 35 % o más de arena gruesa y media y menos de 50 % de fina o muy fina.

"Arena fina" cuando tiene 50 % o más de arenas fina y muy fina.

"Arena muy fina" cuando tiene 50 % o más de arena muy fina.

Los "Migajones Arenosos" se clasifican en:

"Migajón Arenoso Grueso" cuando contiene 45% o más de arena gruesa.

"Migajón Arenoso Medio" si contiene 25 % o más de arena gruesa y media y menos de 35 % de arena muy fina.

"Migajón Arenoso Fino" si contiene 50 % o más de arena fina y menos de 25 % de arena gruesa y media.

"Migajón Arenoso muy Fino" cuando contiene 35% o más de arena muy fina.

Los materiales " Francos ", los "Migajones Limosos" y el "Limo" se dividen como sigue:

Son " Francos " si tienen menos de 20 % de arcilla, de 30 a 50 % de limo y de 30 a 50 % de arena.

Son " Migajones Limosos " cuando contienen menos de 20 %

de arcilla, de 50 a 80 % de limo y menos de 50 % de arena.

Son "Limos" cuando tienen menos de 20 % de arcilla, 80 % o más de limo, y menos de 20 % de arena.

Los "Migajones Arcillosos" se clasifican en:

"Migajón Arcillo-Arenoso" cuando tiene menos de 30 % de limo y de 50 a 80 % de arena.

"Migajón Arcilloso" si contiene de 20 a 50 % de limo y de 20 a 50 % de arena.

"Migajón Arcillo-Limoso" si tiene de 50 a 80 % de limo y menos de 30 % de arena.

Las "Arcillas" se dividen en:

"Arcillas Arenosas" cuando contienen de 30 a 50 % de arcilla, menos de 20 % de limo y de 50 a 70 de arena.

"Arcillas" si contienen 30 % o más de arcilla, menos de 50% de limo y menos de 20 % de arena.

"Arcillas Limosas" si contienen de 30 a 50 % de arcilla, de 50 a 70 % de limo y menos de 20 % de arena.

4.- LIMITES DE ATTERBERG.

Los límites que estudiaremos son el líquido y el plástico. Cuando un suelo que está completamente mojado empieza a secarse, llega un momento en el que pierde la capacidad de fluir como líquido, y se comporta como plástico.

Se llama, "Límite Líquido" al contenido de agua que tiene en el momento que pierde esa capacidad de fluir como líquido y se comporta como plástico. Este contenido de agua se expresa como la relación entre el peso del agua contenida y el peso de los sólidos.

A medida que el suelo se seca deja de comportarse como

plástico, y adquiere un estado semisólido; al contenido de agua que tiene en el momento que cambia de consistencia, se le llama "límite plástico".

El límite líquido, representado en general por " L_w " y el límite plástico, representado por " P_w ", se encuentran mediante la aplicación de métodos propuestos por Atterberg que describiremos en seguida:

Para determinar el primero, colocamos el material humedecido con cierta cantidad de agua en un dispositivo construido por A. Casagrande (ver fig. 7)--

y diseñado con el objeto de evitar los errores debidos al factor personal del experimentador.

Hacemos en el material colocado y enrasado en la "cazuela" una incisión con una cuchilla especial, también representada en dicha figura y contamos el número de golpes que debemos dar a la cazuela contra su base, por medio de la manijita de que dispone el aparato, para que se junten las paredes del corte. Repetimos la

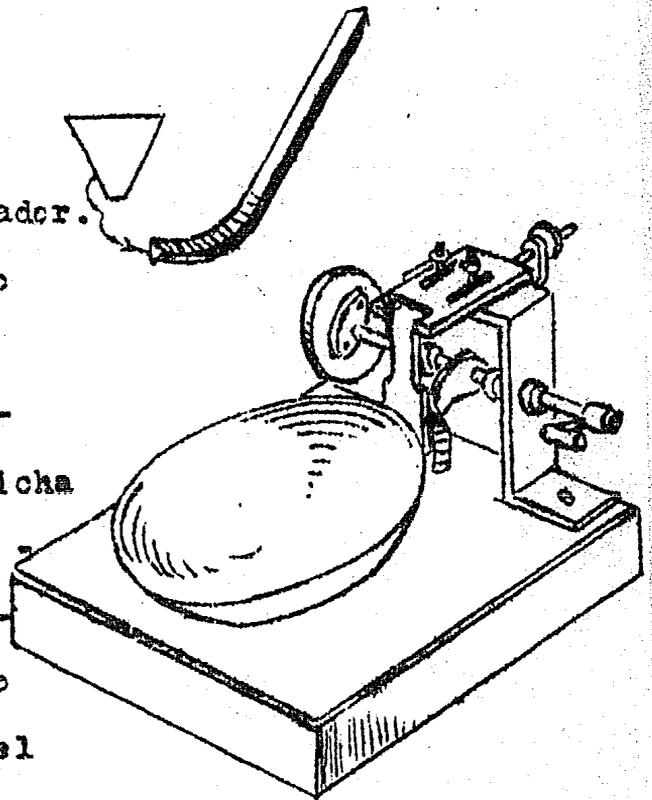
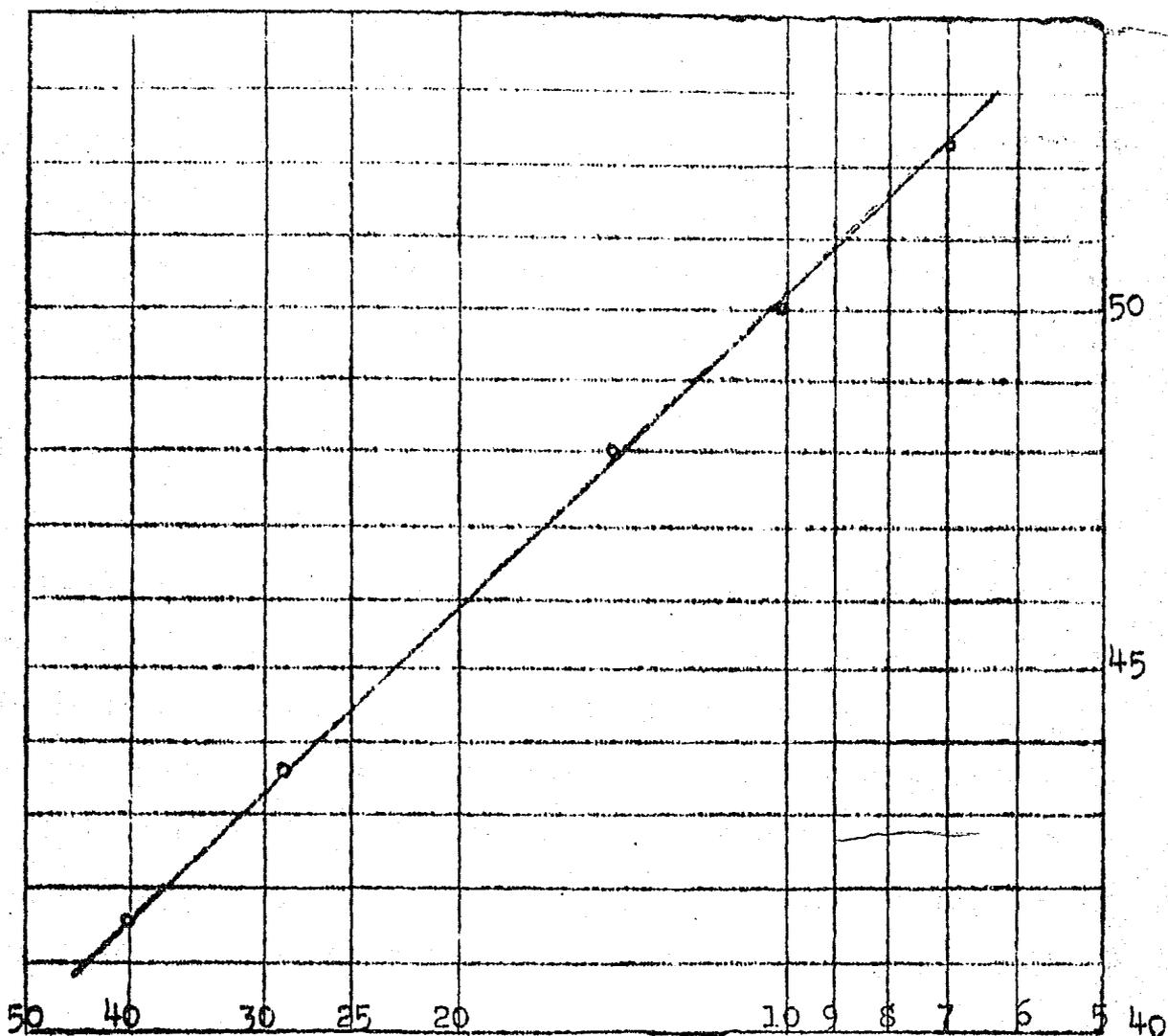


Fig. 7

operación agregando diferentes cantidades de agua y tomando el logaritmo del número de golpes y el contenido de agua de cada muestra, construimos la gráfica # 4, la cual para casi todos los suelos es una recta si se representa en papel semilogarítmico. La determinación del contenido de agua y el número de

Contenido de Humedad.



Gráfica No 4.

Nº de golpes.

DETERMINACION DE LIMITE LIQUIDO.

Tabla No 7.

Número de golpes.	40	29	15	10	7
Charola No.	15	32	23	8	19
Tara + Tierra Húmeda.	32.67	34.00	31.50	32.73	32.27
Tara + Tierra Seca.	27.96	28.71	26.07	26.73	25.82
Tara.	16.61	16.58	14.76	14.73	14.54
Peso del Agua.	4.71	5.29	5.43	6.00	6.45
Peso Tierra Seca.	11.35	12.13	11.31	12.00	11.28
Contenido de Agua.	41.50	43.60	48.00	50.00	52.20

golpes se anotan en la Tabla # 7.

El "límite líquido" se define arbitrariamente como el contenido de agua en por ciento que tiene la muestra que necesita 25 golpes para que se junten las paredes del corte hecho en ella. Debido a la dificultad de hacer una que llene esta condición con exactitud, se obtiene de la gráfica mencionada el límite líquido.

El "límite plástico" se define también arbitrariamente como el contenido de agua en por ciento de las muestras hechas en cilindritos de 3mm. de diámetro, empiezan a rajarse. Empíricamente se ha encontrado que el límite plástico de las tierras es aproximadamente igual al contenido de humedad óptima para compactar el material. Los límites nos dan, como ya dijimos, datos cualitativos del material; nos muestran el grado en que es cohesivo y la mayor o menor facilidad que ofrece para trabajar con él.

5.- PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

Estas pruebas nos sirven para determinar las características de trabajo del material, o sean el ángulo de fricción interna y la cohesión. Antes de explicar la manera de hacer estas pruebas estudiaremos el estado de esfuerzo en el interior de una masa de tierra. En un elemento diferencial tenemos representados los esfuerzos (ver fig. 8) donde " f_x " y " f_y " son los esfuerzos normales segun los ejes OX y OY , y " v_x " y " v_y " los esfuerzos tangenciales segun los mismos ejes.

Tomando momentos con respecto al punto "O" tenemos:

$$v_x \cdot dx \frac{dy}{2} = v_y \cdot dy \frac{dx}{2} \quad (\text{considerando una profundidad unitaria})$$

Por lo tanto:

$$v_x = v_y \dots\dots\dots (12)$$

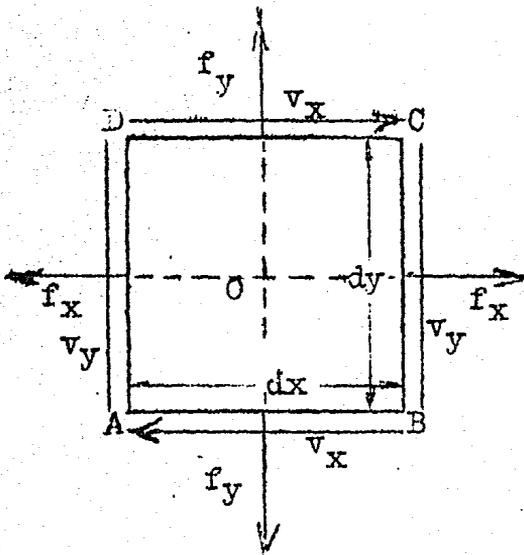


Fig. # 8

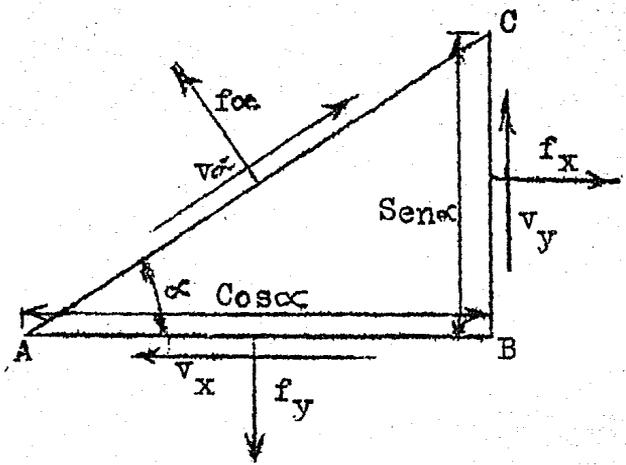


Fig. # 9

En la fig. (9) se representan los esfuerzos normal y tangencial que se producen en una dirección cualquiera, en un punto de la masa de tierra.

Si consideramos el triángulo ABC de dimensiones infinitesimales, el error que cometemos suponiendo iguales los esfuerzos producidos en la dirección AC y en una dirección paralela que pase por " B ", es de 2o orden con respecto a los esfuerzos producidos. Por comodidad las dimensiones del triángulo las representamos por "sen α ", la BC y por "Cos α " la AB, considerando la AC como unidad.

Proyectando sobre " f $_{\alpha}$ " :

$$f_{\alpha} = f_x \text{sen} \alpha \text{Cos} (90^{\circ} - \alpha) - v_x \text{Cos} \alpha \text{Cos} (90^{\circ} - \alpha) + f_y \text{Cos} \alpha \text{Cos} \alpha - v_y \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha$$

Por lo tanto:

$$f_{\alpha} = f_x \text{sen}^2 \alpha - (v_x + v_y) \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha + f_y \text{Cos}^2 \alpha \dots\dots\dots (13)$$

Además :

$$v_{\alpha} = v_x \cos^2 \alpha - v_y \sin \alpha \cos(90^\circ - \alpha) + f_y \cos(90^\circ - \alpha) \cos \alpha$$

$$\text{Por lo tanto:} \quad - f_x \sin \alpha \cos \alpha$$

$$v_{\alpha} = v_x \cos^2 \alpha + (f_y - f_x) \sin \alpha \cos \alpha - v_y \sin^2 \alpha \dots \dots \dots (14)$$

De las ecuaciones (12) y (13) se tiene:

$$f_{\alpha} = f_x \sin^2 \alpha - 2v_x \sin \alpha \cos \alpha + f_y \cos^2 \alpha$$

Por lo tanto:

$$f_{\alpha} = f_x \sin^2 \alpha - v_x \sin 2\alpha + f_y \cos^2 \alpha \dots \dots \dots (15)$$

De las ecuaciones (12) y (14) se tiene:

$$v_{\alpha} = v_x (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) + (f_y - f_x) \sin \alpha \cos \alpha$$

Por lo tanto:

$$v_{\alpha} = v_x \cos 2\alpha + 1/2 (f_y - f_x) \sin 2\alpha \dots \dots \dots (16)$$

Si derivamos e igualamos a cero las ecuaciones (15) y (16) obtendremos los valores máximos y mínimos de " f_α " y " v_α "

Derivando la ecuación (15) :

$$D_{\alpha} f_{\alpha} = 2 f_x \sin \alpha \cos \alpha - 2 v_x \cos 2\alpha - 2 f_y \cos \alpha \sin \alpha = 0$$

Simplificando se tiene:

$$D_{\alpha} f_{\alpha} = (f_x - f_y) \sin 2\alpha - 2 v_x \cos 2\alpha \dots \dots \dots (17)$$

De donde:

$$\tan 2\alpha = \frac{2 v_x}{f_x - f_y} \dots \dots \dots (18)$$

La segunda derivada de " f_α " con respecto a " α " valdrá:

$$D_{\alpha}^2 f_{\alpha} = 2 (f_x - f_y) \cos 2\alpha + 4 v_x \sin 2\alpha$$

Si ponemos como factor común a " 2 Cos 2α ":

$$D_{\alpha}^2 f_{\alpha} = 2 \cos 2\alpha \left[(f_x - f_y) + 4 v_x \tan 2\alpha \right]$$

Si la ecuación (18) tiene un valor positivo, " 2α " corresponde al primer cuadrante o al tercero, con una diferencia de -

180°, y por consiguiente la segunda derivada, debido al valor de "Cos 2α" en esos cuadrantes puede ser positiva o negativa, dándonos un valor máximo y otro mínimo para los esfuerzos normales, con una diferencia en la dirección de ellos igual a 90°; el mismo análisis se puede hacer para un valor negativo de "tan 2α".

La ecuación (16) puede expresarse como sigue:

$$v_{\alpha} = - 1/2 \left[(f_x - f_y) \text{ Sen } 2\alpha - 2 v_x \text{ Cos } 2\alpha \right]$$

Esta ecuación tiene un valor nulo para los valores extremos de los esfuerzos normales según la ecuación (17), y por lo tanto en aquellas direcciones donde los esfuerzos normales son máximos no existen esfuerzos tangenciales.

En resumen, en un punto del seno de un cuerpo sujeto a un "Estado de esfuerzo plano", existen dos direcciones normales entre sí, para las cuales el esfuerzo es normal puro y alcanza en ellas, el valor máximo y el mínimo.

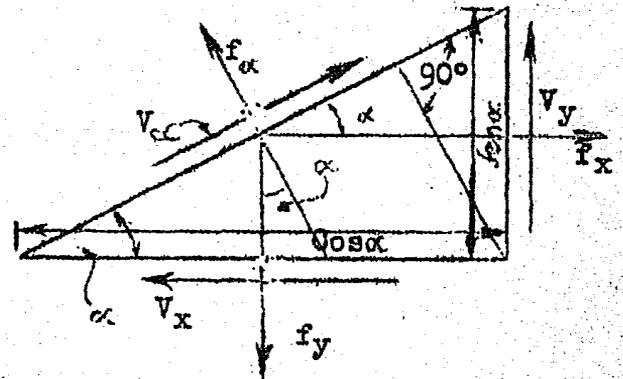


Fig. 10

Tales direcciones definen los "ejes principales de esfuerzo" y los valores del esfuerzo según ellos, reciben el nombre de "esfuerzos principales", y los representamos por "f₁" y "f₂" respectivamente.

El conocimiento del valor de los esfuerzos normal y tangencial en una dirección cualquiera para un punto dado, es lo que se llama "estado de esfuerzo" en dicho punto, y podemos

expresarle en función de los "esfuerzos principales".

