



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales "ARAGON"

"INYECCIONES EN ROCAS Y SUELOS"

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N**

**RAMON GARCIA GUTIERREZ
ANTONIO MORALES SERRANO**

SN. JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEX.

1985



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

09494

Sist 29535

"20102 1 2009 11 20090311"



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

RAMON GARCIA GUTIERREZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 14 de julio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. RODRIGO MURILLO FERNANDEZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " INYECCIONES EN ROCAS Y SUELOS ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx. agosto 15 de 1983.
EL DIRECTOR


LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.

A mis padres:

Ramón García Castelán
Joaquina Gutiérrez de García

A mis hermanos:

Fernando
Felipe
Jorge
Guadalupe
Victor Manuel
Carmen

A la memoria de mi hermano Vicente (q.e.p.d.)

A mi esposa:

Micaela Guerra de García



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVIPOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

ANTONIO MORALES SERRANO
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 14 de julio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. RODRIGO MURILLO FERNANDEZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " INYECCIONES EN ROCAS Y SUELOS ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., agosto 15 de 1983.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.

A mis padres:

Anselmo Morales Ramírez
Lorenza Serrano de Morales

A mis hermanos:

Concepción
Edmundo

Con profundo agradecimiento a nuestra escuela:

E.N.E.P. Aragón

Con gratitud a nuestro maestro y director de tesis:

Ing. Rodrigo Murillo Fernández

A nuestros maestros

Por el apoyo recibido a los ingenieros:

Héctor Canseco Aragón

Pedro Barrero Cobo

Ricardo R. Rodríguez Calderón

Octavio Serrano Silva

A nuestros compañeros y amigos

Con agradecimiento a la señorita Alejandra García Reyna por su colaboración entusiasta en la mecanografía y realización de los dibujos de éste trabajo.

I N D I C E

	Pag.
I.- INTRODUCCION.-----	11
II.- GENERALIDADES SOBRE ROCAS Y SUELOS.-----	15
2.1 Rocas.-----	15
2.1.1 Minerales que forman las rocas.-----	15
2.1.2 Clasificación de rocas.-----	16
2.1.3 Propiedades físicas y mecánicas de las rocas.-----	18
2.2 Suelos.-----	29
2.2.1 Minerales que forman los suelos.-----	30
2.2.2 Propiedades índice de los suelos.-----	31
2.2.3 Clasificación de suelos.-----	36
2.2.4 Propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos.-----	36
III.- PRUEBAS DE LABORATORIO Y CAMPO.-----	40
3.1 Suelos.-----	41
3.1.1 Pruebas de laboratorio.-----	41
3.1.2 Pruebas de campo.-----	59
3.2 Rocas.-----	62
3.2.1 Pruebas de laboratorio.-----	62
3.2.2 Pruebas de campo.-----	80
IV.- TEORIA DE LA INYECCION .-----	103
4.1 Inyectabilidad y características reológicas de las lechadas y morteros de inyección.----	104
4.2 Inyección de medios permeables homogéneos y heterogéneos.-----	106
4.3 Inyección de un fluido en una fisura.-----	110
4.4 Presión de inyección.-----	116
4.5 Técnicas de inyección.-----	121
4.6 Mezclas de inyección.-----	134

	Pag.
V.- EQUIPO Y CONTROL DE LAS INYECCIONES.-----	158
5.1 Equipo de perforación.-----	158
5.2 Equipo para la preparación de mezclas de inyección.-----	166
5.3 Equipo de bombeo.-----	171
5.4 Control de la perforación.-----	173
5.5 Control de la inyección.-----	174
5.6 Verificación de los resultados.-----	176
VI.- APLICACIONES.-----	181
6.1 Impermeabilización de la cimentación de una presa.-----	181
6.2 Inyección de la lumbrera 9 (PA-1) de la línea 7 del sistema de transporte colectivo (Metro) de la ciudad de México.-----	188
6.3 Inyección de consolidación de un relleno.-----	194
VII.- CONCLUSIONES.-----	200
BIBLIOGRAFIA.-----	203

I.- INTRODUCCION.

En virtud del desarrollo de la construcción en México al realizar grandes obras como son presas, drenaje profundo, sistema de transporte colectivo (Metro), grandes edificios, etc., y debido a las diferentes condiciones que se pueden encontrar en el terreno natural, que muchas de las veces no son favorables para la realización de una obra, - por no reunir las características de resistencia y permeabilidad necesarias, se han tenido que emplear diversas técnicas y procedimientos para mejorar las condiciones del terreno, de acuerdo a las necesidades de la obra.

La experiencia ha demostrado que el tratamiento del terreno mediante el proceso de inyección a presión, proporciona resultados satisfactorios de mejoramiento, por lo que se le ha considerado como el arte de rehacer la geología del terreno para que cumpla con los requisitos de impermeabilidad y resistencia, que den seguridad a la estructura. Por tanto, el propósito del tratamiento de inyección, es el mejoramiento en general de las condiciones mecánicas e hidráulicas del terreno donde se vaya a construir la estructura, con el objeto de asegurar un apoyo estable para cualquier condición de carga, así como de evitar filtraciones no controladas que puedan poner en peligro a la propia estructura, o bien afectar seriamente su funcionamiento - por la magnitud de las mismas.

El tratamiento de inyección tiene dos objetivos fundamentales que son: impermeabilización y consolidación.

La impermeabilización, en el caso de túneles que se -

han construido en el Valle de México para el drenaje profundo y sistema de transporte colectivo (Metro), se han realizado cuando las aportaciones de agua son de tal magnitud que las operaciones del ciclo de excavación no pueden realizarse, se ejecutan con un rendimiento incosteable, o cuando las instalaciones de bombeo para evacuar el agua de filtración son insuficientes, requiriéndose en tal caso de un procedimiento que si bien no elimine la aportación de agua, la mantenga dentro de límites aceptables, compatibles con la capacidad de bombeo para evitar la inundación del túnel.

Por otra parte, cuando la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales por excavar es baja, es necesario realizar un tratamiento de consolidación para incrementar la, por aglutinación de la masa, con algún producto de inyección, o bien cuando habiendo fallado el terreno (en este caso se dice que ha habido un caído), es preciso estabilizarlo para impartirle la resistencia necesaria para que pueda ser excavado.

En el caso de presas el tratamiento de la cimentación mediante el proceso de inyectado a presión de la boquilla, para que cumpla los requisitos de impermeabilidad y seguridad de la estructura, tiene por objeto el mejoramiento en general de las propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca o suelo de apoyo de la cortina.

El tratamiento tiene dos objetivos fundamentales: la impermeabilización de la cimentación y laderas, y la consolidación de la roca de cimentación.

Para lograr el éxito con este tratamiento se requiere esencialmente tener un amplio conocimiento de la geología

de la boquilla, que muestre con toda claridad las diferentes formaciones, así como las estructuras que modifican las propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca.

En el caso de una cortina de tierra y roca, el tratamiento general de inyectado, consiste en la construcción de un tapete de inyecciones de poca profundidad y a baja presión, para impermeabilizar hasta cierta profundidad toda el área de contacto de la roca con el material impermeable, y una pantalla de inyecciones vertical profunda a lo largo del eje de la cortina, con el fin de asegurar un apoyo estable para cualquier condición de carga y saturación, además de evitar la tubificación y filtraciones no controladas, que puedan poner en peligro la estructura o bien afectar su funcionamiento.

Estos procedimientos de mejoramiento del terreno de cimentación se pueden aplicar a otros tipos de estructuras como pilas para puentes, edificios, torres, presas de arco o de gravedad, etc.

En todos los casos, para cualquier tipo de estructura será necesario la aplicación de los principios de la Mecánica de Suelos y Rocas mediante la realización de pruebas de laboratorio y campo. Los resultados de estas pruebas servirán como información auxiliar para normar el criterio al tomar decisiones sobre el tratamiento que debe darse al terreno; su correcta interpretación y aplicación dependerá de la experiencia y criterio de los ingenieros y geólogos que intervengan en los trabajos respectivos.

A medida que los problemas sean más complejos, sólo el sentido común y la experiencia de los profesionistas encargados, podrán auxiliarlos en la resolución de los pro--

blemas, para dar lugar a los tratamientos adecuados y no resolverlos después de que la estructura entre en operación, teniendo así una obra digna de confianza.

Por todo lo dicho anteriormente, consideramos necesario iniciar este trabajo, con un breve estudio de la Mecánica de Suelos y Rocas que todo ingeniero debe conocer, para inmediatamente después hacer mención de los análisis que se realizan, de la inyección en los diferentes tipos de materiales que podemos encontrar en el terreno natural, así como de las técnicas y tipos de mezclas que se pueden utilizar en el procedimiento de inyección.

Finalmente, se cita el equipo que se emplea para realizar los tratamientos de inyección, del control de los trabajos que se efectúan, y algunas aplicaciones que se han llevado a cabo en México.

II.- GENERALIDADES SOBRE ROCAS Y SUELOS.

2.1.- ROCAS.

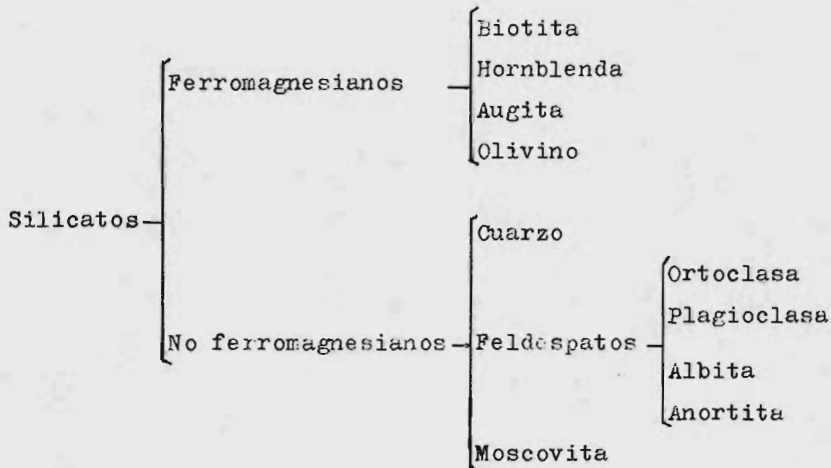
El término roca se define como un agregado natural de granos minerales unidos por grandes fuerzas permanentes de cohesión, que normalmente no puede ser excavada con medios manuales.

2.1.1.- Minerales que forman las rocas.

Las rocas están compuestas por minerales, los cuales son elementos o compuestos inorgánicos que se encuentran en la naturaleza, siendo la mayor parte de forma cristalina debido a su composición y estructura atómica. Estos minerales se pueden identificar fácilmente por medio de sus características físicas como la dureza, color, raspadura, crucero, brillo, tenacidad, etc., además esas mismas características nos sirven indirectamente para la identificación de las rocas.

Aunque se conocen más de 2000 variedades de minerales, sólo una docena, poco más o menos, se encuentran en las rocas más comunes. Más del 90% de estos minerales son silicatos, compuestos de silicio, oxígeno y uno o más metales.

Los minerales silicatados más comunes son el olivino, la augita, hornblenda, biotita, moscovita, los feldspatos y el cuarzo, que se pueden agrupar en ferromagnesianos y no ferromagnesianos, diferenciándose ambos grupos por su contenido de hierro y magnesio. En el siguiente cuadro se presenta dicha clasificación.



Otros componentes que se pueden encontrar en las rocas son los óxidos, sulfuros, carbonatos y los sulfatos.

2.1.2.- Clasificación de rocas.

Las rocas se clasifican por su composición química, mineralógica, estructura y origen. La clasificación más común dentro de la construcción es aquella debida a su formación; de acuerdo con esto, las rocas se clasifican en ígneas, sedimentarias y metamórficas.

~~v~~ Rocas ígneas. Son aquellas que se han formado por el enfriamiento de partes de la masa de material fundido llamado magma, que ha surgido del manto terrestre a la corteza o ha quedado atrapado en ésta, por lo que las rocas ígneas se dividen a su vez en extrusivas e intrusivas.

Las rocas ígneas extrusivas son aquellas que han salido a la superficie y suelen distinguirse por su textura vítrea y por el recocido de los estratos rocosos sobre los que hayan corrido.

Las rocas ígneas intrusivas son grandes masas que se

han endurecido sin contacto con la atmósfera, es decir que se enfrían y solidifican a grandes profundidades y presiones, encierran gases y suelen ser en general, completamente cristalinas. Aunque siempre se forman a gran profundidad, estas rocas afloran a la superficie en grandes extensiones a causa de los movimientos de la corteza terrestre y de la erosión.

← Rocas sedimentarias. Son las que se han formado mediante la consolidación o cementación, total o parcial, de sedimentos transportados y depositados, producto de los agentes de intemperismo y suelen encontrarse dispuestas en capas o estratos.

De acuerdo a su origen las rocas sedimentarias pueden ser de origen químico, mecánico u orgánico.

Las rocas de origen químico son yacimientos de gran espesor originados por la evaporación de las aguas de los mares, lagos y ríos, que contienen disueltas ciertas sales como cloruros sódicos, potásicos, etc.

Las de origen mecánico están formadas por fragmentos de otras rocas acumuladas por el agua o por el viento, sus partículas pueden estar disgregadas, compactadas por simple presión o aglomeradas por un cementante calizo.

Las de origen orgánico son las que se han formado por la acumulación de restos animales y vegetales.

← Rocas metamórficas. Son aquellas que se han formado a expensas de las ígneas y sedimentarias, por transformaciones en su composición mineralógica y estructura, a causa de las grandes presiones o intensos esfuerzos cortantes obrando conjuntamente o por separado con temperaturas elevadas de las capas profundas del manto terrestre y de las -

emanaciones gaseosas del magma.

La existencia de estas rocas de estructuras laminares o foliáceas indica que los principales agentes que han intervenido en su formación son intensos esfuerzos cortantes. Aquellas que no han estado sujetas a este tipo de esfuerzos ofrecen una estructura masiva.

En la tabla 1 se muestra la clasificación de las rocas y las características de algunos tipos de ellas. (Ref.

3).

2.1.3.- Propiedades físicas y mecánicas de las rocas.

El uso específico que se desee dar a una roca determinará cuáles son las propiedades que más interesan y por tanto cuáles las determinaciones que deben hacerse en el laboratorio.

La composición mineralógica de las rocas, así como el arreglo molecular de éstas, nos determinan muchas de sus propiedades físicas, que son idénticas, cualitativamente a las de los minerales, como la densidad o peso específico, tenacidad, etc.

Otras propiedades importantes de las rocas, propias de su naturaleza intrínseca son: la porosidad, alterabilidad, alteración, contenido de humedad, sensibilidad, las cuales se definen a continuación:

Porosidad. Las formas de las discontinuidades de los macizos rocosos son variables, unas son oquedades aproximadamente esféricas que provienen del desprendimiento de gases durante el enfriamiento de las rocas ígneas extrusivas o de disoluciones por agua; otras son discontinuidades alargadas en forma de grietas, producto de los esfuerzos internos generados en la matriz rocosa por efecto de la

dilatación térmica diferencial de los minerales y también por efecto de los esfuerzos tectónicos.

En base a esta distinción, la porosidad se define como absoluta y de fisuración.

La primera es la relación que existe entre el volumen de huecos (poros) y el volumen total de la muestra de roca y se determina mediante la siguiente expresión:

$$n(\%) = \frac{Ww - Ws}{V} 100$$

donde:

Ww = Peso de la muestra saturada.

Ws = Peso seco de la muestra.

V = Volumen total de la muestra.

La porosidad de fisuración se obtiene por la medición del volumen de aire que llena las grietas matriciales interconectadas, mediante un aparato llamado "Porosímetro". Además esta porosidad está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple de la roca, al módulo de deformabilidad inicial tangente, y a la permeabilidad. La porosidad n_o en por ciento es el cociente del volumen de va cíos comunicados Vv , entre el volumen de la muestra Vm mul tiplicado por 100.

$$n_o(\%) = \frac{Vv}{Vm} 100$$

Existen otros métodos como el de Walsh, que ha evalua do la porosidad de fisuración n_o , mediante la obtención - del módulo de compresibilidad volumétrica de una muestra - de roca sometida a presión hidrostática.

Contenido de agua. Esta propiedad es muy importante - debido a que al aumentar el contenido de agua de una roca disminuye la energía superficial de sus minerales, o sea -

que disminuye la cohesión de la roca por la simple presencia del agua en los poros, y en consecuencia al saturarse su deformabilidad aumenta y su resistencia a la compresión simple disminuye. Además, es un parámetro relacionado directamente con el grado de alteración de la roca.

Alteración. Es el conjunto de fenómenos físicos y químicos que actúan en las rocas al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente y que provocan modificaciones en su estructura y composición mineralógica.

Para una roca dada, la fisuración es una forma de alteración, no importa si ella es efecto o causa, pero es evidente que una roca fisurada es menos resistente y que sus minerales constitutivos son accesibles a una agresión externa.

De acuerdo con esto, se define grado de alteración como un parámetro con el que se establece el estado presente de intemperismo de la roca. A medida que el intemperismo avanza en las rocas, su porosidad aumenta, tanto por la fisuración de la roca como por la disolución parcial o total de sus componentes; por esta razón el grado o índice de alteración se ha definido matemáticamente como:

$$i(\%) = \frac{P_2 - P_1}{P_1} 100$$

donde:

P_2 = Peso de la muestra saturada.

P_1 = Peso de la muestra secada en horno a 105 °C.

El grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca. A mayor grado de alteración menor resistencia y mayor deformabilidad del material así como menor efecto de escala.

Alterabilidad. Es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio.

Al estudiar la alterabilidad es necesario darle mucha importancia a la microfisuración, que es fundamental en el proceso de alteración. Sin embargo, en el proceso de alterabilidad es difícil valorar la importancia de la fisuración, ya que depende de la alterabilidad específica de los minerales en las condiciones ambientales del sitio. Por lo tanto la alterabilidad de una roca depende de su grado de fisuración, inherente o provocado, y de la composición química de los materiales, de su arreglo estructural y de los agentes agresivos presentes en la región.

Sensitividad. El concepto de sensitividad de una muestra de roca se establece analizando la variación de su permeabilidad al agua en función del estado de esfuerzos aplicado. Se denomina sensitividad de la roca a la magnitud:

$$S = \frac{k_1}{k_{50}}$$

que es el cociente de las permeabilidades medidas en condiciones de flujo radial divergente a presión de 1 kg/cm² y flujo radial convergente a una presión de 50 kg/cm².

La sensitividad permite valorar la intensidad de la fisuración de una muestra de roca, además sirve para interpretar los resultados de las pruebas de permeabilidad Lu-geon efectuadas en el campo.

Esto significa que la permeabilidad de la masa rocosa depende de la magnitud y dirección de la presión aplicada, pues provoca la abertura o cierre de las fisuras preexistentes en el medio.

Compresión no confinada. Se define como la ruptura de un espécimen de roca sujeto a esfuerzos de compresión en una dirección.

La resistencia a la compresión de una roca está influenciada por su estructura interna, así por ejemplo, las rocas sedimentarias con una gran cantidad de poros tenderán a debilitarse en la compresión más que una roca de grano fino, ígnea o metamórfica. La compresión no confinada está dada en unidades de fuerza entre unidades de área.

Efecto de escala. El efecto de escala es una propiedad muy importante que se debe tomar en cuenta ya que los especímenes de roca ensayados en el laboratorio distan mucho de representar el material que se encuentra en el sitio y este hecho afecta a los parámetros de resistencia y deformabilidad que se requieren para los análisis de estabilidad. Esta propiedad es característica de los medios fracturados o discontinuos.

Los resultados obtenidos en pruebas de resistencia realizadas con muestras de igual relación de esbeltez, varían con el volumen de las probetas ensayadas y la interpretación teórica de dicha variación se basa en conceptos probabilísticos.

El efecto de escala es fundamental debido a que la resistencia a la compresión simple de una formación rocosa puede ser notablemente inferior a la de corazones de tamaño reducido si la roca se encuentra muy fisurada.

El factor de escala se ha definido como el cociente de las resistencias a la compresión simple de probetas de relación de esbeltez 2 y diámetros de 10 y 60 mm, expresándose como:

$$\text{Efecto de escala} = \frac{\bar{R}_{c\phi 10}}{\bar{R}_{c\phi 60}} = (216)^{1/m}$$

siendo m una constante característica para cada material.

El factor de escala disminuye al aumentar la presión confinante sobre la muestra, pues induce el cierre de fisuras preexistentes y, como consecuencia, pierde importancia el carácter discontinuo de la roca; asimismo, cuando aumenta la presión de confinamiento, disminuye el coeficiente de variación de la resistencia al esfuerzo cortante, el cual se determina mediante la siguiente expresión:

$$\frac{S}{R_c} = \sqrt{\frac{2/m!}{(1/m)^2} - 1}$$

La dispersión de los resultados experimentales de pruebas de compresión simple permite orientar la elección del parámetro ' m ' que rige la magnitud del factor de escala.

De la comparación de la resistencia al esfuerzo cortante determinada en el laboratorio con probetas de dimensiones reducidas y de la obtenida en el sitio sobre áreas grandes, se ha observado que el efecto de escala es más pronunciado mientras más acentuado es el carácter discontinuo de la roca.

Deformabilidad. Es la propiedad que tienen los materiales para modificar su volumen o forma, antes de llegar a la ruptura, cuando son sometidos a cambios en su estado de esfuerzos causados por las cargas aplicadas.

Una vez que se ha comprobado satisfactoriamente que el terreno no va a fallar totalmente, se debe estimar el grado de deformación que se producirá al aplicar cargas, decidiendo si esta deformación es admisible.

El grado de deformación depende de la composición,

porosidad, historia de esfuerzos y forma en que se aplique el esfuerzo a la roca, y se puede determinar midiendo directamente las deformaciones producidas, ya sea mediante una prueba de laboratorio o una de campo, o bien recurriendo a los conceptos y fórmulas de la teoría de la elasticidad. Ambos procedimientos nos proporcionan índices del comportamiento y el orden de magnitud de la deformabilidad de la masa rocosa en conjunto.

Módulo de elasticidad. Es también conocido con el nombre de módulo de Young y representa, en un sentido mecánico, la rigidez de la roca.

En una roca determinada homogénea, sometida a compresión en un medio elástico, el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación y se expresa mediante la ley de Hooke:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

donde:

E = Módulo de elasticidad.

σ = Esfuerzo aplicado.

ϵ = Deformación unitaria.

Además, las deformaciones longitudinales son recuperables. En materiales o rocas quebradizas o frágiles, el límite de deformación elástica representa el punto de fractura o resistencia de la roca.

Las propiedades elásticas en las rocas son en realidad variables en distintas direcciones y el valor del módulo de elasticidad depende de la dirección del esfuerzo a que se somete la roca y de las características texturales y estructurales de la misma. El módulo de elasticidad es considerablemente menor en rocas fisuradas incipientes que

en rocas sanas en términos generales. También variará de -
pendiendo de que las pruebas se realicen 'in situ' o en el
laboratorio.

Coefficiente de Poisson. Es otro parámetro importante
en la teoría elástica y se define como la relación que -
existe entre la deformación lateral y la deformación longi-
tudinal, se expresa como:

$$\mu = - \frac{E_x}{E_z} \quad \text{y} \quad \epsilon_x = - \frac{\sigma_z}{E} \mu$$

En otras palabras, la relación de Poisson es una de--
formación volumétrica unitaria, que se expresa en forma -
adimensional.

Evidentemente, tanto el módulo de elasticidad como la
relación de Poisson no son constantes del material, sino -
más bien magnitudes que describen aproximadamente el com -
portamiento de una roca para una combinación particular de
esfuerzos. Para otra serie de esfuerzos se aplican valores
diferentes de las citadas magnitudes, como son el módulo -
tangente y el módulo secante.

Módulo tangente. Es la pendiente de una recta trazada
tangente a una curva esfuerzo-deformación en un punto par-
ticular. El valor del módulo tangente variará con el punto
elegido; así si se elige en el origen de la curva tendre -
mos el módulo tangente inicial.

El módulo tangente se determina mediante la siguiente
expresión:

$$M_1 = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

donde:

M_1 = Módulo de deformación tangencial.

τ = Esfuerzo tangencial aplicado.

ϵ = Deformación o distorsión tangencial.

Módulo secante. Es la pendiente de una recta que une dos puntos diferentes de la curva esfuerzo-deformación. El valor del módulo secante varía con la situación de ambos puntos y se expresa como:

$$M_2 = \frac{\Delta\tau}{\Delta\epsilon}$$

Cuando ambos puntos coincidan, el módulo secante será igual al módulo tangente. Para un material realmente lineal los valores de los tres módulos coinciden. En la figura No.1 se representan los módulos mencionados.

Módulo de deformabilidad volumétrica. Una roca homogénea que evoluciona a fisurada, destruyéndose su estructura interna, se caracteriza por un aumento del coeficiente de las deformaciones transversales debido al microfisuramiento, donde además el módulo de la deformación volumétrica (ϵ) se mantiene constante, muestra la existencia de una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación volumétrica del material, llamado módulo de deformabilidad M_v .

$$M_v = \frac{\tau}{\epsilon} \quad \text{siendo} \quad \epsilon = \frac{\Delta V}{V}$$

donde:

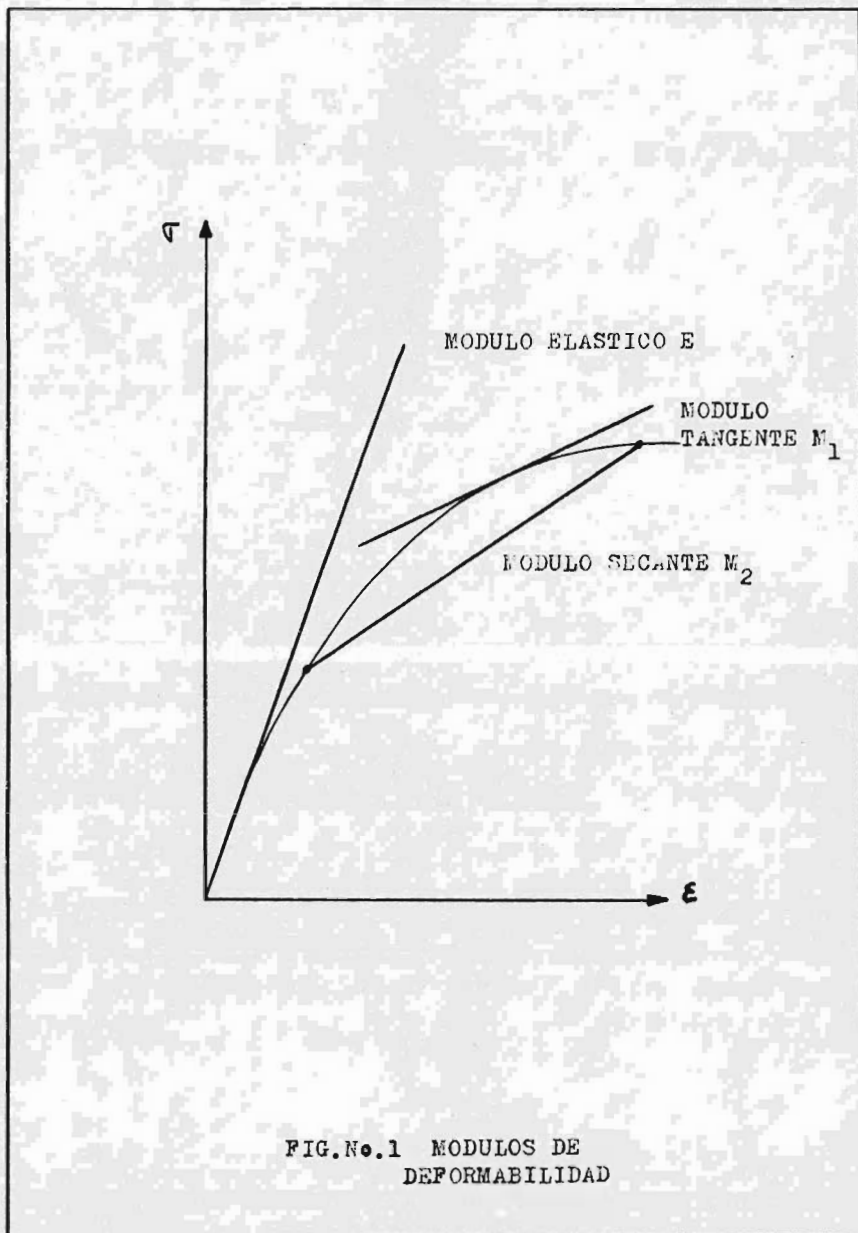
M_v = Módulo de deformabilidad volumétrica.

τ = Esfuerzo aplicado.

ϵ = deformación volumétrica.

Anisotropía. Es la propiedad que presentan tanto las rocas como los suelos debido a que sus características mecánicas varían según la dirección considerada.

Las rocas metamórficas presentan a menudo textura foliada en la cual los minerales laminares están alineados -



paralelamente unos con otros. Se supone que en estos casos el comportamiento de las rocas es anisotrópico. Esto es, - el módulo de deformabilidad en el sentido normal de la foliación, es inferior al medido paralelamente a la foliación, y varía desde el 10 hasta el 40% en los diferentes tipos de rocas.

El comportamiento anisotrópico de las rocas se debe también a otra causa; una fisuración según direcciones privilegiadas, preexistente o inducida durante la prueba.

En la mayoría de los casos de problemas estructurales se desconoce la dirección de los esfuerzos principales, - por lo que es necesario utilizar los valores mínimos de los valores de resistencia de las rocas.

Permeabilidad. Es una propiedad de los materiales que indica la facilidad con la cual el agua (o cualquier otro fluido) circula a través de ellos.

La porosidad de fisuración y la permeabilidad están estrechamente relacionadas, pudiéndose expresar esta relación mediante la ecuación de Casagrande:

$$k \propto n$$

en la que:

k = Coeficiente de permeabilidad.

n = Porosidad de la roca.

El flujo de agua está regido por la ley de Darcy, expresado como:

$$Q = kiA$$

donde:

Q = Volumen de flujo de agua.

A = Area de la roca por donde pasa el flujo.

i = Gradiente hidráulico del flujo.

Esta fórmula también puede expresarse como:

$$V_p = \frac{P_c}{\eta} \rho_i$$

donde:

V_p = Velocidad de filtración.

P_c = Permeabilidad constante.

ρ_i = Gradiente hidráulico.

η = Coeficiente de viscosidad.

Debe tomarse en cuenta que en terrenos estratificados la permeabilidad no es la misma en sentido vertical que en el sentido horizontal (caso contrario ocurre en la mayoría de las rocas ígneas).

2.2.- Suelos.

Todas las superficies de las rocas expuestas a la atmósfera durante un lapso apreciable de tiempo han sido - - afectadas notablemente por los agentes atmosféricos como - - el viento, corrientes de agua, heladas, cambios de temperatura, etc., que producen la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, que se transforman en - - suelos.

Por lo anterior, suelo se define como la acumulación de sedimentos no consolidados de partículas sólidas, independientemente de que tengan o no materia orgánica.

Dependiendo del origen de sus elementos, los suelos - - se dividen en dos grupos que son: los suelos originados - - por la descomposición física y química de las rocas, los - - cuales a su vez pueden ser de dos tipos: residuales o - - transportados y los suelos de origen orgánico.

Los suelos residuales son aquellos que se originan - -

cuando el producto de la meteorización de las rocas no es arrastrado como sedimento, sino que se acumula "in situ".

Suelos transportados son los que han sido removidos - de su lugar de origen por los agentes de transporte y redepositados en otra zona, de esta manera se generan suelos - que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa - con ellos.

2.2.1.- Minerales que forman los suelos.

Los minerales predominantes en los suelos formados - por partículas gruesas son los mismos que contienen las rocas, ya que estos suelos han sido originados por los agentes físicos (cambios de temperatura, congelación de agua, etc.), es decir que su constitución mineralógica y química no han sufrido modificaciones notables.

Los minerales que se encuentran en la fracción más fina pertenecen a un grupo conocido como minerales arcillosos, que tienen su origen por la acción de agentes químicos que atacan a las rocas, modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es el agua y los principales mecanismos de ataque son la hidratación, oxidación y carbonatación, los cuales conducen a la formación - de estos nuevos minerales dentro de la masa pétreo. Estos minerales tienen una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas silíceas y aluminicas hidratadas.

De acuerdo con su estructura reticular, los minerales arcillosos se dividen en tres grandes grupos conocidos como caolinitas, montmorilonitas e ilitas.

Las caolinitas están formadas por una lámina silícea y otra aluminica, que se superponen indefinidamente, la -

unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas, por lo que las arcillas caoliníticas son relativamente estables en presencia de agua.

Las montmorilonitas están constituidas por una lámina aluminica entre dos silícicas, superponiéndose indefinidamente. La unión entre las retículas es débil, por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad. Debido a ésto las arcillas montmoriloníticas presentan fuerte tendencia a la inestabilidad volumétrica en presencia de agua.

Las ilitas están estructuradas análogamente que las montmorilonitas, pero su constitución interna manifiesta tendencia a formar grumos de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen. Por ello, su expansividad es menor que la de las montmorilonitas y en general, las arcillas iliticas, se comportan mecánicamente en forma más favorable.

2.2.2.- Propiedades índice de los suelos.

Las propiedades índice de los suelos son el resultado de pruebas convenientemente realizadas, que proporcionan información cuantitativa que puede relacionarse a las propiedades físicas de los suelos que interesan al ingeniero.

Las propiedades índice pueden dividirse en dos tipos generales: propiedades de los granos de suelo y propiedades del agregado o conjunto.

La propiedad más importante de los granos en los suelos gruesos, constituidos por partículas mayores que la malla No.200 (0.074 mm.) y menores que la malla de 3" (7.62 cm.), es su distribución granulométrica, que se determina

por medio de un análisis mecánico. Para determinar la distribución granulométrica en suelos que contengan material fino deberá usarse el método de análisis mecánico húmedo o de sedimentación.

En los materiales finos, formados por las partículas menores de 0.074mm, es más importante la composición mineralógica que la forma de las partículas. Por otra parte, - debido a que si las partículas del suelo son más pequeñas que 0.002 mm, la influencia de la fuerza de gravedad en cada partícula es insignificante comparada con las fuerzas - eléctricas que actúan en la superficie de la misma. Si éstas predominan, se dice que el material se encuentra en estado coloidal.

Las partículas coloidales del suelo consisten principalmente en minerales de arcilla, que están constituidos - básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentando además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados, que tienen estructuras cristalinas que difieren de los minerales originales.

Lo suelto o lo compacto de una muestra de suelo puede determinarse cuantitativamente en el laboratorio. Los términos porosidad, relación de vacíos, y el peso específico relativo de los sólidos se usan comúnmente para definir la densidad de la muestra.

Porosidad. Se define como la relación que existe entre el volumen de vacíos y el volumen total de la muestra.

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m}$$

Cuando un suelo se comprime, cambian los valores de -

la ecuación anterior, por lo que es necesario, para determinar los asentamientos, referir el espacio vacío a un denominador invariable. Por esta razón se usa el concepto conocido como relación de vacíos u oquedad.

Relación de vacíos. Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos, es decir:

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

Una de las propiedades más importantes de los suelos finos es el contenido de agua o humedad.

Contenido de agua. Se define como la relación que hay entre el peso del agua contenida en una muestra de suelo y el peso de los sólidos de la misma.

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} 100$$

La mayor parte de los suelos que están arriba del nivel freático, tienen sus vacíos ocupados en parte por agua y en parte por aire, por lo que es importante conocer su grado de saturación.