Si consideramos las siguientes figuras:

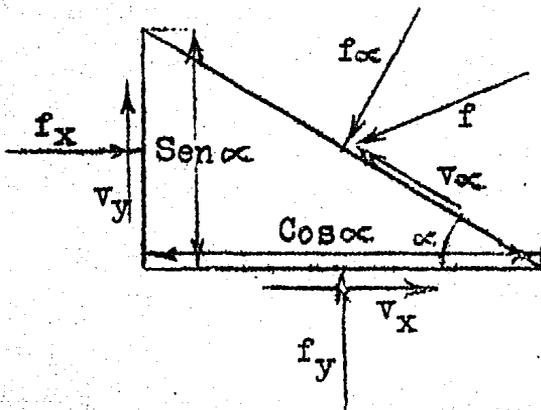


Fig. (11)

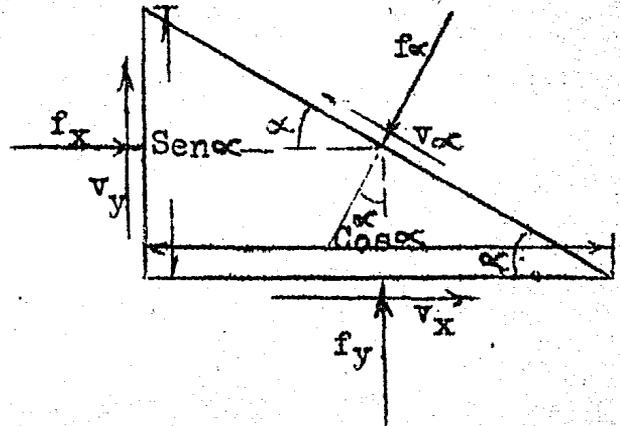


Fig. (12)

Proyectando sobre "f_α" tenemos:

$$f_{\alpha} = f_x \cdot \text{Sen} \alpha \text{Cos} (90^{\circ} - \alpha) + v_y \cdot \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha + v_x \text{Cos} \alpha \text{Cos} (90^{\circ} - \alpha) + f_y \text{Cos} \alpha \text{Cos} \alpha$$

Simplificando:

$$f_{\alpha} = f_x \text{Sen}^2 \alpha + v_y \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha + v_x \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha + f_y \text{Cos}^2 \alpha$$

Considerando la ecuación (12): v_x = v_y, y quitándole el índice a la "v" para facilidad tendremos:

$$f_{\alpha} = f_x \left(\frac{1 - \text{Cos} 2\alpha}{2} \right) + v \text{Sen} 2\alpha + f_y \left(\frac{1 + \text{Cos} 2\alpha}{2} \right)$$

Simplificando:

$$f_{\alpha} = \frac{f_x + f_y}{2} + \frac{f_y - f_x}{2} \cdot \text{Cos} 2\alpha + v \cdot \text{Sen} 2\alpha \dots (19)$$

Proyectando ahora sobre "v_α" :

$$v_{\alpha} = f_x \cdot \text{Sen} \alpha \text{Cos} \alpha - v_y \text{Sen} \alpha \text{Cos} (90^{\circ} - \alpha) + v_x \cdot \text{Cos} \alpha \cdot \text{Cos} \alpha - f_y \cdot \text{Cos} \alpha \cdot \text{Cos} (90^{\circ} - \alpha)$$

Por lo tanto:

$$v_{\alpha} = f_x \frac{\text{Sen } 2\alpha}{2} - v_y \text{Sen}^2 \alpha + v_x \cdot \text{Cos}^2 \alpha - f_y \frac{\text{Sen } 2\alpha}{2}$$

$$v_{\alpha} = \frac{f_x - f_y}{2} \text{Sen } 2\alpha + v (\text{Cos}^2 \alpha - \text{Sen}^2 \alpha)$$

Finalmente tenemos:

$$v_{\alpha} = v \text{Cos } 2\alpha - \frac{f_y - f_x}{2} \text{Sen } 2\alpha \dots\dots\dots(20)$$

De la ecuación (19) tenemos:

$$f_{\alpha} - \frac{f_x + f_y}{2} = \text{Cos } 2\alpha \frac{f_y - f_x}{2} + v \text{Sen } 2\alpha \dots\dots\dots(21)$$

Elevando al cuadrado (20) y (21) y sumando miembro a miembro:

$$\begin{aligned} \left(f_{\alpha} - \frac{f_x + f_y}{2} \right)^2 + v_{\alpha}^2 &= \left(\frac{f_y - f_x}{2} \right)^2 (\text{Cos}^2 2\alpha + \text{Sen}^2 2\alpha) \\ &+ v^2 (\text{Sen}^2 2\alpha + \text{Cos}^2 2\alpha) \\ &+ (f_y - f_x) v \frac{\text{Sen } 4\alpha}{2} \\ &- v (f_y - f_x) \frac{\text{Sen } 4\alpha}{2} \end{aligned}$$

De donde:

$$\left(f_{\alpha} - \frac{f_x + f_y}{2} \right)^2 + v_{\alpha}^2 = \left(\frac{f_y - f_x}{2} \right)^2 + v^2 \dots\dots(22)$$

Si hacemos $v_{\alpha} = y$, $f_{\alpha} = x$ tenemos:

$$\left(x - \frac{f_x + f_y}{2} \right)^2 + y^2 = \left(\frac{f_y - f_x}{2} \right)^2 + v^2 \dots (23)$$

Esta última ecuación es la de un círculo cuyo centro está en el eje de las "X", $C\left(\frac{f_x + f_y}{2}, 0\right)$; y cuyo radio vale:

$$R = \sqrt{\left(\frac{f_y - f_x}{2}\right)^2 + v^2}$$

Este círculo se llama "Círculo de Mohr" y está representado en la fig.(13) adonde:

$$\begin{aligned} \overline{OD}' &= f_y & \overline{OC} &= \frac{f_x + f_y}{2} & \overline{DD}' &= v = \overline{AA}' \\ \overline{OA}' &= f_x & \overline{CD} &= \frac{f_y - f_x}{2} & R^2 &= \overline{CD}^2 + \overline{DD}'^2 \end{aligned}$$

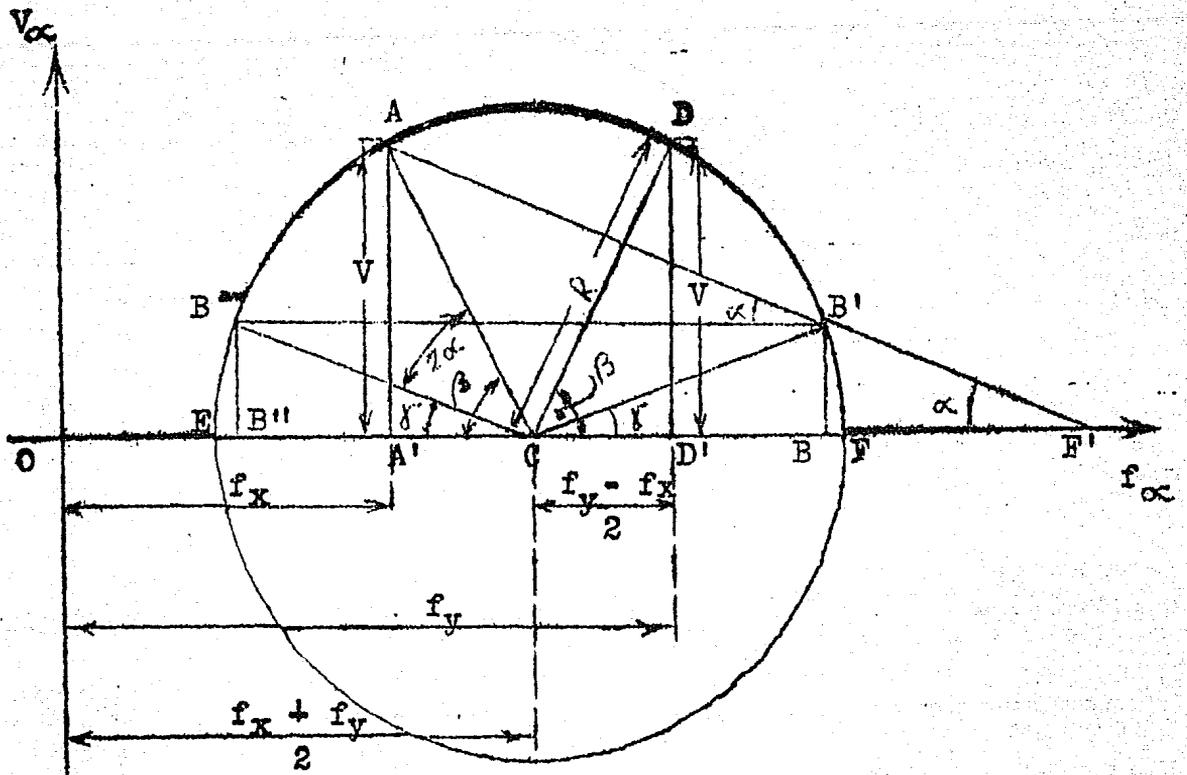


Fig. (13)

$$\widehat{A F' O} = \alpha = \widehat{A B' B''}$$

$$\widehat{A C B''} = 2\alpha$$

$$\gamma = \beta - 2\alpha$$

$$\widehat{A C O} = \beta = \widehat{D C D'}$$

$$\widehat{B'' C B'} = \gamma = \widehat{B' C B}$$

$$\overline{BB'} = R \text{ Sen } \gamma = R \text{ Sen } (\beta - 2\alpha) = R \text{ Sen } \beta \text{ Cos } 2\alpha - R \text{ Cos } \beta \text{ Sen } 2\alpha$$

Por otra parte:

$$R \text{ Sen } \beta = v$$

$$R \text{ Cos } \beta = \frac{f_y - f_x}{2}$$

Por lo tanto:

$$\overline{BB'} = v \text{ Cos } 2\alpha - \frac{f_y - f_x}{2} \text{ Sen } 2\alpha$$

O sea que:

$$\overline{BB'} = v_{\alpha} \dots \dots \dots (24)$$

Por otra parte:

$$\overline{OB} = \frac{f_y + f_x}{2} + R \text{ Cos } \gamma = \frac{f_y + f_x}{2} \cdot R \cdot \text{Cos } (\beta - 2\alpha)$$

$$\overline{OB} = \frac{f_y + f_x}{2} + R \cdot \cos \beta \cos 2\alpha + R \cdot \sin \beta \sin 2\alpha$$

Pero:

$$R \cdot \cos \beta = \frac{f_y - f_x}{2} \quad \text{y} \quad R \cdot \sin \beta = v$$

Por lo tanto:

$$\overline{OB} = \frac{f_y + f_x}{2} + \frac{f_y - f_x}{2} \cos 2\alpha + v \sin 2\alpha$$

O sea que:

$$\overline{OB} = f_{\alpha} \dots \dots \dots (25)$$

El máximo y mínimo esfuerzos normales corresponden a un esfuerzo rasante nulo, esto sucede en los puntos "E" y "F".

El esfuerzo normal no se anula para ningún valor del esfuerzo rasante.

Estudiaremos ahora el valor del esfuerzo rasante máximo y el ángulo que forma el plano donde se verifica.

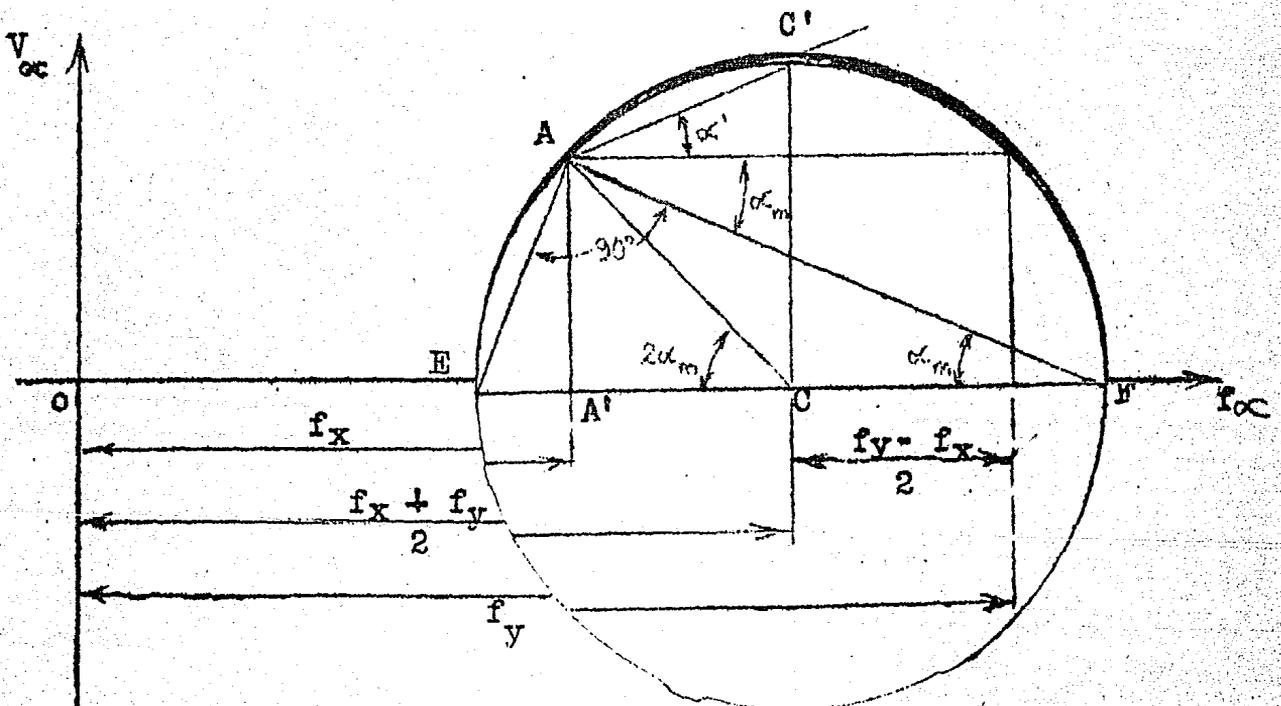


Fig. (14)

Adonde:

α_m = ángulo para el que " f_α " es máximo.

α' = ángulo para el que " v_α " es máximo.

$$\widehat{C'CF} = 90^\circ = 2 \widehat{C'AF} = 2 (\alpha' + \alpha_m)$$

Por lo tanto:

$$\widehat{C'AF} = 45^\circ = \alpha' + \alpha_m$$

Por otra parte:

$$\overline{A'C} = \frac{f_y - f_x}{2}$$

$$\tan 2\alpha_m = \frac{\overline{AA'}}{\overline{A'C}} = \frac{v}{\frac{f_y - f_x}{2}} = \frac{2v}{f_y - f_x}$$

Por lo tanto:

$$f_{\alpha \text{ máx.}} = \frac{f_y + f_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_y - f_x}{2}\right)^2 + v^2} \dots\dots\dots(26)$$

$$v_{\alpha \text{ máx.}} = \sqrt{\left(\frac{f_y - f_x}{2}\right)^2 + v^2} \dots\dots\dots(27)$$

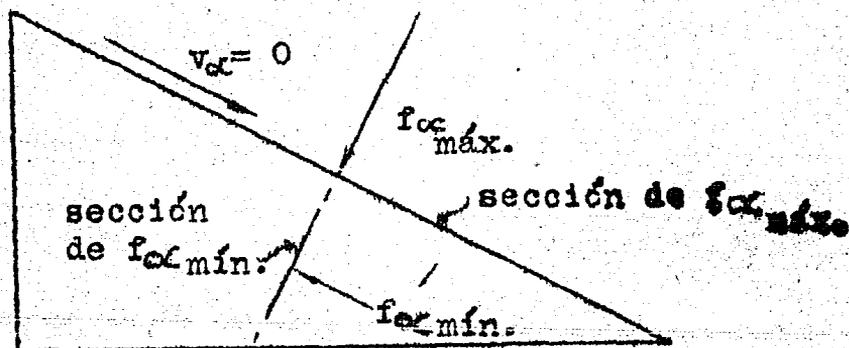


Fig. (15)

De la ecuación (26)

$$f_1 = f_{\alpha \text{ máx.}} = \frac{f_y + f_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_y - f_x}{2}\right)^2 + v^2} \dots (28)$$

$$f_2 = f_{\alpha \text{ min.}} = \frac{f_y + f_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_y - f_x}{2}\right)^2 + v^2} \dots (29)$$

En función de estos esfuerzos principales podemos ya obtener los valores de los esfuerzos normal y tangencial en una dirección cualquiera para un punto dado. Si consideramos la figura (16), donde "f₁" y "f₂" son los esfuerzos principales, en los planos en que éstos se verifican no hay esfuerzos rasantes.

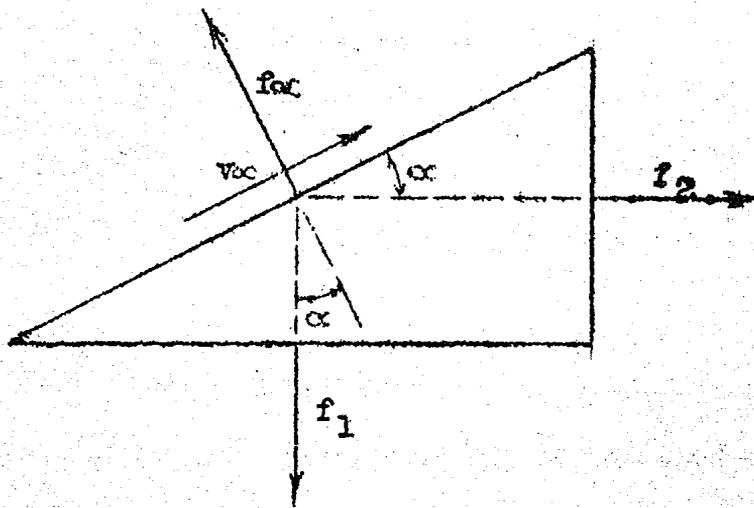


Fig. (16)

Proyeotando sobre "f_α":

$$f_{\alpha} = f_2 \cdot \text{Sen} \alpha \text{Cos} (90^{\circ} - \alpha) + f_1 \text{Cos} \alpha \text{Cos} \alpha = f_2 \text{Sen}^2 \alpha + f_1 \text{Cos}^2 \alpha$$

$$f_{\alpha} = f_2 \frac{1 - \text{Cos} 2\alpha}{2} + f_1 \frac{1 + \text{Cos} 2\alpha}{2}$$

Por lo tanto:

$$f_{\alpha} = \frac{f_1 + f_2}{2} + \frac{f_1 - f_2}{2} \text{Cos} 2\alpha \dots (30)$$

Proyectando sobre " v_α " :

$$v_\alpha = f_1 \cos \alpha \operatorname{Sen} \alpha - f_2 \operatorname{Sen} \alpha \cos \alpha$$

Por lo tanto:

$$v_\alpha = (f_1 - f_2) \cdot \frac{\operatorname{Sen} 2\alpha}{2} \dots \dots \dots (31)$$

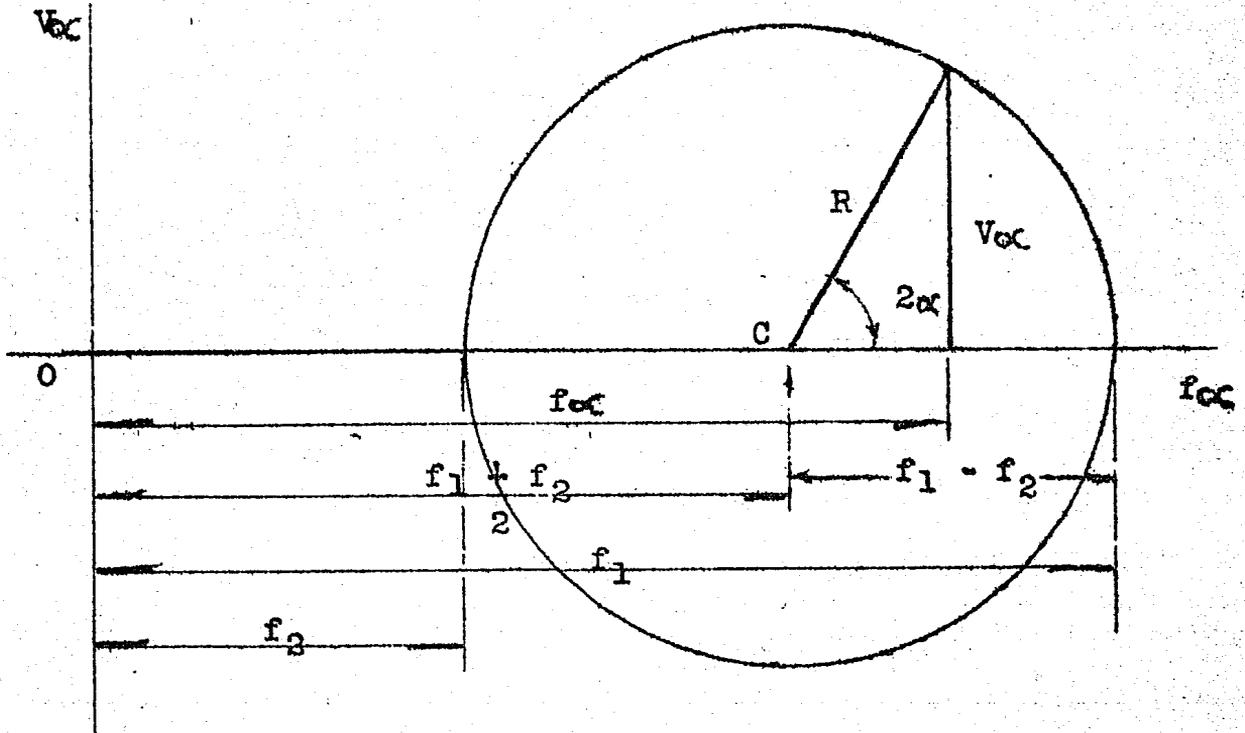


Fig. (17)

Al ser sometido a esfuerzos exteriores cualquier material fragmentario se origina entre cada uno de los fragmentos un esfuerzo resistente que llamaremos " f_r ", el cual es ejercido en una superficie diferencial y con una inclinación " θ " respecto a la normal a dicha superficie.

El esfuerzo estará formado e podemos descomponerlo en uno normal y otro tangencial a la superficie mencionada, los que llamaremos " f " y " v " respectivamente por lo que tendremos que:

$$\tan \theta = \frac{v}{f} \dots \dots \dots (32)$$

Cuando el material está a punto de ceder, es decir, en el punto límite, el ángulo " θ " toma el valor de " φ " o sea el ángulo de fricción interna del material.

Aprovechando las propiedades del "Círculo de Mohr", y en función de los esfuerzos máximo y mínimo, podemos determinar el ángulo de fricción interna de un material. Para esto podemos usar un cilindro de muestra, que sea representativo del material cuyo ángulo de fricción interna queremos determinar, al que podemos aplicar una presión perpendicular en todos los puntos de su superficie lateral y un esfuerzo axial normal a la superficie de las bases. Estos esfuerzos o presiones aplicados al cilindro de prueba, podemos considerarlos como los esfuerzos máximo y mínimo " f_1 " y " f_2 " ya vistos, y podremos usar las fórmulas deducidas anteriormente, para esto mantenemos constante la presión lateral y aumentamos el valor del esfuerzo axial hasta llegar al límite máximo de resistencia. El valor máximo del esfuerzo axial resistido por la muestra será el valor " f_1 " del "Círculo de Mohr" y la presión lateral será el valor " f_2 " del mismo, pudiéndose ya por tanto obtener el valor máximo que pueden alcanzar los esfuerzos normal y tangencial en una dirección cualquiera, y si la única resistencia a la falla de la muestra es la fricción entre las partículas del material, tendremos definido el ángulo " φ " directamente en una prueba (ver fig.18) tal como quedó definido por la fórmula (32), siendo " α " el ángulo que forma el plano de los esfuerzos " f " y " v " con la dirección del esfuerzo principal " f_2 ".

Además de la fricción entre las partículas existe otro motivo de resistencia a la falla, el cual es la atracción o fuerza -

que trata de mantener unidas a las partículas; se le denomina "cohesión".