Grado de saturación. Se define como la relación que existe entre el volumen de agua contenido en la muestra de suelo y el volumen de vacíos de la misma.

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} 100$$

Peso específico. El peso por unidad de volumen o peso específico se define por la relación entre el peso total de la muestra y su volumen total.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Es conveniente indicar por medio de subíndices si el suelo está completamente saturado o si está seco; así tenemos para el peso volumétrico saturado γ_{sat} y para el peso volumétrico seco γ_d .

Compacidad relativa. En el comportamiento de un suelo influye mucho lo suelto o lo compacto de su estructura. La relación de vacíos o la porosidad de cualquier suelo usualmente no proporcionan por sí solos una indicación directa de su comportamiento cuando se carga o se excava, por lo tanto la compacidad relativa de un material grueso es más importante que la sola relación de vacíos.

La compacidad relativa se define mediante la siguiente expresión:

$$C_r (\%) = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}}$$

donde:

$e_{m\acute{i}n}$ = Relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo.

$e_{m\acute{a}x}$ = Relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo.

e_{nat} = Relación de vacíos de la muestra en estado natural.

Una de las propiedades más importantes de los suelos gruesos (friccionantes), en su estado natural, es la compacidad, que puede relacionarse con la prueba de penetración estándar para determinar su valor. Esta propiedad es muy importante ya que puede correlacionarse con el ángulo de fricción interna, que es la característica fundamental respecto a su comportamiento.

Por lo que respecta a los suelos finos (cohesivos) la

compacidad no permite tener una idea del valor de su resistencia a la compresión simple, por esta razón el ingeniero debe aprender a estimar la resistencia a la compresión simple de otra manera.

Cuando se amasa con las manos una muestra de arcilla inalterada sin que se modifique su humedad, generalmente se ablanda. Puede investigarse esta característica, remoldeando sin que pierda agua, una muestra de material que se haya probado anteriormente a la compresión. La relación:

$$S = \frac{q_u \text{ inalterada}}{q_u \text{ remoldeada}}$$

se conoce como sensibilidad de la arcilla.

Límites de Atterberg. Si el contenido de agua de una suspensión espesa de arcilla se reduce gradualmente, la mezcla de arcilla y agua pasa del estado líquido, al estado semilíquido, al estado plástico, al estado semisólido y finalmente al estado sólido.

Se ha encontrado que los contenidos de agua correspondientes a las transiciones de un estado a otro, usualmente son diferentes cuando se han remoldeado y son aproximadamente iguales en las arcillas que tienen propiedades físicas semejantes. Por lo tanto, las fronteras entre los estados de consistencia pueden servir como propiedades índice, útiles en la clasificación de las arcillas.

Arriba del límite líquido, el sistema de suelo y agua es una suspensión, abajo de éste y arriba del límite plástico, el sistema de suelo y agua se dice que está en estado plástico. En este estado el suelo puede deformarse o remoldearse sin la formación de grietas, sin que cambie de volumen y sin deformaciones elásticas.

A la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico se le llama índice de plasticidad:

$$I_p = LL - LP$$

Algo abajo del límite plástico, el sistema de agua y suelo llega al límite de contracción. La reducción de la humedad del suelo por secado abajo del límite de contracción no se acompaña de disminución de volumen, por el contrario, el aire entra en los huecos del sistema y el material se convierte en no saturado.

2.2.3.- Clasificación de suelos.

El procedimiento empleado para la diferenciación de los diferentes tipos de suelos que existen en la corteza terrestre es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), el cual ha sido adoptado universalmente por permitir una clasificación digna de confianza sobre la base de algunos ensayos de laboratorio poco costosos.

Este sistema de clasificación se basa principalmente en las características granulométricas de la fracción gruesa y en los límites de Atterberg (plasticidad) de las fracciones finas y muy finas.

En la tabla 2 (Ref.4) se presenta la clasificación S.U.C.S. con los procedimientos de identificación y descripción, tanto en campo como en el laboratorio, de los diferentes tipos de suelo que se pueden encontrar en la naturaleza.

2.2.4.- Propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos.

Las propiedades más importantes que se deben conocer de los suelos son la resistencia al esfuerzo cortante, la permeabilidad y la relación esfuerzo-deformación, ya que -

éstas son las que rigen el comportamiento de dichos materiales.

Resistencia al esfuerzo cortante. Los suelos como la mayoría de los sólidos, rompen por tensión o por corte. Los esfuerzos de tensión pueden causar la abertura de grietas, que bajo algunas circunstancias de importancia práctica, son indeseables o dañinas.

La resistencia al esfuerzo cortante es la fuerza que debe aplicarse para producir un desplazamiento o deslizamiento relativo entre unas partes del material con respecto a las otras.

La rotura por corte se presenta cuando en alguna superficie que pasa por un punto de una masa de suelo se alcanza una combinación crítica entre el esfuerzo normal y el esfuerzo tangencial o de corte.

El dispositivo más usado para determinar el valor de esta propiedad es la cámara triaxial y los valores obtenidos son representados en un sistema de coordenadas, conocido como diagrama de Mohr, cuyo eje horizontal corresponde a los esfuerzos normales y el vertical a los esfuerzos tangenciales o cortantes.

Compresibilidad. La compresibilidad de los suelos es muy importante, ya que conociendo esta propiedad se puede calcular o estimar la magnitud y la distribución de los asentamientos que se producen por la compresión de los estratos confinados de arcilla principalmente; la expresión que permite evaluar dichos asentamientos es :

$$\Delta H = m_v \Delta \bar{P}H$$

donde:

ΔH = Compresión que sufre el estrato.

todos los suelos, incluyendo las arcillas; esta propiedad se define como la capacidad que tiene un suelo para permitir el paso de aguas libres a través de él.

La importancia de la permeabilidad de los suelos es triba en el efecto decisivo que tiene sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas.

Se dice que algunos materiales como la arcilla compacta son impermeables, debido a que la cantidad de agua que escurre a través del material es muy pequeña.

La circulación de agua a través de la masa de diferentes suelos obedece aproximadamente a leyes idénticas, de modo que la diferencia en este concepto es sólo de magnitud. Dicha circulación de agua está regida por la ley de Darcy, la cual se basa en los principios hidráulicos del flujo laminar, es decir que obedece a las mismas leyes que determinan el escurrimiento del agua en tubos no rectos de sección constante y está expresada como:

$$V = Ki$$

donde:

V = Velocidad de descarga.

K = Coeficiente de permeabilidad.

i = Gradiente hidráulico.

El coeficiente de permeabilidad K depende de las propiedades del material poroso y de las del líquido que circula a través de él.

PRINCIPALES TIPOS		PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EXCLUYEN LAS PARTICULAS MAYORES Y SE BASAN LAS FRACCIONES EN:	
SUELOS DE PARTICULAS GRANDES MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA No. 200 (1.) GRAVAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION ORGÁNICA ES RETENIDA EN LA MALLA No. 40. (PARA LA CLASIFICACION VISUAL PUEDE USARSE 1/2 CM. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 40.)	GRAVAS LIMPAS (CANTIDAD APRECIA-BLE DE PARTICULAS FINAS O NINGUNA)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE TENDENCIAS APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS. PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O IN-AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS	
	GRAVAS LIMPAS (CANTIDAD APRECIA-BLE DE PARTICULAS FINAS O NINGUNA)	FRACCION FINA POCO O NADA PASA LA MALLA No. 40 Y EN LA FRONTERA QUE SE CARLA VEASE GRUPO ML.) FRACCION FINA PLASTICA (PARA GRUPO CL)	DE LA LINEA A ENTRE 4 Y 7 SON EN FRONTERA QUE EN EL USO DE DOBLES.
SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA No. 200 (SUS PARTICULAS DE 0.075 MM. DE DIAMETRO)	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION ORGÁNICA PASA LA MALLA No. 40. (PARA LA CLASIFICACION VISUAL PUEDE USARSE 1/2 CM. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 40.)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE TENDENCIAS APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS. PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O IN-AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS	
	ARENAS LIMPAS (CANTIDAD APRECIA-BLE DE PARTICULAS FINAS O NINGUNA)	FRACCION FINA POCO O NADA PASA LA MALLA No. 40 Y EN LA FRONTERA QUE EN EL USO DE DOBLES.	DE LA LINEA A Y ENTRE 4 Y 7 SON EN FRONTERA QUE EN EL USO DE DOBLES.
SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA No. 200 (SUS PARTICULAS DE 0.075 MM. DE DIAMETRO)	LIMOS Y ARCILLAS LIMAS LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION QUE PASA LA MALLA No. 40	RESISTENCIA EN ESTADO SECO. (CARACTERISTICA AL ROMPIMIENTO)
	LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	MULA O LIGERA	NOVILIDAD AGUA. (REACCION AGITADO)
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	LIGERA A MEDIA	MECIA O ALTA	NOVILIDAD AGUA. (REACCION AGITADO)
	LIGERA A MEDIA	LIGERA A MEDIA	NOVILIDAD AGUA. (REACCION AGITADO)
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	MECIA A ALTA	MECIA A ALTA	NOVILIDAD AGUA. (REACCION AGITADO)
	FACILMENTE IDENTIFICABLES POR LA CONSISTENCIA ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE BRUNCA.		

(*) CLASIFICACIONES FRONTERA. - LOS SUELOS QUE POSEAN LA CONSISTENCIA ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE BRUNCA SON DE TIPO MULA O LIGERA.
(**) TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS SON LOS U. S. ORGAN

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

ESTOS PROCEDIMIENTOS SE EJECUTAN CON LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No. 40 (APROXIMADAMENTE 0.5 MM). PARA FINES DE CLASIFICACION EN EL CAMPO, SI NO SE USA LA MALLA SE TOCAN A LA MANO LAS PARTICULAS QUE INTERFIEREN CON LAS PRUEBAS.

MOVILIDAD DEL AGUA (REACCION AL AGITADO)

DESPUES DE QUITAR LAS PARTICULAS MAYORES QUE LA MALLA No. 40, PREPARARSE UNA PASTILLA DE SUELO HUMEDO IGUAL A ISOMAS APROXIMADAMENTE. SI ES NECESARIO, AÑADASE SUFICIENTE AGUA PARA OBTENER UN SUELO SUAVE - PERO NO PEGAJOSO.

COLOCARSE LA PASTILLA EN LA PALMA DE LA MANO Y AGITARSE HORIZONTALMENTE, GOLPEANDO VIGOROSAMENTE CONTRA LA OTRA MANO VARIAS VECES. UNA REACCION POSITIVA CONSISTE EN LA APARICION DE AGUA EN LA SUPERFICIE DE LA PASTILLA, LA CUAL CAMBIA AGORRIENDO UNA CONSISTENCIA DE NIGADO Y SE VUELVE LUSTROSA. CUANDO LA PASTILLA SE APRIETA ENTRE LOS DEDOS, EL AGUA Y EL LUSTRE DESAPARECEN DE LA SUPERFICIE, LA PASTILLA SE VUELVE TIESA Y, FINALMENTE SE AGRIETA O SE DESMORONA. LA RAPIDEZ DE LA APARICION DEL AGUA, DURANTE EL AGITADO, Y DE SU DESAPARICION DURANTE EL APRIETADO, SIRVE PARA IDENTIFICAR EL CARACTER DE LOS FINOS EN SU SUELO.

LAS ARENAS LIMPAS MUY FINAS DAN LA REACCION MAS RAPIDA Y DISTINTIVA MIENTRAS QUE LAS ARCILLAS PLASTICAS NO TIENEN REACCION. LOS LIMOS INORGANICOS, TALES COMO EL TIPOICO PUELO DE ROCA, DAN UNA REACCION RAPIDA MODERADA

RESISTENCIA EN ESTADO SECO (CARACTERISTICA AL ROMPIMIENTO)

DESPUES DE ELIMINAR LAS PARTICULAS MAYORES QUE LA MALLA No. 40, MOLDARSE UNA PASTILLA DE SUELO HASTA ALCANZAR UNA CONSISTENCIA DE MASELLA AÑADIENDO AGUA SI ES NECESARIO. DEBE SECAR LA PASTILLA COMPLETAMENTE EN UN HORNO, AL SOL O AL AIRE Y PRUEBARE SU RESISTENCIA ROMPIENDOLA Y DESMORONANDOLA ENTRE LOS DEDOS. ESTA RESISTENCIA ES UNA MEDIDA DEL CARACTER Y CANTIDAD DE LA FRACCION COLLOIDAL QUE CONTIENE EL SUELO. LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTA CON LA PLASTICIDAD. UNA ALTA RESISTENCIA EN SECO ES CARACTERISTICA DE LAS ARCILLAS DEL GRUPO CH. UN LIMOS INORGANICO TIPOICO POSEE SOLAMENTE MUY LIGERA RESISTENCIA. LAS ARENAS FINAS LIMOSAS Y LOS LIMOS TIENEN APROXIMADAMENTE, LA MISMA RESISTENCIA, PERO PUEDEN DISTINGUIRSE POR EL TACTO AL FROTAR EL ESPECIMEN SECO. LA ARENA FINA SE SIETE GRANULAR MIENTRAS QUE EL LIMOS TIPOICO DA LA SENSACION SUAVE DE LA HARINA.

TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)

DESPUES DE ELIMINAR LAS PARTICULAS MAYORES QUE LA MALLA No. 40, MOLDARSE UN ESPECIMEN DE APROXIMADAMENTE 150MS HASTA ALCANZAR LA CONSISTENCIA DE MASELLA. SI EL SUELO ESTA MUY SECO, DEBE AGREGARSE AGUA. PERO SI ESTA PEGAJOSO, DEBE EXTENDERSSE EL ESPECIMEN FORMANDO UNA CAPA DELGADA QUE PERMITA LA PERDIDA DE HUMEDAD POR EVAPORACION. POSTERIORMENTE EL ESPECIMEN SE PUEDE CON LA MANO SOBRE UNA SUPERFICIE LISA, O ENTRE LAS PALMAS HASTA HACER UN RULLITO DE 3MM. DE DIA METRO APROXIMADAMENTE. SE AÑADA Y SE VUELVE A MOLDAR VARIAS VECES. DURANTE ESTAS OPERACIONES, EL CONTENIDO DE HUMEDAD SE REDUCE GRADUALMENTE Y EL ESPECIMEN LLEGA A PONERSE TIESO, PIERDE FINALMENTE SU PLASTICIDAD Y SE DESMORONA CUANDO SE ALCANZA EL LIMITE PLASTICO. DESPUES DE QUE EL SUELO SE HA DESMORONADO LOS PEDAZOS DEBEN JUNTARSE CONTINUANDO EL MOLDADO ENTRE LOS DEDOS HASTA QUE LA MASA SE DEBE VOLTAR NUEVAMENTE.

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

ESTOS PROCEDIMIENTOS SE EJECUTAN CON LA MAYOR O MEJOR TENACIDAD DEL RULLITO AL APLICARSE AL LIMITE PLASTICO, POR LA RAPIDEZ DE LA MUESTRA AL PONERSE FINALMENTE ENTRE LOS DEDOS, AL DESMORONARSE DEL RULLITO EN EL LIMITE PLASTICO, LA PERDIDA RAPIDA DE LA HUMEDAD DE LA MUESTRA AL RESASAR ESTE LIMITE INDICAN LA PRESENCIA DE ARBILLA ORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD O DE MATERIAS TALES COMO, ARBILLA DEL TIPO CACILIN Y ARBILLAS ORGANICAS QUE CUANDO SE LA LLEVA A LAS ARBILLAS ALTAMENTE ORGANICAS DAN UNA SENSACION DE DUREZ Y SON ESPONJOSOS, AL TACTO EN EL LIMITE PLASTICO.

III.- PRUEBAS DE LABORATORIO Y CAMPO.

Los especímenes que se obtienen mediante los trabajos previos de muestreo, nos sirven para realizar las pruebas de laboratorio, con el fin de conocer las propiedades índice y mecánicas de los diferentes materiales que se encuentran en el subsuelo. Pueden ser de dos tipos, alteradas o inalteradas.

Las muestras alteradas son aquellas cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se emplean en el laboratorio para identificar el tipo de suelo o roca al que corresponden, además sirven para realizar las pruebas índice y para preparar especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas. Este tipo de muestras se obtienen mediante perforaciones hechas con palas posteadoras, barrenas helicoidales, por medio de excavaciones ya sea en zanjas o pozos a cielo abierto, o por el método de penetración estándar.

Las muestras "inalteradas" son aquellas cuyo acomodo estructural está relativamente inalterado, ya que necesariamente se inducen cambios de esfuerzo por su extracción y estos generan cambios volumétricos. Estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de material, para realizar pruebas índice y mecánicas. Para evitar al máximo las variaciones mencionadas, este tipo de muestras se deben transportar cuidadosamente al laboratorio debidamente protegidas. Las muestras se obtienen mediante pozos a cielo abierto, zanjas, cortes, tubos de pared delgada, muestreador Denison, muestreador Pitcher, -

brocas muestreadoras, etc..

Las principales propiedades físicas que se deben conocer para evaluar el comportamiento de un suelo o roca son: la resistencia al esfuerzo cortante, la deformabilidad y la permeabilidad, las cuales se estudian mediante ensayos de laboratorio sobre muestras representativas inalteradas, obtenidas de lugares representativos del área sobre o en la que se vaya a construir la obra proyectada, o bien directamente en el campo, dichos ensayos se mencionan a continuación.

3.1.- Suelos.

3.1.1.- Pruebas de laboratorio.

Propiedades índice. Las propiedades índice de los suelos se evalúan por medio de la granulometría y los límites de consistencia principalmente.

Granulometría. Consiste en separar por tamaños los granos que componen el suelo. Esta separación se hace mediante el cribado del material a través de una serie de mallas o tamices para partículas mayores de 0.074 mm y por sedimentación, usando el hidrómetro para partículas menores, el cual se basa en la ley de Stokes que rige la caída libre de una esfera en un líquido.

Las mallas más usuales para realizar el análisis granulométrico por cribado son: 3"(76.2 mm), 2"(50.8 mm), 1"(25.4 mm), 1/2"(12.7 mm), 3/8"(9.52 mm), No.4(4.76 mm), No.10(2.0 mm), No.20(0.84 mm), No.40(0.42 mm), No.100(0.149 mm), No.200(0.074 mm), charola y tapa.

El procedimiento consiste en hacer pasar la muestra de suelo sucesivamente a través de un juego de tamices de

aberturas descendentes, hasta la malla No. 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño. El complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. El método se dificulta cuando las aberturas son pequeñas, por lo que se recurre al procedimiento de lavado para ayudar al paso de la muestra.

Con los porcentajes de material retenido y los que pasan se construye la curva granulométrica, utilizando papel semilogarítmico, colocando en las abscisas el diámetro y - en las ordenadas el porcentaje acumulado que pasa.

De la curva granulométrica se obtienen los parámetros D_{10} , D_{30} y D_{60} , necesarios para calcular los coeficientes de uniformidad y de curvatura que se definen como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{y} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

respectivamente, donde:

D_{10} = Tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo.

D_{30} , D_{60} = Tamaño tal que el 30 y 60%, en peso, del suelo sea igual o menor, respectivamente.

Mediante estos coeficientes se pueden clasificar los suelos como bien o mal graduados, y el porcentaje de partículas menores de 0.074 mm permite agruparlos como suelos limpios o con fracción fina.

El método del hidrómetro es aplicable a partículas de tamaño comprendido entre 0.1 mm y 0.0005 mm y consiste en dejar sedimentar una suspensión de material. Con el hidró-

metro se puede precisar la variación del peso volumétrico de la suspensión a medida que transcurre el tiempo. La ley de Stokes permite, por otra parte, determinar el diámetro equivalente máximo de las partículas que, al sedimentarse, se encuentran a la altura del centro del bulbo del hidrómetro en un instante dado. La combinación de ambos datos proporciona la granulometría del material en suspensión.

Límites de consistencia o de Atterberg.

Límite líquido. Es el contenido de agua de un suelo, expresado como porcentaje del peso seco, para el cual se cierra una ranura, sin resbalar en su apoyo, de dimensiones normalizadas en una muestra remoldeada, colocada en un aparato denominado copa de Casagrande, al someterla a un impacto de 25 golpes bien definidos.

La prueba consiste en mezclar unos 100 gramos de suelo húmedo hasta obtener una pasta homogénea de consistencia suave y uniforme, de la cual se coloca una porción (50 a 75 gr) en la copa de Casagrande con un espesor máximo de 1 cm y se hace la ranura correspondiente, procediendo en seguida a accionar la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesario para que la parte inferior del talud de la ranura se cierre 1.27 cm. Se mezcla nuevamente el suelo para repetir la operación hasta que se obtengan dos determinaciones congruentes con diferencia máxima de un golpe. El contenido de agua se obtiene de 10 gramos, aproximadamente, de material que se toman de la proximidad de la ranura.

El procedimiento se repite agregando agua o secando el material hasta obtener cuatro determinaciones comprendidas entre 10 y 35 golpes.

Con los contenidos de agua obtenidos se dibuja la gráfica No. de golpes-contenido de agua en papel semilogarítmico, la gráfica resultante es, aproximadamente, una línea recta llamada curva de fluidez. La ordenada de la curva correspondiente a una abscisa de 25 golpes, es el límite líquido.

Límite plástico. Es el contenido de agua con el que se rompe en fragmentos de tamaño definido un rollo de 3 mm de diámetro formado con el suelo al rodarlo con la palma de la mano, sobre una superficie plana.

La muestra para esta prueba se prepara de igual manera que para la obtención del límite líquido y el procedimiento consiste en rodar una pequeña muestra (10 gr) sobre una placa de vidrio despulido, bajo la palma de la mano hasta formar un cilindro de 3 mm de diámetro, esta operación se repite tantas veces como sea necesario hasta que el cilindro presente señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro de 3 mm. Al llegar al límite señalado, se determina el contenido de agua del cilindro correspondiente.

El procedimiento se repite dos veces más, para obtener tres valores; el valor del límite plástico será el promedio de los tres valores.

Límite de contracción. Es el contenido de agua necesario para saturar un suelo contraído por secado.

La muestra empleada para esta prueba se prepara en la misma forma que para el límite líquido. La prueba se realiza colocando, en un anillo calibrado, la muestra con un contenido de humedad cercano al límite plástico, presionándola para remover las posibles burbujas de aire, dejándola

en un cuarto húmedo durante 12 horas, para después dejarla secar al aire hasta observar un cambio marcado en el color de la muestra y se pueda retirar del anillo; posteriormente se seca en el horno durante 24 horas. Se pesa la muestra seca y se determina su volumen sumergiéndola en un recipiente con mercurio, la cantidad de mercurio desalojado representa el volumen de la muestra.

El límite de contracción se calcula con la expresión:

$$LC(\%) = w_i \frac{(V_i - V_f) \gamma_w}{W_s} 100$$

donde:

w_i = Contenido de agua del suelo antes de contraerse

V_i = Volumen inicial de la pastilla.

V_f = Volumen final del suelo seco.

W_s = Peso de los sólidos.

De los resultados obtenidos en la determinación de los límites de consistencia, se pueden encontrar los valores de los índices de plasticidad, de fluidez, de contracción, de liquidez y de la actividad del suelo.

Permeabilidad. Los procedimientos empleados en el laboratorio para determinar el coeficiente de permeabilidad pueden dividirse en directos e indirectos. Dentro de los directos existen dos tipos de pruebas que permiten determinar directamente el coeficiente de permeabilidad y son:

- Prueba de permeabilidad bajo carga constante.
- Prueba de permeabilidad bajo carga variable.

El primer tipo de prueba se utiliza para suelos relativamente permeables, tales como gravas, arenas y mezclas de ambos. Los coeficientes de permeabilidad para estos suelos varían de 10^2 a 10^{-3} cm/seg.

El procedimiento para esta prueba consiste en someter la muestra de suelo a un flujo de agua bajo una carga hidráulica constante. La figura No.2 muestra el dispositivo empleado para la realización de la prueba.

El coeficiente de permeabilidad se determina directamente con base en la ley de Darcy, y se calcula mediante la fórmula:

$$k = \frac{VL}{Aht}$$

donde:

k = Coeficiente de permeabilidad, en cm/seg.

V = Volumen de agua, medido en cm³.

L = Longitud de la muestra, en cm.

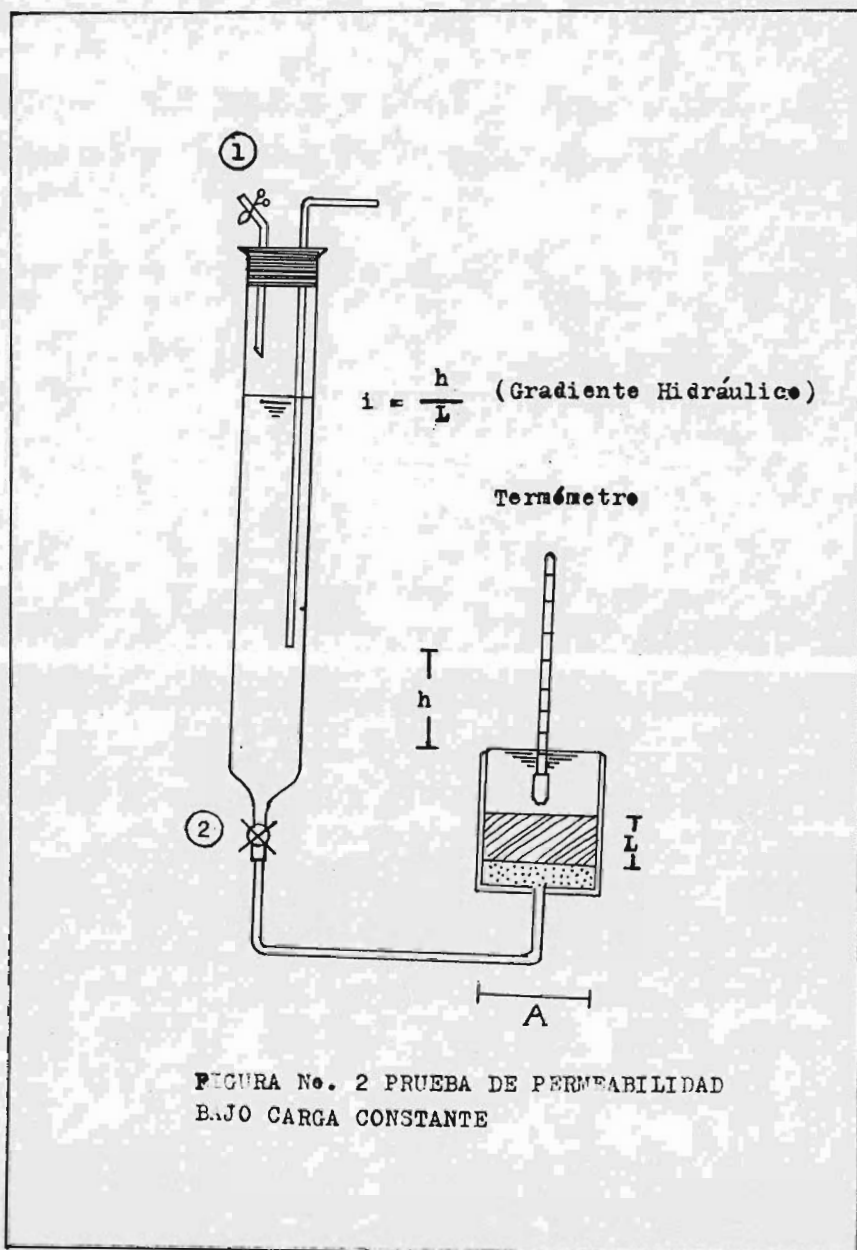
A = Area de la sección transversal del espécimen, en cm².

h = Carga bajo la cual se produce la filtración, en cm.

t = Tiempo en que se efectúa la prueba, en seg.

La prueba bajo carga variable se aplica a suelos con coeficiente de permeabilidad comprendida entre 10⁻¹ y 10⁻⁶ cm/seg, en general suelos no plásticos, mediante la selección adecuada de las dimensiones de la probeta y la bureta. Para suelos menos permeables, los tiempos de prueba resultan tan prolongados que la evaporación y las variaciones de temperatura producen errores importantes. Para estos suelos es conveniente realizar la prueba con un gradiente hidráulico alto, aplicado mediante presión de aire, o calcular indirectamente el coeficiente de permeabilidad a partir de los resultados de una prueba de consolidación.

El coeficiente de permeabilidad se calcula a partir -



de la fórmula:

$$k = 2.3 \frac{La}{A(t_2 - t_1)} \log \frac{h_1}{h_2} \quad \delta \quad k = \frac{La}{A(t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

donde:

k = Coeficiente de permeabilidad, en cm/seg.

L = Longitud de la muestra, en cm.

A = Area de la muestra, en cm^2 .

a = Sección de la bureta, en cm^2 .

h_1 = Carga inicial corregida por capilaridad en el instante t_1

h_2 = Carga final corregida por capilaridad en el instante t_2 , en cm.

El dispositivo para la realización de la prueba se muestra en la figura No.3.

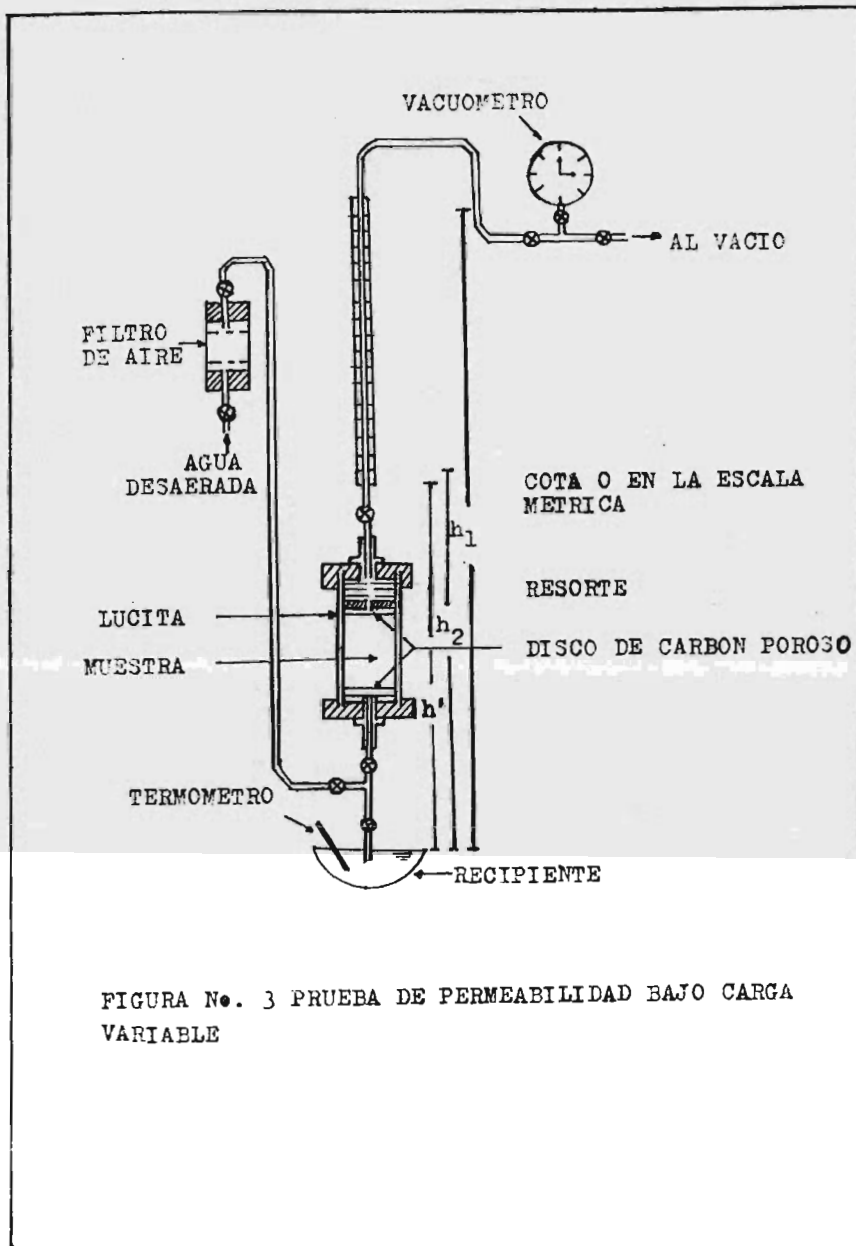
Los procedimientos indirectos para la determinación del coeficiente de permeabilidad son:

- A partir de la granulometría, el cual sólo se aplica a suelos gruesos limpios de finos; los resultados son poco precisos.

- A partir de la prueba de capilaridad, el cual puede ser útil como prueba rápida para control en campo.

- A partir de la prueba de consolidación, que se basa en hipótesis que no se cumplen con exactitud, por lo que es preferible recurrir a métodos de determinación directa si se desea un valor preciso, a menos que el material sea muy poco permeable.

Deformabilidad. La deformabilidad de los suelos se puede estimar en el laboratorio mediante el ensaye de consolidación unidimensional bajo esfuerzo constante, empleando un consolidómetro preferentemente de anillo flotante, -



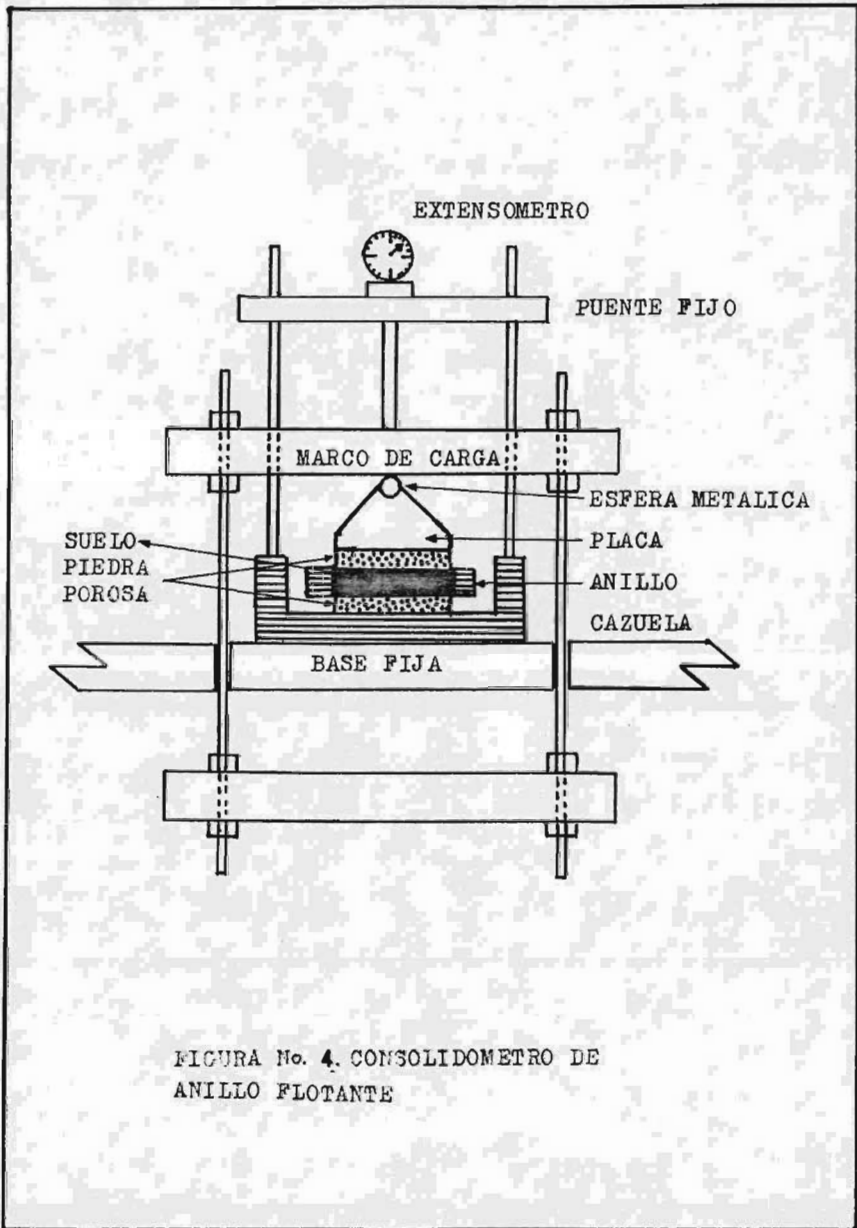
en la figura No.4 se muestra el dispositivo para la realización de la prueba.

La prueba de consolidación consiste en comprimir verticalmente un espécimen de material inalterado labrado de dimensiones que varían entre 7 y 10 cm de diámetro y de 1 a 2.5 cm de altura, confinado en un anillo rígido, de acuerdo con una secuela de cargas establecidas de antemano. Para cada incremento de carga el espécimen sufre una primera deformación, atribuible al proceso de expulsión de agua o aire, que se llama consolidación primaria o hidrodinámica y una segunda deformación debida a fenómenos de flujo plástico entre partículas del suelo, cuyos efectos son más notables después de que se ha terminado el proceso de consolidación primaria.

El consolidómetro de anillo flotante es el más recomendable porque la fricción que se desarrolla entre el anillo y el espécimen es menor que en un consolidómetro de anillo fijo, el cual puede ser preferible para suelos muy blandos, que no pueden soportar el peso del anillo flotante.

El sistema de cargas puede ser mecánico, neumático o hidráulico. El primero es el que se usa aún en la mayoría de los laboratorios; la carga se aplica por medio de pesas colocadas en una ménsula que cuelga del extremo de una viga de carga con forma de sector circular. La carga aplicada a la muestra se obtiene multiplicando los pesos por la relación de brazos de palanca del sistema, que es generalmente de 10.

Los sistemas neumático e hidráulico presentan la ventaja de evitar impactos al aplicar las cargas.



Los parámetros que se obtienen de esta prueba son:

a) El coeficiente de compresibilidad a_v , que es igual a la pendiente de la curva relación de vacíos-presiones, - cuya expresión matemática es:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1} \quad (\text{cm}^2/\text{kg})$$

donde e_1 , p_1 son la relación de vacíos y la presión en una primera etapa y e_2 , p_2 , en una segunda etapa.

b) Coeficiente de consolidación C_v , que es el parámetro de la ecuación diferencial del proceso de consolidación y se expresa como:

$$C_v = \frac{TH^2}{t} \quad (\text{cm}/\text{seg})$$

donde:

H = Espesor efectivo del estrato de suelo, en cm.

T = Factor tiempo, adimensional.

t = Tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a un factor tiempo dado en seg.

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra como:

$$C_v = \frac{0.197H^2}{t_{50}} \quad (\text{cm}/\text{seg})$$

donde:

$T_{50} = 0.197$, que se deduce de la curva de consolidación teórica.

t_{50} = Tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance el 50% de consolidación, en seg.

c) Coeficiente de permeabilidad, definido como:

$$k = \frac{C_v a_v \gamma_w}{(1 + e)} \quad (\text{cm/seg})$$

donde:

γ_w = Peso volumétrico del agua.

e = Relación de vacíos.

Resistencia al esfuerzo cortante. Los parámetros ϕ y c que se utilizan para estimar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo de acuerdo a la fórmula:

$$S = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

donde:

S = Resistencia al esfuerzo cortante.

c = Cohesión que depende del contenido de humedad del suelo.

σ = Esfuerzo normal.

u = Presión neutral en el agua.

ϕ = Angulo de fricción interna.

se determinan por medio de cualquiera de los ensayos siguientes:

- a) Corte directo.
- b) Compresión simple.
- c) Compresión triaxial.

a) La fig.No.5 muestra el dispositivo necesario para efectuar la prueba de corte directo. El dispositivo consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible

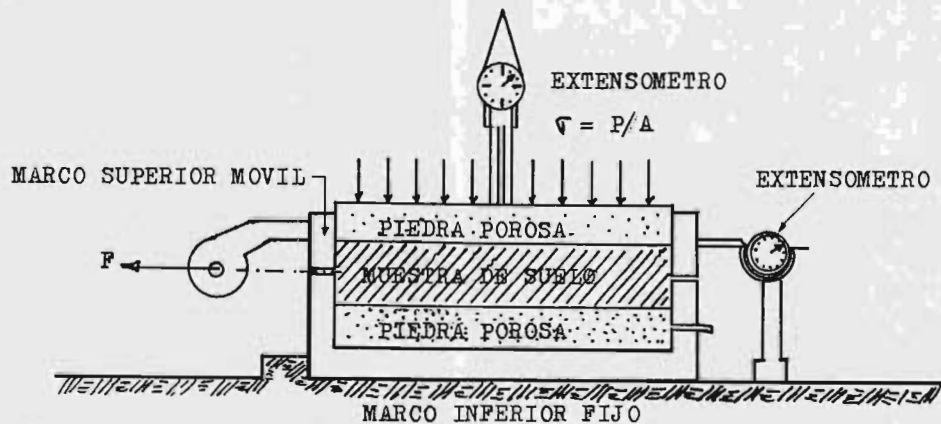


FIGURA No. 5 PRUEBA DE CORTE DIRECTO

aplicar una fuerza de corte, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que por construcción del aparato, resulta predeterminado. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal al plano de falla, \bar{V} , graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en la dirección horizontal como vertical.

Este tipo de prueba es conveniente hacerla para arenas secas ya que para otro tipo de suelos, la prueba directa se vé sustituida con ventaja por otras pruebas de resistencia.

b) El ensaye de compresión simple se realiza con probetas cilíndricas de suelo, con una relación de esbeltez que cumpla con:

$$2d \geq h \leq 3d$$

En general la prueba se puede efectuar en cualquiera de las siguientes formas:

- Sujetando el espécimen a una velocidad de deformación especificada, obteniéndose como lectura, la carga que resiste el espécimen correspondiente a un intervalo fijado de antemano y la deformación total.

Con los datos obtenidos se puede calcular:

$$\varepsilon(\%) = \frac{\Delta L}{L} 100 \quad ; \quad A' = A \left(\frac{1}{1 - \varepsilon} \right) \quad ; \quad \bar{V} = \frac{N}{A'}$$

donde:

L = Longitud inicial en cm.

ΔL = Deformación total en cm.

ε = Deformación axial unitaria.

A = Area inicial de la probeta en cm^2 .

A' = Area corregida en cm^2 .

N = Carga total aplicada en kg.

σ = Esfuerzo vertical en kg/cm².

Con estos datos se dibuja la curva esfuerzo-deformación. El valor máximo del esfuerzo vertical se define como la resistencia a la compresión simple (q_u).

- Sujetando el espécimen a una carga axial que se incrementa en forma controlada hasta llevarlo a la falla, obteniéndose como lectura el desplazamiento sufrido por el espécimen después de cada incremento y la carga aplicada. El dispositivo empleado para la realización de la prueba se muestra en la fig. No.6.

c) Las pruebas de compresión triaxial se emplean para determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes.

De acuerdo a las condiciones de drenaje que se establezcan en el transcurso de la prueba, los ensayos triaxiales pueden ser:

1) Prueba no consolidada-no drenada (UU). En esta prueba no se permite la consolidación de la muestra y se impide el drenaje durante toda la prueba. Primeramente se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se hace fallar con la aplicación rápida de la carga axial, la distribución y los valores de los esfuerzos efectivos no se conocen en ningún momento de la prueba.

2) Prueba consolidada-no drenada (CU). En este tipo de prueba el espécimen se consolida primeramente bajo presión hidrostática, que llega a ser esfuerzo efectivo permitiendo el drenaje. En seguida, cerrando el drenaje, se lleva la muestra a la falla incrementando la carga axial rápidamente, de manera que no se permita ninguna consolidación

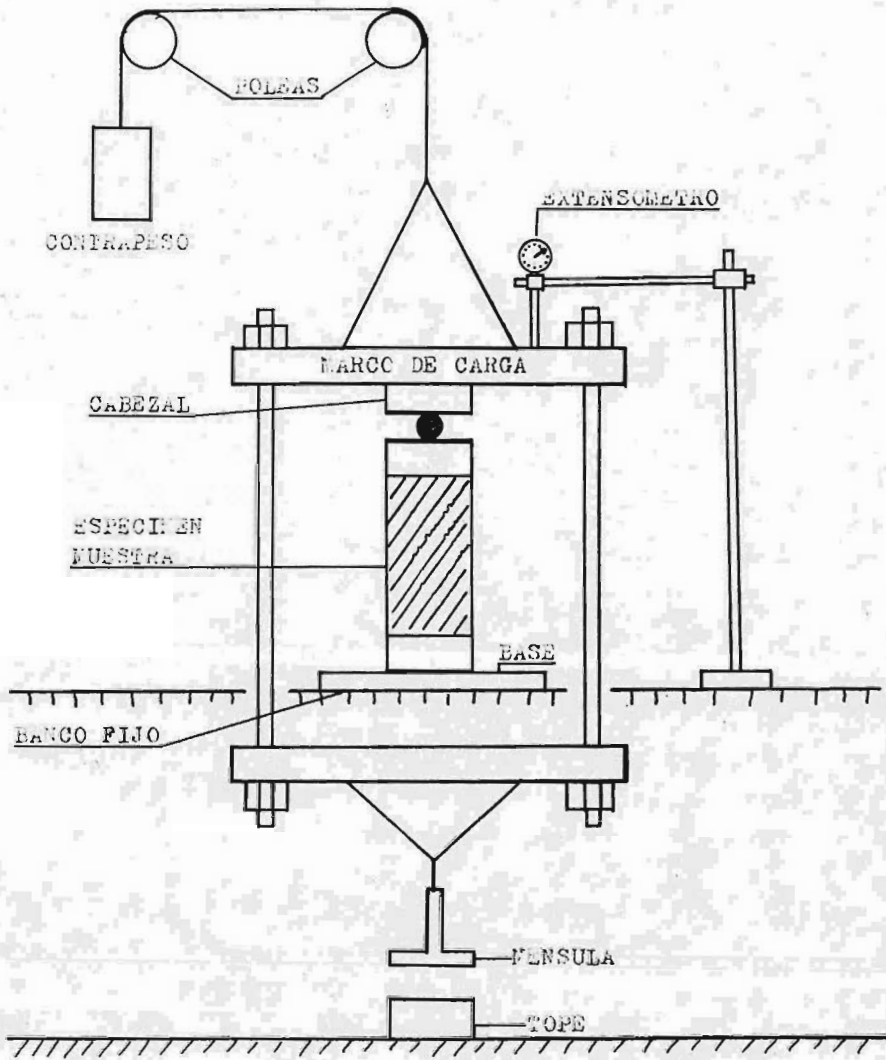


FIG. No.6 APARATO PARA PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

adicional en el espécimen.

3) Prueba consolidada-drenada (CD). La característica fundamental de esta prueba es que los esfuerzos aplicados son efectivos en toda etapa, lo cual se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y por lo tanto, la consolidación completa bajo los distintos estados de esfuerzo a que se le somete. En la primera etapa, la muestra se somete a presión hidrostática, dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo esta presión y, en la segunda, se la lleva a la falla con incrementos de carga axial permitiendo completa consolidación bajo cada incremento.

En general para todas las pruebas el procedimiento consiste en colocar el espécimen, protegido exteriormente con una membrana impermeable, dentro de una cámara a la cual se puede aplicar presión por medio de un fluido. En los extremos de la muestra se colocan piedras porosas que se pueden comunicar al exterior para drenarla si se desea, y sobre éstas una placa, que permite la aplicación de carga axial por medio de un vástago.

La aplicación de los esfuerzos exteriores se lleva a cabo en dos etapas diferentes, la primera consiste en aplicar una presión confinante que se mantendrá constante durante la prueba y la segunda, en la cual se aplicará una carga axial o una velocidad de deformación axial. Durante la prueba se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical, la velocidad de deformación y de acuerdo al tipo de ensaye, la presión de poro, el volumen de agua drenado y el tiempo empleado en la prueba. Con los datos obtenidos en tres o cuatro pruebas -

con especímenes elaborados de una misma muestra se puede calcular la envolvente de resistencia correspondiente.

El cálculo para cada tipo de prueba presenta características especiales, en la fig. No.7 se presentan los resultados típicos para cada tipo de pruebas triaxiales más frecuentes.

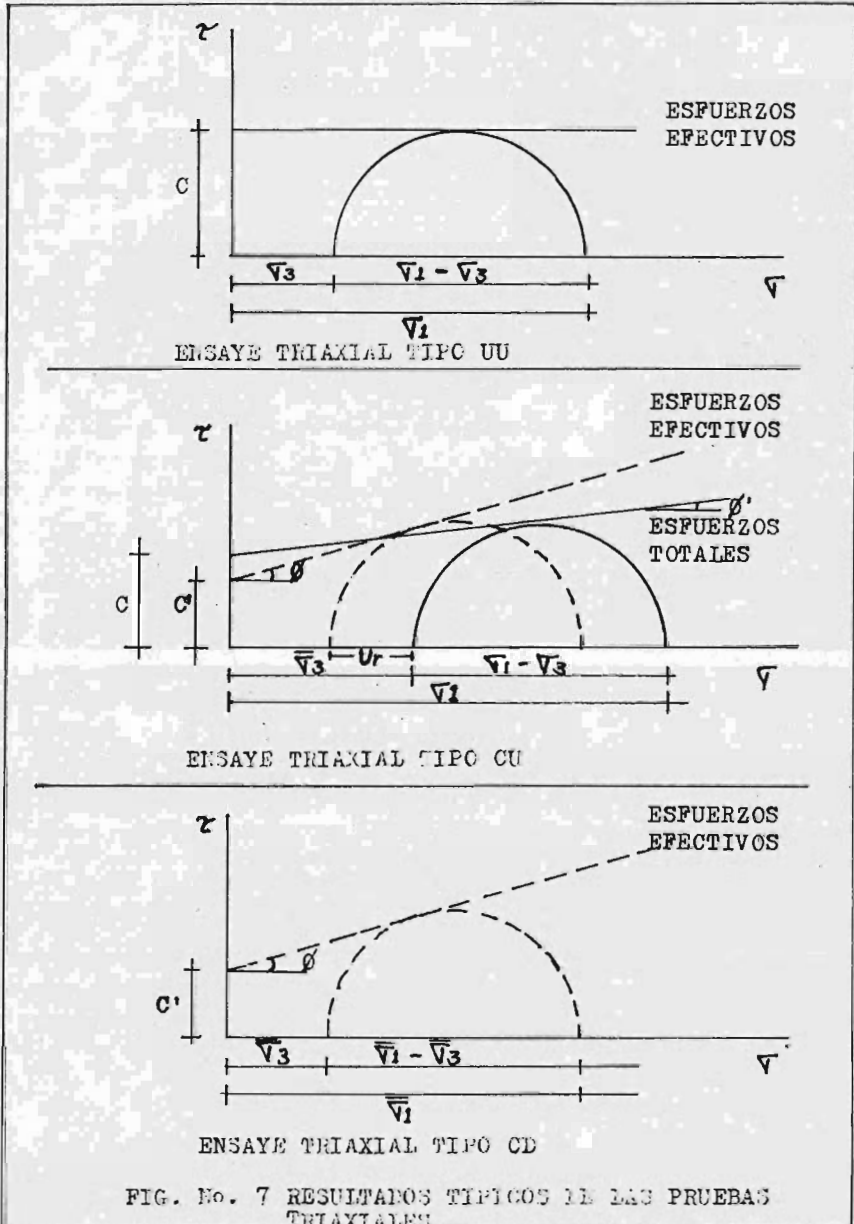
En la fig. No.8 se muestra un esquema de la cámara de compresión triaxial.

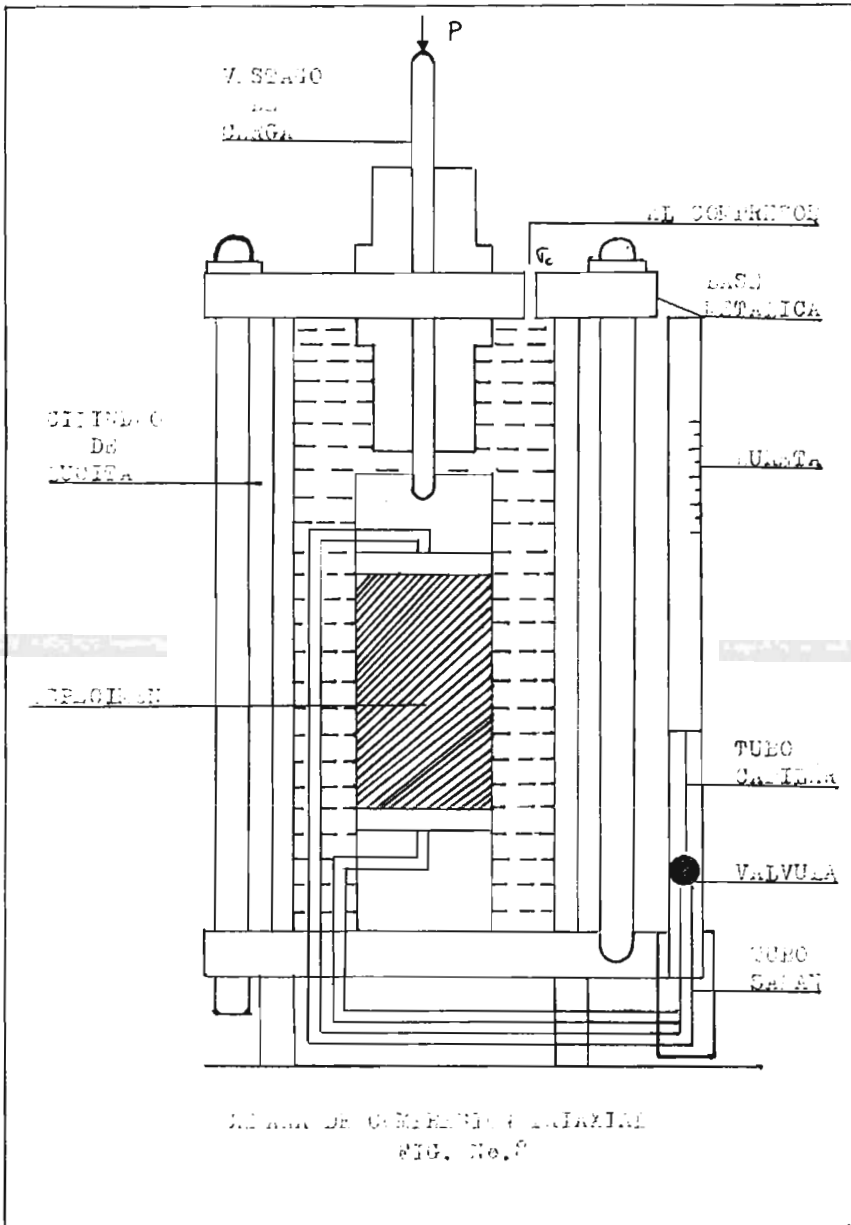
3.1.2.- Pruebas de campo.

Permeabilidad. Las principales pruebas de campo que se emplean para determinar la permeabilidad de los suelos o de un macizo rocoso son la prueba Lefranc y la prueba Lugeon, respectivamente, ya que éstas nos proporcionan datos de tipo local que son los que nos interesan para realizar un tratamiento de inyección, mientras que las pruebas de bombeo dan como resultado la permeabilidad media de una formación, lo cual conduce a tomar decisiones erróneas sobre los productos que se deben inyectar para garantizar la impermeabilidad del terreno, o bien estimar que el tratamiento de inyección sea inútil.

La prueba Lefranc tiene por objeto medir con cierta precisión el coeficiente de permeabilidad en algún punto de un terreno aluvial, o de una roca muy fisurada cuando existe un manto freático que satura el material.

El procedimiento de la prueba consiste en inyectar agua en una cavidad del terreno, de forma geométrica definida, situada debajo del nivel freático, con una carga pequeña constante de agua. La medida del gasto y de la carga que lo origina permite calcular el coeficiente de permeabi





lidad K , en la vecindad de la cavidad con una buena aproximación.

Si Q es el gasto de inyección y ΔH la carga hidráulica aplicada se tiene:

$$Q = CK\Delta H$$

donde:

C = Coeficiente que tiene dimensión de longitud y - que caracteriza geoméricamente la prueba (forma de la cavidad y distancia H del tramo de ensaye al nivel freático).

' C ' tiene los siguientes valores para cavidades de forma geométrica sencilla:

Cavidad en forma de disco de radio r	$C = 4r$
Cavidad semiesférica de radio r	$C = 2\pi r$
Cavidad esférica de radio r	$C = 4\pi r$
Tubo perforado de longitud y radio r	$C = \frac{4\pi}{\frac{2}{L} \log \frac{L}{r} - \frac{1}{2H}}$

En la figura No.9 se muestra el dispositivo y el equipo necesario para la prueba.

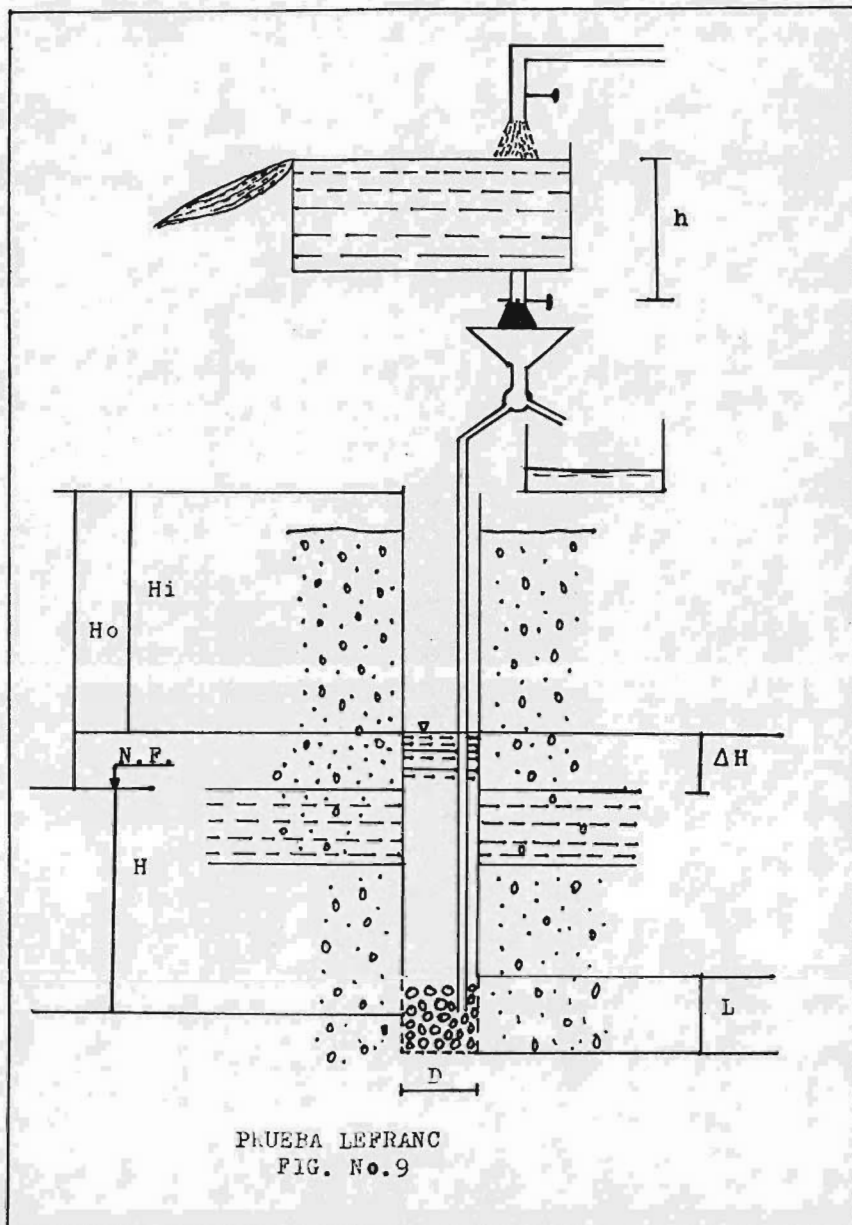
3.2.- Rocas.

3.2.1.- Pruebas de laboratorio.

Propiedades índice.

a) Porosidad de fisuración. Existen dos métodos para evaluar la porosidad de una roca y son:

1.- Porosímetro. Este dispositivo (fig. No.10) está - constituido por un tubo de vidrio en forma de U. La rama - derecha de ese tubo, de 70 cm de largo, termina en una llave R_1 ; la izquierda, de 10 cm de altura, tiene un depósito cilíndrico C con dimensiones que permiten utilizarlo como



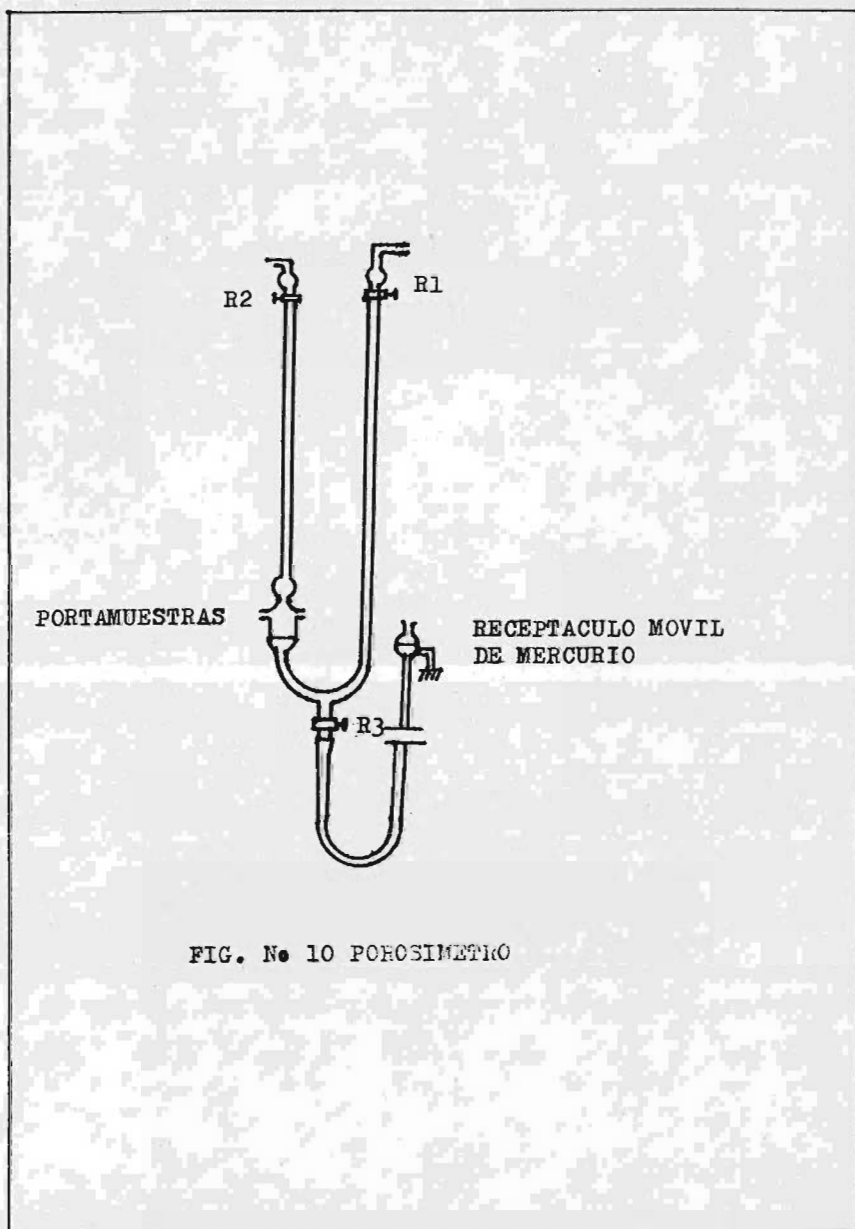


FIG. No. 10 PORCOSIMETRO

portamuestras, el cual debe cerrar herméticamente, lo que se puede lograr mediante un sistema de contacto de superficies ásperas engrasadas entre el portamuestras propiamente dicho y su tapa semiesférica que va conectada a un tubo de sección transversal conocida de 50 cm de longitud y una llave R_2 , en su extremo superior.

En el punto más bajo del tubo de vidrio se tiene una tercera rama provista de una llave R_3 , y un receptáculo móvil de mercurio, H.

El procedimiento de medición de la porosidad es el siguiente:

- Se introduce la muestra en el portamuestras C y se abren las llaves R_1 , R_2 , y R_3
- Desplazando el volumen H, se fija el nivel de mercurio inmediatamente abajo de las llaves R_1 y R_2 .
- Se cierran las llaves R_1 y R_2 .
- Se desplaza el receptáculo H hasta alcanzar el nivel inferior del portamuestras C.
- Se cierra la llave R_3 y se deja descansar el volumen H en su apoyo S. En éstas condiciones, el aire contenido en la muestra se desprende y sube hasta ocupar cierto volumen cerca de la llave R_2 .
- Se abren las llaves R_1 y R_3 y se desplaza hasta que coincidan los niveles del mercurio en las dos ramas del tubo de vidrio.
- Se mide el volumen del aire de la rama 2, que en éstas condiciones está bajo la presión atmosférica, y se tomará como el volumen de vacíos V_v .

Un minuto de permanencia de la muestra después del quinto paso es suficiente.

2.- Método de Walsh. Esta prueba se realiza en una cámara hermética similar a las cámaras triaxiales y se basa en el hecho de que, al someter una muestra de roca a una presión hidrostática, se inicia un cierre de fisuras hasta alcanzar el punto A (fig. No.11) al incrementar la presión la roca no fisurada muestra el comportamiento elástico-lineal representado por la recta AB, y prolongando ésta, se intercepta el eje de las abscisas en un punto que representa la porosidad de fisuración n_0 de la roca.

b) Alteración. El grado de alteración de una roca se obtiene de la siguiente manera:

- Se seca la muestra de roca al horno a $105^{\circ}\text{C} \pm 2$ durante dos horas aproximadamente, y se pesa para obtener P_1 .
- Se sumerge la muestra en agua durante un lapso de hora y media y se pesa, obteniéndose P_2 .
- Se calcula el valor del grado de alteración, empleando la expresión:

$$i(\%) = \frac{P_2 - P_1}{P_1} 100$$

c) Alterabilidad. El estudio de la alterabilidad se puede realizar de diferentes maneras:

1.- Mediante el examen de la evolución de las características mecánicas de las rocas en función del tiempo bajo la acción de diferentes tipos de agresiones externas (ataques químicos, disolución acuosa, etc.).

2.- Por el estudio bajo las mismas agresiones, de la evolución de los minerales que componen la roca.

3.- Un mineral puede evolucionar en presencia de agua o aire; para ello es necesario que el fluido agresivo----

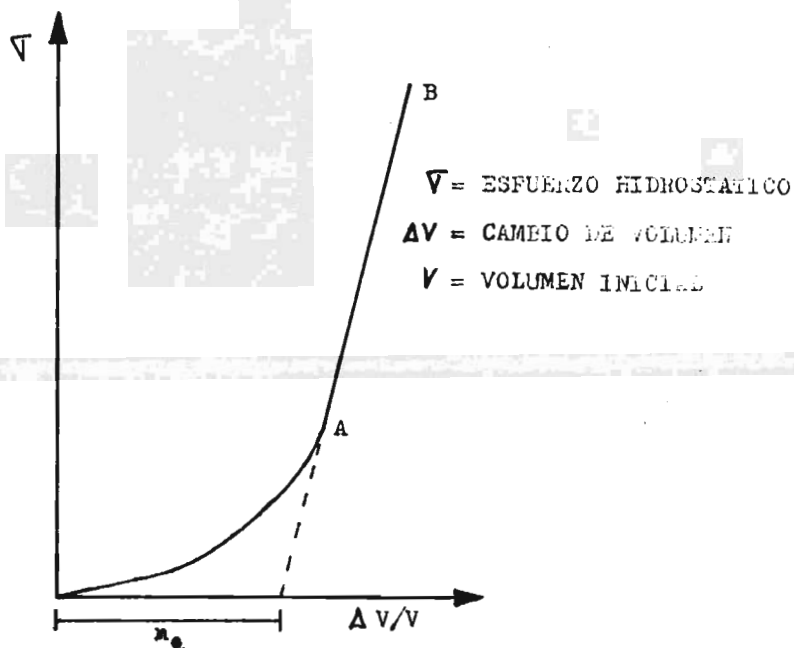


FIG. NO. 11.

VARIACION DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA EN FUNCION DE LA PRESION HIDROSTATICA APLICADA

pueda alcanzarlo, es decir que el estudio del aspecto geométrico de la porosidad de la roca (macrofisuración o microfisuración) dá información muy importante sobre el grado de alterabilidad del material.

4.- La utilización de la roca en la obra y las condiciones de servicio deben ser estudiadas bajo la idea de la alteración, porque una roca alterable puede ser empleada muy bien si es posible protegerla.

Permeabilidad. En el laboratorio se mide el coeficiente de permeabilidad al aire y la variación con el tiempo de la permeabilidad al agua. El valor del coeficiente de permeabilidad al aire es un índice indirecto del estado de alteración de la superficie expuesta al ataque de agentes agresivos, y la variación de la permeabilidad al agua es indicativa de la alterabilidad de la roca.

a) Permeabilidad al aire. La prueba se realiza mediante el aparato de la fig. No.12 como se indica a continuación:

- Se coloca el espécimen en el portamuestras, se sella lateralmente y se tapa.
- Se abre la válvula de vacío, elevándose el mercurio.
- Se cierra la comunicación al vacío.
- Se destapa el portamuestra; entonces, el aire pasa a través de la muestra, bajando, en consecuencia, la columna de mercurio en un tiempo determinado.

El dispositivo es similar al de un permeámetro de carga variable.