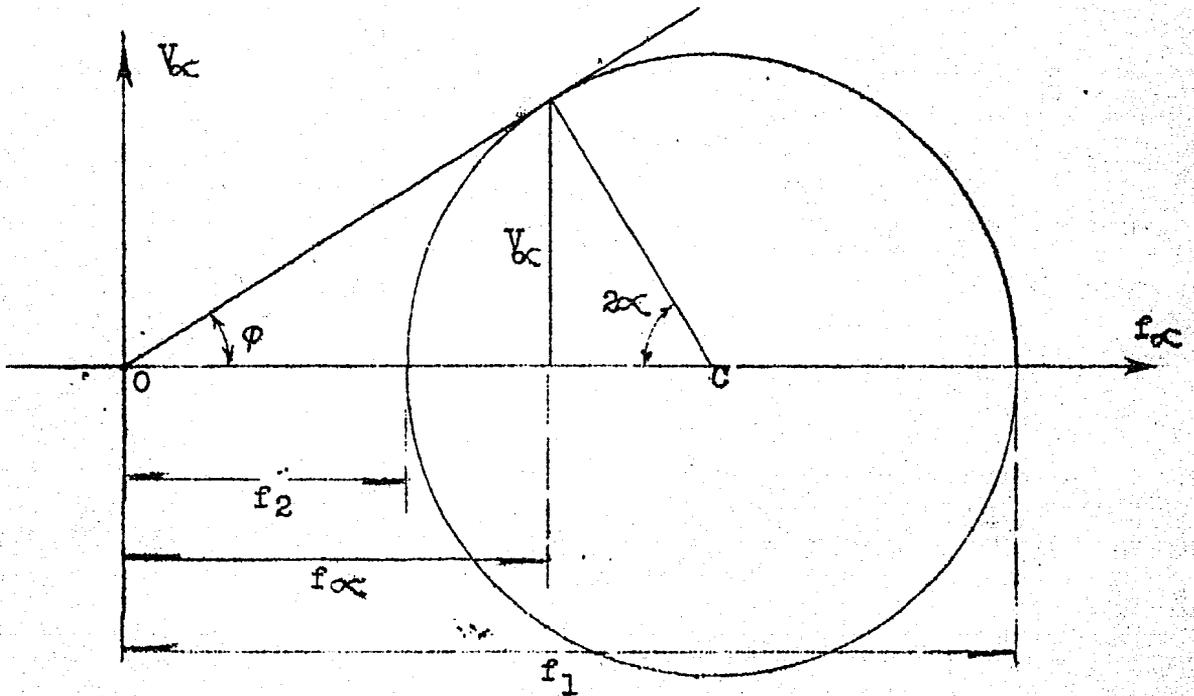


Fig (18)

Al ejercerse esta fuerza de atracción en todas las direcciones aumentan los valores de los esfuerzos normales aplicados al cilindro y el origen verdadero de los esfuerzos no es "O", sino "O'", (ver fig. 19).

Se llama esfuerzo inicial al valor "f₁" y se debe a la llamada atracción entre las partículas.

Como no conocemos el valor de "f₁" no podemos obtener el valor de "φ" en una sola prueba, sino que necesitamos por lo menos tres de ellas (dos bastarían para definirlo, pero se necesita la otra como comprobación).

Las pruebas se hacen con diferentes presiones laterales y con las otras condiciones idénticas, para que trazando la tangente común a los círculos queden determinados: "O'", "f₁" y "φ".

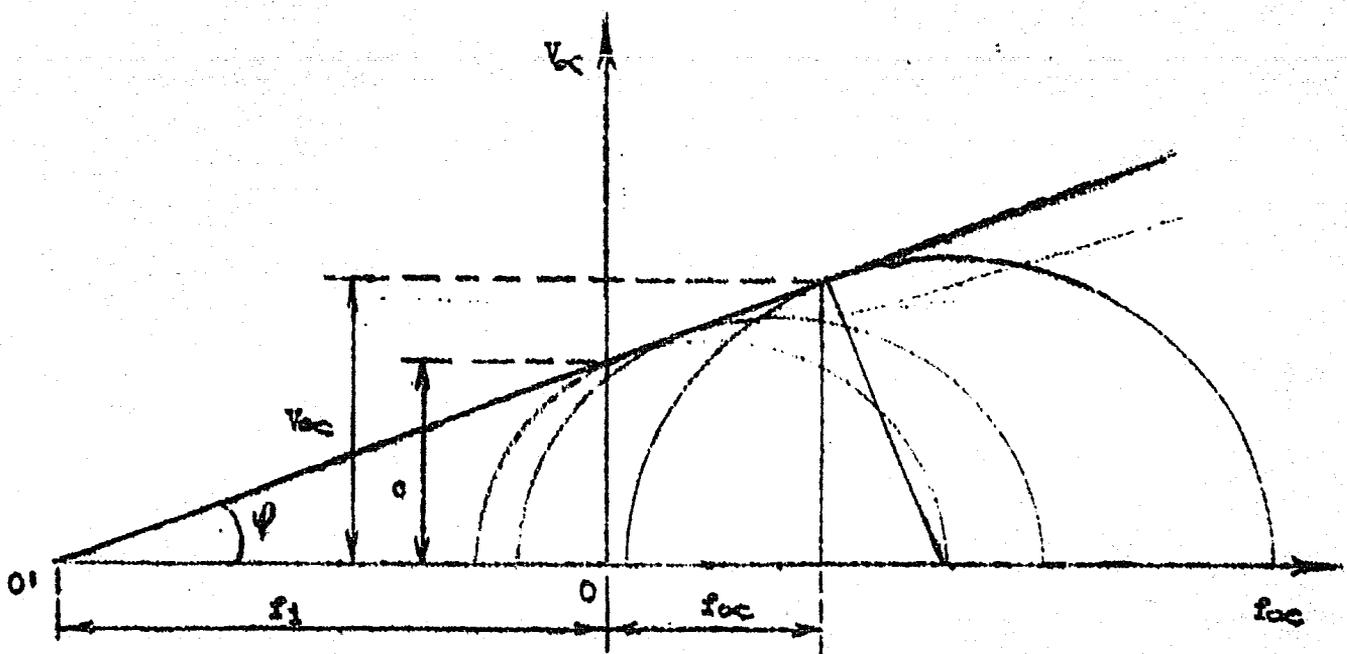


Fig. (19)

Si hacemos varias pruebas conservando constantes las características de las muestras, excepto la ya mencionada presión lateral -- " f_2 ", los círculos obtenidos de ellas no tienen una envolvente completamente recta, sino ligeramente curva, pero como no se tiene mucha precisión en dichas pruebas, con sólo trazar tres círculos correspondientes a diferentes presiones laterales podemos dibujar una recta prácticamente tangente a ellos que nos determine los valores buscados (es conveniente hacer por lo menos cinco pruebas para que quede bien definida la tangente común y quede comprobado su trazo).

La curvatura de la envolvente, según supone Watson, se debe a la anisotropía del material y al telescopiamiento de los granos sólidos. Indica además que la curvatura es mayor en arenas angulosas que redondeadas.

Lo que nos interesa para estudiar la estabilidad de un talud --

de tierra es el valor del esfuerzo cortante capaz de ser resistido por el material que la forma. El valor del esfuerzo cortante mencionado lo podemos obtener de la fórmula empírica de Coulomb:

$$v = f_1 \cdot \tan \psi + f_\alpha \tan \psi$$

pero: $c = f_1 \cdot \tan \psi$

Por lo tanto:

$$v = c + f_\alpha \cdot \tan \psi \dots\dots\dots(33)$$

donde "c" es el esfuerzo cortante que resiste la muestra sin tomar en cuenta la fricción, y que llamaremos de aquí en adelante "cohesión". Según Coulomb este valor es constante cualquiera que sea el valor del esfuerzo normal a que se someta la prueba, para las mismas características del material.

Las pruebas se hacen por lo general con muestras de material remoldeado, es decir, que no tiene su estructura primitiva, y deben hacerse de tal manera que sus condiciones sean las más desfavorables que puedan presentarse en la obra. Según vimos en las pruebas "Proctor", la resistencia del material disminuye al aumentar su humedad, ya que el agua sirve de lubricante entre las partículas del material, por consiguiente las muestras deben estar saturadas. Además la resistencia del material al esfuerzo cortante varía con la relación de vacíos, llamándose así al número que resulta de dividir el volumen de vacíos entre el volumen de sólidos.

DESCRIPCION DE LA PRUEBA.

Para hacer esta prueba se toma una muestra representativa del material que se va a analizar, la cual se tamiza a través de la malla número 4. Del material cribado se toman aproximada-

mente unos 2 o 2.5 Kg. los cuales se ponen en una charola de lámina como las usadas para la prueba "Proctor", y se le va agregando agua paulatinamente procurando distribuir bien la humedad en toda la tierra, hasta que sea un 2 o 3 % mayor que la "humedad óptima" obtenida de la prueba "Proctor". Para obtener la probeta de material se usa un cilindro de 3.60 cm. de diámetro interior y de unos 12 cm. de altura como el mostrado en la fig. (20), el cual tiene una placa que le sirve de base y a la que está unido por medio de tornillos y tuercas, por lo que es desarmable.

La tierra después de preparada con la humedad necesaria se coloca en el cilindro en cinco capas iguales, las que se van apisonando con un "martillo" o pisón de forma cilíndrica que encaja perfectamente en el "cilindro".

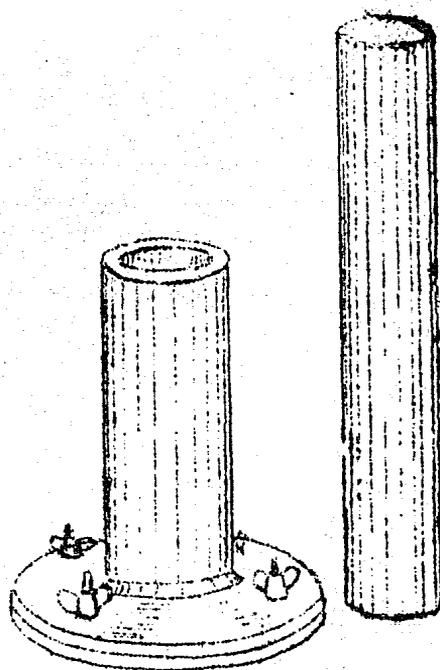


Fig. (20)

Al martillo se le transmiten presiones por medio de un "gato" ajustado a una balanza, lo que permite medir las cargas aplicadas con él. Las cargas y el tiempo de aplicación de ellas varían con la relación de vacíos que se requiera en la muestra (aproximadamente la misma que tenga la prueba "Proctor" correspondiente.)

Conforme se vayan agregando capas se van aumentando las cargas aplicadas, con el objeto de que la compactación sea lo más uniforme posible en toda la probeta, ya que al apisonar la se-

gunda capa parte de la presión aplicada se transmite a la primera, con lo que ésta se apisona un poco más de lo que ya estaba, sucediendo lo mismo para las otras capas. Aumentando la carga usada para compactar según vayan aumentando el número de capas, se compensa la diferente compactación lograda aplicando cargas constantes para todas las capas.

CALCULO DE LA CANTIDAD DE AGUA NECESARIA PARA LA SATURACION.

Secando 100 g. de la tierra que se va a analizar a fuego directo, se puede saber de manera aproximada cual es la humedad presente del material. Multiplicando el peso de la tierra tomado para hacer la prueba (2 o 2.5 Kg.) por el peso-seco contenido en los 100 g. de material secado a fuego directo y dividiendo entre 100, tendremos el peso seco contenido en los 2 o 2.5 Kg. tomados para el análisis de la tierra. La diferencia entre el peso-seco así obtenido y el peso total de la tierra será el agua contenida por dicho material. agregando un 2 o 3 % a la humedad óptima del material y multiplicando este resultado por el peso-seco de la tierra anteriormente calculado obtendremos el agua que se requiere para saturar la tierra. A esta cantidad debemos restar el contenido de agua que ya tenía la tierra, dato que también anteriormente se había calculado.

CALCULO DEL PESO QUE DEBE TENER LA PROBETA DE MATERIAL.

Si llamamos " V_s " al volumen de sólidos, " V_v " al volumen de vacíos, " V_t " al volumen total, " e " a la relación de vacíos tendremos:

$$V_s + V_v = V_t$$
$$V_s + \frac{V_v \cdot V}{V_s} e = V_s + e \cdot V_s = V_s \cdot (1 + e) = V_t$$

De donde:

$$V_s = \frac{V_t}{1 + e} \dots\dots\dots(34)$$

Si llamamos "W_s" al peso de los sólidos en la muestra, "W_a" al peso de agua contenido en ella, "W_t" al peso total, "d" a la densidad y "ω" al contenido de humedad medido por la relación del peso de agua contenido y el peso seco de la muestra, tendremos:

$$W_t = W_a + W_s = \frac{W_a \cdot W_s}{W_s} + W_s = \omega W_s + W_s = W_s \cdot (1 + \omega)$$

De donde:

$$W_s = \frac{W_t}{1 + \omega} \dots\dots\dots(35)$$

Por otra parte tenemos que:

$$W_s = V_s \cdot d$$

De donde:

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

Por lo tanto dividiendo la ecuación (35) entre la densidad tendremos:

$$\frac{W_s}{d} = V_s = \frac{W_t}{(1 + \omega) d} \dots\dots\dots(36)$$

Iguando la ecuación (36) obtenida con la (34) ya que ambas son iguales, pues tanto una como la otra representan el valor de "V_s":

$$\frac{V_t}{1 + e} = \frac{W_t}{(1 + \omega) d}$$

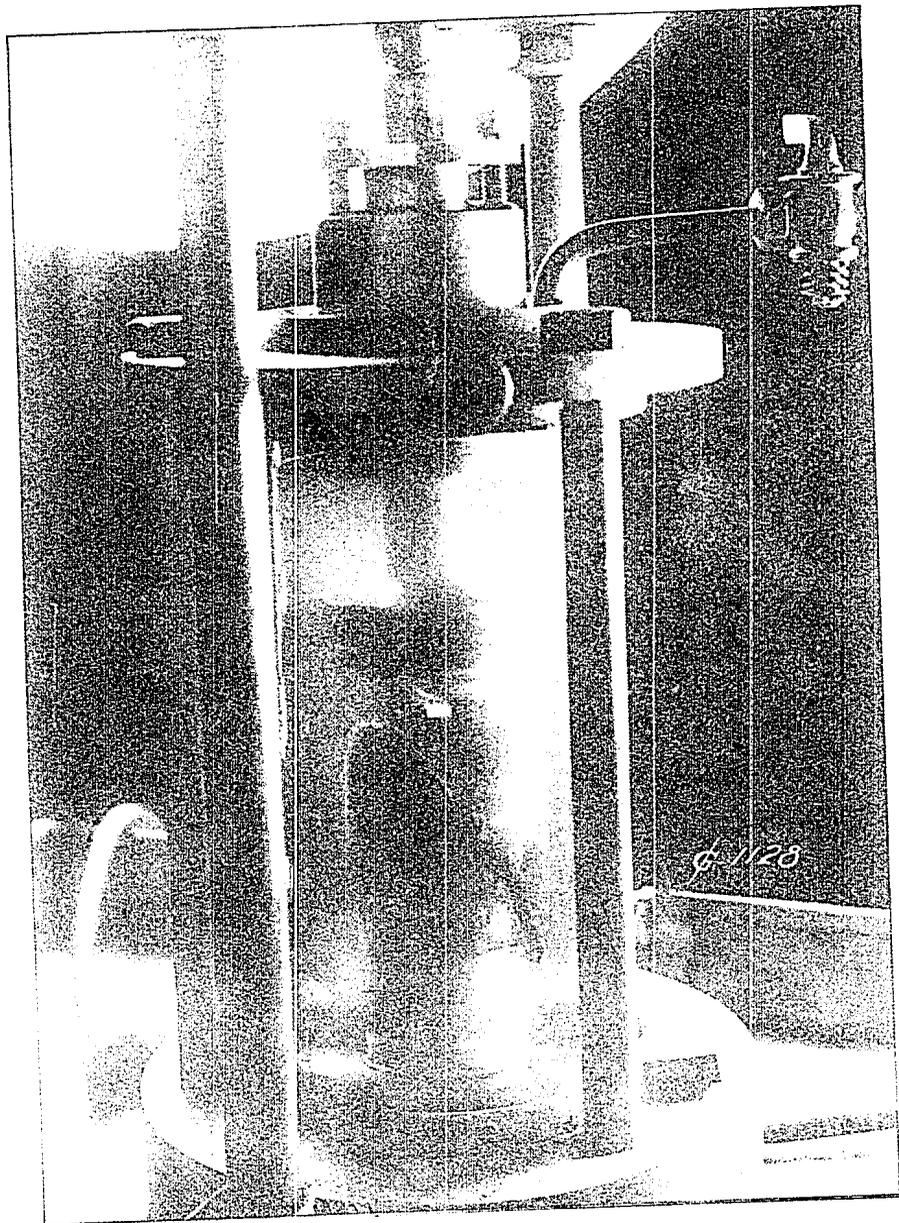
Despejando a "W_t" de la igualdad anterior:

$$W_t = \frac{V_t \cdot d \cdot (1 + \omega)}{1 + e} \dots\dots\dots(37)$$

La ecuación anterior nos dá el peso que debe tener la probeta de material en función de la relación de vacíos y la humedad óptima dadas por la prueba "Proctor", por lo que fijándonos en estos datos y el diámetro interior del "cilindro" la probeta debe salir de determinada altura para que tenga la compactación necesaria. Fijándonos la humedad, la relación de vacíos y la altura de la probeta (que es lo mismo que fijarnos un determinado volumen) obtendremos el peso necesario para la probeta por medio de la fórmula antes mencionada. Dividiendo este peso entre cinco tendremos el peso que debe tener cada capa, y ya con este dato se construye la probeta graduando las cargas de compactación, hasta que la probeta mencionada salga de la altura fijada de antemano aproximadamente.

La probeta obtenida se mide y pesa cuidadosamente, después de lo cual se coloca dentro de una "cámara de compresión triaxial" como la que se muestra en la fig. (21), recubriendo la probeta con un tubo de hule delgado para evitar que al aplicar la presión lateral con agua o glicerina (actualmente se prefiere el uso de aquélla por ser más económico y fácil de hacer la prueba) no se introduzca dentro de la muestra. El tubo de hule debe ser delgado para que al deformarse junto con la probeta no provoque esfuerzos apreciables en ésta, los cuales son difíciles de medir y desiguales en toda la superficie lateral de la probeta.

La "Cámara de Compresión Triaxial" está formada por un cilindro de lucita, una base metálica y una cabeza de bronce. Por medio de un "gato" conectado a una báscula se aplican las cargas que han de hacer fallar la muestra.



CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL

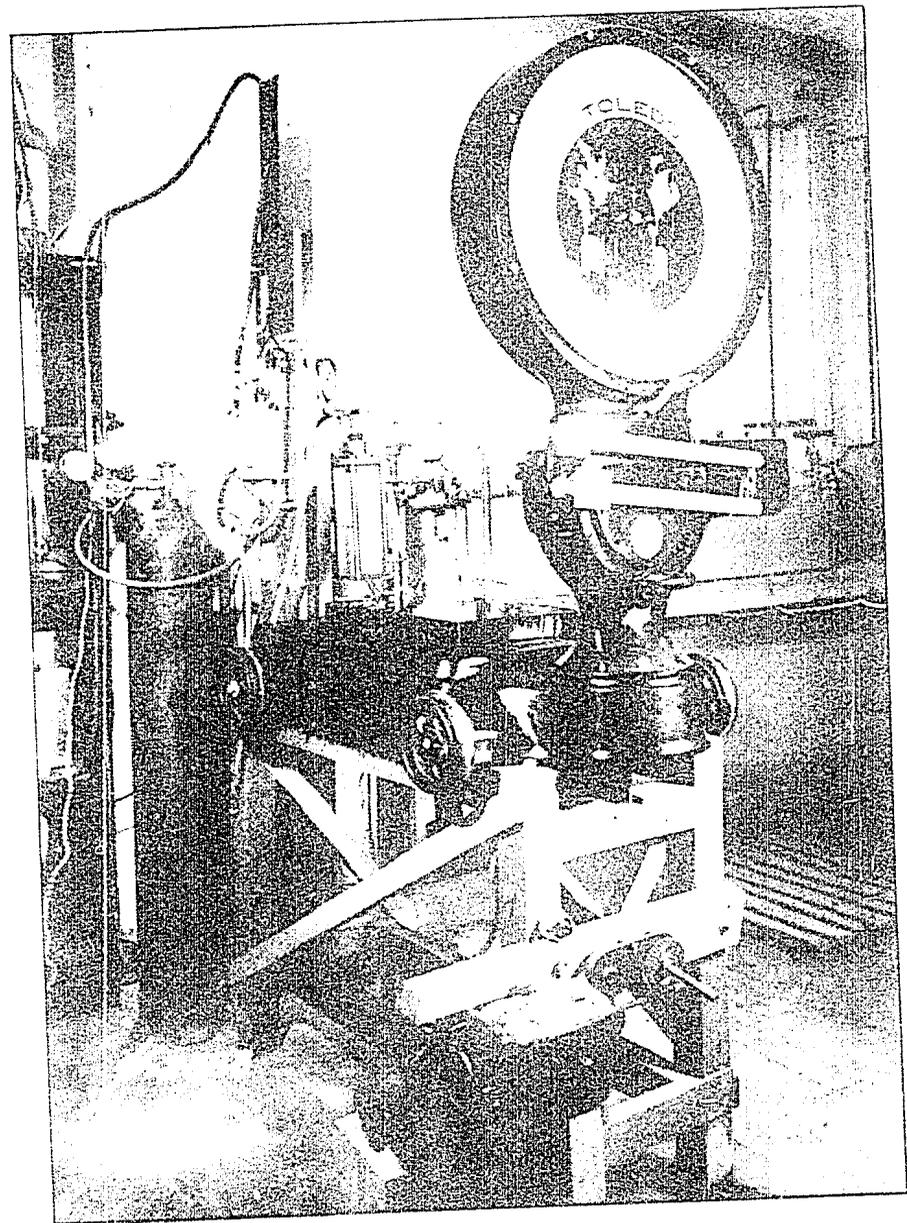


FIG. 21

MAQUINA DE COMPRESION TRIAXIAL

Las cargas se transmiten a la probeta por medio de un émbolo metálico, el que a su vez las recibe del "gato"; a través de una canica metálica para lograrse que las cargas sean axiales. El émbolo está conectado a un micrómetro que permite medir las deformaciones verticales de la probeta.

Por medio de gas a presión y midiendo ésta con una columna de mercurio damos al agua que rodea a la probeta, ya que está cerrada la cámara, la presión deseada. Para las probetas de material de Valle de Bravo se aplicaron por lo general presiones al agua equivalentes a columnas de mercurio de 20, 40, 60, 80, 100, y 120 cm., las que nos dan el valor de " f_2 " para el "Círculo de Mohr".

El esfuerzo principal " f_1 ", es originado por la suma del esfuerzo producido por la presión lateral del agua " f_2 ", más el originado por la fuerza axial " F " aplicada con el "gato" en un momento dado.

La variación de " f_1 " no solo se debe a la variación de la carga " F ", sino también a la modificación que sufre el área sobre la cual se aplica (la de la probeta), con motivo de la deformación que experimenta la muestra.

Como ya dijimos, las deformaciones longitudinales que sufre la probeta se miden con un micrómetro y las áreas deformadas se calculan a partir de aquéllas.

Si llamamos " V " al volumen de la muestra, que permanece constante, ya que son depreciables los cambios de volumen del agua y los que sufren las partículas sólidas; " A " al área o sección transversal de la muestra antes de iniciar la prueba; " A_d " al área media de la probeta deformada; " h " a la altura

de la muestra; " Δ " a la deformación total leída por el micrómetro; y " δ " a la deformación unitaria, tendremos:

$$V = A \cdot h = A_d \cdot (h - \Delta)$$

De donde:

$$A_d = \frac{A \cdot h}{h - \Delta} = \frac{A}{\frac{h}{h} - \frac{\Delta}{h}}$$

Finalmente:

$$A_d = \frac{A}{1 - \delta} \dots \dots \dots (38)$$

Con estos valores medios de las áreas de las probetas deformadas se obtienen los esfuerzos máximos producidos por " F " en cada caso, y agregándoles a éstos el esfuerzo lateral " f_2 " debido a la presión del agua, se obtienen los esfuerzos axiales " f_1 ". (Todos los datos y cálculos se anotan en la Tabla # 8.)

GRADO DE SATURACION DE LA MUESTRA.

Se llama así a la relación que hay entre el volumen de agua que contiene la muestra y el volumen de vacíos de la misma.

Para que una muestra esté saturada, el agua debe de llenar todos los huecos o vacíos que tiene el material, es decir, que el volumen de agua que contenga la muestra sea igual al volumen de vacíos que tiene el material cuando está seco.

Si llamamos " W_a " al peso de agua contenido por la muestra; " W_s " peso de sólidos que contiene dicha muestra; " d " a la densidad; " ω " al contenido de humedad; " V_a " al volumen ocupado por el agua; " V_s " al volumen de los sólidos; " V_v " al volumen de vacíos; " e " a la relación de vacíos; y finalmente " G " al grado de saturación, tendremos que:

$$\omega = \frac{W_a}{W_s} = \frac{V_a}{V_s} \cdot \frac{1}{d}$$

Por lo tanto:

$$\frac{V_a}{V_s} = \omega \cdot d$$

Multiplicando el primer miembro de la ecuación anterior por $\frac{V_v}{V_v}$:

$$\frac{V_a}{V_s} \cdot \frac{V_v}{V_v} = \frac{V_a}{V_v} \cdot \frac{V_v}{V_s} = \omega d$$

Simplificando:

$$G = e \omega \cdot d$$

Finalmente el grado de saturación vale:

$$G = \frac{\omega \cdot d}{e}$$

PRUEBA DE PERMEABILIDAD.

La mayor o menor facilidad que tiene el agua a través de un suelo indica el grado de permeabilidad de éste. La permeabilidad se expresa numéricamente por medio del coeficiente "k".

La permeabilidad del corazón no debe ser mayor que la recomendada por A. Casagrande para las secciones impermeables de diques y cortinas.

Para los cálculos posteriores nos basaremos en la ley empírica de Darcy que dice que:

"La velocidad con que fluye el agua por la acción de una carga hidráulica a través de un suelo, siempre que el valor del número de Reynolds no pase del que origina la velocidad crítica, es directamente proporcional al gradiente hidráulico, siendo el

factor de proporcionalidad precisamente el coeficiente "k":

$$v = k \cdot i \dots\dots\dots(39)$$

en donde "i" es el gradiente hidráulico, o sea la relación entre la pérdida de carga hidráulica, tomada con una longitud y la distancia que recorre una partícula de agua a través del suelo obligada por dicha carga hidráulica; por lo tanto "i" es un número abstracto y podemos decir que el coeficiente de permeabilidad "k" es igual a la velocidad del flujo del líquido, bajo la acción de un gradiente unitario. El número de Reynolds se obtiene experimentalmente de la relación:

$$N = \frac{v d \rho}{\eta}$$

donde: "N" es el número de Reynolds (abstracto); "v" la velocidad en centímetros por segundo; "d" el diámetro, en centímetros, del tubo o conducto; "ρ" el peso volumétrico del líquido en gramos por centímetro cúbico; y "η" la viscosidad medida en gramos por centímetro y por segundo. Para un valor de "N" igual o menor a 2100 se tiene una velocidad con la cual el movimiento del líquido es laminar, por lo que se especifica que para poder usar la hipótesis de Darcy el escurrimiento debe ser laminar.

Debemos considerar que el agua fluye a través de los huecos o poros del material y no atraviesa los granc sólidos. Si llamamos "v_p" a la velocidad que tiene el agua a través de los poros; "v" a la velocidad que tendría el agua si fluyera a través de toda el área "A", formada por "A_s" (área de los sólidos) y por el área de vacíos "A_v", podremos establecer la siguiente igualdad:

$$A \cdot v = A_v \cdot v_p$$

pero: $A = A_S + A_V$, por lo tanto:

$$A_V \cdot v_p = (A_S + A_V) v$$

Despejando " v_p " :

$$v_p = \frac{A_S + A_V}{A_V} \cdot v \dots\dots\dots (40)$$

Si consideramos un prisma de altura " h " tendremos que su volumen será:

$$V = A \cdot h = (A_S + A_V) h$$

el volumen de sólidos valdrá: $V_S = A_S \cdot h$, y el volumen de vacíos valdrá: $V_V = A_V \cdot h$.

Por otra parte sabemos que: $\frac{V_V}{V_S} = e =$ relación de vacíos, por lo tanto tenemos que:

$$e = \frac{A_V \cdot h}{A_S \cdot h} = \frac{A_V}{A_S} \dots\dots\dots (41)$$

De la ecuación (40) tenemos que:

$$v_p = \left(\frac{A_S}{A_V} + 1 \right) v$$

Substituyendo el valor de " $\frac{A_V}{A_S}$ " dado por la fórmula (41) tenemos:

$$v_p = \left(\frac{1}{e} + 1 \right) v \dots\dots\dots (42)$$

Esta velocidad " v_p " debe ser mayor que la crítica para que sea válida la hipótesis de Darcy.

El volumen de agua que fluye durante un tiempo " t " a través del área " A " de la muestra en función del gradiente hidráulico vale:

$$q = v \cdot A \cdot t = k \cdot i \cdot A \cdot t \dots\dots\dots (43)$$

Si medimos el volumen "q", el área "A", el gradiente "i" y el tiempo "t" podemos obtener el coeficiente de permeabilidad "k".

Hay dos clases de permeámetros: de carga variable y de carga constante. El primero es conveniente para ser usado para determinar la permeabilidad de tierras muy impermeables como son las arcillosas y el segundo sirve para tierras poco impermeables como son las arenosas.

En las tierras arcillosas el tiempo "t" necesario para que un volumen "V" pase a través de la muestra es muy grande y se altera por evaporación, así como la permeabilidad del material se altera por las reacciones químicas que tienen lugar, alteraciones de una importancia que crece a medida que pasa el tiempo, y este es difícil de medir con precisión. Por lo tanto para tierras arcillosas se usa el permeámetro de carga variable, por medio del cual puede medirse el gasto con bastante precisión, sin que haya pérdidas apreciables por evaporación, y con el intervalo de tiempo entre dos lecturas bien determinado.

El aparato usado se muestra en la fig. (22), y consta de un recipiente con el agua hasta el borde para que se mantenga constante el nivel desde el cual medimos las cargas "h", un soporte en el cual descansa un disco de bronce con agujeros para que permitan el paso del agua, y sobre el soporte un cilindro de lucita cerrado con una malla # 100 para evitar hasta donde sea posible el paso de las partículas finas de la muestra sin interrumpir el flujo libre del agua. En su parte superior tiene un tapón de hule atravesado por dos tubos de vidrio, uno de ellos comunicado con una probeta que nos suministre el agua, o a un recipiente que contenga agua a la que previamente se le haya extraído el

aire por medio de una bomba neumática, como el usado en el Laboratorio de Ingeniería Experimental de la Comisión Nacional de Irrigación para hacer las pruebas de las tierras de Valle de Bravo (ver fig. 23) y el otro tubo para poder medir los volúmenes y las cargas.

MODO DE HACER LA PRUEBA.

Se cuartea bien la muestra de material cuya permeabilidad desea determinarse y se criban en seguida aproximadamente -- 600 g. de material a través de la malla # 4 procurando, como en las pruebas anteriores, deshacer bien los terrones antes de hacer el cribado, teniendo cuidado de no romper las piedras o pedazos de grava o arena que contenga la muestra.

Se le agrega agua poco a poco a poco, procurando amasar

bien la tierra, para que quede bien distribuída la humedad, hasta que ésta sea un 2% mayor que la óptima. Para esto se sacan 100 g. de material a fuego directo para determinar su humedad presente y el peso-seco que hay en los 600 g. de tierra húmeda. Se multiplica el peso-seco por una humedad 2 % mayor que la óptima dada por la " Proctor " correspondiente, producto que nos indica el peso de agua necesario para saturar la tierra. A este peso de agua se le resta el contenido por la tierra debido a su humedad

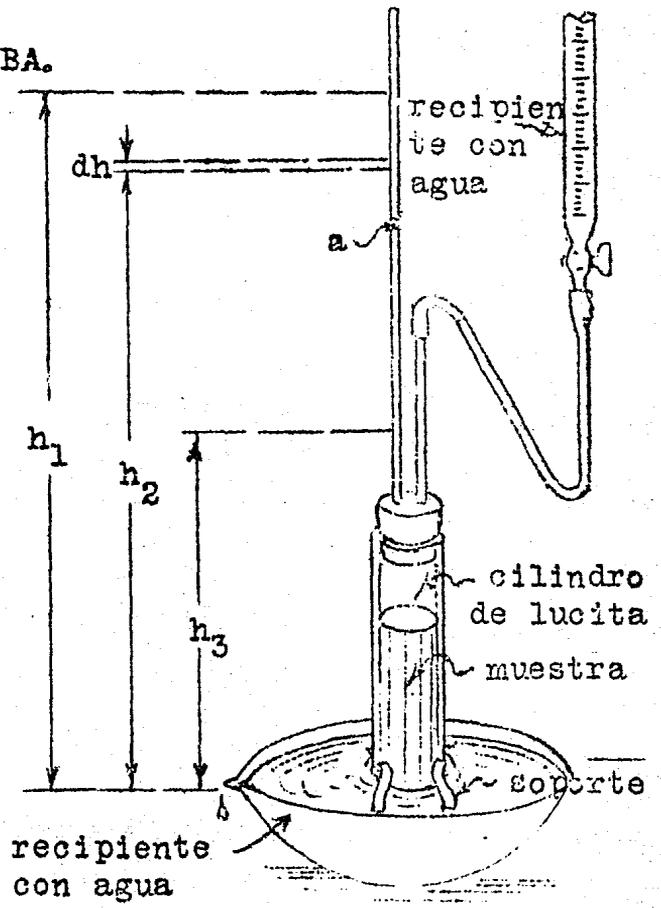
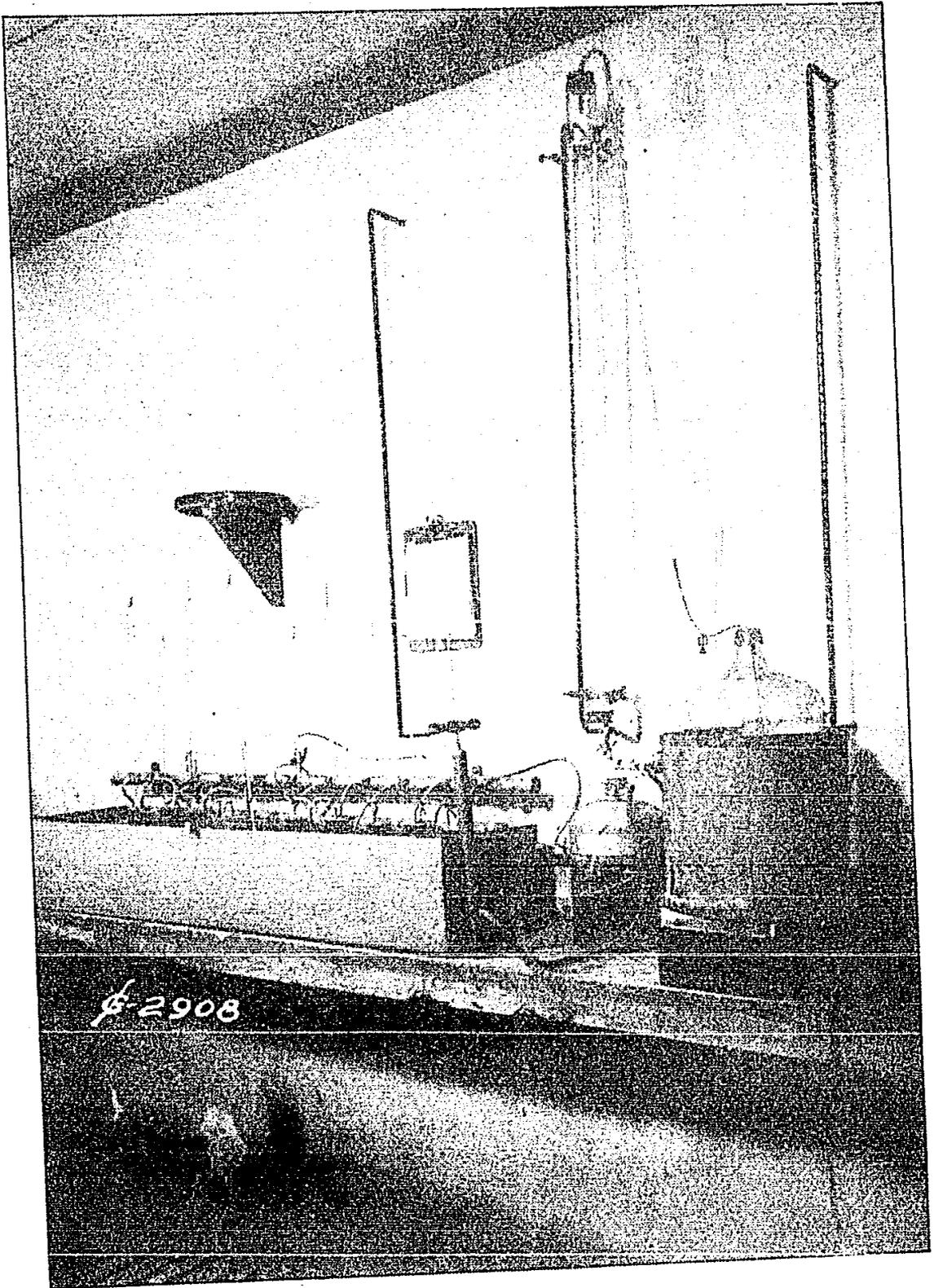


Fig. - 2



DISPOSITIVOS DE PERMEABILIDAD

presente, obteniéndose así la cantidad de agua buscada. Con la práctica se puede saber al tacto, cuando tiene la tierra la humedad óptima, y también se puede conocer aproximadamente su humedad presente.

La tierra ya saturada se tapa con un trapo mojado o se introduce en una bolsa de hule para evitar que la parte de la tierra en contacto con el aire pierda su humedad y ésta no sea uniforme en todo el material.

Se coloca el material en el cilindro de lucita, apisonándolo en tres capas de un espesor "igual" semejante, procurando darle la compactación obtenida en la prueba "Proctor" (medida por la relación de vacíos).

Para determinar la permeabilidad de un material se montan dos muestras en sendos permeámetros.

El apisonado de la muestra se hace por medio de un "martillito" como el mostrado en la figura (24), el cual se deja caer a través de una canal que le sirve de guía, dando quince golpes a la primera capa, veinte a la segunda y 25 a la tercera, para que tengan las tres la misma compactación aproximadamente. Para hacer la compactación se monta el cilindro de lucita en un aparato como el mostrado en dicha figura el que consta de una base metálica, cuatro varillas unidas a la base, y una placa colocada en la parte superior, la cual está atravesada por las cuatro varillas y tiene un agujero circular en la parte central, y de un diámetro intermedio entre los diámetros exterior e interior del cilindro de lucita. La placa que se fija por medio de tornillos, sirve para sostener durante el apisonado del material al cilindro de lucita. Después de terminar de apisonar la tercera capa, se

empareja con pequeños golpes del martillito, y se determina la altura de la muestra haciendo varias lecturas con una escala o regla métrica, y haciendo un promedio de ellas. Se pesa el cilindro con la muestra, dato que se anota en la Tabla # 9. Se toman 100g. de la tierra húmeda con que se hizo la muestra y se ponen a secar en la estufa durante 24 horas para determinar la humedad que contiene la muestra y poder calcular también la relación de vacíos, la que, como ya dijimos, debe ser aproximadamente igual a la obtenida en la prueba "Proctor".

Se monta el cilindro de lucita en el soporte mencionado anteriormente y se llena de agua desareada y destilada del depósito de que ya hablamos en páginas anteriores, procurando que el agua no erosione la superficie de la muestra y para esto inclinamos el cilindro para que el agua escurra por sus paredes.

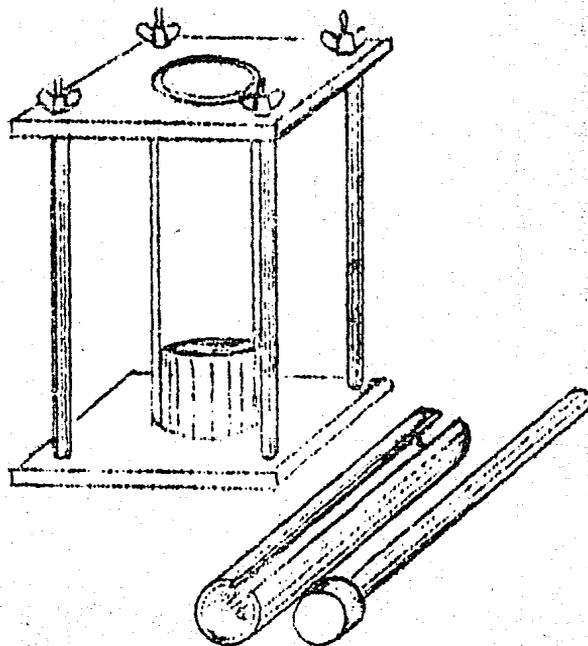


Fig. 24

Cuando está lleno de agua hasta el borde se tapa cuidadosamente el cilindro, para evitar que queden dentro de él burbujas de aire, las que al cambiar de volumen con los cambios de presión afectan las lecturas del piezómetro.

Se deja la muestra uno o más días, según sea la urgencia de la prueba, para que se sature bien y se normalice el gasto que

pasa a través de ella, después de lo cual se afora a una altura determinada (30 cm. para el caso de las pruebas de Valle de Bravo) y se anota la temperatura, la fecha y la hora en la Tabla antes mencionada.

Al día siguiente, si la tierra es muy impermeable, o el mismo día después de algunas horas, si la tierra no es muy impermeable, se mide la altura del piezómetro para ver cuanto ha bajado el nivel del agua, y se vuelven a anotar fecha, hora y temperatura, después de lo cual se vuelve a aforar a los 30 cm. de altura para repetir la operación al día siguiente. Se deben tener por lo menos cinco o seis lecturas, a partir de las cuales deben obtenerse permeabilidades muy semejantes y además deben chequear entre sí las permeabilidades obtenidas con los dos permeámetros.

Como ya dijimos las lecturas se hacen una vez al día para muestras muy impermeables como son las arcillosas, pero para tierras más permeables se hacen varias lecturas al día, poniendo tres marcas a diferentes alturas en el piezómetro y midiendo los tiempos transcurridos para que baje el nivel del piezómetro de una marca a otra, anotando en cada caso la temperatura.

Las alturas piezométricas las medimos a partir del nivel de agua del recipiente donde se coloque el permeámetro.

Llamemos a la marca más alta " h_1 ", a la intermedia " h_2 " y a la más baja " h_3 ". Se toma el tiempo que tarda el nivel de agua para pasar de la altura " h_1 " a la " h_2 ", y el tiempo que tarda hasta la " h_3 ", obteniéndose indirectamente con menor error el tiempo que tardó el agua para pasar del nivel " h_2 " al " h_3 ". Se repiten las lecturas dos o tres veces y se promedian no dejando de anotarse las temperaturas, ya que la permeabilidad varía di-

rectamente con la viscosidad y ésta con la temperatura. Las permeabilidades se acostumbra darlas para una temperatura de 20° C., por lo que las permeabilidades calculadas deben reducirse a esta temperatura, para tener así un medio de comparación al estarse en condiciones semejantes.

El cálculo de la permeabilidad se hace del siguiente modo:

Datos:

- a = área del tubo piezométrico Q = gasto cualquiera
- A = área del cilindro de lucita l = longitud de la muestra
- h = carga hidráulica cualquiera i = $\frac{h}{l}$ = gradiente hidráulico

En el piezómetro:

$$dQ = - a \frac{dh}{dt} \dots \dots \dots (44)$$

ya que " dh " es negativo.