La permeabilidad al aire se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$k = \frac{aL}{At} \left[\frac{1}{13.6} \ln \frac{h_2}{h_1} + \frac{h_1 - h_2}{P} \right]$$

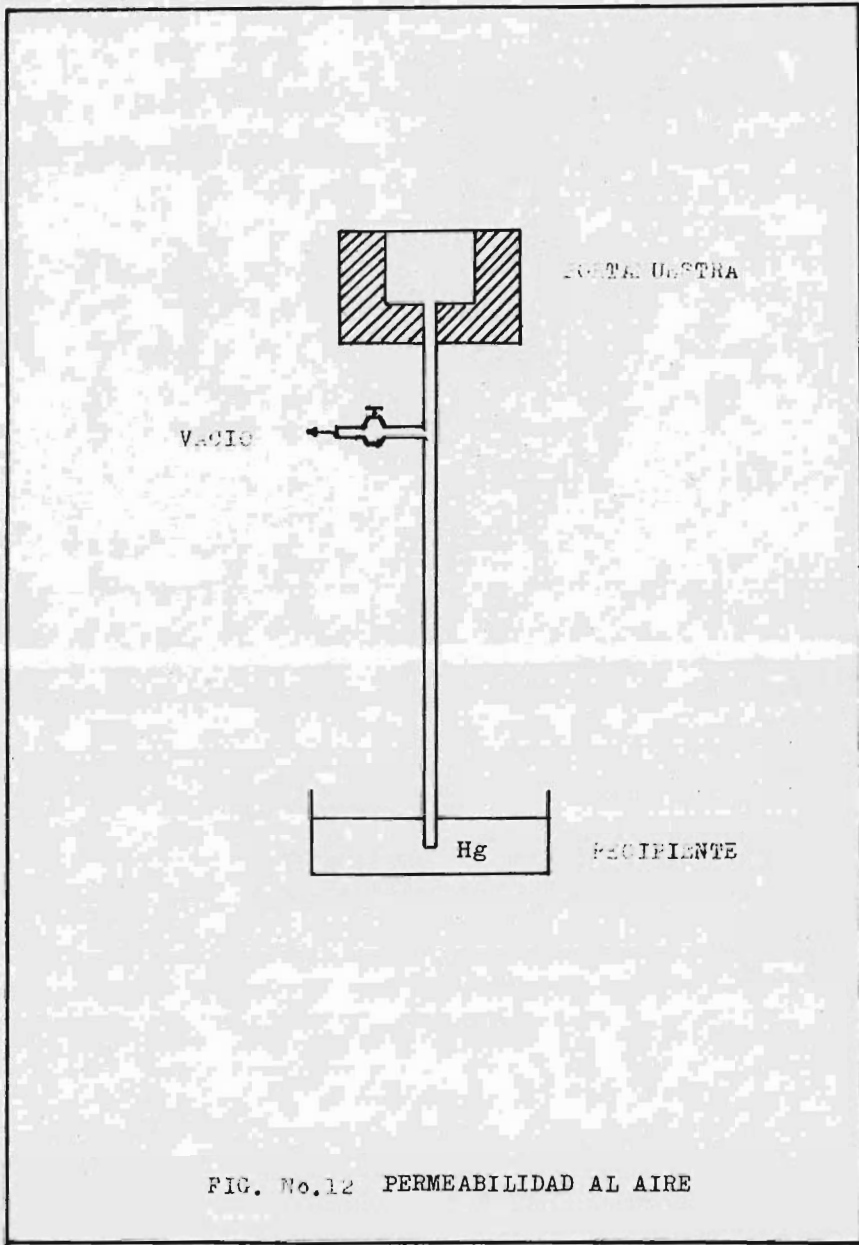


FIG. No.12 PERMEABILIDAD AL AIRE

donde:

h_1, h_2 = Altura inicial y final de la columna de mercurio.

a = Area de la sección transversal del tubo.

A = Area de la sección transversal del espécimen.

L = Espesor del espécimen.

P = Presión atmosférica.

t = Intervalo de tiempo correspondiente al cambio $h_1 - h_2$ de la columna de mercurio.

b) Permeabilidad al agua. Esta prueba consiste en hacer pasar agua (agente agresivo cuya acción es particularmente grande sobre los minerales) a través de la muestra con carga constante. El agua debe ser la misma con la que la roca estará en contacto en el campo. Si la permeabilidad varía con el tiempo o la composición química del agua filtrada a través de la muestra se modifica, la alterabilidad de la roca es alta. La permeabilidad puede disminuir por el sellado de los huecos o fisuras, o aumentar por el arrastre de sales.

Sensitividad. El análisis de la sensitividad se hace comparando dos pruebas de permeabilidad efectuadas en condiciones tales que los esfuerzos efectivos sobre la roca sean diferentes. Los dos campos de filtración son idénticos, pero de sentido contrario, puesto que el escurrimiento es convergente para uno y divergente para otro.

Estas dos pruebas pueden realizarse sobre la misma muestra; en el primer caso la roca es sometida a una tensión, en el flujo divergente, que abre las fisuras eventuales; en el segundo, ella es sometida a una compresión que las cierra.

Las pruebas se efectúan sobre un cilindro de roca de - 60 mm de diámetro y 150 mm de altura con una perforación axial de 12 mm de diámetro y 125 mm de longitud (fig. No.13). La perforación central queda comunicada al exterior mediante un tubo pegado con araldita. Se introduce la muestra en un depósito de agua y se produce en ella un flujo radial - convergente, aplicando una presión exterior de 50 kg/cm^2 , y divergente mediante una presión interior de 1 kg/cm^2 . En ambos casos, el tubo de salida estará a la presión atmosférica.

El coeficiente de permeabilidad k , se calcula mediante la ecuación:

$$k = \frac{Q}{2\pi LP} \ln \frac{r_1}{r_2}$$

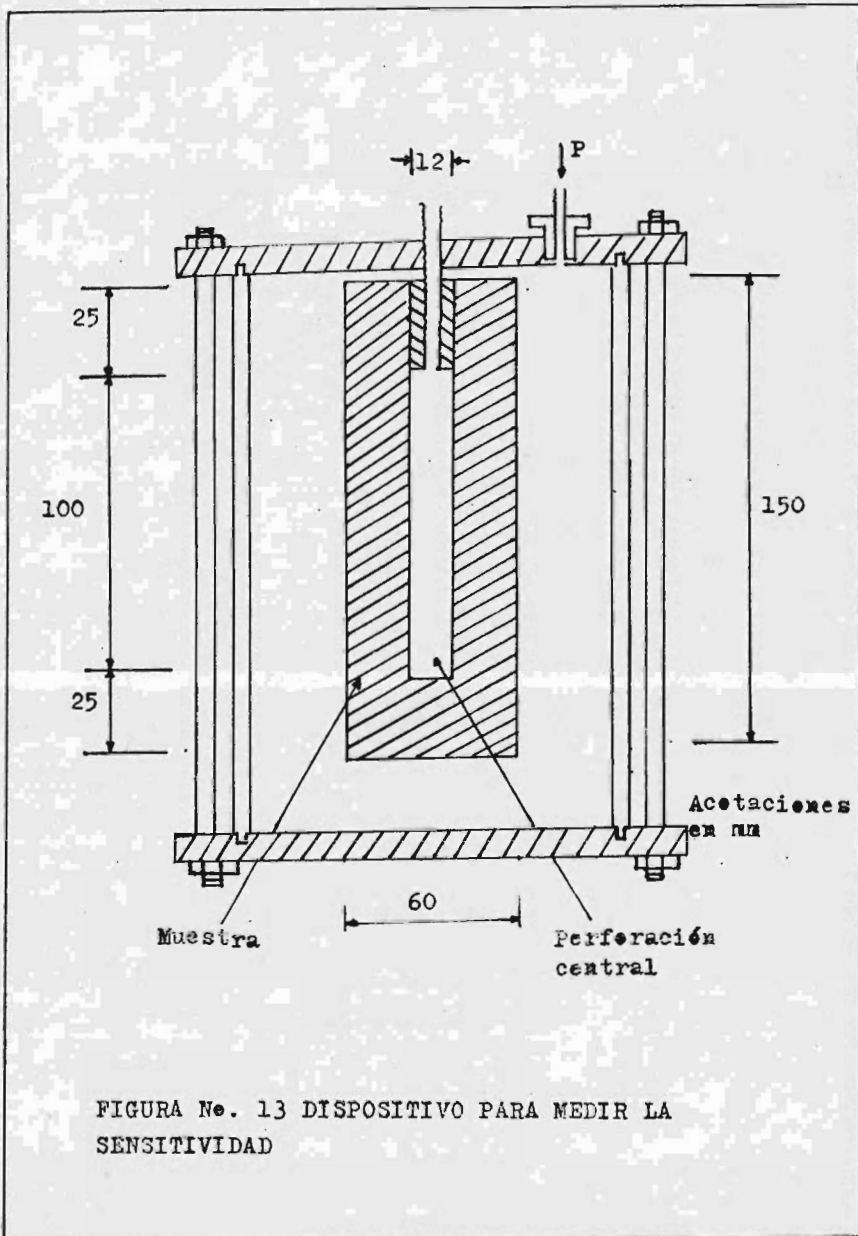
donde:

- Q = Gasto medio.
- L = Altura del cilindro.
- P = Presión aplicada.
- r_1 = Radio exterior.
- r_2 = Radio interior.

Resistencia. Estos ensayos nos permiten determinar la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso, siempre y cuando la fisuración del espécimen sea representativa del macizo. Estos ensayos son:

- a) Compresión simple.
- b) Compresión triaxial.
- c) Corte directo.

a) El ensaye de compresión simple consiste en aplicar, a especímenes de roca, cargas axiales sin confinamiento. - Los especímenes son generalmente cilindros de 2.5 a 7.5 cm



de diámetro y altura igual a dos diámetros. La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla. Dicho esfuerzo se calcula en kg/cm^2 .

El intervalo de variación de la resistencia a la compresión simple en rocas es usualmente de 50 a 4000 kg/cm^2 ; por lo que de acuerdo con esto se clasifican de la siguiente manera:

Resistencia en kg/cm^2	Condición	Descripción
50 a 200	Muy débil	Sedimentarias alteradas y débilmente compactadas.
200 a 400	Débil	Sedimentarias y esquistos débilmente cementadas.
400 a 800	Resistencia media	Sedimentarias competentes y rocas ígneas cuarzosas de densidad un poco baja.
800 a 1600	Resistencia alta	Ígneas competentes, metamórficas y algunas areniscas de grano fino.
1600 a 3200	Resistencia muy alta	Cuarcitas, rocas ígneas de grano fino.

b) Los ensayos de compresión triaxial pretenden simular los esfuerzos que soporta la roca en la naturaleza. El confinamiento que tienen las rocas en la naturaleza puede definirse como un estado de esfuerzos normales denominados principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), que actúan en direcciones ortogonales. En la cámara triaxial, por simplicidad, los esfuerzos principales laterales permanecen iguales durante la prueba ($\sigma_2 = \sigma_3$). La mayoría de laboratorios emplea aparatos capaces de ensayar muestras cilíndricas de rocas de 5 a 7.5 cm. de diámetro, con carga axial de 100 a 200 toneladas

y confinamiento de 300 a 600 kg/cm². La cámara triaxial TC 30-75, diseñada por el Instituto de Ingeniería de la U.N. A.M. para la S.O.P. en 1970, permite ensayar especímenes - de roca de 30 cm de diámetro y 75 cm de altura con una presión confinante máxima de 75 kg/cm² y 250 ton. de carga - axial.

Hasta 1963, los ensayos triaxiales se efectuaban sin drenaje ni medición de la presión de poro (presión intersticial). Posteriormente se vió la necesidad de medir la presión de poro a fin de obtener una información más realista acerca de la resistencia de la roca.

De acuerdo con ésto se pueden hacer en la actualidad diferentes tipos de ensayos triaxiales:

- 1.- Pruebas triaxiales no drenadas con medición de presión de poro.
- 2.- Pruebas triaxiales drenadas.

Para analizar los resultados de los ensayos de compresión deben trazarse sus círculos de falla de Mohr.

Los círculos de Mohr de pruebas de compresión simple son tangentes al eje de las ordenadas y los de las triaxiales se localizan a una distancia de ese eje igual al valor del esfuerzo confinante efectivo. En ensayos drenados los esfuerzos normales aplicados σ_1 y σ_3 , son los efectivos, y en ensayos no drenados los esfuerzos efectivos σ'_1 , σ'_3 , son los normales aplicados σ_1 y σ_3 menos la presión de poro u .

Se dibuja la envolvente de los círculos de falla y la resistencia al esfuerzo cortante se interpreta tomando en cuenta la ley de Coulomb:

$$R_c = c + \sigma' \tan \phi$$

donde:

R_c = Resistencia al esfuerzo cortante.

ϕ = Angulo de fricción interna de la roca.

c = Cohesión o resistencia al esfuerzo cortante cuando $\sigma' = 0$

σ' = Esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de corte $\sigma' = \sigma - u$, donde σ es el esfuerzo normal externo y u la presión de poro.

En la fig. No.14 se muestra el dispositivo para realizar la prueba, así como la interpretación de ésta mediante los círculos de Mohr.

c) La prueba de corte directo consiste en provocar una falla por corte a través del material intacto en un plano seleccionado previamente o por un plano de debilidad preexistente.

Esta prueba se efectúa aplicando al espécimen una carga normal constante N , y una tangencial T , que se incrementa desde un valor cero hasta un máximo. Durante el ensaye se miden los desplazamientos vertical y horizontal de la parte superior del espécimen con respecto a la inferior. Al aumentar la carga tangencial T , se incrementan los esfuerzos cortantes τ , hasta llegar a un máximo $\tau_{m\acute{a}x}$, en el cual se fractura el espécimen y aparece una grieta horizontal. La parte superior del espécimen posee mayor libertad para desplazarse y las deformaciones horizontales se incrementan más rápidamente. El esfuerzo tangencial decrece hasta un valor constante $\tau_{\acute{u}lt}$, que representa las fuerzas de fricción entre las caras de la discontinuidad inducida y permite determinar el ángulo de fricción.

Al efectuar los ensayes de diferentes especímenes de

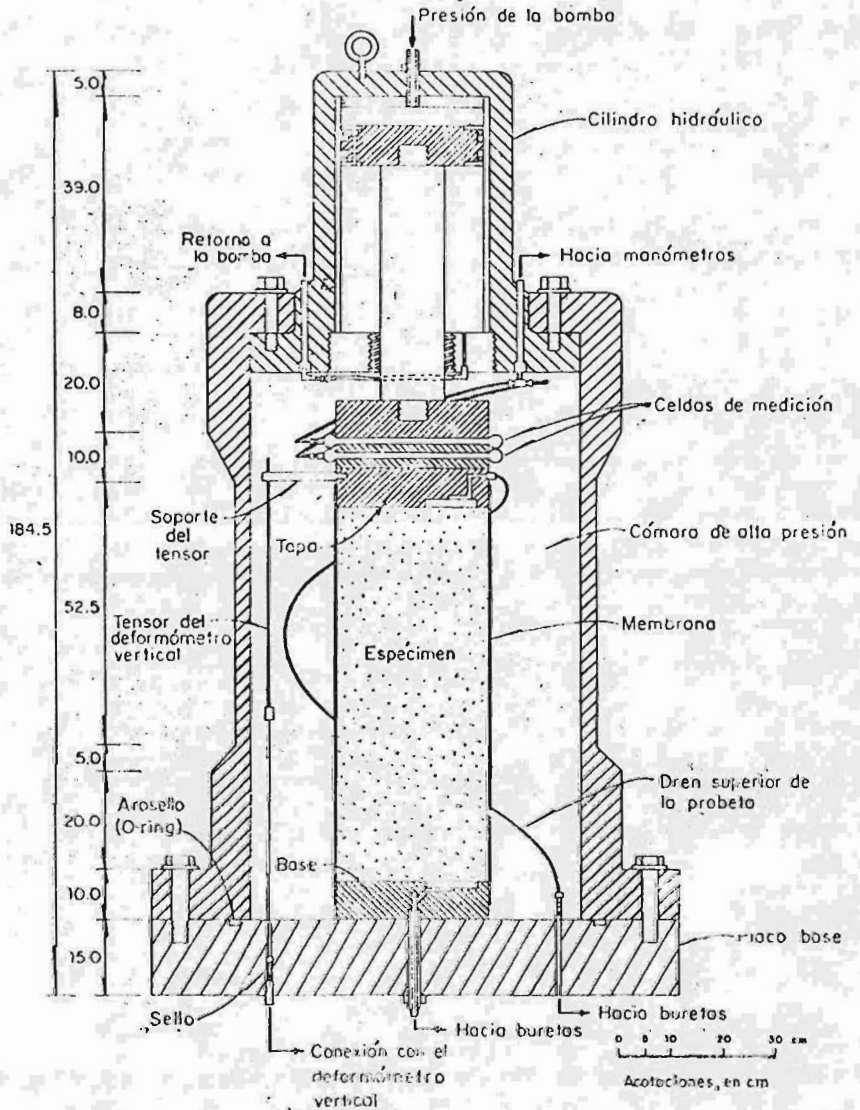


Fig. 14. Cámara triaxial TC-30-75

una misma roca, variando la carga normal para cada prueba, se construye el diagrama esfuerzo cortante-esfuerzo normal (plano de Mohr). En la fig. No.15 se muestra el dispositivo para realizar el ensaye de corte directo.

Deformabilidad. La deformabilidad de las rocas se determina en el laboratorio mediante una prueba de compresión simple, sometiendo un espécimen de roca a varios ciclos de carga y descarga. Para estas pruebas de deformación bajo carga constante se requiere adaptar al marco de carga un sistema de control de resortes, hidroneumático, electroneumático o electrónico para mantener la carga constante durante la deformación del espécimen.

Después de varios ciclos de carga y descarga se obtiene como resultado una gráfica (curva de histéresis) con una serie de ojales cada vez más estrechos como se muestra en la fig. No.15'. Al estabilizarse el proceso se tendrá un ojal estrecho muy cercano a la recta HH' paralela a las dos primeras. La inclinación de las líneas OE o HH' determina el módulo de elasticidad del material.

La línea que une cualquier punto de la curva con el origen determina el módulo de deformación M, el cual no es constante y depende del valor del esfuerzo.

A diferencia del coeficiente de Poisson (μ), que es constante, el coeficiente de deformación transversal se determina considerando los incrementos de las deformaciones transversales ($\Delta\epsilon_x$) y longitudinales ($\Delta\epsilon_y$), para cada incremento de carga y se expresa como:

$$\nu(\sigma) = \frac{\Delta\epsilon_x}{\Delta\epsilon_y}$$

También se presentan variaciones con la carga en la -

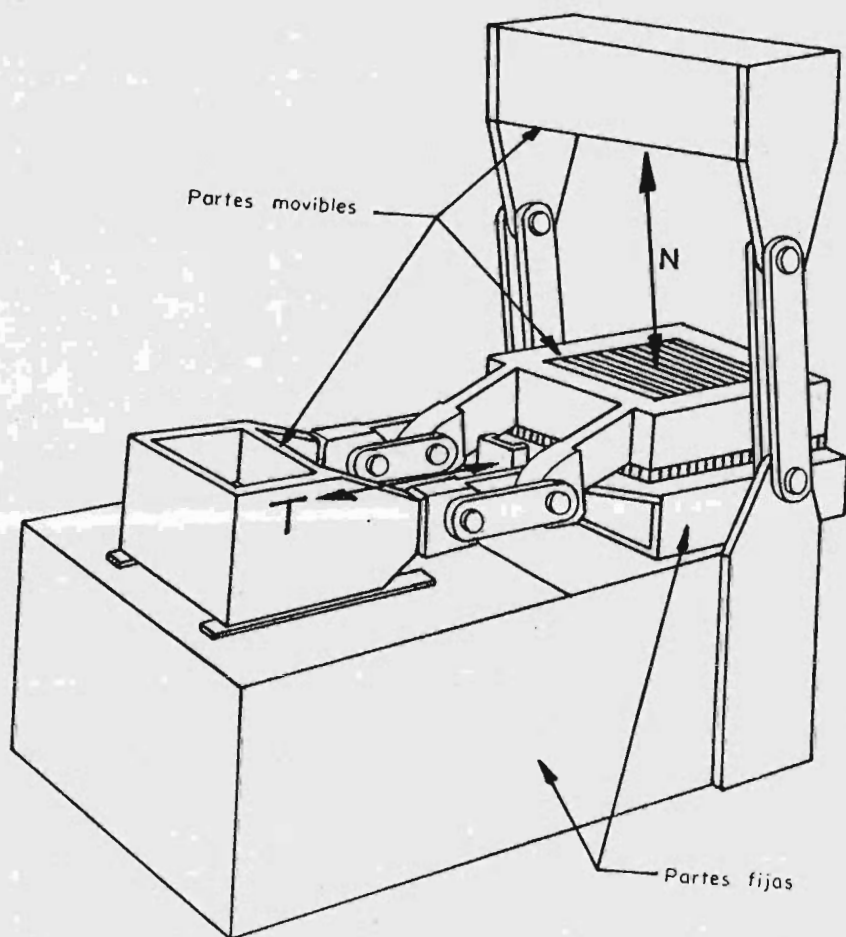


Fig. 15 MAQUINA DE CORTE DIRECTO

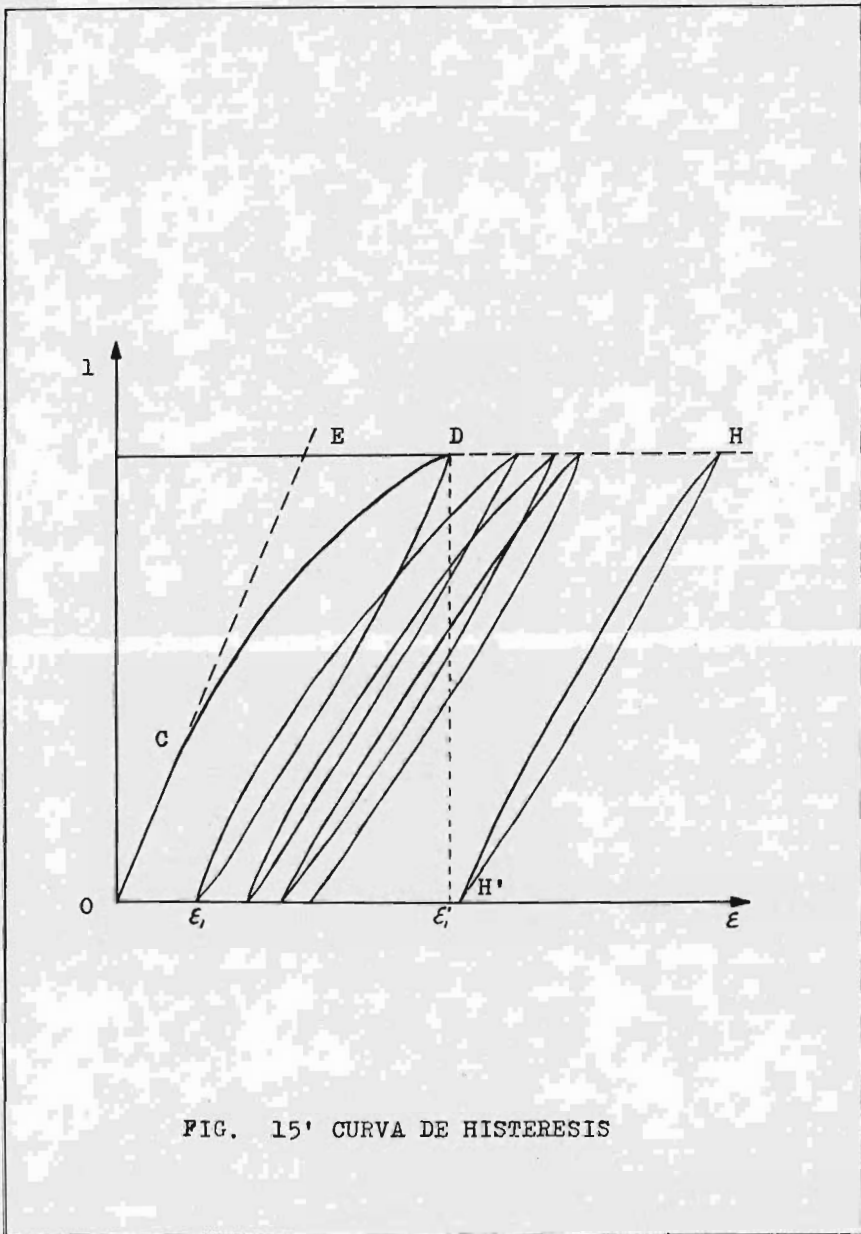


FIG. 15' CURVA DE HISTERESIS

deformación volumétrica que se expresa como:

$$\epsilon_0 = \frac{\Delta V}{V} = \epsilon_y - 2\epsilon_x$$

puediendo determinar finalmente el módulo de deformabilidad volumétrica con la siguiente ecuación:

$$M_v = \frac{\sigma}{\epsilon_0}$$

3.2.2.- Pruebas de campo.

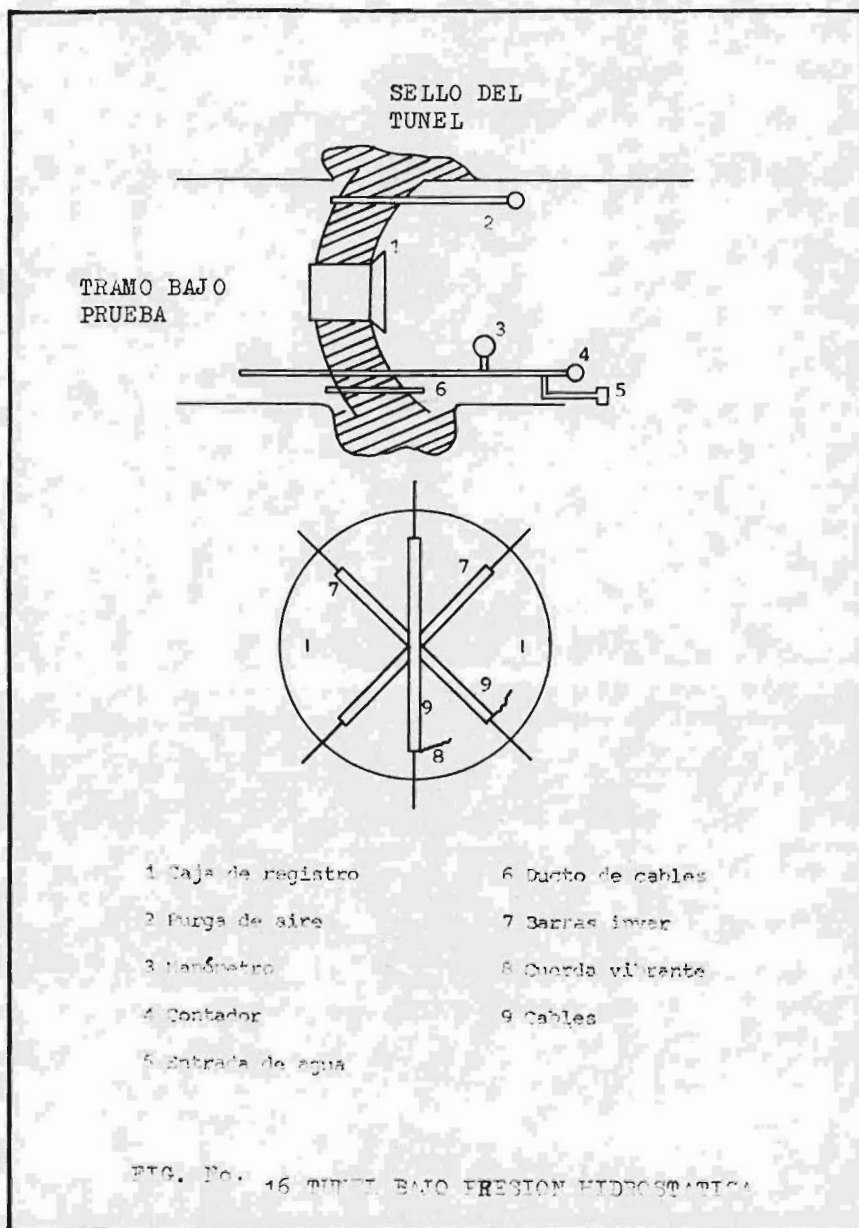
Deformabilidad. Existen diferentes tipos de pruebas de campo para medir la deformabilidad de las rocas como:

- a) Túnel bajo presión hidrostática o cámara hidrostática.
- b) Prueba de placa.
- c) Gato plano.
- d) Dilatómetro.

a) Túnel bajo presión hidrostática. Para ésta prueba se aísla un tramo de túnel o galería (fig. No.16) de sección circular de 2 ó 3 m de diámetro aproximadamente y se inyecta agua hasta alcanzar una presión de 1 1/2 veces mayor que la máxima de operación del túnel. Al levantar la presión y durante varios ciclos de carga y descarga, se efectúan mediciones de los desplazamientos radiales de las paredes de tramo. Antes de efectuar la medición se deben igualar las temperaturas del agua y de la roca.

La relación mínima entre la longitud y el diámetro del tramo de prueba debe ser 5 ó 6, y la relación entre la profundidad de la galería y el diámetro de la misma de 10 por lo menos.

La medición de los desplazamientos radiales se realiza al centro del tramo bajo presión. Se mide no sólo en -



los puntos de la pared de la galería, sino también en algunos del interior de la masa rocosa.

A fin de evitar filtraciones a través de las fisuras de la roca, el tramo de prueba debe revestirse con una cubierta impermeable y flexible (hule o plástico).

Tanto la carga como la descarga se aplican en incrementos, cada incremento de carga se mantiene hasta que la velocidad de deformación sea nula.

Para fines de correlación, se toman muestras de la roca para clasificar y hacer pruebas índice y se realizan pruebas sísmicas y elásticas de carga en el tramo de ensaye.

El módulo de elasticidad E de la roca se determina mediante la ecuación:

$$E = P(1 + \nu) \frac{R}{\Delta R}$$

donde:

P = Presión aplicada, en kg/cm^2 .

R = Radio de la cámara hidrostática o galería, en cm.

ν = Coeficiente de Poisson.

ΔR = Incremento del radio en cm.

Se usa en general un valor $\nu = 0.25$ para masas de roca muy compactas y $\nu = 0.14$ para las masas de roca muy fracturada.

Este procedimiento tiene la desventaja de ser muy costoso, aunque tiene la ventaja de afectar un volumen de roca mayor que con otros métodos de medición.

b) La prueba de placa consiste en aplicar una carga a una superficie plana de la roca y medir la deformación superficial resultante.

La placa de distribución es, casi siempre, circular y de diámetro tal que distribuye la carga en aproximadamente 1 m^2 de superficie. La placa se denomina flexible cuando la carga se transmite a la roca por medio de gatos hidráulicos, y se llama rígida cuando la carga se transmite a través de una placa rígida que únicamente admite deformaciones muy pequeñas.

Esta prueba se acostumbra hacer después de preparar la superficie de apoyo de la placa tanto en trincheras como en el interior de túneles o socavones excavados especialmente para la prueba. En túneles y socavones la prueba puede realizarse simultáneamente en las paredes laterales o en el techo y el piso.

Los desplazamientos de las paredes usualmente se miden en el centro de aplicación de la carga, para lo cual la placa de apoyo tiene un agujero central; en ocasiones también se miden desplazamientos en otros puntos a lo largo de un diámetro y aun fuera del área de aplicación de los esfuerzos.

La carga máxima aplicada debe ser del orden de 1.5 veces la que será impuesta a la masa rocosa. La carga máxima se alcanzará en el último de una serie de 3 a 5 ciclos de carga y descarga.

La medición de las deformaciones de la roca se efectúa en una o en ambas paredes de la galería, utilizando extensómetros mecánicos.

Después de cada prueba se debe muestrear la roca del sitio y medir la velocidad longitudinal y transversal de las ondas sísmicas para fines de correlación.

El módulo de Young E , se calcula mediante las ecuacio

nes siguientes:

Para una placa de carga flexible y puntos localizados sobre el eje del anillo de carga a una profundidad z , fig.

No.17:

$$E = \frac{q}{\delta_z} \left\{ \left[(1 + \nu) z^2 \right] \left[\frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{1/2}} - \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{1/2}} \right] + \right. \\ \left. + \left[2(1 - \nu^2) \right] \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

Para puntos de la superficie, $z = 0$:

$$E = \frac{2(1 - \nu^2)}{\delta_z} q(a_2 - a_1)$$

donde:

q = Presión aplicada.

ν = Relación de Poisson.

a_2 = Radio exterior de la placa de carga.

a_1 = Radio interior de la placa.

δ_z = Desplazamiento de un punto localizado sobre el eje de carga a una profundidad z .

Para una placa de carga rígida y un punto localizado sobre la placa, fig.No.18 :

$$E = P \frac{(1 - \nu^2)}{2a\delta}$$

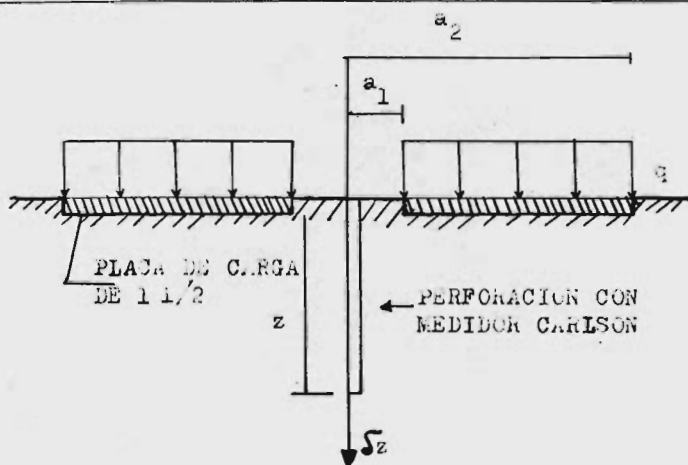
Para puntos en la superficie del terreno:

$$E = P \frac{(1 - \nu^2)}{a\pi\delta} \arcsen \frac{a}{r}$$

donde:

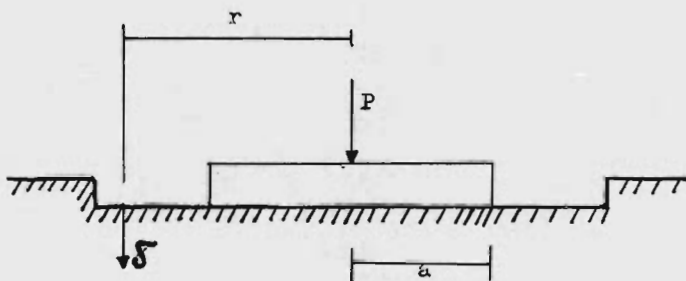
a = Radio de la placa.

δ = Desplazamiento vertical de un punto localizado sobre la placa o en la superficie del terreno a una distancia r del centro de la placa, según sea el caso.



PLACA FLEXIBLE

FIG. No.17



PLACA RIGIDA

FIG. No.18

Estos tipos de prueba se pueden adaptar para ensayos de deformación bajo carga constante (Creep).

c) El gato plano, llamado también gato de Freyssinet, es un recipiente lleno de aceite, de paredes metálicas delgadas, empleado para transmitir una presión conocida o para medir la presión que actúa normalmente a sus caras. Se utiliza tanto en la determinación del módulo de Young, como del estado de esfuerzos internos o tectónicos.

El procedimiento consiste en formar en la pared rocosa una ranura mediante una línea de barrenos secantes. En la ranura se introduce un gato plano, sellando con mortero. En esta forma se aplica a la roca una presión F , perpendicular al gato.