En la muestra:

$$dQ = A k \frac{h}{l} \dots \dots \dots (45)$$

Igualandó (44) y (45) tenemos:

$$- a \frac{dh}{dt} = A k \frac{h}{l}$$

Integrando:

$$- a l \int \frac{dh}{h} = A k \int_{t_1}^{t_2} dt$$

$$- a l L_e \left(\frac{h_2}{h_1} \right) = A k (t_2 - t_1)$$

Si llamamos " Δt " a la diferencia ($t_2 - t_1$) tenemos:

$$k = \frac{al}{A\Delta t} L_e \cdot \frac{h_2}{h_1} = \frac{al}{A \cdot \Delta t} \cdot L_e \cdot \frac{h_1}{h_2}$$

Para transformar el logaritmo de base " " a logaritmo decimal, multiplicamos aquél por 2.3, por lo que tendremos:

$$k = 2.3 \frac{al}{A\Delta t} \cdot \log \frac{h_1}{h_2} \dots\dots\dots (46)$$

La variación de la viscosidad afecta el flujo a través de la muestra. Para determinar esta variación de la permeabilidad debida a los cambios de temperatura consideremos un tubo como el mostrado en la fig. (25). Si el fluido en el interior del tubo está sometido a una carga "h", ésta ejerce sobre la sección "A" una fuerza " $\gamma_0 \pi r^2 h$ " que trata de mover el fluido; por otra parte existe una fuerza que se opone al movimiento, debida a la fricción que se desarrolla entre la pared del tubo y una capa del líquido.

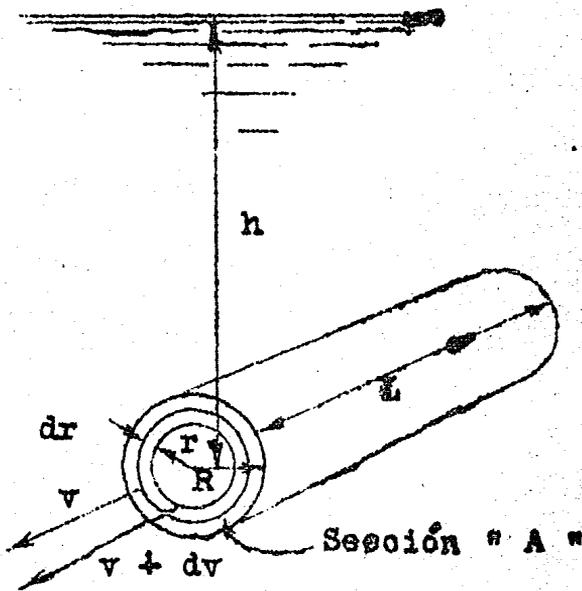


Fig. 25

Si llamamos al esfuerzo desarrollado "f", la fuerza total que se opone al movimiento será " $2 \pi r l f$ ". Cuando la velocidad de las partículas de agua es uniforme o muy cerca de serlo, como sucede en el permeámetro de carga variable, durante el intervalo.

en que se hacen las lecturas ~~teniendo que estar...~~ las y el agua escurre solo por inercia:

$$\sum_0 h \pi r^2 = - 2 \pi r l f \dots\dots\dots (47)$$

El esfuerzo de fricción entre dos capas adyacentes de grueso infinitesimal en el líquido, es proporcional a la variación de la velocidad en la dirección perpendicular al movimiento, es decir, radialmente:

$$f = \eta \frac{dv}{dr} \dots\dots\dots (48)$$

donde "η" es el factor de proporcionalidad llamado "coeficiente de viscosidad" o simplemente "viscosidad".

Substituyendo en la fórmula (47) el valor de "f" dado por la (48) tenemos:

$$\sum_0 h \pi r^2 = - 2 \pi r l \eta \frac{dv}{dr}$$

Simplificando y despejando "dv":

$$dv = - \frac{\sum_0 h}{4 l \eta} r \cdot dr$$

Integrando se tiene:

$$v = - \frac{\sum_0 h}{4 l \eta} \frac{r^2}{2} + c \dots\dots\dots (49)$$

Para encontrar el valor de la constante "c" hacemos r = R, para que "v" sea igual a cero. Haciendo esta substitución en la fórmula (49) tenemos:

$$0 = - \frac{\sum_0 h}{4 l \eta} R^2 + c$$

Por lo tanto la constante valdrá:

$$c = \frac{\sum_0 h}{4 l \eta} R^2$$

Substituyendo el valor de la constante en la ecuación (49):

$$v = - \frac{\sum_0 h}{4 l \eta} (R^2 - r^2) \dots\dots\dots (50)$$

La velocidad varía directamente con el cuadrado del radio, por lo que " R " no debe ser grande para que el escurrimiento sea laminar y pueda aplicarse la Ley de Darcy.

Para relacionar la viscosidad y la permeabilidad igualaremos el gasto dado a través de los tubitos formados por los vacíos, con el gasto total obtenido mediante la aplicación de la hipótesis de Darcy.

El gasto en un tubo de radio " R " vale:

$$Q_R = \int_0^R v \, da = \int_0^R \frac{\delta_0 h}{4 l \eta} (R^2 - r^2) 2\pi r \, dr$$

ya que : $v = \frac{\delta_0 h}{4 l \eta} (R^2 - r^2)$; y $da = 2\pi r \, dr$

$$Q_R = \frac{\delta_0 h}{4 l \eta} \cdot 2\pi \cdot \int_0^R (R^2 r \, dr - r^3 \, dr)$$

$$Q_R = \frac{\delta_0 h}{4 l \eta} 2\pi \left(R^2 \cdot \frac{R^2}{2} - \frac{R^4}{4} \right)$$

$$Q_R = \frac{\delta_0 h}{2 l \eta} \pi \cdot \frac{R^4}{4} = \frac{\delta_0}{8} \cdot \frac{h}{l} \cdot R^2 \pi R^2$$

Por lo tanto:

$$Q_R = \frac{\delta_0}{8\eta} i a R^2 \dots\dots\dots (51)$$

El gasto a través de la muestra vale:

$$Q = k i A$$

De esta área hay una parte impermeable formada por el área ocupada por los sólidos.

Habíamos visto que: $\frac{A_v}{A} = e$, por lo tanto $A_v = e \cdot A_s$

y como $A_s = A - A_v$, tendremos que:

$$A_v = (A - A_v) e = A \cdot e - A_v \cdot e$$

$$(1 + e)A_v = A \cdot e$$

Finalmente:

$$A_v = A \frac{e}{1 + e} \dots\dots\dots (52)$$

el quebrado es precisamente la porosidad, es decir, la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total, ya que:

$$p = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_v}{V_s + V_v}$$

dividiendo entre "V_s" numerador y denominador:

$$p = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{1 + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{e}{1 + e}$$

Como el agua fluye sólomente por el área de vacíos, podemos considerar esta área formada por "n" tubitos de área "a" y de radio "R" por lo tanto se tiene:

$$na = A_v \quad \text{y} \quad n \cdot Q_R = Q$$

Substituyendo los valores de "Q_R" y "Q" tendremos:

$$n \frac{\gamma_o}{8} \cdot i a R^2 = k i A$$

despejando "k":

$$k = \frac{n \gamma_o a R^2}{8 \eta A}$$

pero $na = A_v$, por lo tanto:

$$k = \frac{\gamma_o \cdot A_v R^2}{8 \eta A}$$

De la ecuación (52) tenemos:

$$\frac{A_v}{A} = \frac{e}{1 + e} = p$$

Por lo tanto:

$$k = \frac{\gamma_o \cdot p \cdot R^2}{8 \eta}$$

Para la misma muestra $\frac{\gamma_o R^2}{8 \eta}$ es constante. La viscosidad varía con la temperatura, y según dijimos la permeabilidad se dá a los 20° C., por lo que tendremos que:

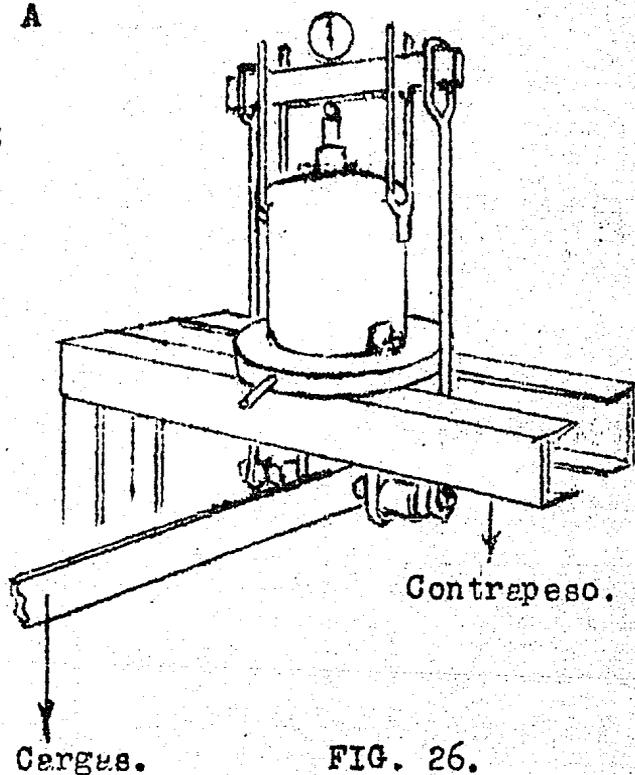


FIG. 26.

$$k_{20} = \frac{\eta_t}{\eta_{20}} k_t$$

siendo " k_{20} " el coeficiente de permeabilidad a 20° C., " k_t " el coeficiente de permeabilidad a " t ° C.", " η_{20} " la viscosidad a 20° C. y " η_t " el coeficiente de viscosidad a t ° C."

Se ha encontrado que la relación de vacíos es casi directamente proporcional al logaritmo de la permeabilidad, es decir, - construimos una gráfica en la cual tomamos como ordenadas los logaritmos de las permeabilidades y como abscisas las relaciones de vacíos, la gráfica casi resultará una recta. Haciendo esta gráfica podemos obtener el coeficiente de permeabilidad que tendrá el material en el terraplén, según sea la relación de vacíos que - tenga dicho terraplén.

En la Tabla # 9 se muestran los datos y cálculos de la permeabilidad de una de las muestras de tierra que van a ser empleadas en la construcción del terraplén de la Cortina de Valle de Bravo. Como se ve la permeabilidad es menor que la máxima de 1×10^{-4} cm./seg. recomendada por A. Casagrande para secciones impermeables de cortinas de tierra.

El coeficiente de permeabilidad se puede dar en cm./seg. o en cm./año. Para tener en los revestimientos de protección de la cortina un buen drenaje, se deben tener permeabilidades de 1×10^{-2} a 1×10^{-4} cm./seg. De 1×10^{-4} a 1×10^{-5} se tiene un mal drenaje, pues es bastante impermeable el material. De 1×10^{-6} a 1×10^{-9} el material es prácticamente impermeable. Por lo tanto el material comprendido entre 1×10^{-2} y 1×10^{-4} cm./seg. se usa en secciones permeables de presas y diques, y el comprendido entre 1×10^{-4} y 1×10^{-9} se usa en secciones impermeables de

presas de tierra y diques.

La grava limpia tiene permeabilidades comprendidas entre 1×10^2 y 1 cm./seg. ; las arenas limpias y las arenas mezcladas con grava tienen permeabilidades de $1 \times 10^{-3} \text{ cm./seg.}$; las arenas muy finas mezcladas con limo, las mezclas de arena, arcilla y limo, los depósitos de barro estratificado y los depósitos glaciales tienen permeabilidades comprendidas entre 1×10^{-3} y $1 \times 10^{-7} \text{ cm./seg.}$; y las arcillas homogéneas, abajo de la zona afectada por la intemperización, dan impermeabilidades menores de 1×10^{-7} .

Para hacer la prueba directa del suelo en su posición original de tierras de coeficiente de permeabilidad que fluctúe entre 1×10^2 y 1×10^{-3} se necesita una gran experiencia. El permeámetro de carga variable, como ya se dijo, se usa para tierras bastante impermeables o sean las comprendidas entre 1×10^{-3} y $1 \times 10^{-9} \text{ cm./seg.}$, y el de carga constante para las comprendidas entre 1×10^2 y 1×10^{-3} .

Para manejar un permeámetro de carga constante no se requiere mucha experiencia, lo mismo puede decirse del de carga variable en la determinación de la permeabilidad de tierras más o menos permeables, en cambio para interpretar bien los datos en las tierras muy impermeables se requiere mucha experiencia.

Para determinar la permeabilidad de muestras inalteradas se usan permeámetros metálicos de carga constante como el mostrado en la fig. (26), los cuales están formados por un cilindro de acero en cuyo interior, entre dos discos porosos hechos de mortero de cemento y arena cribada entre las mallas números 8 y 28 en proporción 1:4, se pone una muestra de tierra de 75 mm. de espesor, apisonada con la humedad óptima en condiciones

Empujantes a como se aplica la tierra en el cilindro "Normal" de la prueba "Proctor". Se usa el mismo martillo y la misma altura de caída, pero la consolidación se hace en dos capas de igual espesor cada una con 60 golpes.

El interior del permeámetro, en la zona de contacto con la tierra, lleva entrantes y salientes, perfil similar a una sierra, que deberán cubrirse con una capa de pintura bituminosa impermeable o cera antes de colocar la tierra.

El aparato está provisto de un resorte mediante el cual se mantiene una presión sobre la capa de tierra equivalente a la que daría determinada altura de terraplén. Las pruebas usuales se hacen con una presión equivalente a una profundidad de 3 metros.

En la parte inferior del aparato, a través del disco poroso inferior, se introduce agua a la presión deseada, en general la correspondiente a una carga de 3.60 m. de altura. La presión constante puede darse mediante un tinaco flotador. El agua se lleva a la parte inferior de un depósito de aire que transmite la presión a un tubo de vidrio graduado en cm.³, lleno de agua, donde se mide el gasto por filtración a través de la capa de tierra.

Al principiar la experiencia el gasto que se mide es excesivo, pues el disco poroso absorbe agua, pero al cabo de un período de tiempo variable entre doce y veinticuatro horas, el gasto se regulariza bastante y es prácticamente proporcional al tiempo. El aparato está provisto de dos extensómetros sensibles al centésimo de milímetro, los cuales permiten observar el asentamiento que sufre la tierra bajo la acción de la presión y del paso del agua.

Con frecuencia se toman lecturas tanto de los extensómetros como de la presión del agua, la que se registra por medio de un

manómetro de mercurio, y del gasto del agua que se apisona en el tubo de vidrio graduado.

De la misma mezcla de tierra y agua que se va a colocar en el permeámetro, se toma una porción para determinar la humedad y otra para determinar su peso-seco en el cilindro " Normal ". El peso-seco de la capa de tierra colocada en el permeámetro no deberá diferir en más de 5 % del peso-seco determinado en el cilindro de apisonado. Si la divergencia es mayor de la tolerable deberá aumentarse o disminuirse el número de golpes dados al hacer el apisonado en el permeámetro según que el peso-seco ahí obtenido sea menor o mayor al logrado en el cilindro de apisonado.

La prueba de permeabilidad se considera terminada después de 72 horas de haber observado una filtración uniforme, es decir, que tenga un gasto constante. El primer período de filtración, de gasto irregular, no debe tomarse en cuenta.

Terminada la prueba se desmonta el aparato y sobre la superficie de la tierra, ya saturada por el paso del agua, se toman lecturas de resistencia a la penetración. Estas lecturas indican el reblandecimiento máximo que sufrirá la tierra al saturarse de agua. En estas lecturas de penetración no se dá la normal de 76 mm. en 6 seg., sino que la aguja se hace penetrar en la capa de tierra únicamente 51 mm. (2 ") en 4 segundos y la resistencia obtenida se multiplica por el factor 1.4 para obtener la resistencia correspondiente a la penetración normal de 76 mm.

Para que la tierra sea apropiada para la construcción de presas su resistencia a la penetración tomada y calculada según se indicó, no debe ser menor de 20 Kg./cm².

El gasto total en cm.³ de agua que se tenga durante el período uniforme, se divide entre el tiempo correspondiente y entre el

área de la capa de tierra, obteniéndose así, la velocidad de filtración bajo la carga hidrostática usada en la experiencia. Para obtener la velocidad de filtración con un gradiente hidráulico igual a la unidad, se multiplica la velocidad anterior por el coeficiente obtenido de dividir el espesor de la capa de tierra entre la altura de agua correspondiente a la carga hidrostática usada en la prueba.

La velocidad de filtración con gradiente hidráulico igual a uno, se expresa en metros por año. Para ser aceptables las tierras deben dar en estas pruebas velocidades inferiores a 0.10 m. por año para un gradiente hidráulico igual a uno.

Las pruebas de permeabilidad se deben hacer no sólo con las tierras que se proponen para la construcción del terraplén, sino también con las tierras sobre las cuales se cimentará éste. En este último caso debe hacerse que la capa de tierra que se coloque en el permeámetro presente el mismo peso-seco que se tiene en el terreno natural.

GENERALIDADES SOBRE CONSOLIDACION DE TERRAPLENES.

Mientras mayor cantidad de materia sólida (mayor peso volumétrico seco) existe en un metro cúbico de terraplén, menores serán los espacios huecos, la porosidad, la absorción y la permeabilidad.

El agua que la tierra absorbe sirve como lubricante que facilita el deslizamiento de las partículas entre sí, y que aumenta la fluidez y plasticidad de la masa.

La tierra o el terraplén será más estable mientras menor sea su capacidad de absorción o porosidad, es decir, mientras --

contenga mayor cantidad de materia sólida por unidad de volumen o cuando sea mayor su peso volumétrico seco.

En estado seco un terraplén con una porosidad relativamente alta puede parecer firme y estable; sin embargo, en contacto con el agua, la absorberá llenando sus poros o huecos y se reblandecerá grandemente por la acción lubricante del agua.

La consolidación y apisonado de un terraplén tendrá por objeto comprimir la tierra para que las partículas se acomoden de manera que ocupen un menor volumen. Esto se logra porque las partículas pequeñas bajo la acción de la presión pasan a ocupar los espacios huecos comprendidos entre las partículas mayores.

En esta forma se aumenta el contenido de la materia sólida por unidad de volumen y disminuyen correspondientemente la porosidad u oqueñad. Se logra así un terraplén más estable, es decir, menos sujeto a reblandecimiento por contacto y absorción de agua.

En la consolidación, según se dijo, el acomodo de las partículas se debe fundamentalmente a la presión ejercida por el equipo de apisonado; sin embargo la lubricación apropiada, es decir, cierto contenido de agua facilitará grandemente el acomodo de las partículas, pues reducirá la fricción entre ellas y dará mayor efectividad al apisonado.

Al ir aumentando la cantidad de agua que se añade, va aumentando también la acción lubricante y la eficiencia del equipo, hasta que se llega a un límite más allá del cual, el agua excede al contenido de vacíos de la tierra, es decir, cuando aquella ha llenado todos los huecos, y en lugar de ayudar a obtener una consolidación más perfecta, separa o aleja las partículas de tierra unas de otras, ya que ahora en vez de ocupar los vacíos desalo-

jando el aire de ellos y aumentando así el peso volumétrico, desarrolla el material mismo, originando por lo tanto una disminución del peso volumétrico y un aumento en la porosidad. De lo anterior se deduce que para lograr la mayor eficiencia de la consolidación, para cada tipo de tierra deberá usarse un determinado contenido de humedad. A este contenido de humedad que permite obtener los mejores resultados se le llama " contenido óptimo de humedad " o " humedad óptima " ; y para cada tipo de tierra queda comprendido dentro de determinados límites. Con la humedad óptima se obtiene en la consolidación un peso-seco máximo.

Si se usa menor cantidad de agua, el terraplén podrá parecer más firme o estable, pero siendo menor su peso-seco será mayor su porosidad y cuando esté en contacto con el agua, absorberá una mayor cantidad de ésta reblandeciéndose en mayor grado. Si se usa demasiada cantidad de agua, el exceso de ella apartará las partículas de tierra entre sí, aumentando los espacios huecos, la absorción y la permeabilidad, y por lo tanto el reblandecimiento en contacto con el agua.

Tratándose de las presas de tierra, terraplenes que necesariamente estarán en contacto con el agua, las ideas anteriores revisten mayor importancia.

ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA.

Cuando ya conocemos las propiedades y características de las materiales que van a formar parte de la cortina, procedemos al estudio propiamente dicho de su estabilidad.

El proyecto de la cortina establece que el corazón impermeable tendrá taludes de 0.75:1 tanto aguas arriba como aguas abajo y un ancho en la corona de 4m. La zona aguas arriba del corazón impermeable se recubrirá con enrocamiento acomodado por medio de chiflones de agua, hasta formar un talud exterior de 2:1, en igual forma se procederá para la zona colocada aguas abajo del corazón.

Para iniciar el estudio de la estabilidad, determinaremos primero la red de flujo en el interior de la cortina, para poder conocer el valor de la subpresión y la resistencia a la tubificación. Para poder establecer la red de flujo nos basaremos en las siguientes hipótesis:

- 1.- Consideraremos que el flujo se efectúa en un plano normal al eje de la cortina, es decir que las partículas de agua fluyen a través de ella sin salirse de un plano normal a su eje.
- 2.- Supondremos también, que en el interior de la cortina no hay fuentes ni sumideros de agua, es decir, que no hay pérdidas de agua dentro de ella y el gasto que entra es igual al que sale.
- 3.- Establecido el flujo, el movimiento deberá ser irrotacional.

Considerando las dos primeras suposiciones y teniendo en cuenta la figura (27), en la cual se ha supuesto un volumen diferencial de altura "dy", de ancho "dx" y de profundidad unitaria, podemos descomponer la velocidad en dos componentes paralelas a dos ejes rectangulares "X" y "Y", las cuales serán "u" y

"v" respectivamente. La variación de la componente de la velocidad "u" a lo largo de "dx" es $\frac{\partial u}{\partial x}$, por lo que la componente en el eje de las "X" de la velocidad de salida vale:

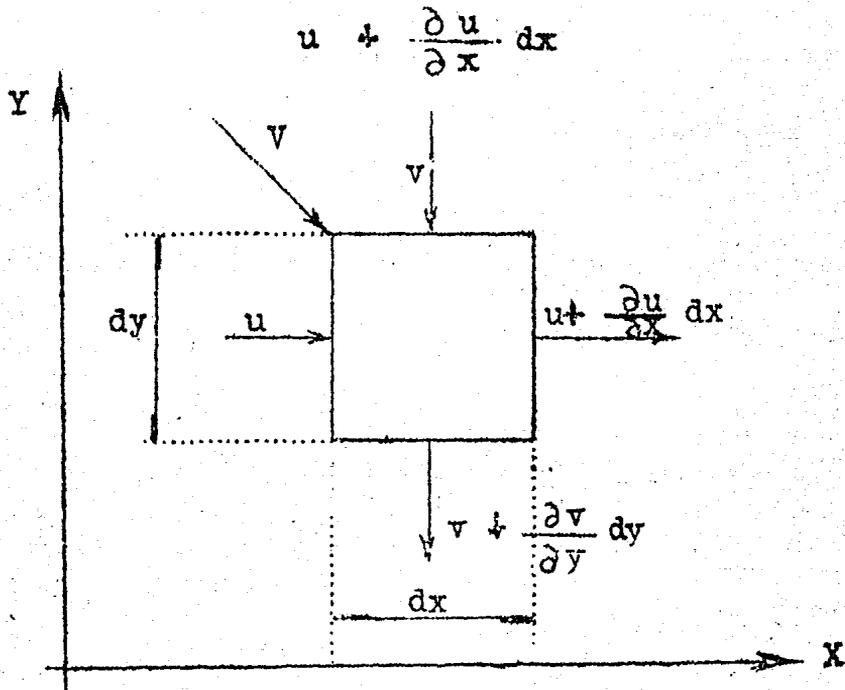


Fig. 27

De la misma manera la componente paralela al eje de las "Y" valdrá:

$$v + \frac{\partial v}{\partial y} dy$$

El gasto que entra al volumen diferencial vale:

$$dQ = u \cdot dy \cdot l + v \cdot dx \cdot l$$

El gasto que sale valdrá:

$$dQ = (u + \frac{\partial u}{\partial x} dx) dy \cdot l + (v + \frac{\partial v}{\partial y} dy) dx \cdot l$$

Igualando los valores dados por las ecuaciones anteriores en vista de que el gasto es constante tenemos:

$$u \cdot dy + v \cdot dx = (u + \frac{\partial u}{\partial x} dx) dy + (v + \frac{\partial v}{\partial y} dy) dx$$

Simplificando:

$$u \cdot dy + v \cdot dx = u \cdot dy + \frac{\partial u}{\partial x} dx \cdot dy + v \cdot dx + \frac{\partial v}{\partial y} dy \cdot dx$$

Por lo tanto:

$$\frac{\partial u}{\partial x} dx \cdot dy + \frac{\partial v}{\partial y} dy \cdot dx = 0 \quad ; \quad \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \dots\dots (52)$$

Consideraremos ahora la tercera suposición, que dice que establecido el flujo el movimiento será irrotacional. Admitiendo partículas de forma exactamente esférica, la ausencia en un líquido perfecto de rozamiento entre dos partículas contiguas, hace que las acciones tangenciales sean nulas, de modo que todas las fuerzas que sobre la partícula obran, han de ir dirigidas hacia el centro de la esfera. Cualquier rotación que experimente dicha partícula, no puede alterar el momento nulo con relación a su centro, de las fuerzas consideradas; y recíprocamente si está en reposo podrá deformarse o moverse paralelamente a sí misma (traducción), pero de ningún modo podrá adquirir movimiento de rotación. Por tanto una esfera no giratoria puede convertirse, por deformación en un elipsoide arbitrario, y este elipsoide en otro distinto, pero cumpliendo siempre la condición de que los ejes permanezcan siempre paralelos a sí mismos de tal modo que los momentos respecto al centro de dos elementos simétricamente respecto de los planos principales se compensen recíprocamente.

Al transformarse un círculo máximo de la esfera primitiva en una elipse, dos puntos "A₁" y "B₁" situados sobre dos diámetros perpendiculares de aquél y tales que "A₁" diste del vértice "A" de la futura elipse lo mismo que "B₁" del vértice "B", dan desplazamientos A₁A₂ y B₁B₂ que corresponden a opuestas rotaciones respecto al centro "C", tal como se ve en la fig. (28)

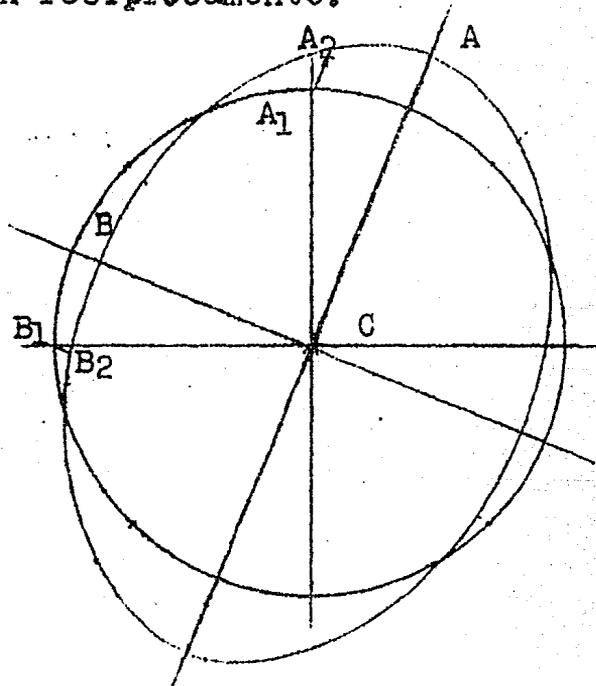


Fig. 28

Tomando ejes coordenados paralelos a BA_1 y CB_1 , resulta de la igualdad de los ángulos de giro (ver fig. 20):

Del giro de A_1 hasta A_2 :

$$dx = - y \cdot d\alpha \dots\dots\dots(53)$$

(giro negativo, por tener el sentido del movimiento de las manecillas del reloj).

Del giro de B_1 hasta B_2 :

$$dy = - x \cdot d\alpha \dots\dots\dots(54)$$

(ya que la " x " es negativa)

En los triángulos de velocidades cuyos vértices están en A_2 y B_2 resulta respectivamente (ver fig. 29) :

$$dv = u \cdot d\alpha \dots\dots\dots(55)$$

$$du = v \cdot d\alpha \dots\dots\dots(56)$$

Dividiendo la ecuación(55) entre la (54) :

$$\frac{dx}{dy} = \frac{y}{x} \dots\dots\dots(57)$$

Dividiendo la ecuación (55) entre la (56):

$$\frac{dv}{du} = \frac{u}{v} \dots\dots\dots(58)$$

Por otra parte sabemos que las velocidades tangenciales son proporcionales a sus distancias al centro de rotación :

$$\frac{v}{x} = \frac{u}{y} \dots\dots\dots(59)$$

Si en la ecuación anterior pasamos al primer miembro la " y " y al segundo miembro la " v " tenemos:

$$\frac{y}{x} = \frac{u}{v} \dots\dots\dots(60)$$

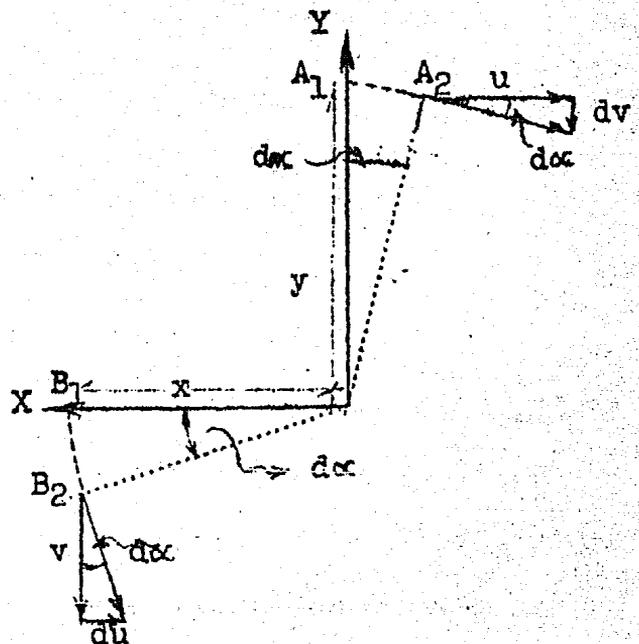


Fig. (29)

Substituyendo el valor de $\frac{u}{v}$ dado por la ecuación(58) en la (60) tenemos:

$$\frac{y}{x} = \frac{dv}{du} \dots\dots\dots(61)$$

Substituyendo el valor de y/x dado por la ecuación (57) en la (61) tenemos:

$$\frac{dx}{dy} = \frac{dv}{du}$$

Si pasamos al primer miembro a " du " y al segundo miembro a " dx " tenemos:

$$\frac{du}{dy} = \frac{dv}{dx}$$

Pasando $\frac{dv}{dx}$ al primer miembro se tiene:

$$\frac{du}{dy} - \frac{dv}{dx} = 0 \dots\dots\dots(62)$$

La diferencial total de " u " vale: $du = \frac{\partial u}{\partial y} dy + \frac{\partial u}{\partial x} dx$

Dividiendo entre " dy " se tiene:

$$\frac{du}{dy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial x} \frac{dx}{dy}$$

La diferencial total de " v " vale : $dv = \frac{\partial v}{\partial y} dy + \frac{\partial v}{\partial x} dx$

Dividiendo entre " dx " se tiene:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{\partial v}{\partial y} \frac{dy}{dx} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

Como " x " y " y " son variables independientes entre sí, ya que:

$v = f (x, y)$ y como $f(x,y) \neq$ cte. :

$$\frac{dx}{dy} = 0 \quad y \quad \frac{dy}{dx} = 0$$

Por lo tanto $\frac{du}{dy} = \frac{\partial u}{\partial y}$ y $\frac{dv}{dx} = \frac{\partial v}{\partial x}$

Por lo que finalmente la ecuación (62) queda transformada en la siguiente:

$$\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(63)$$

Podemos imponer a " u " y a " v " las siguientes condiciones :

$$u = \frac{\partial h}{\partial x} \quad y \quad v = \frac{\partial h}{\partial y} \quad \dots\dots\dots (64)$$

Si sustituimos estos valores en la ecuación (63) resulta:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x \partial y} - \frac{\partial^2 h}{\partial y \partial x} = 0$$

como vemos " h " satisface la ecuación (63), dado que el orden de la diferenciación no importa para el resultado final.

También podemos imponer a las componentes de la velocidad estas otras condiciones:

$$u = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad y \quad v = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (65)$$

Substituyendo estos valores en la ecuación (52) tenemos:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial y \partial x} - \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial y} = 0$$

Por lo tanto la función " ψ " satisface la ecuación (52).

Substituyendo las condiciones (64) y (65) en las ecuaciones (52) y (63) respectivamente tendremos:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0$$

esto indica que las funciones $h = f_1(x,y)$ y $\psi = f_2(x,y)$ son funciones conjugadas. Si hacemos $h = cte.$ y a " ψ " igual a otra constante, obtendremos una red de curvas como las mostradas en la fig. (30) , de la cual se tiene:

$$\text{Sen } \alpha = \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$\text{Sen } \beta = -\frac{\partial \psi}{\partial x}$$

De la ecuación (64) se tiene: $v = \frac{\partial h}{\partial y}$

De la ecuación (65) se tiene: $v = -\frac{\partial \psi}{\partial x}$

Por lo que tendremos: $\text{Sen}\alpha = v = \text{Sen}\beta$

Por lo tanto se tiene finalmente:

$$\alpha = \beta$$

Como los ejes " X " y " Y " son normales entre sí, las curvas " h " constante y " φ " constante se interseccionan en ángulos rectos.

SIGNIFICADO FISICO DE LAS FUNCIONES " h " y " φ " .

Si consideramos la velocidad vectorialmente tendremos:

$$v = iu + jv$$

donde " i " y " j " son vectores unitarios en el sentido de los ejes " X " y " Y " respectivamente.

El potencial de velocidad es la función que hemos llamado " h ", ya que si hacemos: $\bar{v} = \nabla h$ o sea que la velocidad es igual al gradiente de potencial tenemos:

$$iu + jv = (i \frac{\partial}{\partial x} + j \frac{\partial}{\partial y}) h$$

$$iu + jv = i \frac{\partial h}{\partial x} + j \frac{\partial h}{\partial y}$$

es decir que: $u = \frac{\partial h}{\partial x}$ y $v = \frac{\partial h}{\partial y}$

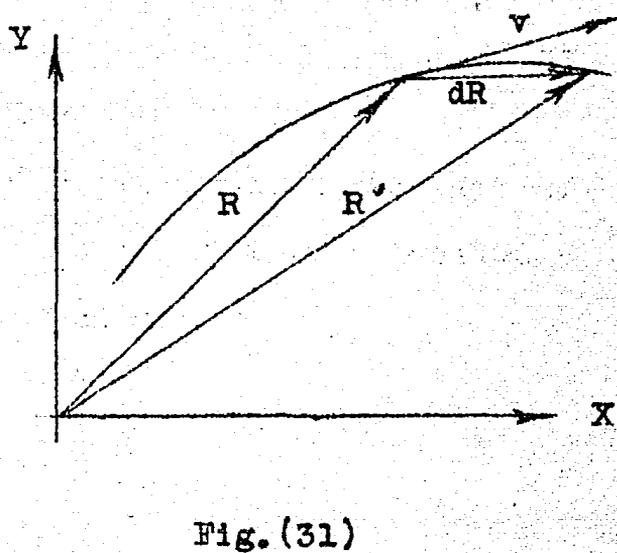
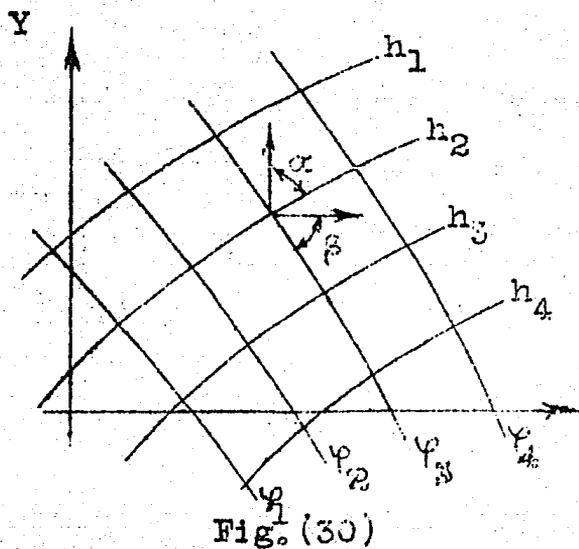
que son precisamente las condiciones expresadas en las ecuaciones (64) y por consiguiente las líneas de " h " constante son equipotenciales y en cada punto de ellas el potencial es constante e igual a la suma de la carga de presión " h " más la de altura " y ". Si tomamos un punto en donde la presión sea nula, el potencial estará dado únicamente por la altura " y_0 ", y en cualquier otro punto sobre la misma línea el potencial valdrá:

$h_1 + y_1 = h_0 + y_0$, pero como " $h_0 = 0$ " se tiene:

$y_0 = h_1 + y_1$, por lo tanto: $h_1 = y_0 - y_1$, o sea que la carga de presión en cada punto será equivalente al desnivel en-

tre la posición del punto considerado y el de presión nula, por lo tanto si ponemos piezómetros sobre cada uno de los puntos de una equipotencial, el nivel de todos ellos será el mismo.

Si el vector velocidad es tangente en cada punto a una línea, ésta se llamará "línea de flujo", y las componentes de la velocidad serán proporcionables a las componentes del desplazamiento del vector sobre esa línea (ver fig. 31).



$$\overline{dR} = i dx + j dy \quad \text{y como} \quad \overline{v} = iu + jv$$

$$\frac{u}{dx} = \frac{v}{dy}$$

ya que en el límite son colineales " \overline{dR} " y " \overline{v} ". Substituyendo en esta última ecuación los valores de "u" y "v" dados por las ecuaciones (65) tenemos:

$$\frac{\frac{\partial \psi}{\partial y}}{dx} = - \frac{\frac{\partial \psi}{\partial x}}{dy}$$

Simplificando:

$$\frac{\partial \psi}{\partial y} \cdot dy = - \frac{\partial \psi}{\partial x} dx$$

Pasando todo al primer miembro:

$$\frac{\partial \psi}{\partial y} dy + \frac{\partial \psi}{\partial x} dx = 0 = d\psi$$

o sea precisamente la diferencial total de " ψ ". Por lo tanto las líneas de " ψ " constante son líneas de flujo.

De la hipótesis de Darcy : $Q = k \cdot a \cdot i$

donde " Q " representa el gasto, " k " el coeficiente de permeabilidad, " a " el área y " i " el gradiente hidráulico.

Si suponemos que el gasto que pasa por el tubo " A " de la fig. (32) es igual al gasto que fluye por " B " tenemos:

$$Q_A = k \cdot A \frac{\Delta h}{l_1}$$

$$Q_B = k \cdot B \frac{\Delta h}{l_2}$$

Como supusimos que $Q_A = Q_B$ se tiene que:

$$\frac{A}{l_1} = \frac{B}{l_2}$$

Si hacemos " A " igual a " l_1 " a lo largo de una equipotencial, se forman cuadrados; y si además los incrementos " Δh " entre cada equipotencial son constantes a lo largo de una línea de flujo se tendrá una red de cuadrados en toda la región, tanto mejor definidos cuanto menores sean sus dimensiones, de tal manera que cuando su tamaño sea diferencial serán verdaderos cuadrados. Esta red de cuadraditos es lo que se conoce con el nombre de "red de flujo", y para poder determinarla en el interior de la presa necesitamos conocer las fronteras de la región.

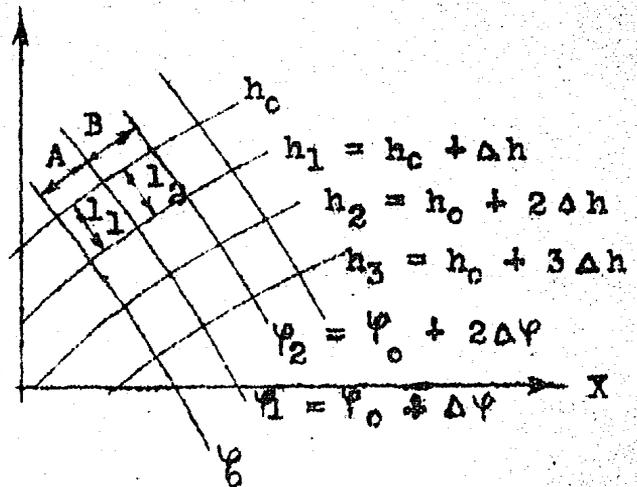


Fig. (32)

El agua fluye a través de los estratos con movimiento turbulento, por lo cual no podemos aplicar a estas partes la red de flujo, ya que ésta está basada en un movimiento laminar; por lo tanto la red de flujo queda únicamente dentro del corazón impermeable, teniendo como frontera de aguas arriba. la línea límite del corazón, la cual es una equipotencial, ya que si colocamos un tubo piezométrico en cualquier punto de ella, se elevará su nivel hasta alcanzar la superficie libre del agua. La base será una línea de flujo, considerando que en cada punto de ella la velocidad de una partícula es paralela a la propia base, ya que ésta es impermeable según supusimos desde el principio. La frontera superior tiene que ser una línea de flujo, en vista de que en cada punto de ella la velocidad es tangente a la misma frontera, llamada por esto "línea superior de flujo". En ella el potencial se debe solo a la carga de altura, ya que la carga de presión es nula en toda su longitud.

Determinaremos la posición de la mencionada línea con ayuda de la parábola de Kozeny. El profesor J. Kozeny obtuvo la solución matemática de las funciones " h " y " φ " para la red de flujo, que se presentan sobre una capa impermeable que a partir de cierto punto continúa en una cara horizontal de descarga. Esta solución nos da dos familias de parábolas confocales en el punto de cambio de la superficie impermeable a la permeable, y la línea superior de flujo puede expresarse como la parábola: -

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 y_0} \dots\dots\dots (66)$$

El profesor Arthur Casagrande después de realizar numerosas experiencias y de haber trazado multitud de redes de flujo por el método gráfico, para diferentes taludes, comparando la -

encontró que escogiendo un punto " A₂ " situada a una distancia $\overline{AA_2}$ sobre el nivel del agua igual a 0.3 de la longitud " z ", - pasa por él la parábola, y la unión de la línea superior de flujo con ella, se hace con un trazo libre, de tal modo que no haya cambios bruscos en el punto de convergencia. Con las magnitudes de la cortina y el nivel libre de las aguas normales tenemos para nuestro problema, teniendo en cuenta la fig. (33), los siguientes datos:

$$\begin{aligned}
 b &= 40 \text{ m.} & b^2 &= 1600 \text{ m.}^2 \\
 d &= 51.25 \text{ m.} & d^2 &= 2626.56 \text{ m.}^2 \\
 \alpha &= 53^\circ 08'
 \end{aligned}$$

Para obtener la intersección " B' " de la parábola de Kozeny con la pendiente de descarga resolvemos como simultáneas las ecuaciones de la parábola y de la recta que forma el talud de descarga.