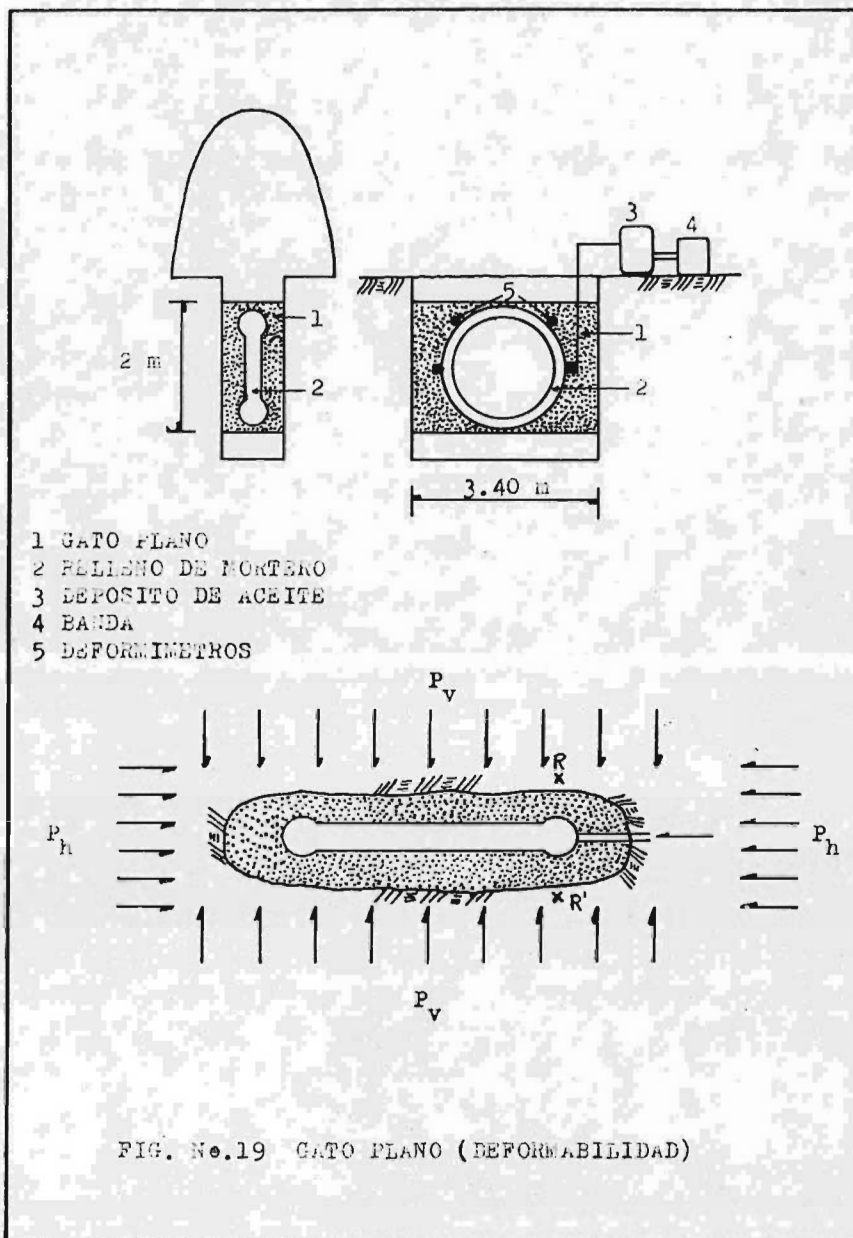
La prueba se repite en las dos direcciones paralelas a la pared de ensaye, para poder detectar el comportamiento anisotrópico del macizo.

En la fig.No.19 se muestra un corte vertical indicando el punto de referencia para la medida del módulo de Young (E) de la roca.

La determinación del módulo de elasticidad E , se efectúa a partir del desplazamiento u , que sufre un punto de referencia R en la dirección paralela al esfuerzo principal P_v . Suponiendo que el gato plano está en posición horizontal, el desplazamiento u , queda dado por:

$$u = A \frac{P}{e} + B \frac{P_h}{E} - C \frac{P_v}{E}$$

donde A, B y C son funciones de la relación de Poisson, de la geometría de la ranura y del gato plano y de la localización de R . La medición se efectúa colocando dos puntos de referencia, R y R' simétricamente opuestos.



Se comienza determinando P_v y P_h mediante dos ensayos con orientaciones formando entre sí un ángulo de 90° , con $u = 0$. La medida que se tiene del desplazamiento u para $P = 0$, antes de colocar el gato plano, es decir, cuando la roca está relajada de esfuerzos debido a la ranura, es utilizada para obtener de la misma ecuación el valor del módulo de elasticidad.

d) Los ensayos mediante dilatómetros son adecuados para conocer la variación de la deformabilidad a lo largo de perforaciones.

En este método se usa una perforación en la roca, con un diámetro suficiente (10 cm o más). Se coloca un cilindro metálico en el fondo de ella y después se llena de concreto. En las paredes, dentro del cilindro, se pegan extensómetros eléctricos, los cuales permiten medir las deformaciones sufridas por el cilindro al inyectar en él agua a presión.

El módulo de elasticidad de la roca se calcula con la ecuación:

$$E = \frac{PR}{\Delta R} - \frac{E_a \delta}{R(1 - \nu_a)}$$

donde:

P = Presión aplicada.

R = Radio de la perforación

ΔR = Desplazamiento radial de las paredes de la perforación.

E_a = Módulo de elasticidad del acero del cilindro

δ = Espesor del acero

ν_a = Coeficiente de Poisson del acero.

La desventaja principal de este método frente a los otros es que afecta un volumen de roca muy reducido.

Esfuerzos internos. Para la determinación de los esfuerzos internos de un macizo rocoso se recomiendan los siguientes ensayos:

- a) Roseta de deformación.
- b) Gato plano

Para ensayos superficiales se prefiere el segundo, porque proporciona el valor de los esfuerzos sin necesidad del valor del módulo de elasticidad ni de la relación de Poisson.

Si se realizan ambos, primero debe ejecutarse el de roseta para determinar las direcciones principales y después el de gato plano normal a esas direcciones.

a) La prueba mediante roseta de deformación consiste en la medición de las deformaciones producidas al relajarse los esfuerzos, en una porción de la masa rocosa mediante el corte con una broca muestreadora. Los esfuerzos internos se determinan a partir de las deformaciones medidas empleando relaciones esfuerzo-deformación de la teoría de la elasticidad.

La medición de las deformaciones se hace con deformómetros colocados en la superficie de la roca. Estos deben ser resistentes al agua para poder soportar el agua a presión del sistema de enfriamiento de la broca.

Debe tomarse en cuenta que la cercanía de una discontinuidad, aunque sólo tenga unas cuantas micras de abertura, puede falsear los resultados de la medición.

El procedimiento consiste en colocar en la superficie de roca de la pared de una galería, tres medidores de desplazamientos con direcciones que forman ángulos de 60° entre sí, constituyendo una roseta.

Posteriormente se recorta concéntricamente la zona de la roseta con un barril muestreador a fin de producir un alivio de los esfuerzos actuantes, en la zona instrumentada, midiendo las deformaciones producidas (fig. No.20).

Para determinar las deformaciones principales y sus direcciones se construye el círculo de Mohr de las deformaciones, empleando las ecuaciones siguientes:

$$\overline{OC} = \frac{e_1 + e_2 + e_3}{3}$$

$$\overline{OE} = e_1$$

$$ED = \frac{e_2 - e_3}{\sqrt{3}}$$

siendo e_1 , e_2 y e_3 las extensiones medidas con los extensómetros eléctricos 1, 2 y 3 respectivamente.

Las deformaciones principales están dadas por:

$$\epsilon_1 = \overline{OB} \quad \text{y} \quad \epsilon_2 = \overline{OA}$$

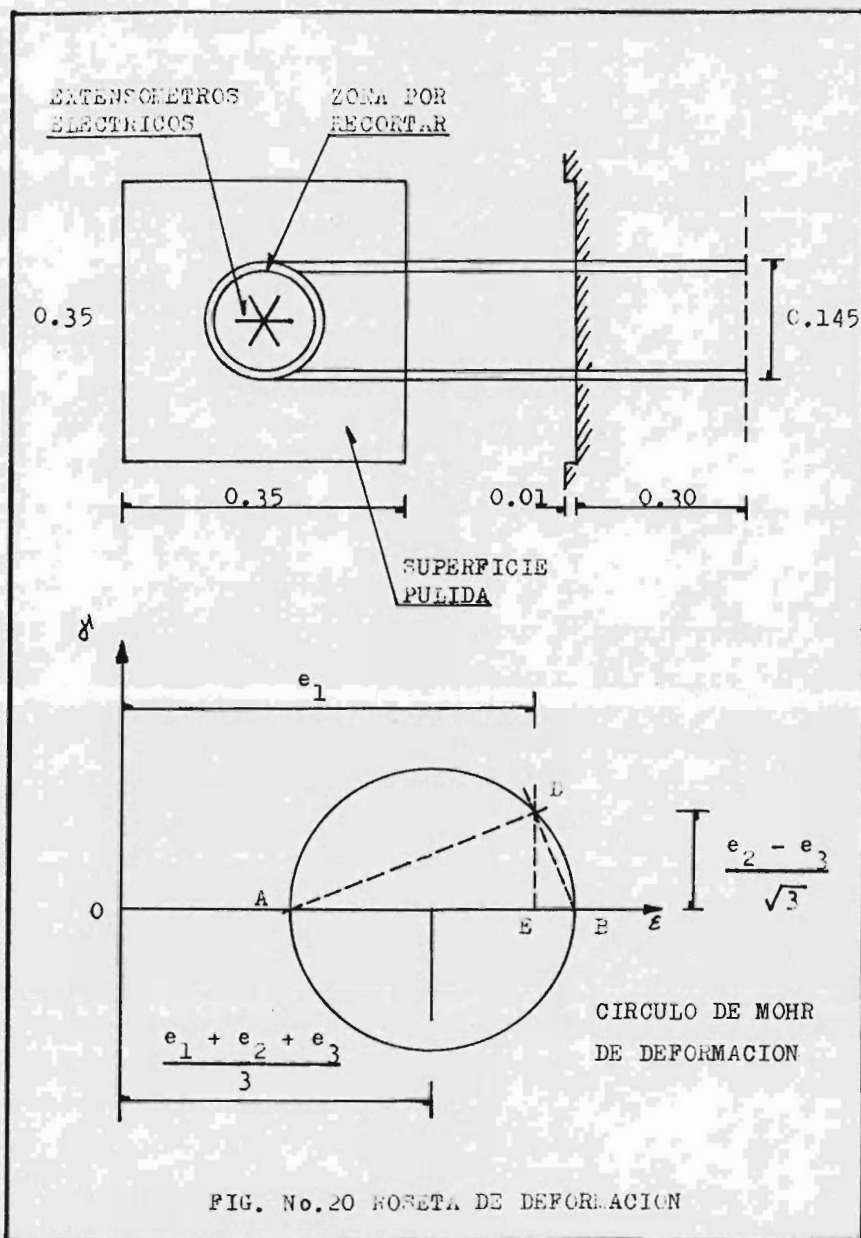
Las direcciones principales de las deformaciones son \overline{DB} y \overline{DA} . La magnitud de los esfuerzos principales se obtienen mediante:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_2 - \nu \epsilon_1)$$

donde E y ν son el módulo de Young y la relación de Poisson de la roca respectivamente, determinados en pruebas de laboratorio.

b) El procedimiento del gato plano consiste en medir la deformación inducida entre dos puntos de referencia, localizados en la pared de una galería, cuando se recorta una ranura entre ellos. Se introduce en la ranura un gato



plano y se aplica una presión tal que la deformación registrada se recupere. Si el gato plano está localizado en una ranura normal a la dirección principal de esfuerzo, la presión aplicada para la recuperación de la deformación inducida es igual al esfuerzo principal en esa dirección.

El procedimiento de ejecución de la prueba de gato sobre una superficie limpia y uniformizada previamente es el siguiente (fig.No.21):

- Se instalan los puntos de referencia A-A, B-B y C-C y se mide su separación.
- Se perfora una ranura entre los puntos de referencia y se deja abierta hasta que los desplazamientos sean nulos.
- Se instala el gato y se fija a la roca con un cementante de módulo de elasticidad similar al de la roca.
- Se aplica presión a la roca mediante el gato plano hasta que la deformación de descarga se recupera, obteniéndose así la presión P.
- Se calcula el valor del esfuerzo σ_n que actúa perpendicular al gato plano mediante la ecuación:

$$\sigma_n = P \frac{C_j - d}{C}$$

donde:

P = Presión de cancelación.

2C= Longitud de la ranura.

2C_j= Longitud del gato plano.

d = Espacio anular entre el gato y la pared de la roca.

Existen otros métodos para medir los esfuerzos internos como el del gato curvo, inspirado en el del gato plano y tiene la ventaja de permitir mediciones hasta 7.0 m de -

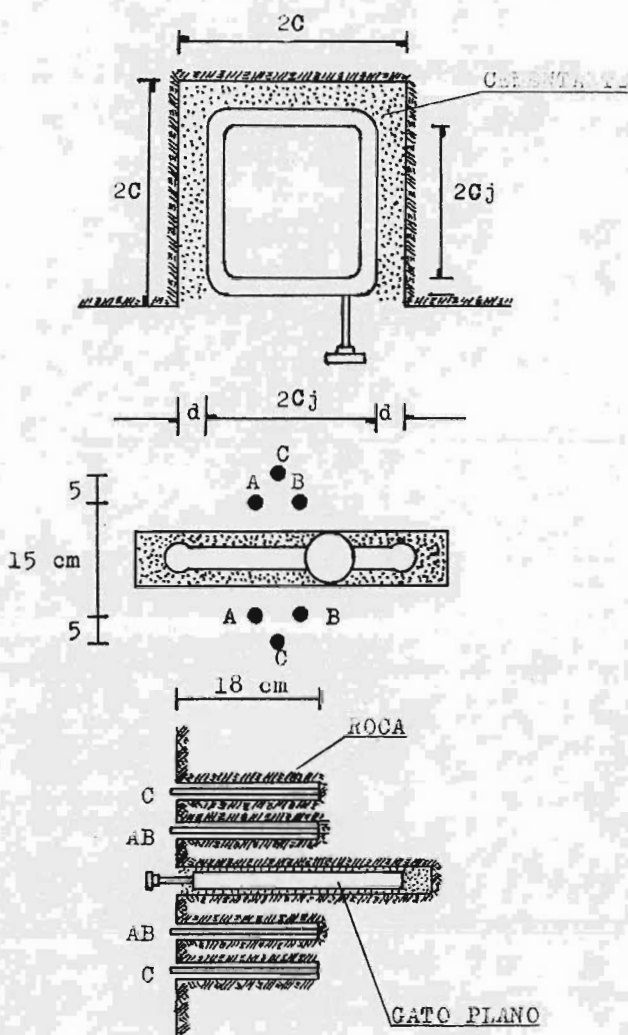


FIG. No.21 GATO PLANO (ESPUEZLOS INTER OS)

profundidad, pero el método es muy elaborado en su concepción e interpretación.

Resistencia al esfuerzo cortante. En la fig.No.22 se presenta un esquema general de montaje para una prueba de resistencia al esfuerzo cortante in situ. Esta prueba nos permite obtener la resistencia al corte de las discontinuidades geológicas, que es un parámetro fundamental en el análisis de estabilidad de taludes y de las cimentaciones de presas.

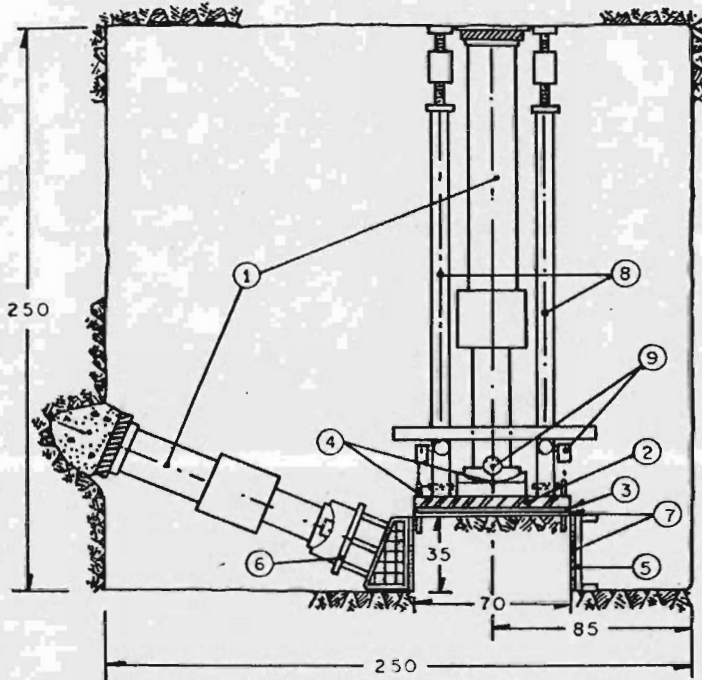
Los ensayos se realizan en bloques labrados in situ - que quedan unidos al macizo por una cara, se aplica un esfuerzo normal que se mantiene constante y a continuación - un esfuerzo cortante que se incrementa, midiendo en varios puntos del bloque los desplazamientos longitudinales y - transversales.

Las dimensiones del espécimen deben ser tan grandes - como sea posible, suficiente para que sea representativo, con el mínimo de alteración posible de las discontinuidades existentes en los macizos.

Las dimensiones laterales del espécimen varían de 0.3 a 1.0 m, siendo limitadas por la capacidad de los gatos, - que es usualmente de 100 a 300 toneladas.

El gato, para producir la fuerza de corte, se instala con una pequeña inclinación y en dirección tal que la fuerza de corte y la normal concurren al centro de la superficie ensayada para evitar momentos de giro sobre esta superficie.

Se toman muestras de roca en la vecindad del bloque - probado, con fines de correlación de los resultados en campo y laboratorio.



- | | |
|----------------------|---|
| ① Gatos de 100 ton | ⑥ Viga de apoyo |
| ② Pisas de asiento | ⑦ Asiento de mortero |
| ③ Colchón metálico | ⑧ Templete para colocación de medidores |
| ④ Puntos de medición | ⑨ Deformómetro de carátula |
| ⑤ Marco de cortante | |

Fig. No. 22 Montaje general para la prueba de corte

Otra forma de determinar la resistencia al corte en el campo es mediante el empleo del aparato de corte directo que opera por torsión, mostrado en la fig. No. 23, llamado torcómetro. El aparato consiste de un disco, con 72 cajas de 7 x 10 x 1.5 cm que se hinca en el terreno previamente nivelado; el área total de prueba es de 0.5 m^2 . Mediante un gato hidráulico que se apoya en la plataforma lastrada pueden desarrollarse presiones normales hasta 10 kg/cm^2 . Dos gatos hidráulicos fijos al marco exterior transmiten, con cables, el par torsor al disco; el dispositivo tiene capacidad para 2 kg/cm^2 de corte. El marco exterior reacciona contra el terreno, soportado por zapatas de concreto reforzado.

Permeabilidad. Las pruebas de permeabilidad de las masas rocosas son útiles para prever el flujo y los problemas de estabilidad que éste puede ocasionar a excavaciones bajo el nivel freático, y para tomar medidas de tratamiento que garanticen un grado razonable de estanqueidad y estabilidad en presas y otras obras civiles.

Las pruebas de permeabilidad de laboratorio son útiles cuando la estructura que se estudia está formada por un material que puede considerarse homogéneo, isótropo o anisótropo. En cambio, en las formaciones naturales, generalmente compuestas por mantos distintos, con variaciones importantes tanto en la disposición de los mismos como en las características de los materiales, es difícil estudiar el escurrimiento a partir de un número limitado de ensayos sobre muestras inalteradas, por lo que es necesario realizar ensayos de campo para determinar la permeabilidad de un macizo rocoso.

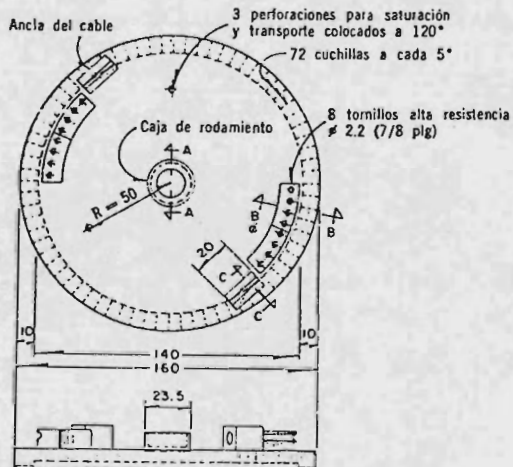
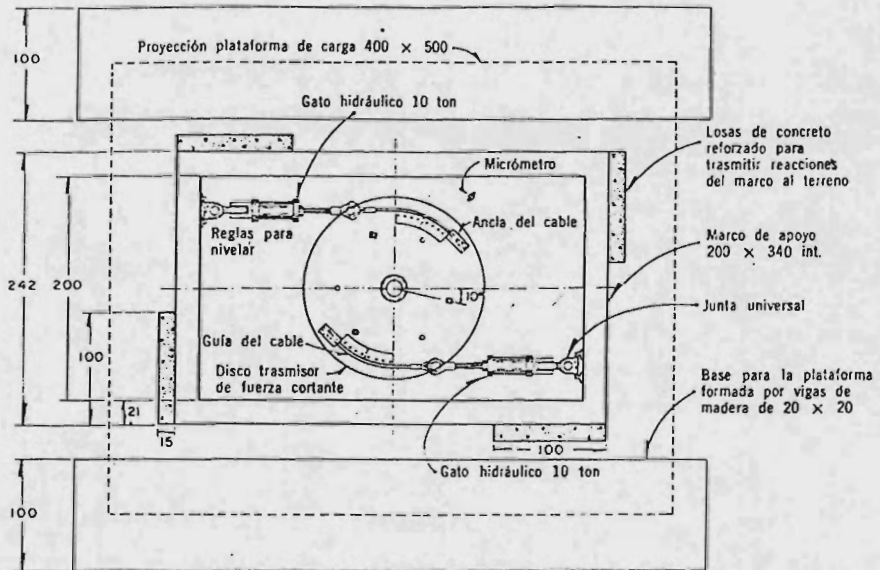


FIG. No. 23 TORCOMETRO

Uno de los ensayos de campo que sirve para determinar la permeabilidad de un manto rocoso, es la prueba Lugeon. Esta prueba consiste en inyectar agua a presión en tramos de perforación, lo cual tiene por objeto tener una idea aproximada de la permeabilidad, debida a una fisura muy abierta o a un gran número de fisuras estrechas. Se varía la longitud de los tramos probados, así como la presión a la que se inyecta el agua. La llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción de 1.0 litro de agua por minuto, por metro de sondeo, con una presión de inyección de 10 kg/cm^2

La longitud de cada tramo de prueba debe elegirse de acuerdo con los espesores de los diversos estratos atravesados.

La diversidad de tamaño de las fisuras, explica la inexistencia de una correlación única entre los resultados de las pruebas Lugeon y las absorciones de lechadas estables de inyección.

El montaje de una prueba Lugeon se presenta en la fig No.24. La prueba se realiza en tramos, limitados en sus extremos por empaques neumáticos, mecánicos o de copas de cuero (fig.No.25). La secuencia de las presiones aplicadas debe ser 1,2,4,6,8,10,8,6,4,2 y 1 kg/cm^2 . Es preciso mantener cada incremento de presión durante un tiempo mínimo de 10 minutos y verificar que, en ese intervalo, el gasto sea constante.

Para el gasto de agua inyectada se recomiendan medidores tipo Venturi. El agua de inyección debe estar exenta de sólidos para evitar taponamientos en las paredes del pozo de prueba.

Es conveniente trazar el diagrama gasto-presión con--

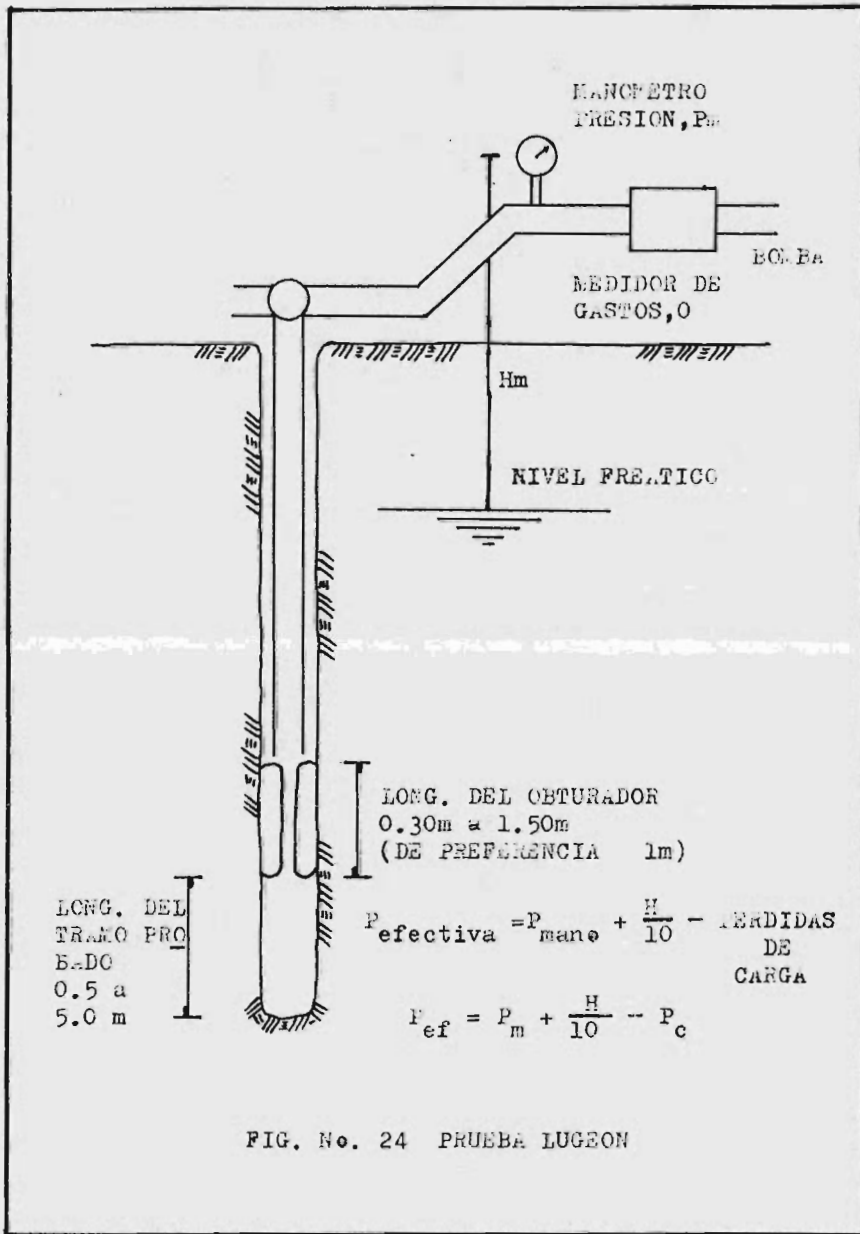
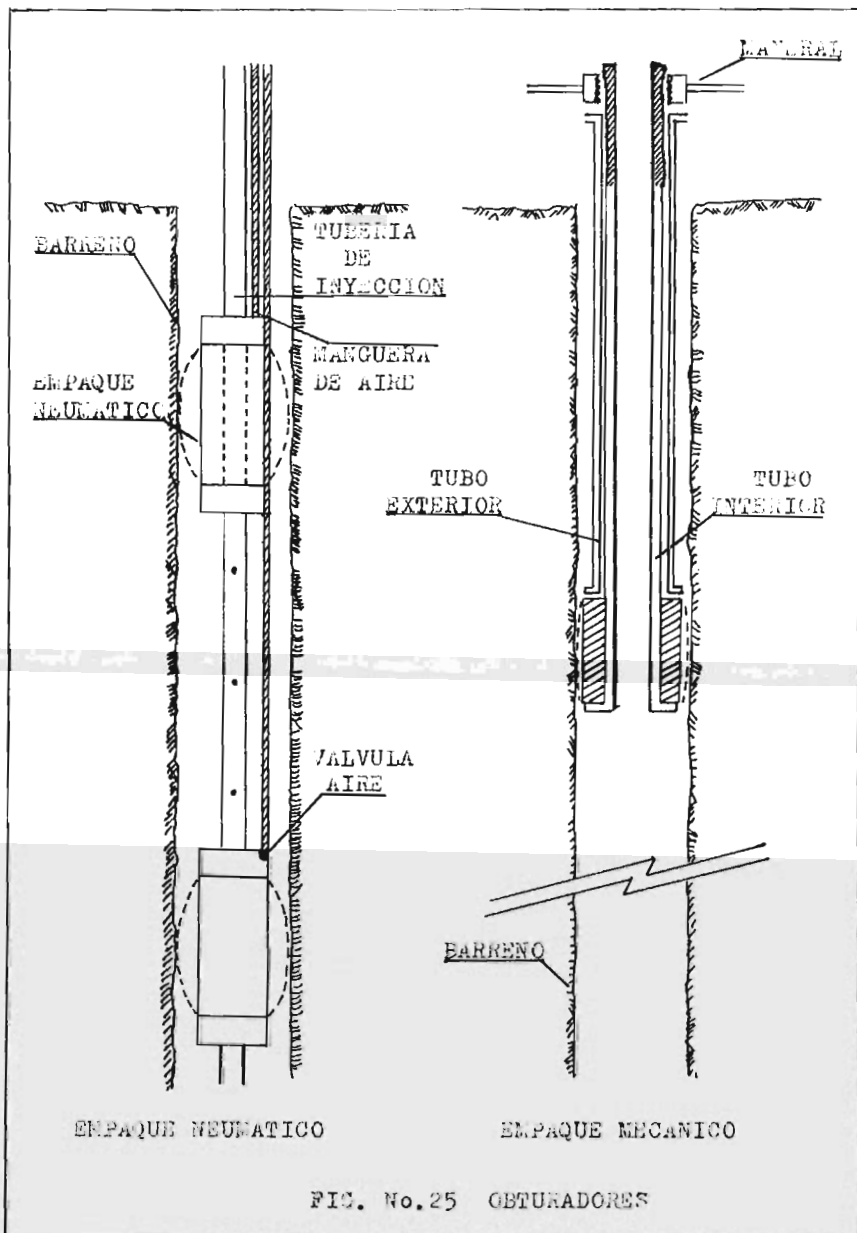


FIG. No. 24 PRUEBA LUGEON



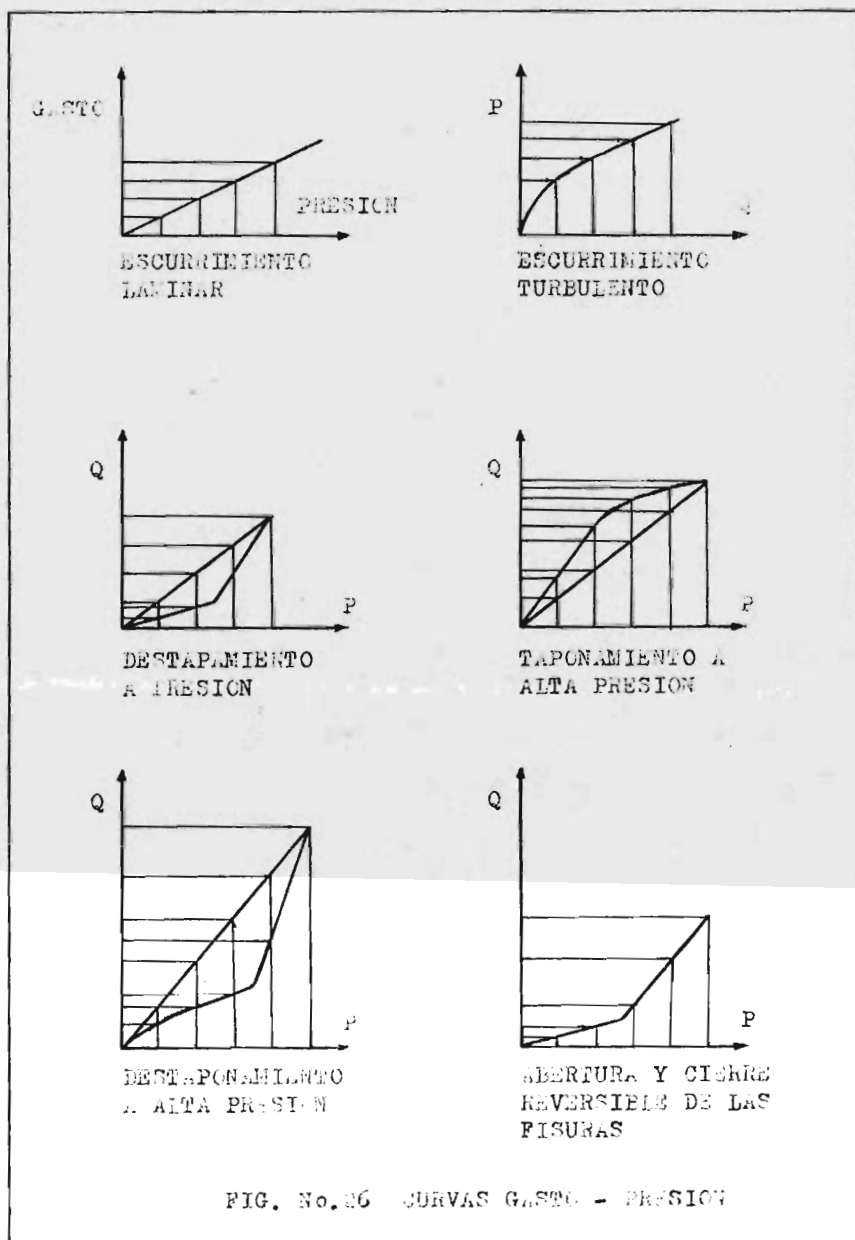
forme progresa la prueba para ir observando las particularidades de la curva obtenida. La presión considerada debe ser la presión efectiva P , en la zona de prueba, y obtenerse a partir de la presión leída en la superficie P_m , tomando en cuenta las pérdidas de carga en la tubería y en el obturador P_c , así como la profundidad del nivel freático con respecto al plano de la lectura del manómetro H_m .

$$P = P_m + \frac{H_m}{10} - P_c$$

Se calcula el valor de la absorción, en unidades Lu--geon, dividiendo el gasto correspondiente a una presión de 10 kg/cm^2 , expresado en lt/min , entre la longitud de la zona probada, expresada en metros.

En la práctica, la prueba consiste en obtener, para distintos tramos, curvas de gastos de absorción en función de la presión de inyección como las que se muestran en la fig. No.26. La forma de las curvas gasto-presión es muy variable y depende de las características de fisuración de la masa rocosa. Salvo en contados casos la variación del gasto al aumentar la presión de inyección no es lineal; generalmente se observan variaciones en las curvas debido al taponamiento y destaponamiento de las fisuras con material de relleno, lo cual provoca que el gasto de absorción aumente o disminuya a diversas presiones.

En particular al aumentar la presión se observa a menudo una pseudo-discontinuidad en las curvas gasto-presión, a partir de la cual los gastos aumentan rápidamente. Esta pseudo-discontinuidad puede atribuirse a la abertura y cierre reversible de las fisuras que provocan una variación no lineal del gasto con la presión de inyección.



IV.- TEORIA DE LA INYECCION.

El estudio de las características geológicas y de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos y rocas - es muy importante, ya que mediante el conocimiento de éstas podremos hacer la elección más acertada del tipo de tratamiento que se debe dar al terreno, el método de inyección a emplear y la naturaleza de la lechada por inyectar, con lo cual es posible cambiar la naturaleza del subsuelo cuando éste no presenta las características que permiten, sin riesgos, la construcción de las obras de ingeniería.

El principio de la inyección consiste en introducir bajo presión, en las fisuras de una masa rocosa o en los vacíos de una masa permeable, una suspensión que, por endurecimiento progresivo obturará los vacíos impermeabilizando o reforzando la formación.

Dependiendo de la finalidad que se persiga, las inyecciones pueden ser de impermeabilización o sellado y de consolidación.

Con la inyección de impermeabilización se intenta llenar las grietas, los conductos de disolución o los huecos mayores de un aluvión con el objeto de eliminar o reducir la permeabilidad de los materiales.

Con la inyección de consolidación se trata de disminuir la compresibilidad de la roca, de la misma manera que disminuir las filtraciones de agua, llenando las fisuras de la roca con una mezcla resistente a presión. La introducción de la mezcla se hace a través de perforaciones y por bombeo.