La ecuación de la parábola es : $x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 y_0}$

La ecuación de la recta es : $x = 0.75 y$

Si llamamos " h₁ " a la ordenada del punto de intersección tendremos:

$$x = \frac{h_1^2 - y_0^2}{2 y_0}$$

$$x = 0.75 h_1$$

Iguando estos valores:

$$0.75 h_1 = \frac{h_1^2 - y_0^2}{2 y_0}$$

Simplificando se tiene:

$$h_1^2 - y_0^2 = 1.5 h_1 y_0 \quad ; \quad h_1^2 - 1.5 h_1 y_0 - y_0^2 = 0$$

De donde :

$$h_1 = 0.75 y_0 + \sqrt{0.5625 y_0^2 + y_0^2}$$

$$h_1 = y_0 (0.75 + \sqrt{1.5625}) = 2 y_0$$

Para encontrar el valor de "y" despejamos de la ecuación de la parábola (66) a dicha literal y sustituimos las coordenadas "x" y "y" por las de un punto conocido que esté sobre la mencionada parábola, como es el A₂ :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 y_0} \text{ , de donde } 2 y_0 x = y^2 - y_0^2 \text{ , simplificando:}$$

$$y_0^2 + 2 y_0 x - y^2 = 0 \text{ , por lo tanto } y_0 = -x + \sqrt{x^2 + y^2}$$

Substituyendo las coordenadas del punto " A₂ " , las cuales son " d " y " b " tenemos :

$$y_0 = -d + \sqrt{d^2 + b^2} = -51.25 + \sqrt{2626.56 + 1600}$$

$$y_0 = -51.25 + \sqrt{4227} = -51.25 + 65.02 = 13.77 \text{ m.}$$

Substituyendo este valor en el de " h₁ " se tiene:

$$h_1 = 2 \times 13.77 = 27.54 \text{ m.}$$

Por lo tanto " A + ΔA " valdrá:

$$A + \Delta A = h_1 \text{ Csc } 53^\circ 08' = 1.25 \times 27.54 = 34.42 \text{ m.}$$

Usando la relación empírica de Casagrande dada por la fórmula (67) se tiene:

$$\Delta A = C (A + \Delta A) = 0.33 \times 34.42$$

$$\Delta A = 11.36 \text{ m.}$$

Cálculo de " x₀ " :

Substituyendo los valores de "x = x₀ " y " y = 0 " en la ecuación de la parábola:

$$x_0 = \frac{0 - y_0^2}{2 y_0} = -\frac{y_0}{2} = -6.88 \text{ m.}$$

La unión entre el punto " B " y la parábola se hace del mismo modo que la de la pendiente de aguas arriba.

La red de flujo se resuelve por medio de tanteos hasta lograr obtener una red de cuadros, en la que las líneas de --

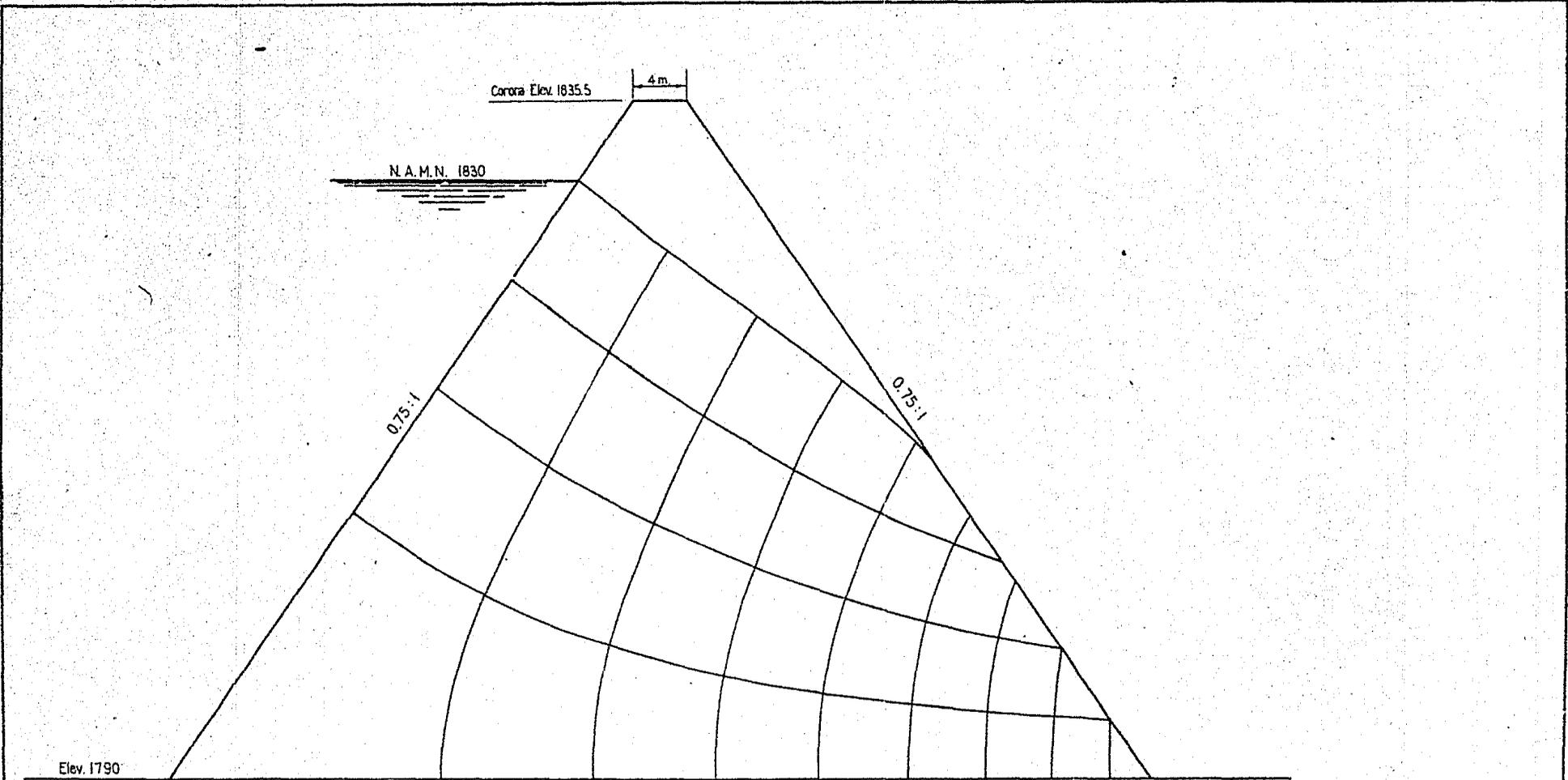
flujo y las equipotenciales se crucen en ángulo recto y además los incrementos " Δh " entre las equipotenciales sean iguales. Para lograr esto, se hace que los desniveles entre los puntos de intersección de las equipotenciales con la línea superior de flujo, sean constantes. Además los desniveles entre los puntos de intersección de las demás equipotenciales con la parte del talud de aguas abajo comprendida entre el punto "B" de salida de la línea superior de flujo y la cimentación, deben ser iguales entre sí e iguales a los anteriormente mencionados; con la salvedad de que en este caso las equipotenciales no son normales al talud, ya que a éste no se le puede considerar como a una línea de flujo. El plano número (1) se muestra la red de flujo para presa llena, de la cortina de Valle de Bravo, considerando que los taludes del corazón son de 0.75:1 y que sólo en esta región tiene lugar la red de flujo, pues como ya dijimos, únicamente en esta parte se tiene el régimen laminar en que está basada la red de flujo.

RED DE VACIADO RÁPIDO.

Después de que se ha formado la red de flujo para presa llena, se supone que se vacía la presa rápidamente, pues en este caso se presentan las condiciones más desfavorables para el talud de aguas arriba. Se considera que todo el material del corazón que se encuentra abajo de la línea superior de flujo se ha saturado y que toda esta agua que se haya dentro del corazón tiende a escurrir hacia ambos lados dando lugar a lo que se de

" Red de Vaciado Rápido "

Para construir esta red también se procede por medio de tanteos, buscando como en el caso anterior, que las equipoten-



CORAZON IMPERMEABLE

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS U. N. A. M.	
Presa Valle de Bravo, México.	
RED DE FLUJO EN EL CORAZON DE LA CORTINA	
TESIS PROFESIONAL ERNESTO HERRERIAS GUTIERREZ	
México D.F. Octubre de 1944.	PLANO N° 1

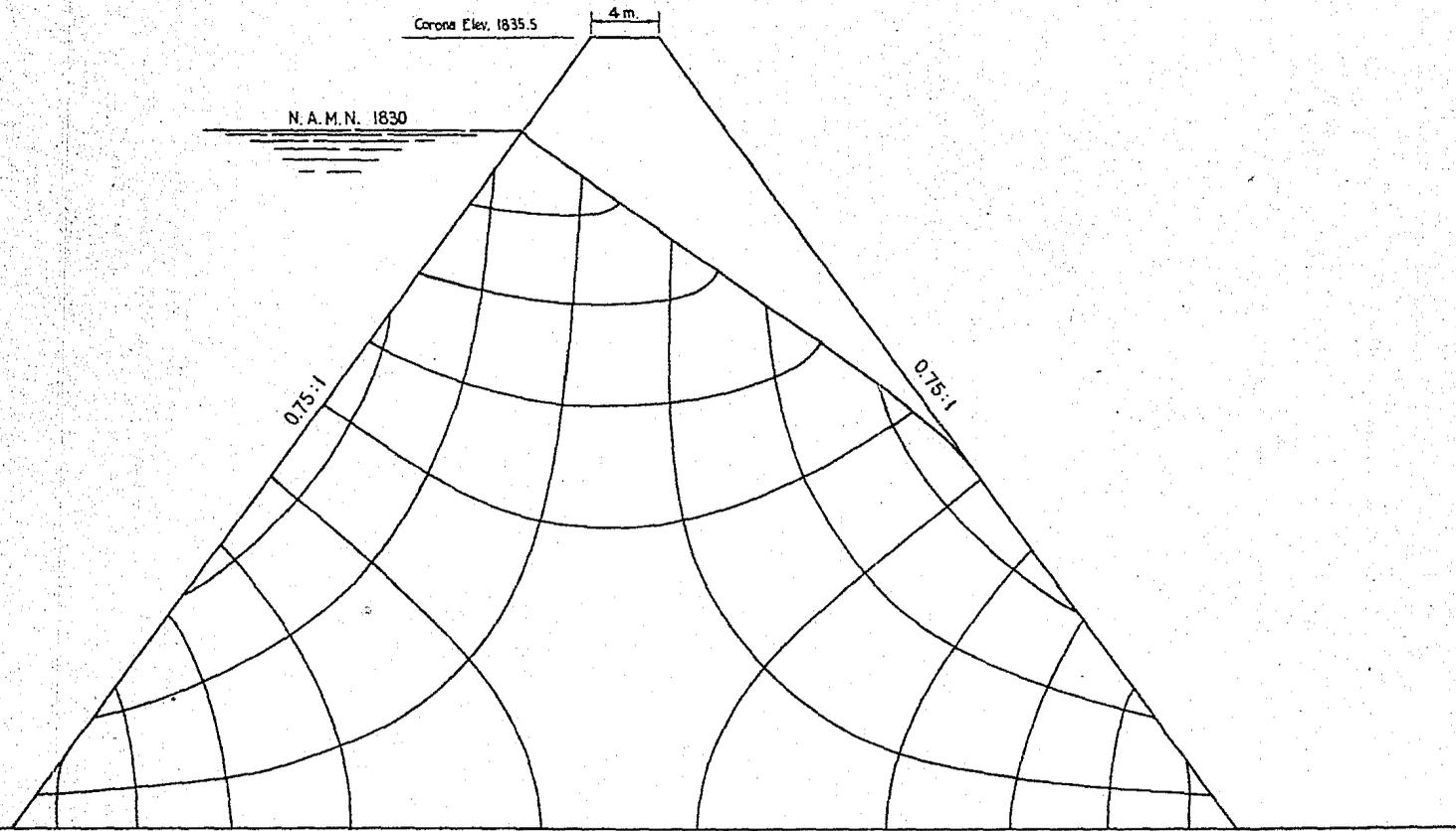
ciales y las líneas de flujo se corten en ángulo recto, y que los incrementos " Δh " entre una equipotencial y otra sean constantes. Para ésto se hace que los desniveles entre los puntos de intersección de las equipotenciales con ambos taludes y con la línea superior de flujo sean iguales, ya que tanto en los taludes como en la mencionada línea de saturación de la red primitiva, no hay carga de presión, por lo que sólo se tiene carga de altura. En este caso las equipotenciales no son normales a ninguno de los taludes ni a la primitiva línea superior de flujo, pues ninguno de ellos es ahora línea de flujo; y únicamente son normales a la base, pues ésta continúa siendo línea de flujo.

En el plano No.2 se muestra la "red de vaciado rápido" de la cortina de la presa de Valle de Bravo.

ANÁLISIS DE LA POSIBILIDAD DE DESLIZAMIENTO DE LOS TALUDES.

Para estudiar la posible falla de un talud, por deslizamiento de una parte de él, usaremos el "método sueco" desarrollado por el ingeniero Pettersson, y en el cual se hacen las siguientes suposiciones:

- 1.- Que la falla ocurre sobre una superficie cilíndrica y al mismo tiempo a todo lo largo de ella.
- 2.- El deslizamiento del material que se encuentra sobre la superficie cilíndrica se efectúa como si éste fuera una masa sólida que girara al-rededor del eje del cilindro.
- 3.- Sobre una superficie supuesta se toma un corte de un espesor unitario (un metro) y se le divide en fajas, suponiéndose que cada una de ellas obra sobre la superficie cilíndrica únicamente con su peso, sin afectar a las fajas adyacentes por fric-



CORAZON IMPERMEABLE

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
U. N. A. M.

Presa Valle de Bravo, México.
RED DE VACIADO RAPIDO EN EL
CORAZON DE LA CORTINA.

TESIS PROFESIONAL
ERNESTO HERRERIAS GUTIERREZ

México D.F.
Octubre de 1944.

PLANO N°2

ción o presión sobre ellas.

4.- En la base de cada faja se producen: El esfuerzo de fricción, el empuje de la subpresión, se desarrolla un esfuerzo de cohesión y se ejerce el peso del material.

El enrocamiento que existe sobre el corazón impermeable obra en la superficie de falla, y en este análisis consideraremos que su efecto se limita únicamente a su peso, sin desarrollar un esfuerzo de cohesión en la parte en que el enrocamiento toca directamente a la superficie de falla, ni con la superficie de contacto correspondiente al corazón impermeable.

El peso de las fajas compuestas por la tierra del corazón impermeable y el enrocamiento, se obtendrá multiplicando el volumen de cada uno de los materiales por sus respectivos pesos volúmetricos, pero debido a la necesidad de hacer dos determinaciones de volúmenes y dos multiplicaciones para cada faja, lo que implicaría demasiado trabajo, consideraremos el peso del enrocamiento como si fuera un volumen de tierra que tuviera el mismo peso, para lo cual igualaremos el peso de un prisma de enrocamiento de base unitaria y de altura " h_e ", con otro de tierra de igual base, pero de altura " h_m ", la cual obtendremos de la siguiente ecuación:

$$a \cdot h_e \cdot \gamma_e = a \cdot h_m \cdot \gamma_m \quad \dots \dots \dots (68)$$

Para nuestro caso el peso volumétrico del enrocamiento se ha supuesto de 1700 Kg./m.³, y el peso volumétrico de la tierra considerándola saturada vale 2130 Kg./m.³, habiéndose calculado este último por medio de la fórmula: $\gamma_{sat} = \frac{d + e}{1 + e}$, siendo " γ_{sat} " el peso volumétrico saturado de la tierra, "d" la densidad absoluta de la tierra y "e" la relación de vacíos.

Substituyendo los valores de los pesos volumétricos del enrocamiento y de la tierra en la fórmula (68) y despejando el valor de " h_m " se tiene:

$$h_m = \frac{1700}{2130} h_e$$

por lo tanto el equivalente del enrocamiento en peso de tierra se obtendrá multiplicando por las alturas del enrocamiento. El resultado de esta operación se ve en la fig. (34).

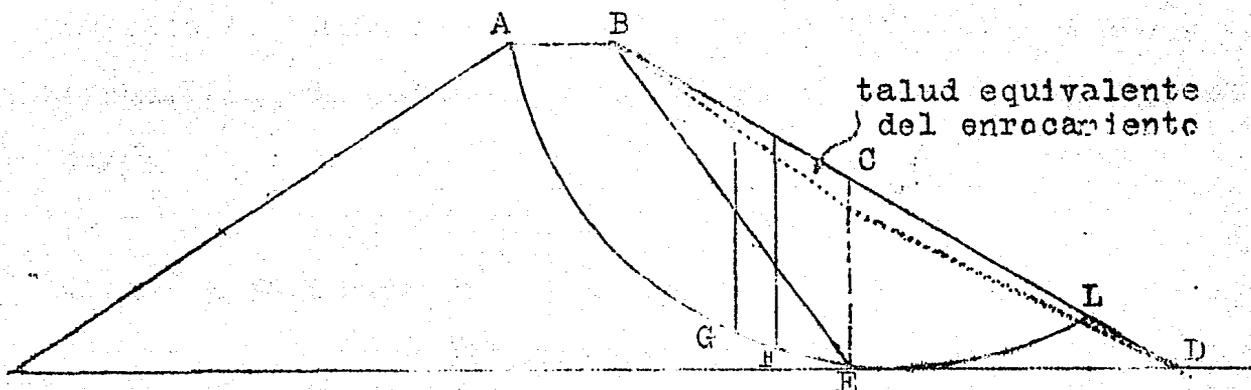


Fig. (34)

Para hacer el análisis de los esfuerzos consideraremos una fajita elemental como la mostrada en la figura anterior.

Sobre la superficie FG obra el peso " W " de la faja, el que se descompone en una fuerza normal " N " y una tangencial " Z "; y además en la superficie CD obra el esfuerzo de cohesión.

Debido a la componente normal del peso se origina una fuerza de fricción cuyo valor es " $N \tan \varphi$ ", donde " φ " es el ángulo de fricción interna ya determinado mediante las pruebas de compresión triaxial, para la relación de vacíos que

se supone se puede obtener en la compactación del terraplén.

La fuerza originada por la cohesión del material tiene un valor igual al producto de la cohesión unitaria "c" por el área AL en la que se ejerce la cohesión. El valor de "c" también se encuentra determinado por las pruebas de compresión triaxial para las mismas condiciones en que se obtiene " φ ".

Según la ecuación empírica de Coulomb las fuerzas que se oponen al deslizamiento del talud sobre la superficie cilíndrica son las desarrolladas por la cohesión y la fricción; por consiguiente si llamamos "S" a la fuerza total que se opone al deslizamiento, el esfuerzo de un elemento de arco tal como el EG será:

$$\Delta S = N \cdot \tan \varphi + c \cdot EG$$

y la fuerza total "S" valdrá:

$$S = \sum N \cdot \tan \varphi + c \cdot l$$

donde "l" es la superficie total en que se ejerce la cohesión unitaria "c", la cual es igual a la longitud del arco AL, dado que su ancho es unitario.

La subpresión hace disminuir el valor de la componente normal del peso, y por consiguiente reduce el valor de N.

A fin de determinar el valor de esta disminución necesitamos conocer la distribución de la subpresión debajo de la superficie cilíndrica, para lo cual utilizamos la red de flujo antes obtenida.

Sabemos que en cada punto de una línea equipotencial, un tubo piezométrico mostraría una carga hidráulica igual al desnivel existente entre dicho punto y aquel en el cual la equipotencial toca a la línea superior de flujo; por consiguiente en

el lugar en donde un equipotencial toca la superficie de falla, tendremos la presión hidrostática numéricamente igual a dicho desnivel, presión que será normal a la superficie de falla.

Si representamos esta subpresión por una normal a la superficie en cada punto del arco AL obtendremos la curva de las subpresiones que nos dará la disminución que sufre la componente normal del peso. Al considerar esta nueva fuerza tendremos que:

$$S = \sum (N - U) \tan \varphi + c \cdot l + \sum N' \tan \varphi_0$$

donde:

S = fuerza total que se opone al deslizamiento, desarrollada en la superficie de falla.

N = componentes del peso, normales a la superficie de falla.

U = valor de la subpresión en cada faja.

φ = ángulo de fricción interna de la tierra.

φ_0 = ángulo de fricción interna del empalme.

c = cohesión unitaria que se desarrolla en la superficie de falla.

l = área total en que se desarrolla la cohesión, numéricamente igual al arco que representa la superficie cilíndrica de falla, dado que en el análisis hemos considerado un espesor unitario.

La fuerza que trata de hacer deslizar al elemento FG, es la componente tangencial " Z_0 " del peso, y la fuerza total que actúa para hacer fallar el talud, será la suma de las componentes tangenciales.

Entre todas las superficies cilíndricas sobre las cuales

puede deslizar el talud, habrá alguna en donde exista la máxima posibilidad de falla. Para comparar las superficies y encontrar la más peligrosa, relacionamos la capacidad de resistencia al deslizamiento que en ella pueda desarrollarse y la tendencia del talud a deslizar sobre dicha superficie; a esta relación la llamamos " Factor de seguridad " y se expresa del modo siguiente:

$$F_s = \frac{\sum (N - U) \tan \varphi + c_l + W_{\Delta} \cdot C_f}{\sum \zeta}$$

donde:

F_s = factor de seguridad.

ζ = componentes del peso, tangenciales a la superficie de falla que favorecen el deslizamiento.

W_{Δ} = peso del prisma CDE que se muestra en la figura (35).

C_f = coeficiente de fricción entre el empicamiento y la cimentación.

El factor de seguridad más peligroso se obtiene suponiendo varias superficies de posibles deslizamientos, y calculando para cada una de ellas la relación entre las fuerzas que pueden desarrollarse contra el deslizamiento y las que tienden a hacer deslizar el talud. El factor de seguridad mínimo que se encuentre, será el factor de seguridad de la presa.