En general, las presas de tierra y enrocamiento requieren de un tratamiento de impermeabilización, debido a que es esencial reducir la circulación de agua a través de su cimentación por dos aspectos que son de mucha importancia para el buen funcionamiento de estas estructuras:

1.- La magnitud de los gastos de filtración, que significan pérdidas de agua del almacenamiento.

2.- La magnitud de las subpresiones que se generan dentro de la masa de la roca a causa del agua que filtra del almacenamiento, introducen condiciones de inseguridad en la cimentación de la presa.

En cambio, para las cortinas de concreto es conveniente aumentar el módulo de deformación de la cimentación y empotramientos, por medio de inyecciones de consolidación, usadas también para mejorar las condiciones de la roca alrededor de tuberías de presión. Con el fin de llenar huecos entre estructuras y el terreno natural, como en rellenos y tapones de túneles, se recurre a las llamadas inyecciones de contacto. Según sea la forma de los huecos por rellenar, los métodos y las mezclas de inyección serán diferentes, en los párrafos que siguen se mencionan algunos aspectos teóricos de la inyección de los suelos y rocas.

4.1.- Inyectabilidad y características reológicas de las lechadas y morteros de inyección. A la inyectabilidad de las lechadas y morteros se le puede definir como la aptitud de la pasta a penetrar en el medio que se va a inyectar.

La inyectabilidad depende evidentemente, de la naturaleza del cemento, del contenido de agua y los aditivos even

tuales. Por lo tanto, se debe buscar siempre la inyectabilidad máxima compatible con el fin que se desee alcanzar.

La reología es la ciencia que estudia el escurrimiento y deformación de la materia y se aplica perfectamente a las suspensiones de granos sólidos en un medio líquido (por lo tanto eminentemente deformables) y por ello mismo susceptibles de escurrir.

Pruebas realizadas en lechadas de cemento y morteros -inyectables demostraron que éstos pueden ser considerados - como fluidos plásticos o fluidos de Bingham, durante unos - cuantos minutos después de su preparación, es decir, en el plazo de tiempo en el que es más importante conocer sus propiedades reológicas.

Recordando que algunos fluidos como el agua y la mayoría de los aceites y gases, presentan en régimen laminar un gradiente de velocidad proporcional al esfuerzo aplicado, - tenemos que:

$$F = \mu \frac{dv}{dz}$$

que es la hipótesis de Newton, donde el coeficiente de proporcionalidad μ es denominado coeficiente de viscosidad - del fluido considerado; siendo la viscosidad la propiedad - que determina la cantidad de resistencia opuesta a las fuerzas cortantes o bien la resistencia que opone un líquido a fluir. Tales fluidos se denominan también newtonianos.

Muchos fluidos se comportan diferentemente. Bingham ha demostrado que la relación más sencilla y conveniente para algunas suspensiones se expresa bajo la forma:

$$F - f = \mu \frac{dv}{dz}$$

donde:

F = Esfuerzo aplicado.

f = Límite de fluencia del fluido.

μ = Coeficiente de viscosidad plástica.

$\frac{dv}{dz}$ = Gradiente de velocidades o velocidad de deformación tangencial.

Siendo los fluidos plásticos uno de los grupos que obedecen aproximadamente la relación anterior.

La hipótesis de Bingham supone que los fluidos plásticos no pueden escurrir en régimen laminar más que si el esfuerzo aplicado sobrepasa un cierto límite f denominado Yield Value lo cual se puede traducir como límite de cizallamiento o esfuerzo crítico de escurrimiento.

Además, existe siempre un coeficiente de proporcionalidad denominado viscosidad plástica (μ), por analogía con la viscosidad dinámica de los fluidos newtonianos.

El fluido plástico comienza a escurrir cuando el esfuerzo aplicado es superior al límite de cizallamiento.

4.2.- Inyección de medios permeables homogéneos y heterogéneos.

Si se conoce la permeabilidad al agua K_0 a temperatura constante de un medio dado, lo que es relativamente fácil determinar, puede calcularse su permeabilidad K para otro fluido siempre que se conozca la viscosidad de éste por medio de la fórmula:

$$\frac{K}{K_0} = \frac{\mu_0}{\mu}$$

donde:

K_0 = Permeabilidad al agua de un medio dado.

μ_0 = Viscosidad del agua.

K = Permeabilidad para otro fluido del medio dado.

ν = Viscosidad del fluido.

Si en un medio homogéneo e isótropo de permeabilidad K se realiza una perforación y se rellena de una mezcla de inyección a presión P_0 , se producirá un deslizamiento radial de la mezcla (figura 27). Cuando el deslizamiento es permanente tendremos:

$$P_0 - p = \frac{Q \bar{w}}{c k_0} = \frac{Q \nu}{c k_0 \nu_0}$$

donde:

p = Presión en la cavidad antes de la inyección.

Q = Gasto de la inyección.

\bar{w} = Peso específico del mortero o mezcla.

k_0 = Permeabilidad al agua del medio empleado.

ν_0 = Viscosidad del agua.

ν = Viscosidad del mortero o mezcla.

c = Coeficiente que depende de la forma del depósito de inyección o de la fuente. Para una esfera de radio r es igual a $4 \pi r_0$.

Para calcular el tiempo T necesario para hacer llegar la inyección a una distancia R debemos conocer la porosidad.

Si n es la porosidad del suelo tenemos:

$$Q = n 4 \pi r^2 \frac{dr}{dT}$$

de donde se obtiene:

$$T = \frac{4 \pi n (R^3 - r_0^3)}{3 Q}$$

que es el tiempo T necesario para hacer llegar la mezcla a la distancia R , y como se puede observar éste no depende de la permeabilidad.

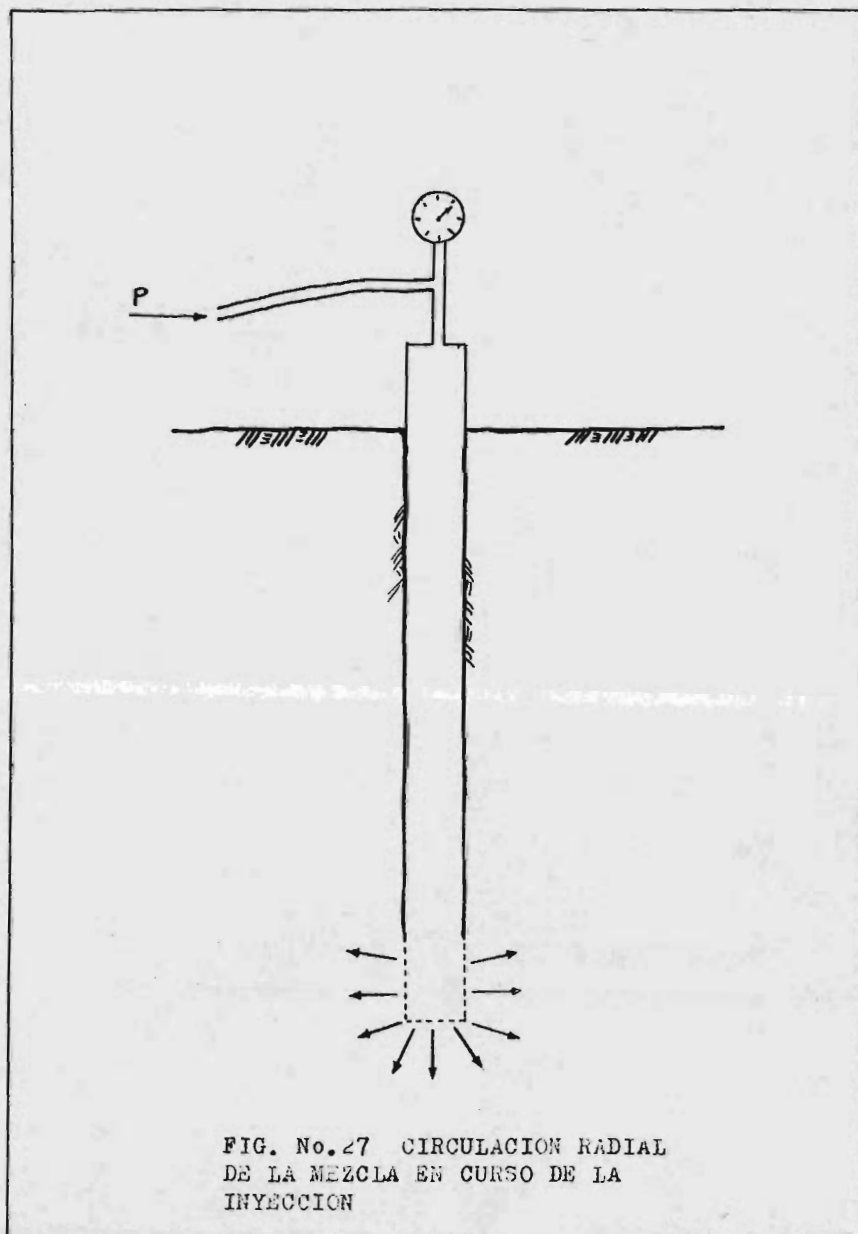


FIG. No.27 CIRCULACION RADIAL
DE LA MEZCLA EN CURSO DE LA
INYECCION

La inyección de aluviones homogéneos se debe realizar - aproximando los puntos de inyección si se quiere que queden impregnados todos los huecos del terreno. Debido a que la - viscosidad de un mortero aumenta con el tiempo, se llegan a necesitar presiones elevadas que pueden producir resurgen - cias.

Los medios homogéneos e isótropos son una excepción en la naturaleza, casi siempre estamos en presencia de medios - heterogéneos estratificados.

Si una perforación de inyección atraviesa varios estratos, la mezcla se extenderá enseguida por las capas más permeables, desempeñando las otras la función de paredes impermeables. Después el proceso es a la inversa, es decir, que - las capas muy permeables inyectadas se convierten en impermeables en relación con las otras y la mezcla penetra entonces en las menos permeables. En ambos casos se trata de un - movimiento horizontal de la mezcla, por lo que se debe aplicar la fórmula de Dupuit, obteniéndose:

$$P_0 - p = \frac{Q \bar{w} \nu}{2\pi k_0 \nu_0 e} \ln \frac{R}{r_0}$$

donde:

e = Espesor del estrato considerado constante

r_0 = Radio de la perforación

R = Radio de acción, o más exactamente una constante de integración que se puede interpretar como la distancia a partir de la cual la presión es igual a p.

Este radio de acción es muy difícil de determinar, nunca es muy grande, cuando mucho unos pocos metros.

La única diferencia de esta fórmula con la presentada - inicialmente, es la aparición, en el denominador, del espe -

del estrato. Por otra parte, siendo todo igual, el gasto es proporcional al espesor de la capa a inyectar.

El tiempo de la inyección se determina como en el caso del terreno homogéneo:

$$Q = n 2 \pi r e \frac{dr}{dt}$$

de donde:

$$T = \frac{n \pi e (R^2 - r_0^2)}{Q}$$

Los tiempos de inyección son más pequeños que en el caso del terreno homogéneo, sobre todo si es pequeño el espesor de las capas.

4.3.- Inyección de un fluido en una fisura.

Inyección de un fluido plástico o de Bingham.

La inyección de un fluido en una fisura de abertura constante corresponde a una circulación plana. Es posible suponer que la viscosidad del fluido a inyectarse, no sea constante. Así se tiene:

$$G = \nu \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right)^\alpha$$

donde:

G = Fuerza de cizallamiento de la lechada sobre un elemento del plano paralelo a los planos límites.

V = Componente de la velocidad del fluido.

ν = Coeficiente de viscosidad de un fluido newtoniano ($\alpha = 1$).

Se ha elegido esta relación porque permite cálculos relativamente sencillos, mientras que son prácticamente imposibles si se adopta la ley de Bingham que es la que rige casi todas las mezclas estables. Los siguientes resultados no

constituyen, por tanto, más que una primera aproximación.

Si P_0 es la presión en una perforación de radio r_0 que atraviesa una fisura de abertura e y P la presión a la distancia R , para una circulación laminar de gasto Q tendremos:

$$P_0 - P = \frac{\nu}{1-\alpha} \left(\frac{Q}{4\pi} \frac{1+2\alpha}{\alpha} \right) \left(\frac{2}{e} \right)^{1+2\alpha} (R - r_0)^{1-\alpha} + \frac{\bar{w}}{4g} \frac{1+2\alpha}{2+3\alpha} \frac{Q^2}{\pi^2 e^2} \left(\frac{1}{r_0^2} - \frac{1}{R^2} \right)$$

siendo \bar{w} el peso específico del mortero o lechada.

De la relación vemos que R , r_0 y e son conocidos, por lo tanto la presión de inyección P_0 depende únicamente del gasto Q , de la ley que rige la viscosidad de la mezcla (valores de ν y de α) y del peso específico \bar{w} .

Así, en la inyección de una mezcla estable cuya viscosidad sea independiente del tiempo, su presión de inyección es función directa del gasto. Si éste es constante, la presión también lo es. De esto se deduce que el volumen de la mezcla estable inyectada no está jamás limitada por un aumento de presión. Es preciso limitarle sistemáticamente; esto es valadero tanto en la inyección de una fisura como en la inyección de aluviones.

Inyección de un fluido newtoniano. A diferencia de los fluidos de Bingham, los cuales pueden soportar cierta cantidad de esfuerzo cortante sin deformarse y a partir de un cierto valor de aquel se comportan como fluidos, los newtonianos se deforman a partir de valores de cero iniciales de esfuerzo cortante, es decir, que la resistencia que oponen a fluir al aplicárseles una presión es despreciable.

En la fórmula presentada en el párrafo anterior basta -

con dar el valor de $\alpha = 1$ para obtener la relación que condiciona la circulación laminar de un fluido newtoniano en una fisura, así tenemos que:

$$P_0 - p = \frac{6 \mu Q}{\pi e^3} \ln \frac{R}{r_0} + \frac{3 \bar{w} Q^2}{20g\pi e^2} \frac{1}{r_0^2} - \frac{1}{R^2}$$

Se ha encontrado que el paso del régimen laminar al turbulento, se hace para un número de Reynolds $\frac{V e \bar{w}}{g \nu}$ (siendo V la velocidad media) comprendido entre 2000 y 4000. Pudiéndose escribir el número de Reynolds en el caso de circulación radial $\frac{Q \bar{w}}{2\pi g \nu R}$, se observa que para un fluido y un caudal dados, el paso de un régimen a otro no depende más que de R . Por tanto, la abertura de la fisura no tiene influencia en la aparición de turbulencias.

Inyección de una mezcla inestable. Esta inyección de suspensiones de cemento en agua es lo que ha permitido que los sistemas de inyección se desarrollen. Estas suspensiones cuya relación agua/cemento puede variar de 10:1 a 1:1 son especialmente inestables. El éxito de su empleo para la obtención de fisuras es confirmado todos los días, pero no existe ninguna teoría que explique porque el resultado es satisfactorio.

Para tratar de comprender el problema comencemos por recordar que una suspensión de arena y grava en agua puede circular en un conducto si su velocidad es suficiente. Por debajo de una cierta velocidad llamada crítica, los granos se depositan y el conducto se obstruye.

Parece que en suspensiones que tengan una granulometría

comparable a la del cemento, la velocidad crítica de depósito será tanto mayor cuando más fuerte sea la concentración de la suspensión.

Si el mortero o lechada de inyección es demasiado espeso, el terreno absorbe mal. Para hacer una impermeabilización correcta, es preciso entonces aproximar excesivamente las perforaciones. Si al contrario, la mezcla está poco dosificada, en ningún caso será rechazada por el terreno, es decir, que será absorbida por el terreno con relativa facilidad.

Además debemos de tomar en cuenta que partículas de diámetro igual a 0.05 mm, muy próximas al diámetro de los granos gruesos del cemento, se depositan con velocidades de circulación del orden de 3 a 4 cm/seg, mientras que son necesarias velocidades de 20 a 30 cm/seg para volver a colocar en suspensión el depósito. También y como resultado del análisis de los ensayos Lugeon debemos tomar en cuenta que una fisura podría abrirse bajo el efecto de la presión de inyección.

A partir de estos datos vamos a demostrar que la impermeabilización por inyección de una mezcla inestable no es otra cosa que un relleno hidráulico.

Consideremos una fisura de espesor constante atravesada por una perforación (figura 28). La circulación en la fisura es inicialmente una circulación plana que satisface en una primera aproximación la relación dada para la inyección de un fluido newtoniano en una fisura.

Sabemos que para un caudal de 1 lt/seg, que es el máximo para una inyección normal, una circulación de agua empieza a ser laminar a varios centímetros del eje de la perforación.

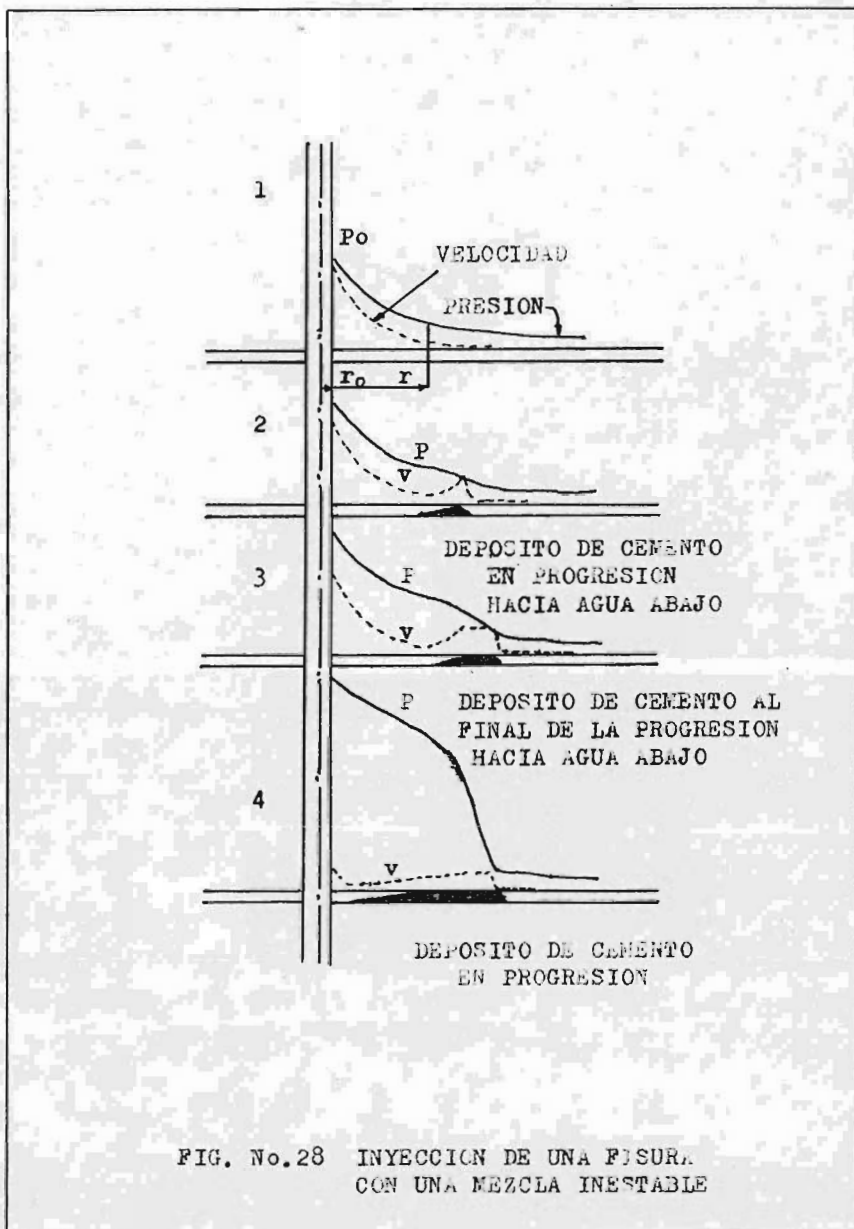


FIG. No.28 INYECCION DE UNA FISURA.
CON UNA MEZCLA INESTABLE

ción, cualquiera que sea la abertura de las fisuras. En esta circulación la presión decrece rápidamente con la distancia a la perforación y la velocidad media aun más de prisa.

En contacto con las paredes la velocidad es nula. Los granos en suspensión pueden entonces depositarse fácilmente. Pero los granos que no están muy adheridos en la pared superior de la fisura caen en una región donde la velocidad de circulación puede de nuevo arrastrarlos. Sólo los granos de la parte inferior pueden depositarse y reducir así la abertura de la fisura.

Este fenómeno es accesorio porque a partir de cierta distancia la velocidad máxima de circulación no es suficiente para mantener la suspensión de los granos. Se forma entonces un depósito de sedimentos y a medida de su formación, la sección de circulación disminuye, aumentando como consecuencia la velocidad de la mezcla de inyección. Pero como la velocidad de erosión es muy superior a la velocidad de depósito, éste queda en el sitio. Aguas abajo del depósito, la velocidad decrece enormemente, produciéndose una nueva sedimentación. En esta fase de la inyección, el depósito progresa hacia aguas abajo.

Si la circulación es cilíndrica, el depósito aumenta progresivamente de espesor alejándose de la perforación, aun que la mezcla alcance la velocidad de erosión, mientras que en una circulación plana este espesor se conserva. En ambos casos, la sección de circulación es constante, extendiéndose en una longitud cada vez mayor. Ello es lo que define la circulación. La presión se uniformiza aguas abajo del obturador y aumenta a medida que el depósito se extiende hacia abajo. A partir de un cierto valor, el aumento de pérdida de carga

aminora el caudal de la bomba de inyección y la velocidad de la mezcla disminuye aguas arriba del obturador. Esta disminución de velocidad es acompañada de una sedimentación de los granos de cemento. El obturador asciende, es decir, que el depósito aumenta de espesor hasta alcanzar el de la fisura, la velocidad de erosión ya no es posible y la fisura se rellena hasta alcanzar la perforación.

El relleno no es perfecto, queda siempre un pequeño intersticio que permite la circulación de la mezcla. Pero por efecto de la presión de inyección ha aumentado la abertura de la fisura. Este aumento debido a las presiones de inyección, es de algunos milímetros. Cuando se detiene la inyección, la fisura tiene tendencia a recuperar su abertura inicial, las dos paredes comprimen entonces el depósito y la fisura queda perfectamente obturada.

4.4.- Presión de inyección.

Presión de inyección de una fisura única.

Si la fisura inyectada es poco profunda y paralela a la superficie del suelo, se podrá llegar a levantar el terreno, aumentando la presión que es conocida como presión de levantamiento. Aunque el terreno no sufra levantamiento, la fisura sufre una deformación que se puede calcular mediante la fórmula de Boussinesq expresada como:

$$W = 1.5 \frac{P r}{E}$$

donde:

r = Radio de la fisura.

P = Presión por unidad de superficie.

E = Coeficiente de elasticidad.

Esta deformación en la fisura nos da lugar a un fenóme-

no llamado contrapresión .

Se dice que existe contrapresión cuando al detener la inyección el manómetro no se vuelve a cero. Basta entonces con abrir una válvula de descarga para que la perforación expulse la lechada, simplemente acumulada en una fisura ensanchada por la presión de inyección. En cuanto ésta cesa, la lechada es rechazada al exterior por la elasticidad del terreno o por el peso del mismo. Si la lechada es de tal naturaleza que se solidifica durante la inyección, la contrapresión no tiene lugar. Con esto se corre el riesgo, si se encuentran arcillas, de tener fuertes deformaciones que nos pueden traer graves consecuencias si las condiciones geológicas se prestan a ello.

A partir de ésto se puede, limitando a priori las presiones de inyección a valores bajos, correr el riesgo de que no se realicen tratamientos correctos, porque un aumento del número de perforaciones no puede reemplazar el efecto de las altas presiones de inyección.

La función desempeñada por las altas presiones de inyección es bastante clara y constituye una característica física del procedimiento. Estas presiones llegan a alcanzar hasta 80 y 90 kg/cm^2 , facilitan, en el momento de ser inyectadas las lechadas, la expulsión del agua sobrante, quedando solamente el agua de cristalización, constituyendo un corrector de los posibles errores de dosificación. Aumentan la adherencia de los sedimentos a los terrenos, incluso poco propicios y contribuyen a evitar el peligro de fraguado de un magma más o menos enlodado; ensanchan fisuras demasiado estrechas y hacen que penetren más profundo las lechadas de cemento. Por último, llegan a crear en el terreno, siguiendo

más o menos los planos de sus diaclasas, nuevas fracturas re-
vestidas de una fina película impermeable, formando un haz -
anastomótico a través del cual la circulación de agua estará
limitada por fuertes pérdidas de carga.

De lo anterior se puede concluir, que un macizo rocoso
finamente fisurado no puede ser inyectado a baja presión, -
más que con cemento de grano fino. Por el contrario, a par -
tir del momento en que puedan aumentarse las presiones, to -
dos los cementos son utilizables porque son las fisuras las
que se han ensanchado.

La determinación de la presión de inyección que se uti -
lizará depende del tratamiento que se vaya a realizar. Así -
en un tratamiento de consolidación no hay problema ya que se
pueden utilizar presiones altas. Por el contrario en un tra -
tamiento de impermeabilización, se nos presenta el dilema de
rellenar las fisuras a cualquier precio, o no hacer nada de
ésto, estimando que la débil permeabilidad medida en el ensa -
ye Lugeon es suficientemente segura. Pero se puede dar el ca -
so de que no inyectando se presenten fugas superiores a las
previstas; o bien que al inyectar el macizo con presiones de
masiado elevadas se tengan absorciones considerables de ce -
mento, lo cual es innecesario para un tratamiento de imper -
meabilización.

Para evitar este inconveniente es preciso adoptar una -
presión de rechazo ligeramente superior a la que permita la
inyección del macizo para asegurar el relleno de las fisuras
limitando las absorciones. En algunos casos esta forma de -
operar conduce a presiones elevadas, lo que obliga a la ins -
talación de aparatos de medición en obra; efectuar señales
que determinen alteraciones y colocar indicadores de abertu -

ra de fisuras, e incluso la realización de ensayos destinados a medir la presión, a partir de la cual la lechada puede penetrar bien en las fisuras.

Presión de inyección en una mezcla estable. Al detener la inyección, la fisura vuelve a su abertura normal expulsando una parte de la mezcla de ella, siendo esto suficiente para que la impermeabilización no sea completa.

Por esto es por lo que una mezcla estable de fraguado lento no permite más que la transformación de una roca fuertemente fisurada en otra de fisuración fina. Por lo que para lograr la impermeabilidad es necesario inyectar posteriormente por las mismas perforaciones o por perforaciones próximas una suspensión de cemento con la cual el fenómeno anterior no se reproduzca.

Presión de inyección de varias fisuras. La influencia de la presión es generalmente más complicado cuando varias fisuras son cortadas por la inyección.

Esto es muy importante debido a que una gran cantidad de fisuras finas, permite un gasto de agua tan importante, como varias fisuras aisladas mucho más abiertas, fácilmente impermeabilizables a baja presión.

Para entender como se hace la inyección de varias fisuras debemos de tomar en cuenta, que no todas son del mismo tamaño, por lo que durante la inyección, en las fisuras más anchas las pérdidas de carga de la circulación son menores, o lo que es lo mismo, las presiones ahí son más elevadas, dando lugar a una compresión en los espacios de las fisuras anchas, que hará que las fisuras finas, se cierren y solamente las fisuras más anchas sean inyectadas, pero llega un momento, como consecuencia de la inyección en estas fisuras

sean iguales que las más finas. Entonces una o dos fisuras - finas son las que se abren inyectándose a su vez. Así sucesivamente son obturadas las fisuras, primero las más anchas y después las pequeñas.

Se comprende fácilmente que cuanto más fuerte sea la presión más probabilidad existe en inyectar las fisuras finas.

La presión en una mezcla inestable. Para el caso de una fisura única, el movimiento de la mezcla de inyección en el inicio está determinado por:

$$P = \frac{6 \nu Q}{\pi e^3} \ln \frac{R}{r}$$

apareciendo R bajo el signo logarítmico, sus variaciones no influyen mucho en la presión. Por ello, la presión al comienzo de la inyección no depende más que del caudal.

Como la inyección de una mezcla inestable no es más que la clásica sedimentación hidráulica, es preciso inyectar con un caudal grande.

Hay que tomar en cuenta que la presión es igualmente - proporcional a la viscosidad de la mezcla, por lo que la inyección de fisuras delgadas que necesitan alta presión debe hacerse con una mezcla débilmente dosificada.

Se tiene por lo tanto justificación, porque la dosificación de una lechada viene determinada a partir del resultado de una prueba de agua preliminar.

La fórmula anterior no puede explicar lo que ocurre después del comienzo de la inyección, pero al final de ella, y no existiendo más que un ligero paso de abertura e, esta misma fórmula es una buena aproximación del régimen de circun-

lación. La presión P correspondiente, es lo que se llama presión de rechazo. Es, en general, la presión máxima que se fija de antemano, más bien a sentimiento que técnicamente y depende de las condiciones de inyección. Sin embargo, es necesario adoptar presiones de rechazo elevadas y alcanzarlas con caudales pequeños y lechadas poco viscosas.

4.5.- Técnicas de inyección.

El trabajo de inyectar en una obra de ingeniería consiste en rellenar grietas, fisuras, cavidades o huecos en general que se sabe o se prevé que existan en determinadas partes del terreno de cimentación, entre éste y la masa de obra o dentro del mismo, introduciendo mezclas líquidas a presión a través de perforaciones, con el fin de llenar esos vacíos con un material impermeable y con un cierto grado de resistencia.

Para impermeabilizar una roca o consolidar un suelo, pueden seguirse varios procedimientos, los cuales se describen a continuación:

Inyección con boquilla. Este procedimiento consiste en llevar la perforación hasta su profundidad total, lavar la perforación, instalar la boquilla, que es un niple de fierro, calafatear en la boca del barreno con una mezcla de yeso y cemento, realizar la prueba de agua sola e inyectar la lechada; todo en una sola operación (figura 29).

Este método se emplea únicamente para perforaciones de poca profundidad, en una roca sana que contiene sólo pequeñas fisuras y grietas, pero donde sean necesarias presiones relativamente altas para impulsar la lechada y lograr la penetración debida, si se tienen fugas importantes en la super

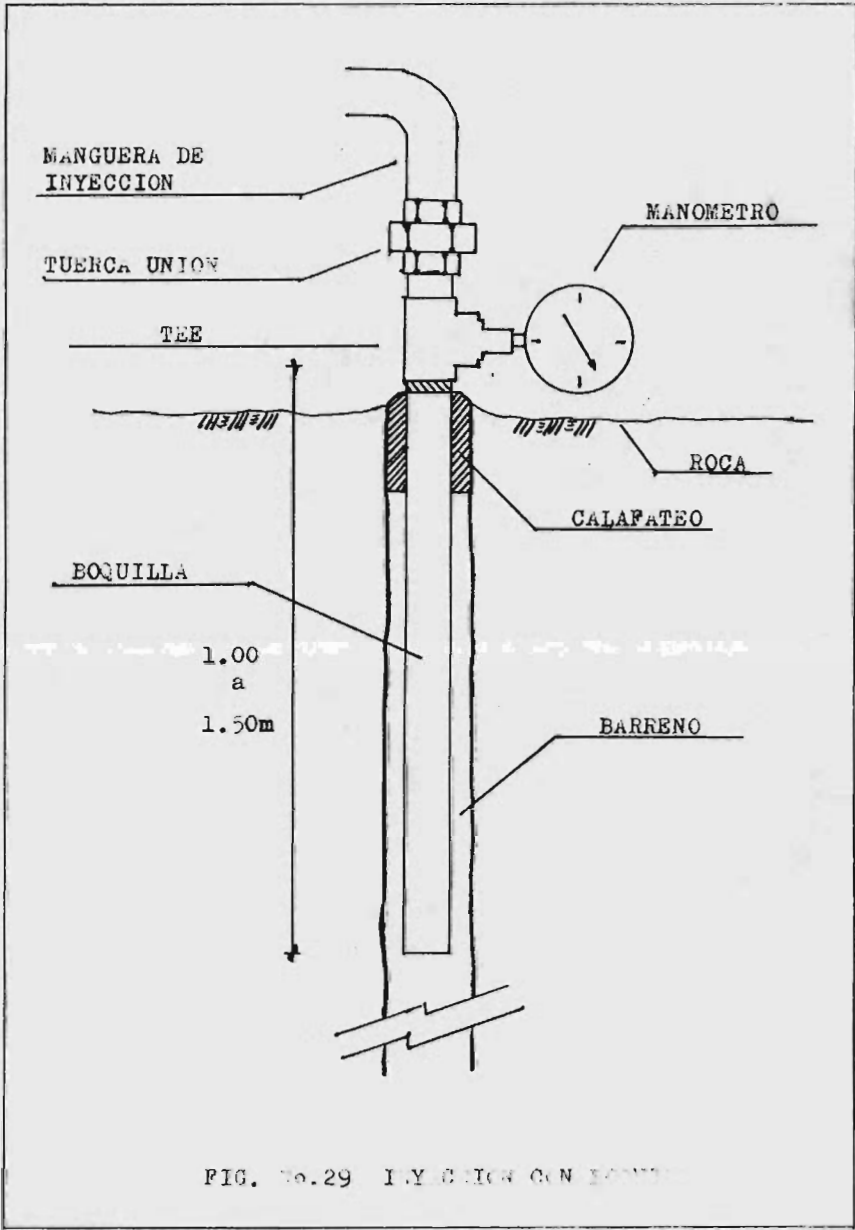


FIG. 26.29 INYECCION CON FONTO

ficie de la roca de cimentación, no debe usarse este procedimiento.

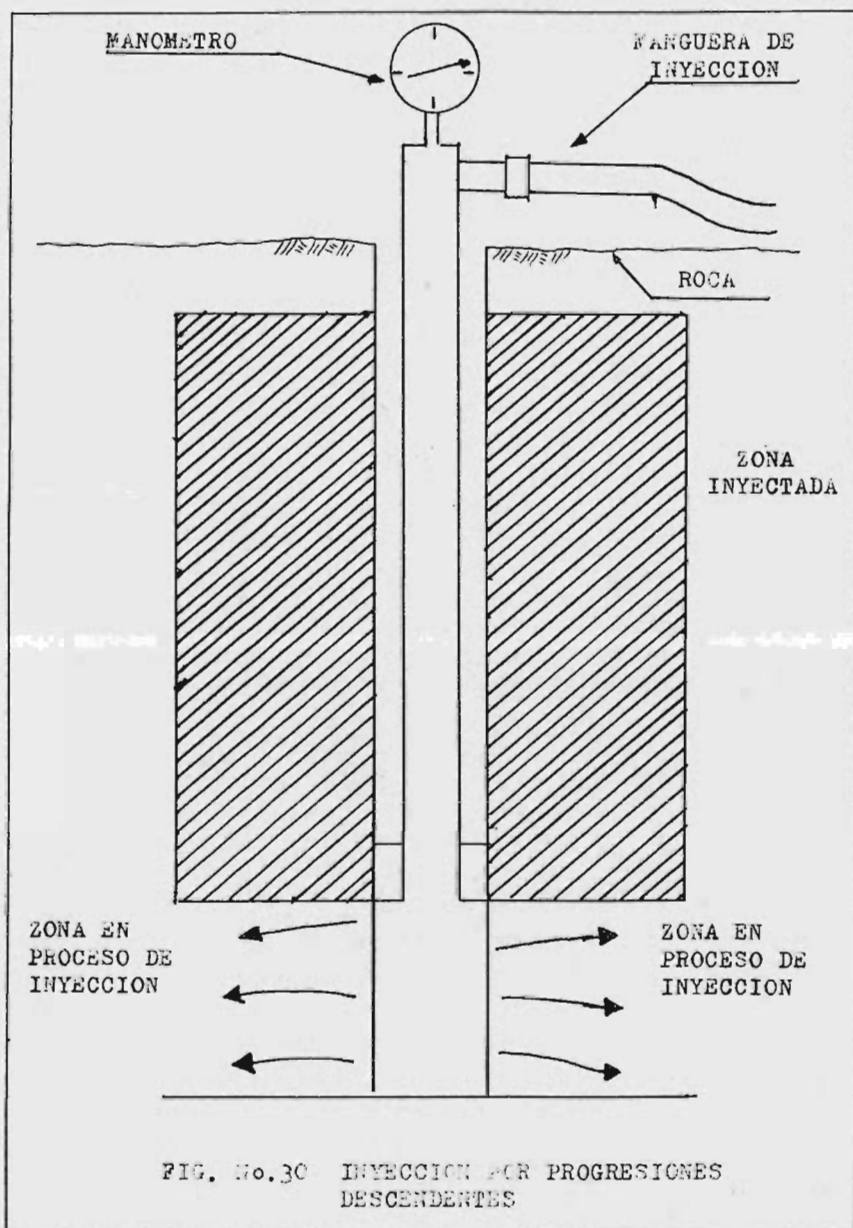
Inyección por progresiones descendentes. Se desarrolla en la forma siguiente:

Se realiza la perforación llevándola como una progresión hasta que se encuentre una grieta, junta abierta o cavidad en la roca, la cual se manifiesta por la pérdida del agua de enjuague de la perforación. Generalmente cuando no se presenta esa pérdida de agua antes de los 5 u 8m., se suspende la perforación para hacer la primera progresión. Se hace el lavado de la perforación, se conecta con la línea de alimentación de lechada, se hace la prueba de agua y luego se inyecta la lechada con la presión debida. Terminada la inyección hasta el sellado y después de que la lechada tenga su fraguado inicial, se limpia y lava la perforación (figura 30).