Se ha visto que es más peligrosa la falla que se muestra en la fig. (36) que la mostrada en la fig. (35), por lo que al considerar el coeficiente de seguridad, se tendrán en cuenta las fuerzas tangenciales que se oponen al deslizamiento, por lo que se tendrá:

$$F_s = \frac{\sum (N - U) \tan \varphi + N' \tan \varphi' + c_l + \sum \zeta'}{\sum \zeta}$$

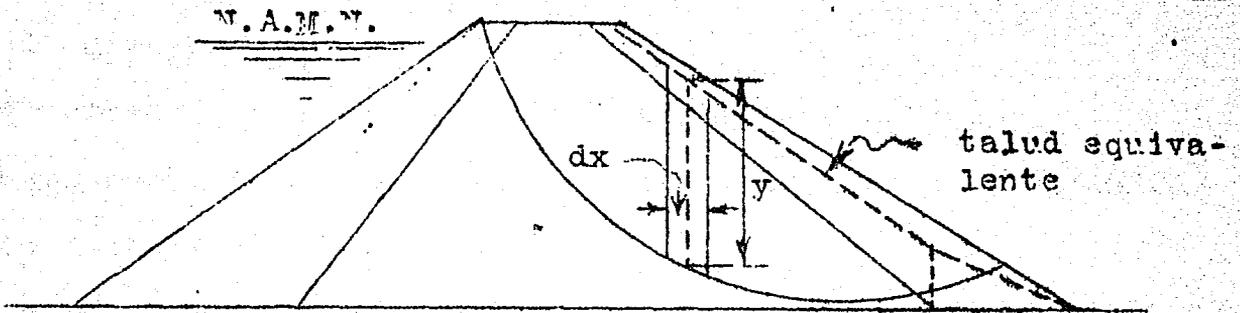


Fig. (36)

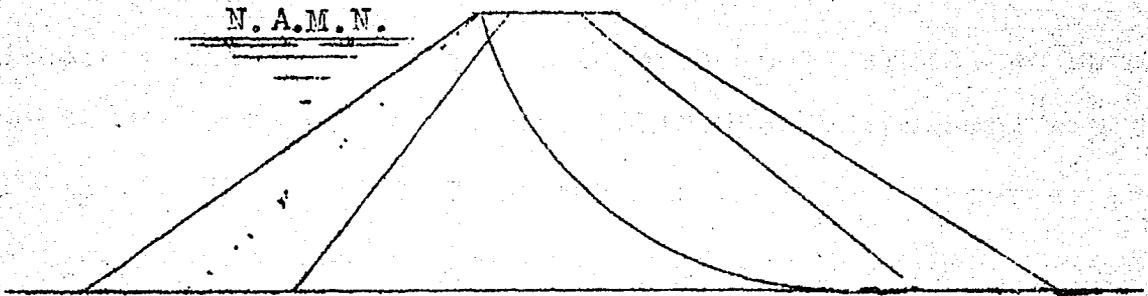


Fig. (35)

Donde:

F_s = factor de seguridad contra el deslizamiento.

U = subpresión ejercida en una faja cualquiera.

N = componente normal del peso, que obra sobre la parte de la superficie de falla que está dentro del corazón impermeable.

N' = componente normal del peso, que obra sobre la parte de la superficie de falla que queda dentro del enrocamiento.

φ = ángulo de fricción interna del material de que va a estar hecho el corazón impermeable.

φ_e = ángulo de fricción interna del enrocamiento

c = cohesión unitaria que se desarrolla en la superficie de deslizamiento.

l = superficie total en la cual se efectúa la cohesión.

ζ = componente tangencial del peso que favorece el deslizamiento del talud.

ζ' = componente tangencial del peso que se opone al deslizamiento del talud.

La integración de las fuerzas normales, tangenciales y de subpresión se hizo gráficamente.

Considerando una faja en la figura (36) :

La ordenada media de la faja diferencial nos representa^a escala el peso de dicha faja, ya que multiplicando la ordenada " y " por el ancho " dx ", por el espesor de un metro, y por el peso volumétrico obtendremos el peso de la faja mencionada. Como el espesor y el peso volumétrico son constantes, lo único que nos interesa son las áreas diferenciales " y " y " dx ".

Si descomponemos gráficamente las ordenadas " y " en dos direcciones, una normal y la otra tangencial a la superficie de falla, tendremos las componentes normal y tangencial de los pesos en cada faja.

Llamando " n " a la componente normal de " y " y " t " a la tangencial, y si llevamos los valores de " n " sobre líneas verticales que pasen por el centro de las fajas, y a partir del círculo de falla, tendremos una serie de puntos que definen una curva como la mostrada en la figura (37). La superficie encerrada por el círculo de falla y la curva " N " nos representa el valor total de las fuerzas normales, ya que :

$$N = \int n \, dx$$

y la superficie encerrada entre el círculo de falla y la curva "ζ" nos representa el valor total de las componentes tangenciales de los pesos ya que:

$$\zeta = \int t \, dx$$

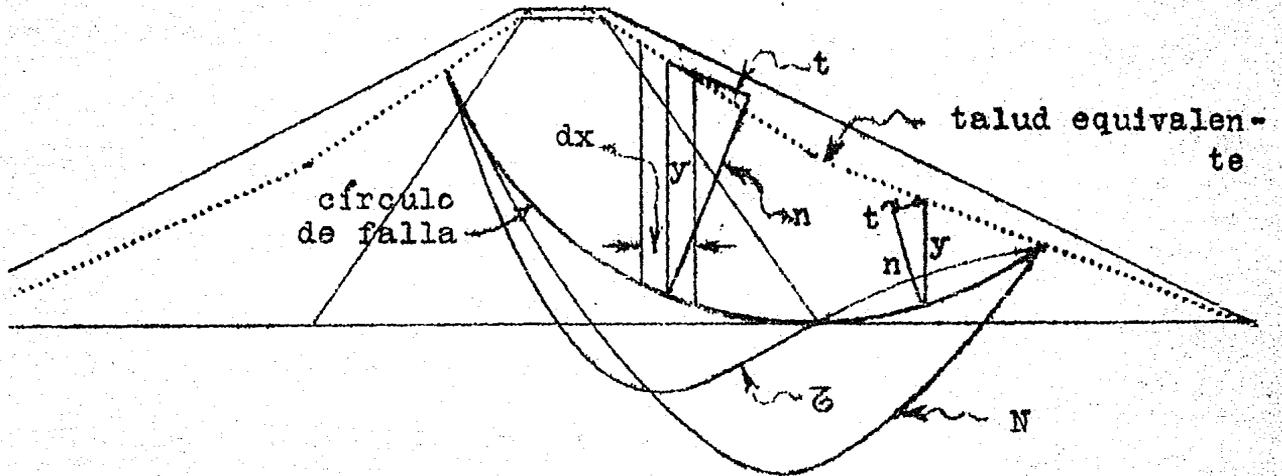


Fig. (37)

La curva "ζ" y el círculo de falla encierran dos superficies: una de fuerzas tangenciales que favorecen el deslizamiento y otra de fuerzas tangenciales que se oponen a él.

El valor total de las fuerzas tangenciales que favorecen el deslizamiento forma el denominador del factor de seguridad, y el valor total de las fuerzas tangenciales que se oponen al deslizamiento forma una de los sumandos del numerador del factor de seguridad antes mencionado.

La curva de subpresión se obtiene de la siguiente manera: usando la red de flujo para presa llena al analizar el talud de aguas abajo, y la red de vaciado rápido para el análisis de deslizamiento del talud de aguas arriba, por ser éstos los --

casos más peligrosos, vemos el desnivel que existe entre cada punto de la parte del círculo de falla que se encuentra dentro del corazón, pues sólo en éste hay subpresión; y el punto en que corta la equipotencial que pasa por el primer punto, al talud correspondiente. Este desnivel nos valúa, a escala, la subpresión que existe en cada punto del círculo de falla, ya que como habíamos dicho anteriormente, las equipotenciales son líneas en las cuales la suma de las cargas de presión y de altura son constantes. Como en los puntos donde cortan las equipotenciales al talud de aguas abajo y a la línea superior de flujo (en el caso de presa llena) no hay carga de presión, toda la carga corresponderá a su altura sobre el plano de comparación tomado, por lo que el desnivel entre cada uno de los puntos de una equipotencial y el punto donde corta ésta al talud mencionado o a la línea de saturación, nos mide la carga de presión en aquellos puntos.

Si llevamos en cada uno de los puntos de la superficie de falla y normalmente a ella el valor de la subpresión que le corresponda, y después proyectamos ese valor perpendicularmente a la normal a la superficie de falla, y sobre una vertical que pase por el punto considerado, obtendremos una serie de puntos que nos definen una curva como la " U " que se muestra en la figura (38).

La superficie encerrada por el círculo de falla y la curva antes mencionada nos representa el valor total de la subpresión, ya que:

$$U = \int u \, dl$$

donde:

U = subpresión total ejercida en la superficie de falla.

u = esfuerzo de subpresión ejercido en una faja elemental

dl = superficie elemental en la que se efectúa la subpresión que afecta a la faja correspondiente.

Por lo:

dl = $\frac{dx}{\cos \alpha}$, por lo tanto tenemos:

$$U = \int u \frac{dx}{\cos \alpha} = \int \frac{u}{\cos \alpha} dx = \int y \cdot dx$$

siendo:

dx = proyección horizontal del arco "dl"

α = ángulo que forma el arco diferencial "dl" y su proyección " dx " .

y = ordenada media de la faja " du " .

du = subpresión ejercida sobre una faja elemental.

Para proyectar la cortina de la presa de Valle de Bravo se hicieron varios ensayos, en el primero de los cuales se supuso un corazón impermeable con taludes de 1.5:1 y con enrocamientos hasta formar un talud exterior de 2.25 a 1 aguas arriba y de 2:1 aguas abajo, los cuales dieron coeficientes de seguridad de 0.96 y de 1.16 respectivamente.

Los tratados americanos aceptan coeficientes de seguridad mínimos de 1.25 cuando se tiene un buen control en la construcción de la cortina, pero en la Comisión Nacional de Irrigación se acostumbra tomar un coeficiente de seguridad mínimo de 1.5 para esos casos.

En casos de poco control en la consolidación de terraplenes se usan coeficientes de seguridad de 1.75, y hasta de 2.00 en algunos casos, como sucede para presas pequeñas.

Al proyectarse una cortina se hacen varios tanteos, en los cuales se aumentan los taludes en caso de salir bajo el

coeficiente de seguridad, y se disminuyen en caso contrario, sin rebasar en este último caso el coeficiente de seguridad aconsejable.

En vista de lo bajos que resultaron los coeficientes de seguridad en el primer ensayo se aumentó el talud del enrocamiento de aguas arriba a 2.5:1, resultando un coeficiente de seguridad de 1.35.

Ya que la subpresión era demasiado alta se decidió disminuir los taludes del corazón impermeable a uno por uno, con lo que se logró reducir la subpresión aproximadamente a la mitad. Se hizo un ensayo con taludes de enrocamiento de 2:1, obteniéndose coeficientes de seguridad de 1.30 para el talud de aguas arriba y de 1.35 para el talud de aguas abajo.

Se hizo un tercer ensayo reduciéndose los taludes del corazón a 0.75:1, disminuyéndose más aún la subpresión. Con taludes de los enrocamientos de 1.75:1 se obtuvieron coeficientes de seguridad de 1.23 para el talud de aguas arriba y de 1.30 para el talud de aguas abajo.

Para aumentar los coeficientes de seguridad se incrementaron los taludes del enrocamiento a 2:1 resultando ahora un coeficiente de seguridad de 1.56 para el talud de aguas arriba y de 1.54 para el talud de aguas abajo.

En la determinación de los factores de seguridad antes mencionados se utilizaron los siguientes datos:

Angulo de fricción interna de la tierra = 18°

Cohesión unitaria de la misma tierra = 8 Tons./m.^2

Peso volumétrico de la tierra saturada de agua = 2100 Kg./m.^3

Angulo de reposo del enrocamiento = 40°

coeficiente de seguridad, y se disminuyen en caso contrario, sin rebasar en este último caso el coeficiente de seguridad aconsejable.

En vista de lo bajos que resultaron los coeficientes de seguridad en el primer ensayo se aumentó el talud del enrocamiento de aguas arriba a 2.5:1, resultando un coeficiente de seguridad de 1.35.

Ya que la subpresión era demasiado alta se decidió disminuir los taludes del corazon impermeable a uno por uno, con lo que se logró reducir la subpresión aproximadamente a la mitad. Se hizo un ensayo con taludes de enrocamiento de 2:1, obteniéndose coeficientes de seguridad de 1.30 para el talud de aguas arriba y de 1.35 para el talud de aguas abajo.

Se hizo un tercer ensayo reduciéndose los taludes del corazon a 0.75:1, disminuyéndose más aún la subpresión. Con taludes de los enrocamientos de 1.75:1 se obtuvieron coeficientes de seguridad de 1.23 para el talud de aguas arriba y de 1.30 para el talud de aguas abajo.

Para aumentar los coeficientes de seguridad se incrementaron los taludes del enrocamiento a 2:1 resultando ahora un coeficiente de seguridad de 1.56 para el talud de aguas arriba y de 1.54 para el talud de aguas abajo.

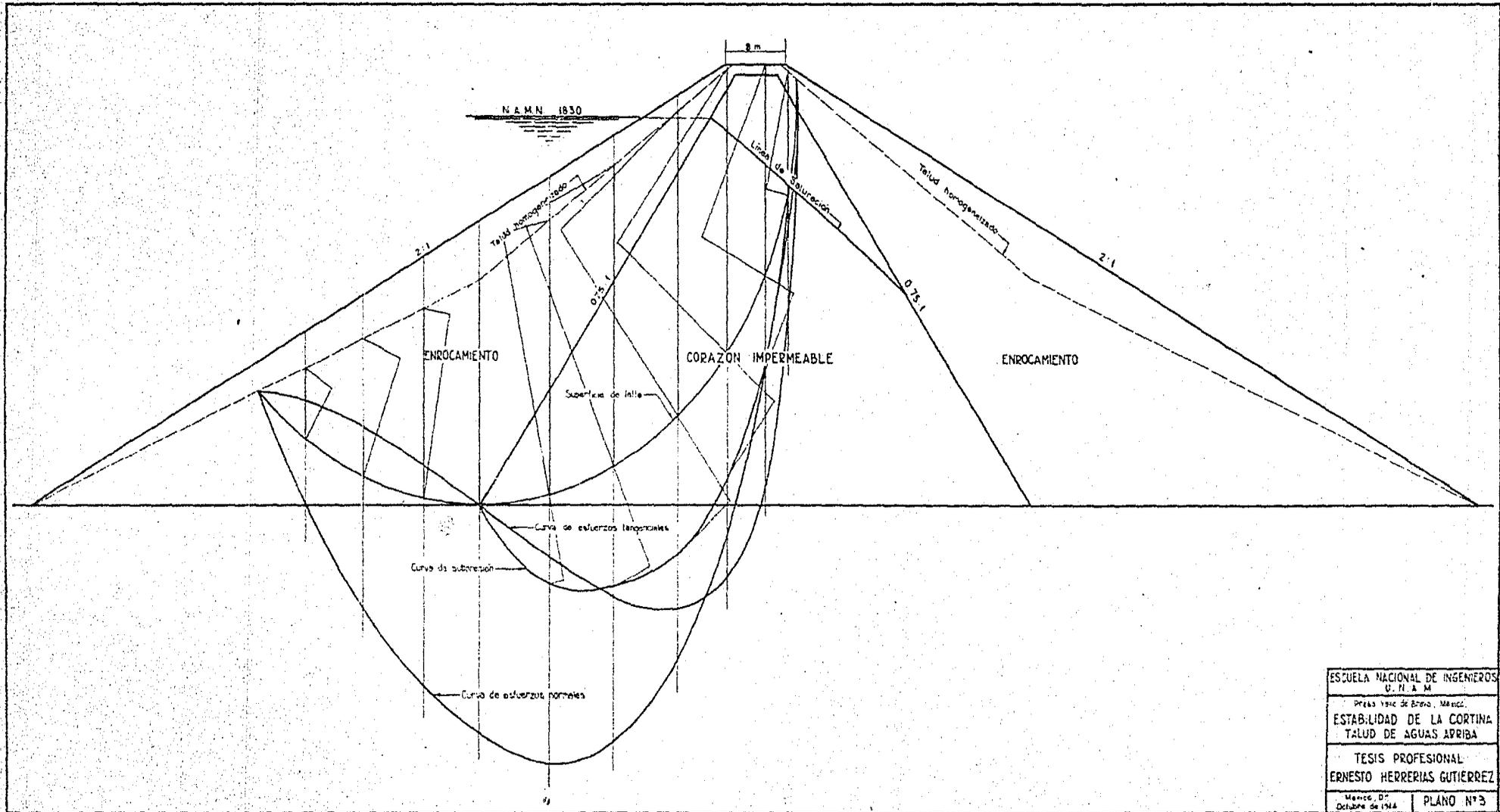
En la determinación de los factores de seguridad antes mencionados se utilizaron los siguientes datos:

Angulo de fricción interna de la tierra = 18°

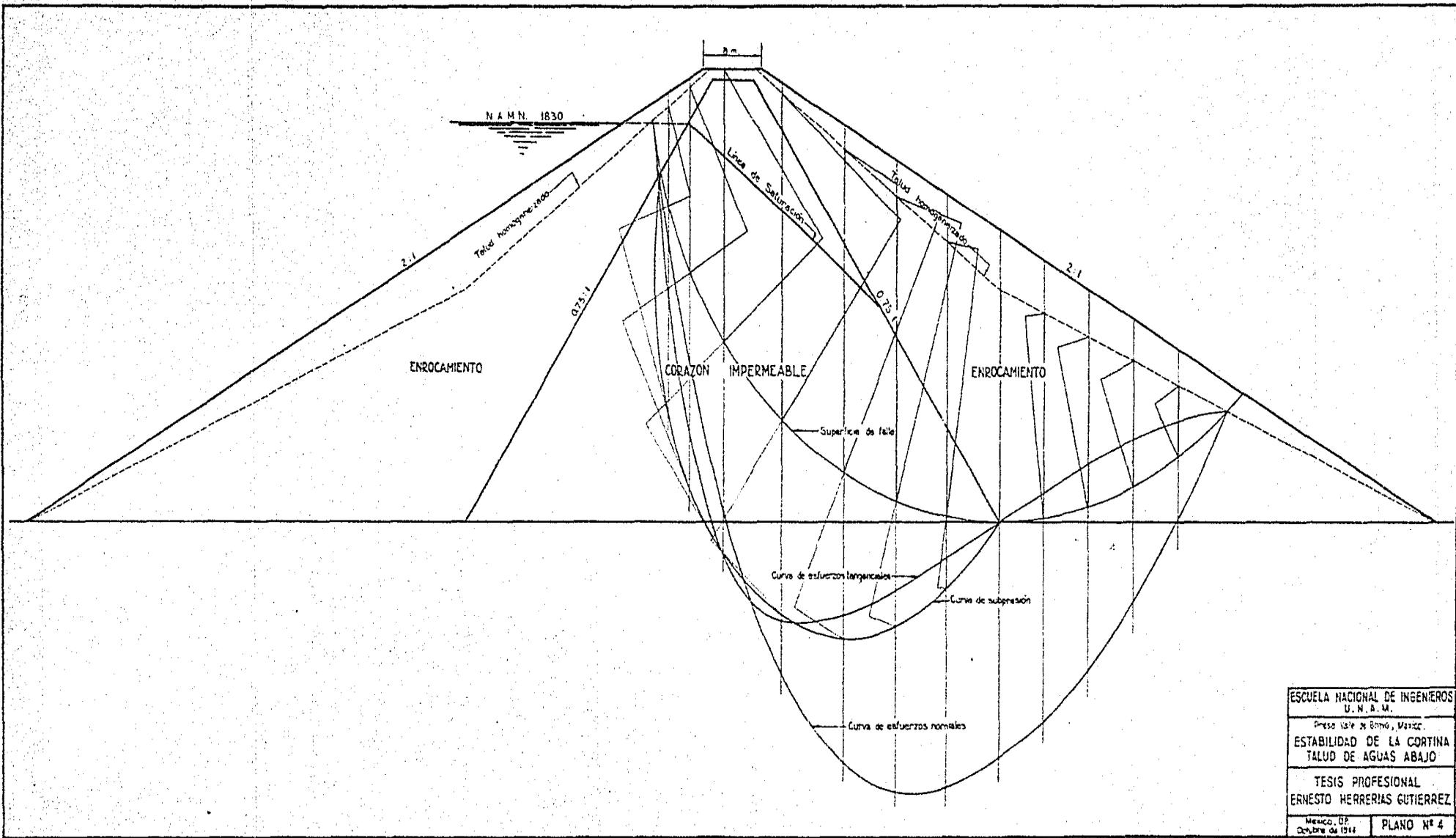
Cohesión unitaria de la misma tierra = 8 Ton./m.²

Peso volumétrico de la tierra saturada de agua = 2100 Kg./m.³

Angulo de reposo del enrocamiento = 40°



ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS U. N. A. M.	
PUEBLO NUEVO DE BRUNO, MEXICO.	
ESTABILIDAD DE LA CORTINA TALUD DE AGUAS ARRIBA	
TESIS PROFESIONAL ERNESTO HERRERIAS GUTIERREZ	
Mexico, D.F. Octubre de 1964	PLANO N° 3



ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS U. N. A. M.	
Paseo de la Serna, México.	
ESTABILIDAD DE LA CORTINA TALUD DE AGUAS ABAJO	
TESIS PROFESIONAL ERNESTO HERRERIAS GUTIERREZ	
México, D.F. Octubre de 1944	PLANO N° 4

Peso volumétrico del enrocamiento acomodado con chiflones de agua = 1700 Kg./m.³

En los análisis anteriores se usaron las propiedades de las tierras situadas en la margen derecha y aguas arriba de la cortina.

- FIN -

NOTA:

Posteriormente a este estudio se hicieron pruebas de laboratorio con otras tierras situadas en la margen izquierda y aguas abajo de la cortina. Usando las propiedades de estas tierras las cuales son:

Angulo de fricción interna del material = 31° 20'
Cohesión unitaria del material = 6.34 Ton./m.²
Peso volumétrico del material saturado de agua = 1867 Kg./m.³

se hicieron otros análisis de posibilidad de deslizamiento de los taludes, llegándose a la conclusión de que el perfil más conveniente para la cortina es el siguiente:

Taludes de los enrocamientos = 2:1
Taludes del corazón impermeable = 1:1