Para aplicar la segunda progresión, se debe esperar hasta que el cemento en las grietas inyectadas en la primera haya alcanzado su fraguado final, el cual depende de la cantidad de acelerante y del tipo de cemento empleado y en general del proporcionamiento de la mezcla.

Se instala nuevamente la perforadora en el pozo y se prolonga la perforación hasta alcanzar la profundidad en que se tenga pérdida de agua o a la que se haya fijado como límite para la segunda progresión; se vuelve a hacer el lavado intensivo de la perforación, se conecta con la línea de alimentación de lechada, se hace la prueba de agua, se inyecta lechada y luego se limpia la perforación, terminando así la segunda progresión.

Para la tercera progresión y las sucesivas, hasta alcanzar la longitud de proyecto, se repiten las operaciones ante



riores.

Inyección por progresiones ascendentes. La inyección por progresiones ascendentes se realiza empleando obturadores, que son dispositivos que permiten aislar un tramo de barrenos por inyectar y tratándose de progresiones descendentes hacen las veces de boquilla.

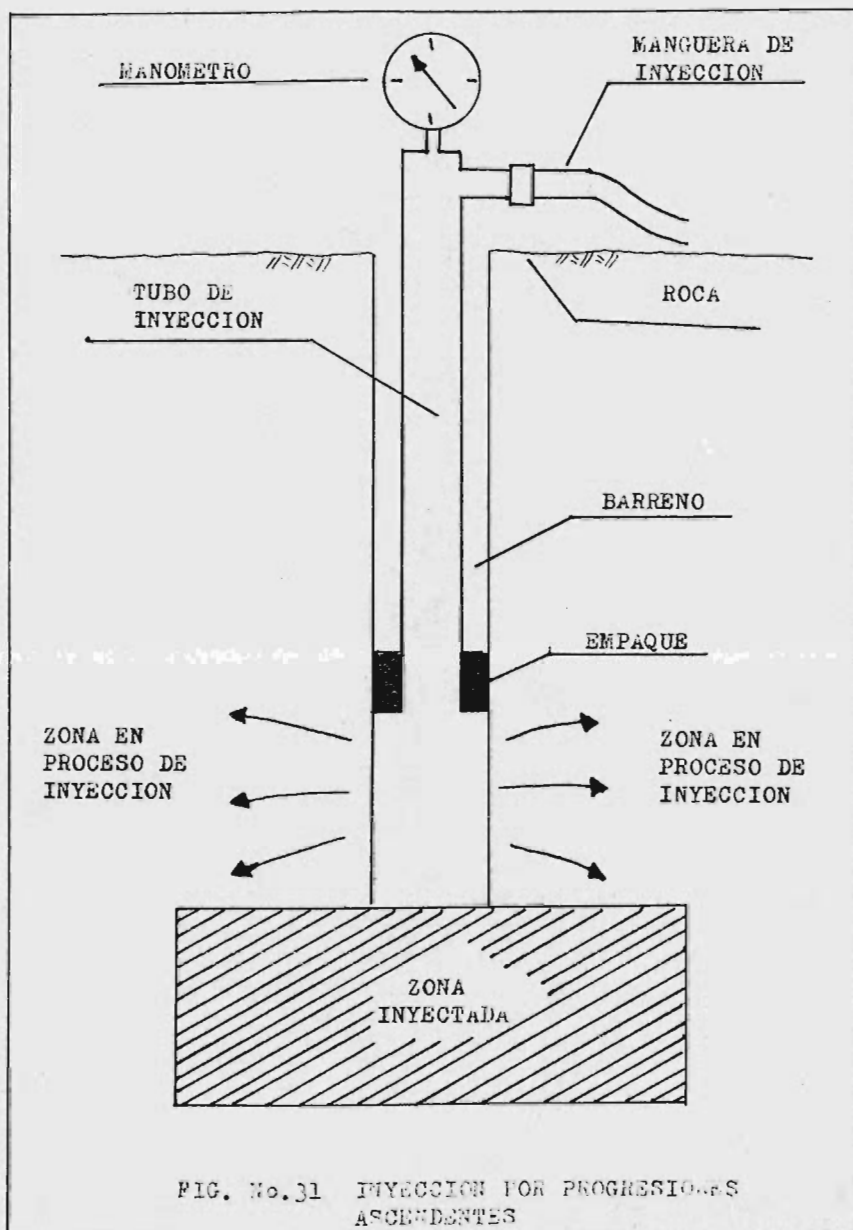
Este procedimiento consiste en inyectar un tramo de perforación separadamente, dando al obturador la posición deseada dentro de la misma e inyectando el tramo que queda abajo; se procede como sigue:

Se hace la perforación hasta su profundidad total, llevando nota detallada de los puntos donde se tienen grietas o huecos. De acuerdo con la distribución de estos puntos, se procederá al inyectado por tramos desde el fondo hacia arriba (figura 31).

Terminada la perforación, se procede al lavado de ella; este lavado podrá hacerse antes o después de colocado el obturador. Cuando es necesario confinar el lavado de un tramo limitado de la perforación, tendrá que hacerse después de puesto el obturador. Las grietas en una roca de cimentación pueden lavarse e inyectarse más eficazmente, colocando el empaque en la intersección de la perforación con el límite superior de la grieta.

Inmediatamente después de conectada la manguera de alimentación de lechada, se hará el inyectado con agua sola a presión para definir la permeabilidad del tramo y luego se inyecta la lechada. En seguida se levanta el obturador o empaque hasta el extremo superior del nuevo tramo que se va a inyectar a una presión menor.

En forma análoga se procede para el tercer tramo que se



va a inyectar y los sucesivos hasta que se haya inyectado toda la perforación.

La figura 25. Muestra el esquema de un obturador mecánico de roldanas de hule neopreno, pudiéndose apreciar que tales roldanas están montadas en el tubo interior.

El aislamiento del tramo por inyectar se logra actuando un tornillo en la parte superior del tubo inferior, con lo cual se logra la presión y aplastamiento de las roldanas de hule. Después de efectuada la inyección, se desenrosca el tornillo y al recuperarse el hule es posible subir dentro del barreno todo al dispositivo.

En la misma figura se presenta la disposición de una tubería con empaque neumático. La obturación del tramo se realiza al inflar el empaque, el cual se adhiere a las paredes del barreno. Aunque este sistema es simple, usualmente dá problemas por fugas en las válvulas de aire y por otra parte se ponchan con mucha frecuencia. Por tal motivo, aunque son un poco lentas las operaciones de obturación de empaques mecánicos se prefieren a los neumáticos ya que con su empleo por lo general se tiene la seguridad de obturar el barreno, además, cuando hay puenteo de la mezcla de inyección y se atrapa la herramienta, los empaques de neopreno se desatoran más fácilmente.

Inyección con ademe. Este es el procedimiento más sencillo (figura 32). Consiste en introducir un tubo en el terreno hasta que alcance el límite más profundo que deba ser inyectado. Se limpia el interior del tubo y después se le conecta con la máquina inyectora. Una vez hecho esto, se hace subir el tubo 20 o 30 cm. y se inyecta la mezcla. Cuando la cantidad prevista se ha introducido en el terreno, se

vuelve a subir el tubo otros 20 o 30 cm; continuando así hasta el final de la inyección.

Este método de inyección presenta algunos inconvenientes como son:

a) Las resurgencias que pueden manifestarse alrededor del tubo alcanzan el conducto de la inyección, soldando a veces el tubo con el terreno.

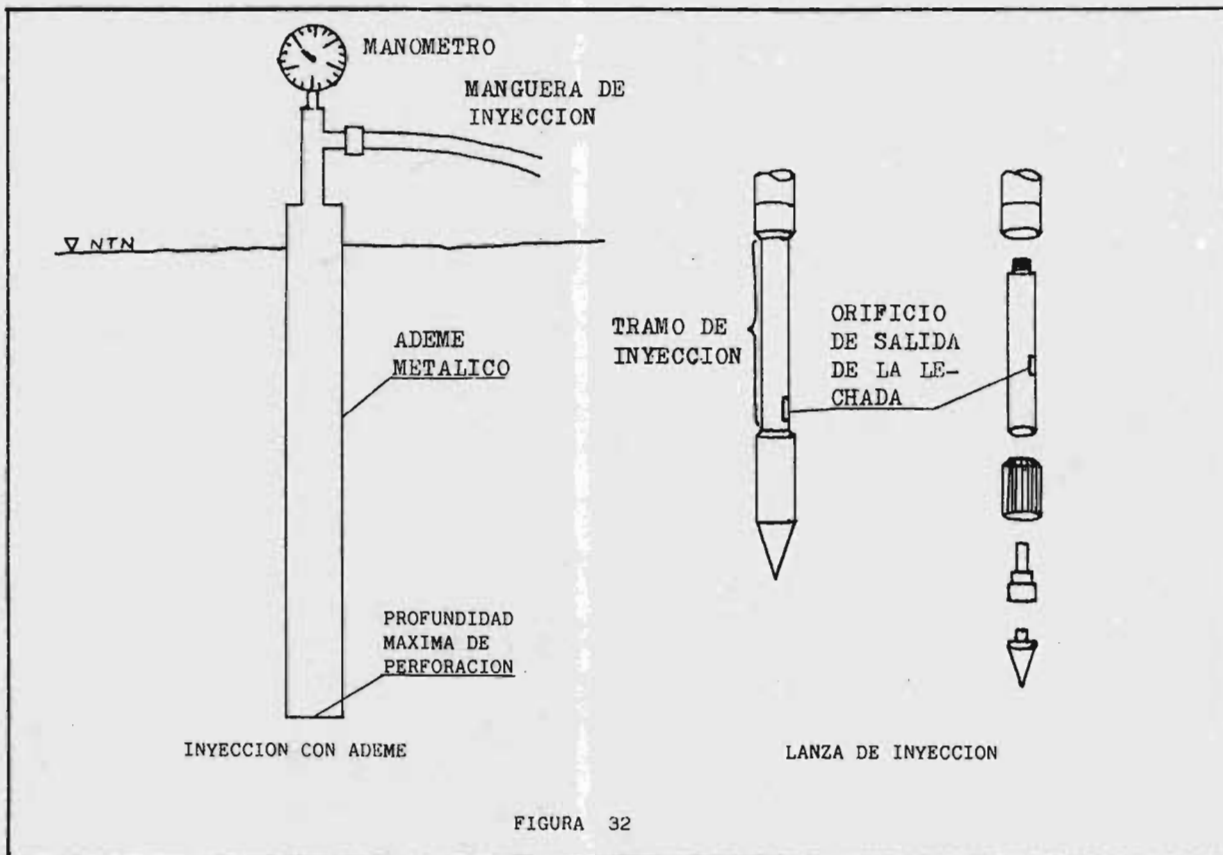
b) La inyección de capas profundas no puede hacerse más que empalmando unos tubos con otros, lo cual encarece la operación.

c) Cuando se dá fin a la inyección no es posible reanudarla, a menos que se haga una nueva perforación.

Para evitar estos problemas se emplean, para tratamiento de poca profundidad, unas lanzas de inyección que se introducen en el terreno con un mazo o martillo. Estas lanzas suelen estar constituidas por una punta cónica y dos manguitos que limitan el tramo que se inyecta y que a su vez están unidos a un tubo de diámetro más pequeño que el suyo, que va provisto en su parte inferior de unas ranuras destinadas a dejar pasar la mezcla (figura 32).

Durante el proceso de hincar en el terreno, las ranuras se protegen por el manguito inferior, que se descubren antes de la inyección empujando el manguito con una varilla que se introduce en el tubo. Una chaveta o pasador permite su recuperación posterior. Gracias a la cavidad existente entre los dos manguitos, la inyección se hace con facilidad.

Otra alternativa es realizar la perforación hasta la profundidad deseada, se introduce un tubo de igual diámetro en toda su longitud, de superficie exterior lisa o provista de una válvula en la base. Después de retirar la columna provi-



sional de revestimiento de la perforación se vierte una mezcla para rellenar el espacio anular entre el terreno y el tubo. La válvula de la base del tubo impide que la mezcla ascienda por su interior. Después de fraguada, la mezcla forma alrededor del tubo un cinturón de revestimiento más o menos rígido que se solidariza con el terreno (figura 33).

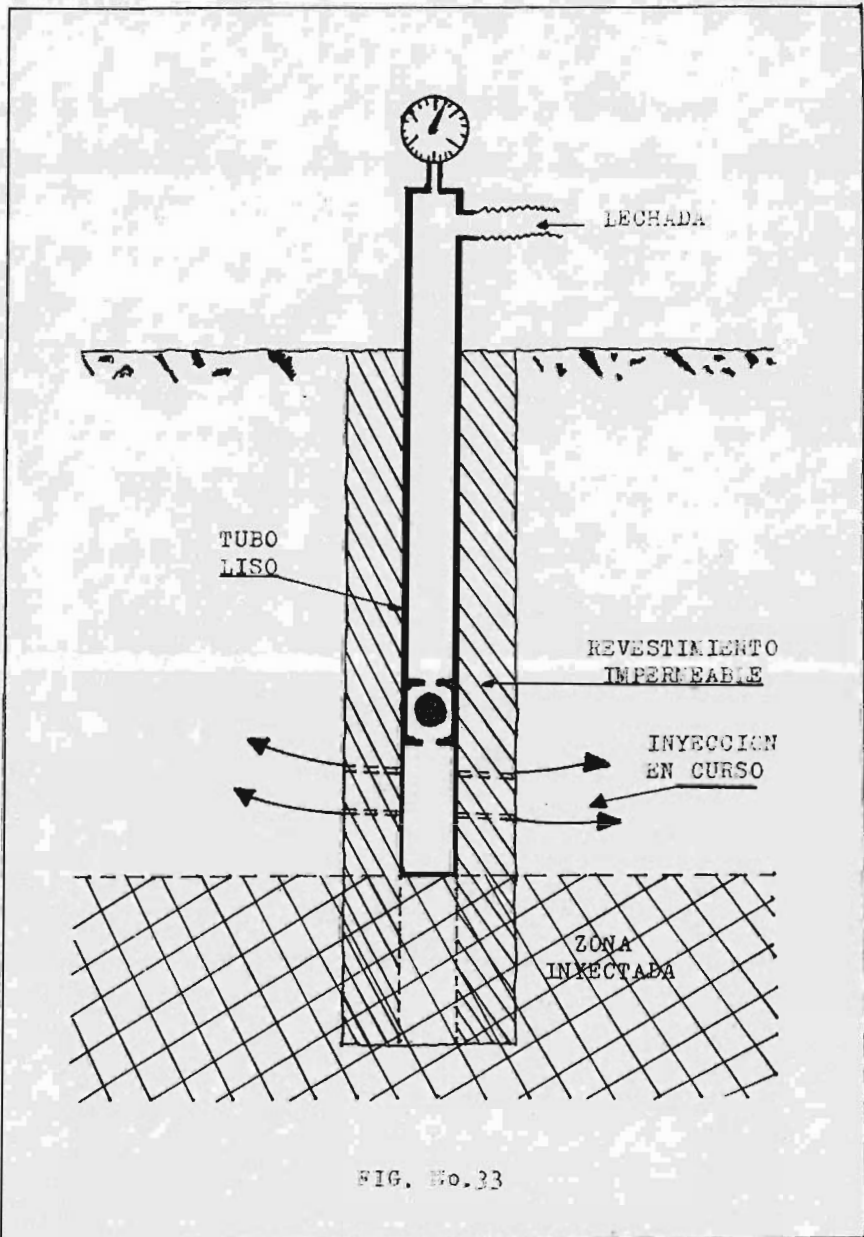
Para proceder a la inyección basta con acoplar el tubo al aparato inyector y levantarla progresivamente. Para que esto sea posible, es necesario que el cinturón mencionado pueda romperse con la presión de la mezcla y que su composición no le dé una adherencia demasiado grande al tubo y que impida la salida de la mezcla a lo largo del mismo.

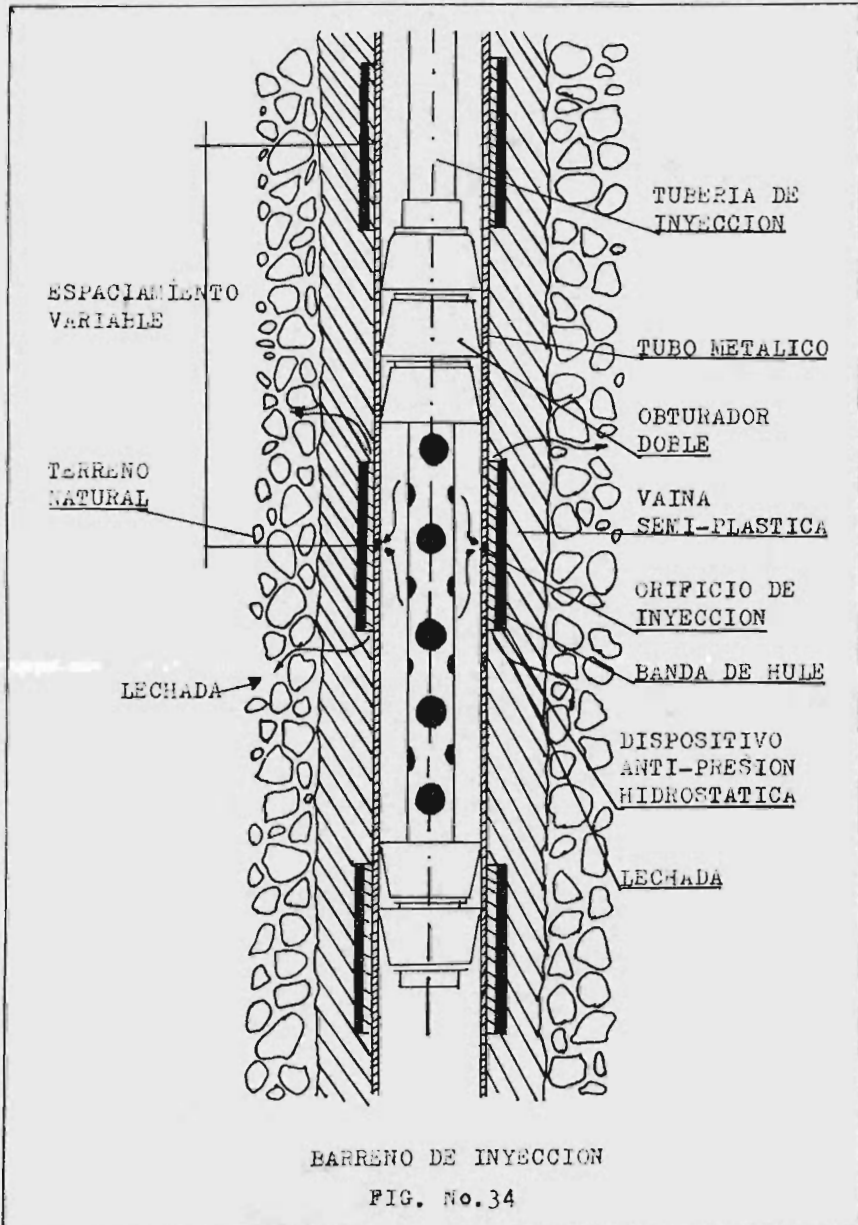
Inyección con tubo de manguito. En este procedimiento el tubo de inyección viene a hacer las veces de un ademe del barreno, protegiéndolo en esta forma contra derrumbes y además permite la inyección del mismo en tantas veces como se requiera, pues en toda su longitud lleva perforaciones igualmente espaciadas, protegidas con una banda de hule o neopreno, la cual actúa como válvula durante la inyección e impide el regreso de la lechada terminada cada progresión (figura 34).

Esta técnica, aunque fundamentalmente se emplea para la inyección de suelos y materiales derrumbados, también se puede usar, con las modificaciones necesarias, para inyectar rocas compactas en tratamientos previos.

El método consiste en lo siguiente:

Se realiza la perforación del barreno hasta su profundidad total, empleando lodo de bentonita para estabilizar las paredes del barreno y se instala el tubo de inyección, también conocido como tubo de manguitos debido a la banda de hu





le que protege las perforaciones por donde saldrá la lechada o mezcla de inyección.

A continuación, antes de iniciar la inyección propiamente dicha, el tubo debe fijarse al terreno por medio de una inyección denominada "de vaina".

La composición de la mezcla de vaina debe dar por resultado una lechada tal, que al fraguar se convierta en un material plástico con una resistencia a la compresión simple pequeña que será fácil de agrietar al momento de la inyección.

Después de la inyección de vaina, el tubo queda fijo al terreno y se está en condiciones de iniciar el tratamiento propiamente dicho.

Se reperfora por dentro del tubo de inyección, para eliminar los restos de lechada de vaina, hasta llegar al fondo del tramo por inyectar.

Luego se procede a introducir la línea de inyección hasta el nivel del tramo por inyectar, la cual en cada uno de sus extremos tiene acoplado un obturador de copas de cuero o neopreno, el cual puede ser doble o sencillo. En el curso de la inyección se va levantando la tubería con el obturador; cada posición del obturador al irlo subiendo a lo largo del tubo de inyección se conoce con el nombre de progresión.

El espaciamiento de las progresiones para inyección de vaina y tratamiento lo ha fijado la experiencia, pudiendo resumirse en el siguiente cuadro:

Espaciamiento de progresiones	[Inyección de vaina]	Suelos y rocas blandas y derrumbes a cada 1.00 m.
		Inyección de tratamiento		Suelos, rocas blandas y derrumbes a cada 0.33 m. Roca fracturada a cada - 1.00 m.

La ventaja que ofrece esta técnica sobre otras, además de permitir la separación de los trabajos de perforación de los de inyección, es que la inyección puede comenzarse a la profundidad que se quiera y por el corto espaciamiento entre progresiones, se sabe cuáles son las zonas débiles que van requiriendo fases sucesivas de inyección, lográndose con esto, tratamientos bastante homogéneos a gran profundidad.

4.6.- Mezclas de inyección.

Según que nos propongamos impermeabilizar o consolidar, la mezcla o producto inyectado será diferente. La elección de dicha mezcla está, en general, determinada por el estudio preliminar de los materiales del sitio de cimentación o de trabajo, resultante del reconocimiento efectuado en el curso de los sondeos realizados. A pesar de que las condiciones de campo no pueden ser reproducidos con fidelidad en los ensayos de laboratorio, éstos son adecuados como procedimiento de bajo costo que permite determinar la lechada que es más conveniente inyectar en el subsuelo de acuerdo a la granulometría y a la permeabilidad del mismo. Las gráficas de la figura 3^a permiten seleccionar la lechada de inyección de acuerdo con la granulometría o permeabilidad del terreno.

Los materiales apropiados para la impermeabilización y consolidación por inyectado deben ser suficientemente flúí -

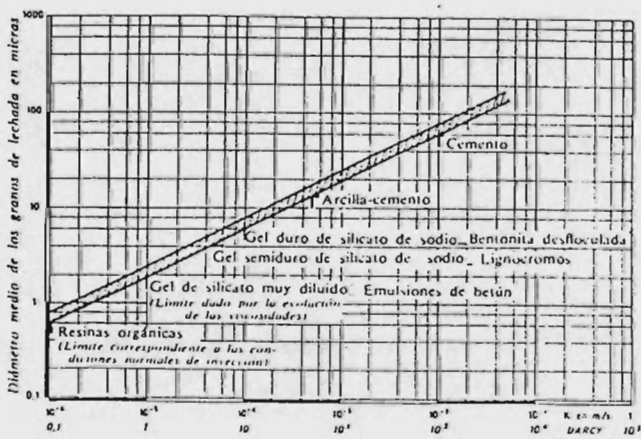
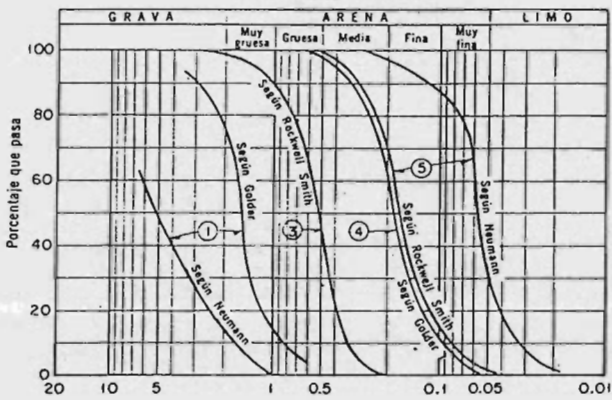
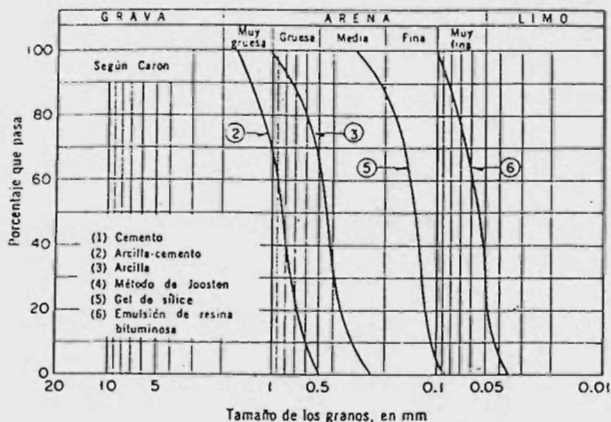


FIG. No. 34. LIMITES DE INYECTABILIDAD

dos para permitir su bombeo. Su grano, si lo tienen, debe ser muy fino para que pueda pasar bajo presión por aberturas y grietas muy pequeñas. Deben formar una sustancia resistente a la compresión cuando endurece en el caso de que se busque la consolidación y ese endurecimiento debe hacerse con un mínimo de retracción para que no se pierda la impermeabilidad conseguida.

Los estudios de las mezclas de inyección se efectúan en el laboratorio, donde se estudian sus propiedades reológicas.

A la inversa de los líquidos, en los que la resistencia al escurrimiento en un tubo capilar es simplemente función de su viscosidad y de la fricción sobre las paredes, la mayor parte de las mezclas obtenidas de las arcillas o el cemento en suspensión, obedecen a la ley de Bingham, es decir, que no se ponen en movimiento hasta que la presión superior llega a un valor inicial o límite de esfuerzo cortante.

Una mezcla se define por sus características reológicas. Estas se miden en el laboratorio por medio de un viscosímetro de cilindros coaxiales (figura 35), el cual consta de dos cilindros de altura h ; el interior, de radio r cuelga de un cable de torsión; el exterior es móvil alrededor de su eje longitudinal y su radio es R . Al cilindro interior se le aplica un momento M que se mide en el cable de torsión.

Conociendo las dimensiones del aparato, la velocidad angular ω y el momento M se puede determinar la viscosidad y el límite de fluencia de las mezclas en estudio.

Una vez definida la naturaleza de la mezcla, se buscan sus características de escurrimiento en el cono Marsh, (figura 36), que consta de un cono en el que está calibrado el volumen y una taza graduada. En este cono se mide el tiempo co-

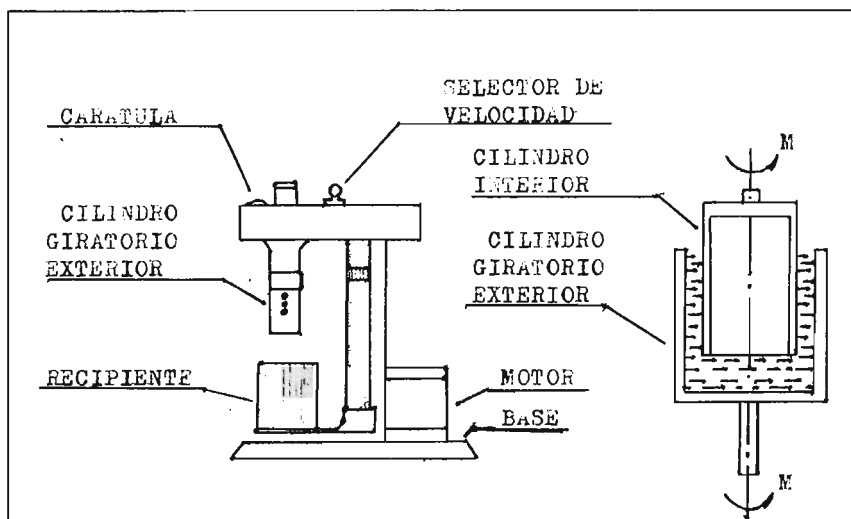


FIG. No.35 VISCOSIMETROS DE CILINDROS COAXIALES

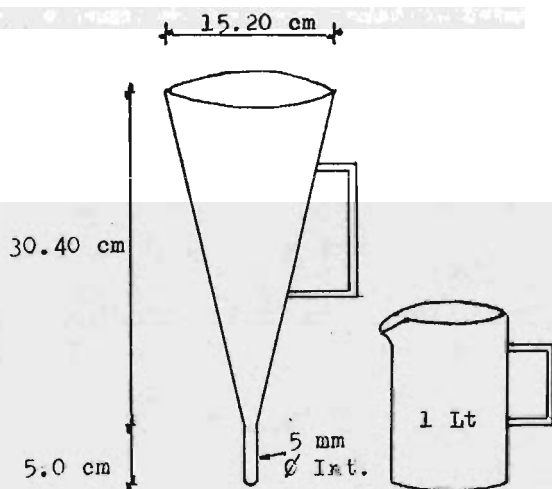


FIG. No.36 CONO DE MARSH

respondiente al escurrimiento de un volumen determinado de materia. Esta medida depende de la viscosidad, del límite de fluencia y de la densidad de la mezcla. El volumen de lechada utilizado comunmente es de un litro. La viscosidad aparente o fluidez de las lechadas para inyecciones medida en el cono Marsh varía entre 32 y 40 seg.

Teniendo así definida la naturaleza de las mezclas podemos, dividir las en: inestables, estables y a base de productos químicos.

Mezclas inestables. Una mezcla es inestable si las partículas sólidas en suspensión tienden a sedimentarse cuando deja de estar agitada o en movimiento.

La mezcla inestable típica es la de agua-cemento, con la condición de que el cemento esté suficientemente diluido.

Estas mezclas se emplean en el tratamiento de macizos fisurados, obteniendo magníficos resultados tanto para impermeabilizar como para consolidar, pero no para la impregnación de materiales incoherentes; también se usa comunmente el mortero de agua-cemento-arena en el tratamiento de fracturas muy abiertas, donde se presentan enormes consumos de lechada sin llegar a levantar presión.

Los proporcionamientos de agua-cemento (en peso) convenientes dependerán del tipo de cemento que se use y de la abertura de las fisuras que se quiera inyectar. En general se ha observado que con proporcionamientos de 1 parte de cemento por 5 de agua, se puede cubrir prácticamente cualquier clase de inyectado de roca. La presión de inyección en esta clase de trabajos tiene efectos muy notables, ya que al aplicar altas presiones se produce un efecto de exprimido en la mezcla que hace que se depositen los granos de cemento y se

expulse el exceso de agua como consecuencia de la presión, - obteniéndose un buen relleno de las fisuras. El agua libre - separada del material sedimentado varía con el tipo de cemento, con el proporcionamiento de la mezcla y con la velocidad de la revoltura del mezclador.

Con el fin de asegurar la penetración de las mezclas - agua-cemento y agua-cemento-arena, es importante que la relación entre el diámetro de los sólidos de la mezcla sea 15 - veces menor que el diámetro o espesor de la abertura por inyectar, es decir:

$$e_f > 15 D_{85}$$

donde:

e_f = Espesor de la fisura.

D_{85} = Diámetro tal (en mm.) que el 85 %, en peso, de los sólidos de la mezcla son menores que ese diámetro.

Cuando se inyectan suelos aluviales se establece que:

$$D_{15} \text{ aluvión} > 15 D_{85} \text{ mezcla.}$$

donde:

D_{15} = Diámetro, en mm, tal que el 15 %, en peso, de los aluviones son menores que dicho diámetro.

D_{85} = Diámetro, en mm, tal que el 85 %, en peso, de los sólidos de la mezcla son menores que dicho diámetro.

Otro criterio empleado para la inyección de aluviones - se basa en la fórmula de Kozeny que relaciona la permeabilidad del suelo con la abertura de sus poros:

$$\text{Diámetro máximo de los} < 2 A R = A \left(\frac{32 \sigma k}{n \gamma_s} \right)^{1/2}$$

sólidos en la mezcla

donde:

- n = Coeficiente inferior a 1.0.
 $2r$ = Diámetro promedio de los poros de los aluviones.
 ν = Viscosidad del fluido a la temperatura de la inyección.
 n = Porosidad.
 γ = Peso específico de la mezcla.
 g = Aceleración de la gravedad.
 k = Permeabilidad al agua.

Las mezclas inestables se emplean también en el anclaje de las masas rocosas, relleno del espacio de la perforación comprendido entre el ancla y la roca.

La selección de la mezcla adecuada se hace mediante pruebas de laboratorio en las que se obtiene la relación entre la resistencia a la compresión y el proporcionamiento de sus ingredientes.

La inyección de las mezclas inestables involucra varias dificultades, entre las cuales las más importantes son:

- La necesidad de una línea de retorno para hacer circular la lechada para prevenir la depositación y el fraguado. Esta circulación eleva la temperatura y disminuye su resistencia
- Taponamiento de la perforación debido a que en ésta no ocurre circulación cuando hay bajo consumo.
- Restricción en la penetración de la lechada en las fisuras finas debido a la extrusión del agua libre.
- Relleno incompleto de las cavidades grandes por el asentamiento de la mezcla antes del fraguado.
- Sensibilidad al lavado y a la disolución al fluir el agua subterránea.

Mezclas Estables.

Las mezclas estables son suspensiones en agua, de granos

suficientemente pequeños para que no pueda manifestarse sedimentación alguna durante la inyección, pero siempre y cuando mantenga la fluidez necesaria para hacer posible la inyección y proporcione después la rigidez suficiente.

Se consideran mezcla estables, aquellas que presentan menos del 5 % de decantación y existe un extenso número de combinaciones de productos base y aditivos para reducir al mínimo la sedimentación durante la inyección, algunas de las cuales se mencionan a continuación.

Cemento-bentonita.

El uso de la bentonita como aditivo, produce un aumento considerable del volumen final de sólidos y mejora la estabilidad de la lechada.

La adición de bentonita puede ser pequeña, del 2 al 5 % en peso del cemento, y disminuir la decantación sin reducir de manera importante la resistencia de la mezcla, además de proporcionar una mezcla homogénea y eventualmente tixotrópica, es decir, que la mezcla obtenida podrá endurecerse o gelatinizarse en un tiempo relativamente corto al estar en reposo, pero, por manipulación o agitación, cambiar a una consistencia muy blanda o a un líquido de elevada viscosidad, siendo el proceso completamente reversible.

Dichas mezclas por contener gran cantidad de cemento, presentan sedimentación menor del 5 %. Su uso queda limitado a trabajos de inyectado en aluviones con características granulométricas muy particulares y como consecuencia de la fuerte dosificación de cemento resultan muy caras, pero pueden ser útiles cuando se necesitan altas resistencias mecánicas para consolidar además de impermeabilizar.

La resistencia de la lechada depende principalmente de la

relación agua-cemento. La influencia de la bentonita puede ser notable y favorable cuando la dosificación de cemento es baja.

Para evaluar la resistencia de las mezclas con relación agua-cemento de 0.6 a 1.0 resulta confiable la relación de Bolomey:

$$R = k (c/a - 0.5)$$

donde:

R = Resistencia a la compresión simple.

c/a = Relación cemento-agua en peso.

k = Coeficiente que depende del tipo y edad del cemento.

Para dosificaciones agua-cemento menores que las consideradas por Bolomey se puede suponer la relación

$$R = k (c/a)^n$$

donde k varía entre 5 y 130 kg/cm² (a los 28 días) y el coeficiente n aunque también variable se puede considerar de acuerdo con la siguiente tabla:

c/a	n
0.2 - 0.4	3 - 2
0.4 - 1.0	2 - 1.5

Cuando con la inyección únicamente se busca impermeabilizar se usan mezclas con relaciones a/c (en peso) que varían de 0.8 a 1.5 .

La dosificación de bentonita para tener una mezcla estable y reológicamente adecuada varía del 2 al 8 %, dependiendo más de la calidad de la combinación que de los elementos por separado. Al aumentar la relación a/c aumenta la dosificación

necesaria de bentonita.

En inyecciones de consolidación se emplea una relación a/c comprendida entre 0.8 y 2 en peso, sin embargo, debido al fenómeno de exprimido (separación del agua de una lechada que se filtra a través del medio poroso cuando se somete a la presión de inyección) se pueden obtener resultados análogos con menor cantidad de cemento.

Cemento-arcilla.

La suspensión arcilla-agua, aunque es estable, puede requerir de cemento para aumentar su resistencia al deslavado o destaponamiento. Para tener una fluidez conveniente, las mezclas de arcilla-cemento están en general, débilmente dosificadas en cemento y fuertemente en arcilla, contrariamente a las mezclas de cemento-bentonita, ya que esta última es mucho más coloidal que las otras arcillas.

Para una relación agua-cemento dada, la cantidad de arcilla requerida para obtener una lechada reológicamente satisfactoria depende de la propia calidad de la arcilla, principalmente de sus propiedades absorbentes, ya que la aptitud de estos materiales para gelatinizar está ligada a dichas propiedades. Como es sabido, una partícula de arcilla tiene la propiedad de fijar el agua en la forma de una capa que la rodea, con un espesor que depende de la composición química de la arcilla. Una arcilla fija más agua mientras es más rica en sílice o a medida que la relación sílice/alúmina es más alta.

La cantidad de arcilla seca será menor a mayor límite líquido (50 a 150 %) y es mayor la eficiencia de la dispersión e hidratación de la arcilla antes de añadir el cemento.

Para una relación agua-cemento dada, la cantidad de arcilla generalmente es mayor que la de bentonita para obtener una

mezcla estable e inyectable, y siendo más económica, se puede usar en el caso de tener fuertes consumos de lechada.

La siguiente expresión permite tener una idea de la resistencia a la compresión simple que se puede alcanzar estableciendo las mezclas con arcilla o bentonita con límite líquido - que varía entre 50 y 600 % con una relación $a/c < 3$, en peso -

$$R = 100 (c/a - 0.25)$$

Arcilla-cemento- arena.

Cuando los huecos a rellenar son suficientemente grandes que no impongan una dimensión máxima a los granos de una mezcla de cemento-arcilla, puede ésta aumentarse con arena más o menos fina, permitiendo la impermeabilización de rocas fisuradas, con vacíos de grandes dimensiones y con rápidos pasos de agua con consumos aceptables de lechada, ya que la tixotropía de las mezclas de arcilla pura o de cemento-arcilla se produce con demasiada lentitud para frenar la circulación de la mezcla que conviene reducir.

La composición de este tipo de mezclas depende de las características de los diferentes productos, sobre todo de la arcilla y del cemento.

Si se desea puede incorporar grava a la mezcla, poniendo atención principalmente al estudio de la dosificación en arcilla para poder mantenerlas en suspensión. La tixotropía de estas mezclas puede ser mejorada por la adición de silicato. Un producto de esta naturaleza no puede servir más que para rellenar grandes cavidades inaccesibles.

Arcilla tratada.

Son suspensiones de arcilla en agua, adicionadas de produc

tos químicos convenientes para permitir una inyección satisfactoria.

Estos productos por carecer prácticamente de resistencia mecánica no se emplean para tratamientos de consolidación, sino únicamente para realizar pantallas impermeables susceptibles de resistir cargas de agua apreciables.

Para que una arcilla pueda ser utilizada para obturar los intersticios más pequeños del suelo es necesario deflocular al máximo la arcilla en la mezcla, siendo esto difícil de satisfacer, por lo que las posibilidades de esta mezcla dependen de su tratamiento.

Una simple agitación mecánica resulta impotente para poner en suspensión la arcilla en el agua cuando la dosificación es baja, pero ensayos de laboratorio han demostrado que esto se puede lograr utilizando ultrasonidos; llevando el Ph de la solución a un valor próximo a 12; o por medio de una solución que permita el esponjamiento de la arcilla (algunas de las soluciones con las que se puede obtener la floculación de la arcilla son el sulfato de alúmina, cloruro de calcio, etc.).

Los primeros dos métodos no se emplean debido a lo costoso que resultaría utilizar generadores de ultrasonidos y a que en la obra no puede hacerse dosificaciones químicas tan precisas ni medidas exactas de Ph, además de su delicada puesta en obra.

El empleo de un peptizante ($\text{CO}_3 \text{Na}_2$; sodio, silicato) conveniente permite la defloculación de las arcillas. Los resultados dependen de la naturaleza de la arcilla, del agente peptizante, del agente floculante y, por último, de la densi

dad de la mezcla.

Las suspensiones preparadas de este modo son suficientemente viscosas para que pueda añadirse arcilla de grano no muy fino e incluso limo, obteniéndose así las arcillas tratadas.

La mezcla de arcillas de naturaleza diferente y la eventual adición de productos químicos puede dar a la mezcla una viscosidad sin relación alguna con la que podría esperarse debido a que se trata de una mezcla de productos coloidales.

El orden del mezclado es importante, ya que si por ejemplo se mezcla bentonita-arcilla y eventualmente silicato se tendría una viscosidad más fuerte que si se invirtiera el orden o bien si ponemos silicato antes del constitutivo arcilloso, la viscosidad final es más débil, esto es interesante porque permite aumentar la dosificación en arcilla conservando la misma fluidez.

Para la elección adecuada de las arcillas que se emplea en la inyección, una buena indicación es proporcionada por los límites de Atterberg, particularmente por el límite líquido, el cual si es superior a 60 la arcilla puede ser aceptable ya que en caso contrario será necesario añadir coloides; por lo tanto mientras más alto sea el límite líquido de una arcilla será más fuerte la dilución de ésta en la mezcla y se podrán realizar mezclas de mayor rendimiento y más económicas que con las de inferior calidad.

De este modo y con la ayuda de la experiencia pueden elegirse las arcillas más aptas y tener una idea de su dosificación en la mezcla.

Cemento-silicato de sodio.

La rigidez de una mezcla de cemento queda mejorada por

la adición de silicato de sodio. Esta mejora es más apreciable mientras más fuerte es la dosificación de cemento, este efecto corresponde a una aceleración del fraguado del cemento debido al silicato.

Frecuentemente, las mezclas así tratadas no son homogéneas, tendiendo el silicato a la formación de grumos, los cuales para ser evitados requieren de un tiempo muy largo de agitación, que es incompatible con las necesidades del trabajo, motivo por el cual no suelen utilizarse en la práctica; sin embargo con la inclusión de bentonita se obtienen mezclas homogéneas con una rigidez inicial importante, teniendo un comportamiento claramente tixotrópico y además su resistencia mecánica es relativamente elevada, ésto es debido a que la bentonita retarda el fraguado del cemento y disminuye su resistencia mecánica, pero proporciona una mezcla homogénea y eventualmente tixotrópica y el silicato acelera el fraguado, pero produce una mezcla grumosa, por lo que resulta conveniente combinar estos productos.

Además de los materiales que se emplean para la estabilización de las mezclas, el mezclado a alta velocidad también favorece a este fin, ya que produce un efecto de desgarramiento de las partículas de cemento tal, que si se determina la granulometría de la suspensión después del mezclado con un aparato ordinario y con un aparato a gran velocidad, se comprueba que la proporción de elementos finos se ve muy sensiblemente aumentado en el segundo caso. Debido a este hecho, la suspensión es mucho más estable y penetra mejor en las fisuras finas o en los pequeños espacios intergranulares.

Este tipo de mezclas se emplean generalmente para lie -

nar los huecos de los depósitos de aluvión grueso.

Algunas de las ventajas que se obtienen al inyectar mezclas estables son las siguientes:

- No existe sedimentación ni en los tubos de conducción ni en la perforación, aunque la mezcla permanezca mucho tiempo en reposo.

- La fluidez de la lechada se mantiene y puede penetrar más lejos en las fisuras finas.

- Las cavidades grandes se rellenan mejor debido a la ausencia de la sedimentación.

- Resistencia a la erosión del agua del subsuelo durante la inyección.

- No existe la posibilidad de que se extienda demasiado en fisuras grandes ya que debido a su comportamiento como líquido de Bingham tiene un límite de fluencia considerable que dá a su superficie libre la posibilidad de permanecer estable con un cierto ángulo de inclinación.

Mezclas de productos químicos. Debido a la dimensión de los granos que componen las suspensiones de las mezclas clásicas, la penetrabilidad de éstas es limitada, por lo que se ha recurrido a la química para encontrar mezclas líquidas tales que alcancen todos los huecos del suelo por donde el agua puede tener acceso, se usan dos o más soluciones químicas que al combinarse forman otro compuesto que cristaliza dentro de los huecos que ocupa dentro de la masa de suelo o roca.

Los productos químicos empleados generalmente para inyectar rocas con fisuras muy pequeñas o suelos aluviales con espacios intergranulares muy reducidos son los geles de silicato de sodio y reactivo, (cloruro de calcio, carbonato de so

dio o sulfato de alúmina), y, las resinas orgánicas del tipo 449.

Como consecuencia del costo relativamente elevado de dichos productos, se ha disminuido su volumen en las dosificaciones, añadiéndoles un polvo fino puesto en suspensión que debe tener los granos muy pequeños para lograr una fuerte penetrabilidad, logrando con ésto obtener suspensiones que se transforman e incluso se polimerizan igual que las mezclas líquidas.

Geles de silicato de sodio.

La adición a un silicato de sodio de una proporción conveniente de reactivos (electrólito, ácido u otra solución coloidal) provoca, al cabo de un tiempo más o menos largo, la transformación de la mezcla en un gel, que puede ser duro o plástico. Estos productos se emplean para impermeabilizar o consolidar los terrenos.

Los geles duros que se usan para la consolidación se obtienen inyectando por separado una solución de silicato de sodio y después una solución de reactivo (cloruro de calcio) ésto provoca la formación de un gel resistente.

Los geles plásticos por su baja resistencia se emplean únicamente para trabajos de impermeabilización y se obtienen mediante una solución única de silicato de sodio con un ácido, la cual se coagula al cabo de un cierto tiempo.

Los procedimientos empleados para la consolidación de los terrenos con estos productos se caracterizan por el empleo de dos líquidos inyectados uno después de otro, realizándose la coagulación inmediata, por esta razón, las presiones tienen que ser muy fuertes y el radio de acción pequeño, debiendo espaciar las perforaciones de 0.60 a 1.0 m, según -

la calidad del tratamiento. Para evitar estos inconvenientes se han realizado investigaciones en el laboratorio empleando como reactivos la formamida, gloxial y acetato de etilo, llegando a resultados satisfactorios. Con el acetato de etilo se obtienen transformaciones lentas evitando así el riesgo de una coagulación prematura en el periodo de agitación o durante la conducción y el gel obtenido se caracteriza por su gran resistencia (20 kg/cm^2 con geles puros y 30 kg/cm^2 en mezclas de geles-arenas). El gel de acetato de etilo resulta más barato que los obtenidos con gloxial y formamida, además de que es el único que se emplea con frecuencia en la actualidad.

Los geles plásticos se obtienen por congelación retardada de una mezcla única que conserva su estado líquido en el transcurso de la inyección. Para su fabricación se utilizan reactivos minerales, mientras que en las mismas condiciones de fraguado, son necesarios reactivos orgánicos para obtener geles duros.

Estos productos son de cohesión reducida y únicamente sirven para impermeabilizar, pero como son bastante fluidos, su penetrabilidad es buena y complementan muy ventajosamente a los morteros de arcilla-cemento en todas las inyecciones de masas rocosas con fisuras muy pequeñas y de aluviones constituidos por arenas finas.

El tiempo de fraguado de una solución de silicato de sodio y reactivo depende del reactivo empleado, de la dilución o contenido de agua del gel, de la temperatura y del medio inyectado, dicho tiempo se puede determinar mediante la siguiente relación experimental:

$$t = e^{-kc}$$

donde:

t = Tiempo de fraguado del gel.

e = Base de los logaritmos naturales.

k = Constante que depende de la concentración del silicato, dada por la relación $\text{SiO}_2 / \text{Na}_2\text{O}$ en peso, y de su temperatura.

c = Concentración del reactivo en solución normal de silicato.

En caso de que la temperatura aumente, se acelera la velocidad de reacción y el tiempo de gelificación disminuye en la mitad para cada 10°C de aumento.

Al no ser utilizados estos geles de fraguado lento más que para impermeabilización, el único resultado práctico que interesa es su resistencia a ser deslavados por las aguas de filtración. Es importante verificar este dato en el laboratorio, el cual se obtiene mediante pruebas de permeabilidad.

Se ha comprobado que los geles menos sensibles al deslave son los que constan de aluminato de sodio o el ácido fosfórico como reactivos.

Geles de lignosulfito-cromo.

Son mezclas compuestas por lejías lignosulfíticas concentradas y un bicromato de potasio o de sodio. Este gel, aunque menos resistente que el obtenido a base de silicato de sodio, puede ser bastante duro para utilizarse en ciertas consolidaciones.

El tiempo de fraguado del gel depende de la concentración en materias sólidas de la lejía que, al no ser más que un residuo de fabricación, tiene una composición variable, y del contenido de bicromato, el cual si se determina de una vez, bastará variar la cantidad de agua para obtener geles

con tiempos de fraguado variables, dando así más flexibilidad al procedimiento, ya que para una determinada dilución, no se puede regular el tiempo de fraguado. A menor pH de la lejía el fraguado de la mezcla es más rápido, mientras que las bajas temperaturas tienen un efecto retardador del fraguado.

La eliminación del azúcar por fermentación de la lejía residual aumenta la velocidad de coagulación ya que cuando el azúcar es eliminado, el bicromato puede reaccionar sobre los lignosulfonatos.

Es imposible fijar de antemano la dosificación de bicromato para obtener un gel con un tiempo de fraguado determinado, en cada caso es preciso hacer nuevos ensayos.

El pH de la mezcla tiene una influencia considerable en el valor de la cohesión del gel. A menor pH mejor resistencia pero en arenas calizas se debe evitar.

En ciertas condiciones, particularmente cuando se elaboran geles insolubles de un tiempo de fraguado corto, la reacción presenta el inconveniente de dar una cantidad bastante grande de cromo hexavalente que es tóxico, entonces es necesario tomar las medidas necesarias para no contaminar las aguas.

Resinas orgánicas.

Las resinas orgánicas que se presentan en forma de líquidos, se gelifican al cabo de un cierto tiempo para dar un sólido más o menos resistente, pudiendo utilizarse como mezclas de inyección. Sin embargo es necesario que el líquido no sea demasiado viscoso para que la inyección pueda realizarse con facilidad, que pueda hacerse la gelificación al abrigo del aire y en las condiciones de temperatura y pre

si3n del ambiente donde hayan de efectuarse. Tambi3n que el contacto de la mezcla con el agua no impida que el producto se gelifique y que no sean muy costosos.

Existe una gran variedad de estas resinas que pueden ser convenientes, las resinas utilizadas pertenecen a dos grandes clases:

1.- Mon3meras acuosas, que despu3s de la polimerizaci3n se transforman en una masa homog3nea, medianamente resistente.

2.- Pol3meras precondensadas que proporcionan una masa extremadamente dura, m3s resistente que el cemento.

Las mon3meras que han sido las 3nicas pr3cticamente utilizadas son el Am-9 y la resorcina-formol; las cuales con una dosis del 5 al 40 % dan una soluci3n cuya viscosidad est3 muy proxima a la del agua.

El Am-9 es un gel de peque1a resistencia pero muy el3stico que puede soportar de manera perfectamente reversible deformaciones de m3s del 40 % , se obtiene de la hidrataci3n del grupo nitrilo del 3cido cianh3drico.

Como consecuencia de su origen, el empleo del Am-9 en una obra es peligrosa, por lo que es necesario adoptar alguna precauci3n y proporcionar a los obreros, guantes, gafas, y trajes especiales para su protecci3n.

El Am-9 se emplea diluy3ndolo en agua; la concentraci3n que se emplea var3a del 3 al 10 % , con lo cual se alcanza una viscosidad de 3 a 4 centipoises, es decir, una viscosidad apenas mayor que la del agua. Esta es una gran ventaja, ya que en tanto no se produzca la gelificaci3n, el Am-9 puede penetrar por todos los lugares por donde el agua pueda circular, otra ventaja es que esta viscosidad permanece cons

tante hasta el momento del fraguado, mientras que con el gel de sílice aumenta desde la confección de la mezcla; la presión de inyección permanece constante y el peligro de romper el terreno disminuye bastante.

El tiempo de fraguado es perfectamente regulable, desde unos minutos hasta varias horas, dependiendo de las concentraciones de Am-9, de los reactivos y de la temperatura.

Aprovechando la elasticidad del producto podría mezclarse con un polvo fino con el objeto de realizar cuerpos elásticos, a la vez resistentes y económicos.

El producto Am-9 es muy conocido y proporciona lechadas impermeabilizantes para medios muy poco permeables, pero estos casos son excepcionales, porque tales medios, por lo general, no tienen necesidad de ser inyectados.

La mezcla resorcina-formol-agua y reactivo presenta la particularidad de endurecerse al combinarse con agua de dilución, incluso aunque ésta sea muy abundante, dicho endurecimiento se lleva a cabo en las condiciones de presión y temperatura que existan en la obra.

La fuerte dilución de los productos proporciona a la mezcla una viscosidad de unos tres centipoises, que permanece constante hasta el fraguado.

Esta resina está compuesta por los siguientes productos:

- Un aldehído.
- Un fenol sustituido por resorcina.
- Un catalizador que puede ser, dependiendo del tiempo de fraguado que se desee, un ácido, un oxidante o una mezcla de diferentes cuerpos precipitados.

Las resistencias obtenidas con estas mezclas son inde-

pendientes de la naturaleza del catalizador o reactivo, pero los tiempos de fraguado, son función de él y pueden variar de unos minutos a varios días.

El efecto de la temperatura se debe tomar en cuenta en estas mezclas, debido a que la polimerización se realiza con grandes desprendimientos de calor y la determinación de la dosificación para un tiempo de fraguado dado, se hace en el laboratorio sobre pequeñas cantidades resultando menor el tiempo de fraguado cuando se fabrica la mezcla en masa en la obra; sin embargo si se inyecta la mezcla de inmediato el tiempo de fraguado es poco más o menos el determinado en el laboratorio.

El agua contenida por el terreno reduce la elevación de temperatura, lo cual puede impedir la gelificación de la mezcla, siendo necesario emplear un reactivo.

La mezcla de resorcina-formol es parcialmente elástica y parcialmente plástica, al contrario de una resina del tipo Am-9 que es totalmente elástica.

Si se diluye demasiado esta mezcla se obtiene poca resistencia con un tiempo de fraguado muy grande que puede convenir en la impermeabilización de arenas limosas con una permeabilidad del orden de 10^{-6} m/seg; siendo entonces determinante el tiempo empleado para inyectar y no el económico ya que la inyección no se puede realizar más que con gastos pequeños, pues de lo contrario se ocasionan roturas en el terreno.

Las mezclas a base de polímeros precondensados son muy caras, por lo que únicamente se emplean cuando las cantidades por inyectar son muy pequeñas, pudiendo aprovechar al máximo sus excelentes características mecánicas para obtener

resistencias altas; pueden emplearse para la reparación de obras de concreto fisuradas, así como consolidación de anclajes, puntas de pilotes, etc.

Para facilitar el empleo de estos productos, las mezclas deben ser lo más fluidas posibles. Estos productos comprenden polímeros de la clase de los epóxidos, poliéster, poliestirenos, acrílicos o una mezcla copolimerizada de éstos.

La resistencia mecánica de las mezclas polimerizadas es superior a 1000 kg/cm^2 en compresión y a 300 kg/cm^2 en tensión.

El tiempo de fraguado puede variar de varios minutos a 12 horas y puede regularse en función del grado de concentración de un reactivo y un acelerante. Asimismo variando la dosificación de los reactivos y acelerantes, se compensan las variaciones de la temperatura exterior; en estas mezclas el volumen de la resina fabricada influye también en el tiempo de fraguado.

En la tabla 3 (Ref. 3) se resumen las propiedades de mezclas con base en silicatos, resinas orgánicas, Urea y otros productos. En la gráfica de la figura 37 (Ref. 3) se muestra la comparación de la resistencia a la compresión de lechadas con base en cemento y varios productos químicos. Las lechadas fueron inyectadas en arena fina a media, húmeda y compactada.

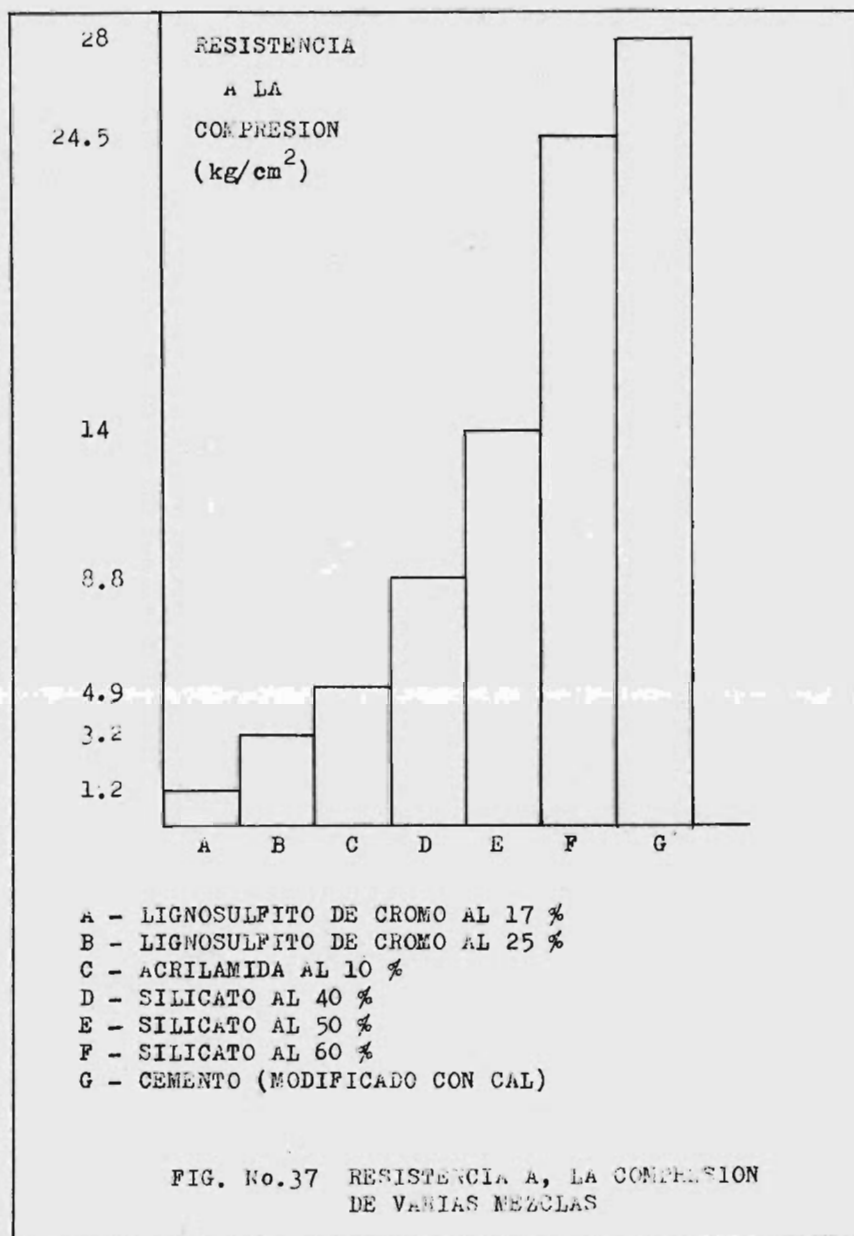
TABLA 3 PROPIEDADES DE LECHADAS COMUNMENTE USADAS

LECHADA	CATALIZADOR	RESISTENCIA NO CONFINADA DEL SUELO INYECTADO KG/CM2	VISCOCIDAD CENTIPOISES	TIEMPO DE FRAGUADO MINUTOS	TOXICIDAD*	POLUCION**
SILICATO						
CONCENTRACION BAJA	BICARBONATO	.7-3.5	1.5	0.1-300	NO	NO
CONCENTRACION BAJA	PRODUCTO DE LA HALLIBURTON Co.	.7-3.5	1.5	5-300	NO	NO
CONCENTRACION BAJA A ALTA	SIROC-DIAMOND SHAMROCK CHEMICAL Co.	.7-35	4-40	5-300	NO	NO
CONCENTRACION BAJA A ALTA	CLORURO-PROCESO JOOSTEN	.7-70	30-50	0	NO	NO
CONCENTRACION BAJA A ALTA	ACETATO ETILICO SOLETANCHE Y HALLIBURTON	.7-35	4-40	5-300	NO	NO
CONCENTRACION BAJA A ALTA	RHONE-PROGIL 600	-----	-----	-----	----	---
CONCENTRACION BAJA A ALTA	GELOC-3 H. BAKER Co.	.7-350	4-25	2-200	NO	NO
CONCENTRACION BAJA A ALTA	GELOC-3X	.7-175	4-25	0.5-120	NO	NO
LIGNOSULFITO						
BLOX-ALL	PRODUCTO DE LA HALLIBURTON Co.	.3-6.3	8-15	3-90	SI	SI
TDM	PRODUCTO DE LA CEMENTATION Co.	3.5-35	2-4	5-120	SI	SI
TERRA-FIRMA	PRODUCTO DE LA CEMENTATION Co.	.7-3.5	2-5	10-300	SI	SI
LIGNOSOL	PRODUCTO DE LA	.7-3.5	50	10-1000	SI	SI
ACRILAMIDA						
AM-9***	PERSULFATO DE	3.5-35	1.2-1.6	0.1-1000	SI	SI
FORMALDEHIDO						
UREA-FORMAL- DEHIDO	PRODUCTO DE LA HALLIBURTON Co.	70	10	4-60	SI	SI
UREA- FORMAL- DEHIDO	PRODUCTO DE LA CYANAMID Co.	35	13	1-60	SI	SI
RESORCINOL- FORMALDEHIDO	PRODUCTO DE LA CEMENTATION Co.	35	3.5	-----	SI	SI
TANNIN-PARA FORMALDEHIDO	BORDEN Co. MQ-8	-----	-----	-----	SI	SI
GEOSEAL MQ-4 y MQ-5	PRODUCTO DE LA BORDEN Co.	-----	-----	-----	----	---
ACIDO GRASO NO SATURADO						
POLYTHIXON FRD	PRODUCTO DE LA CEMENTATION Co.	35	10-80	25-360	NO	NO

* MATERIALES QUE DEBEN MANEJARSE CON PRECAUCION Y/O ROPA DE PROTECCION

** CONTAMINA EL AGUA CON LA QUE ENTRA EN CONTACTO

*** DISPONIBLE BAJO LAS DENOMINACIONES DE PWG O INJECTITE-Q



V.- EQUIPO Y CONTROL DE LAS INYECCIONES.

En la preparación, conducción y colocación de las mezclas de inyección se pueden emplear distintas técnicas y equipos; su selección se realiza de acuerdo al tipo de material por tratar, de las mezclas por inyectar y de los volúmenes esperados para efectuar el tratamiento. Asimismo, el control de los trabajos realizados juega un papel muy importante para alcanzar los resultados previstos durante el proyecto del problema por solucionar.

A continuación se hace una descripción somera de los equipos que se emplean con frecuencia y del control que se debe llevar durante y después de la ejecución de los trabajos de inyección.

5.1.- Equipos de perforación.

Para llevar a cabo los trabajos de inyección, se requiere de la realización de perforaciones que permitan la penetración de las mezclas al terreno por tratar, hasta la profundidad deseada.

Las perforaciones pueden ser verticales, inclinadas u horizontales. Estas perforaciones se hacen con máquinas perforadoras, algunas de las cuales se presentan en la tabla 4 con sus características y los materiales en que se emplean. (Def. 14)

La selección del equipo y método de perforación se efectúa de acuerdo a la naturaleza del terreno, a las características del material en que se vaya a perforar, la profundidad y el diámetro de los barrenos, el espacio disponible, la ubicación de la obra (interior y exterior) y en general a las

TABLA 4 EQUIPOS DE PERFORACION

UBICACION Y CARACTERISTICAS BARRENOS.	CARACTERISTICAS DE LAS PERFORACIONES		TIPO DE MAQUINA	DIAMETRO RECOMENDABLE PERFORACION.	MAXIMA LONGITUD RECOMENDABLE.	MATERIALES EN QUE SE EMPLEAN	
PERFORACION	TUNEL	NEUMATICAS PERCUSION	MARTILLOS CON O SIN EMPUJADOR NEUMATICO.	ATLAS COPCO BBC-24 W	2"	15.00	ROCA SANA O MEDIANAMENTE FRACTURADA
	BARRENOS	NEUMATICAS PERCUSION-ROTACION	VAGONES PERFORADORES CON MARTILLO GRANDE Y MOTOR DE AVANCE	A,C,BVB-14 STENWICK BRAS A,C ROC 601 TRACK DRILL	2" 2 1/2" 3" 2 1/2-4" 3"	18.00 18.00 18.30 25.00	ROCA SANA O FRACTURADA ROCA SANA O FRACTURADA ROCA O SUELO QUE REQUIERE ADEME ROCA COMPACTA
	INCLINADOS	NEUMATICAS-ROTACION	MONTABERT GARDNER D.	MONTABERT	2"	15.00	MUESTREOS Y ROCA SANA MADERA
		ELECTRICAS-ROTACION	PERFORADORAS CON CABEZAL HIDRAULICO.	LONG YEAR 34	3"	25.00	ACERO
PARA	INYECCION	NEUMATICAS PERCUSION	MARTILLOS CON O SIN EMPUJADOR NEUMATICO	ATLAS COPCO BBC-24 W		6.00	ROCA SANA O MEDIANAMENTE FRACTURADA
SUPERFICIE		NEUMATICAS PERCUSION-ROTACION	VAGONES PERFORADORES CON MARTILLO GRANDE Y MOTOR DE AVANCE.	A,C, BVB-14 STENWICK BRAS A,C,C ROC 601	2" 2 1/2" 3"	30.00 30.00 18.30 C/S	ROCA SANA O MEDIANAMENTE FRACTURADA ROCA SANA O MEDIANA FRACT. SIN AGUA A PRESION SUELOS COMPACTOS, ROCAS BLANDAS MUY FRACTURADAS MATERIAL QUE REQUIERE ADEME
BARRENOS				TRACK-DRILL	3"	35	ROCA MEDIANAMENTE FRACTURADA
		ELECTRICAS-ROTACION	PERFORADORAS CON CABEZAL HIDRAULICO.	LONG YEAR 34 HAUSERZ HMB 12	3" 6"	75 100	MADERA ACERO SUELOS Y ROCAS SUAVES (TOBAS) REPERFORACION
VERTICALES	COMBUSTION INTERNA ROTACION	PERFORADORAS CON CABEZAL HIDRAULICO	LONG YEAR 34 HAUSERZ HMB-12 INGERSELI RAND DRILL MASTER MOBIL DRILL	1 1/2-3" 6" 6" - 9" 0" - 6"	75 100 150 150	ROCA COMPACTA, ACERO MADERA SUELOS Y ROCA BLANDA, REPERFORACION CEMENTO ROCA Y SUELOS COMPACTOS SUELOS, ROCAS BLANDAS Y PERFORACION CEMENTO.	

necesidades del programa.

El método seleccionado puede ser a percusión, rotación o rotación-percusión. En forma general debe mencionarse que la perforación para inyección se realiza, en rocas sanas o sin fracturas, con perforadoras de percusión o rotación-percusión de preferencia, por dar mejores rendimientos que las de rotación de capacidad similar.

Las máquinas de percusión perforan con martillo neumático; existen máquinas en las que la acción del martillo se comunica a la broca por medio de la tubería de perforación, - otras, cuentan con martillo de fondo y la acción se aplica directamente a la broca. En algunas perforadoras de este tipo los recortes producidos por las brocas son eliminados mediante el aire y el agua o lodo de perforación, en otras, únicamente con aire.

Para suelos o rocas blandas se emplean ventajosamente - las perforadoras a rotación con cabezal hidráulico. Para realizar la perforación con este tipo de máquinas se aplica carga axial y rotación simultánea, inyectando agua o lodo para enfriar la broca, arrastrar el material cortado a la superficie y para estabilizar las paredes y el fondo de la perforación.

Se usa lodo como fluido de perforación en excavaciones sobre el nivel de aguas freáticas; abajo de este nivel se puede usar lodo o agua, según sea la condición de estabilidad de las paredes.

El método de rotación con agua o lodo es aplicable a todo tipo de suelos, en los granulares se utilizan lodos densos para eliminar la posible necesidad del empleo de ademe metálico.

El equipo de perforación puede ser montado sobre orugas, sobre camión, montado sobre columnas que a su vez están montadas sobre llantas (vagoneta) para hacerlas móviles, o simplemente puede estar compuesto por una broca de acero acoplada a un vástago de perforación, que se levanta y se deja caer repetidamente por medio de un cable de acero, con la ayuda de un tripie, dentro del agujero que se está perforando.

En general para perforar se requieren:

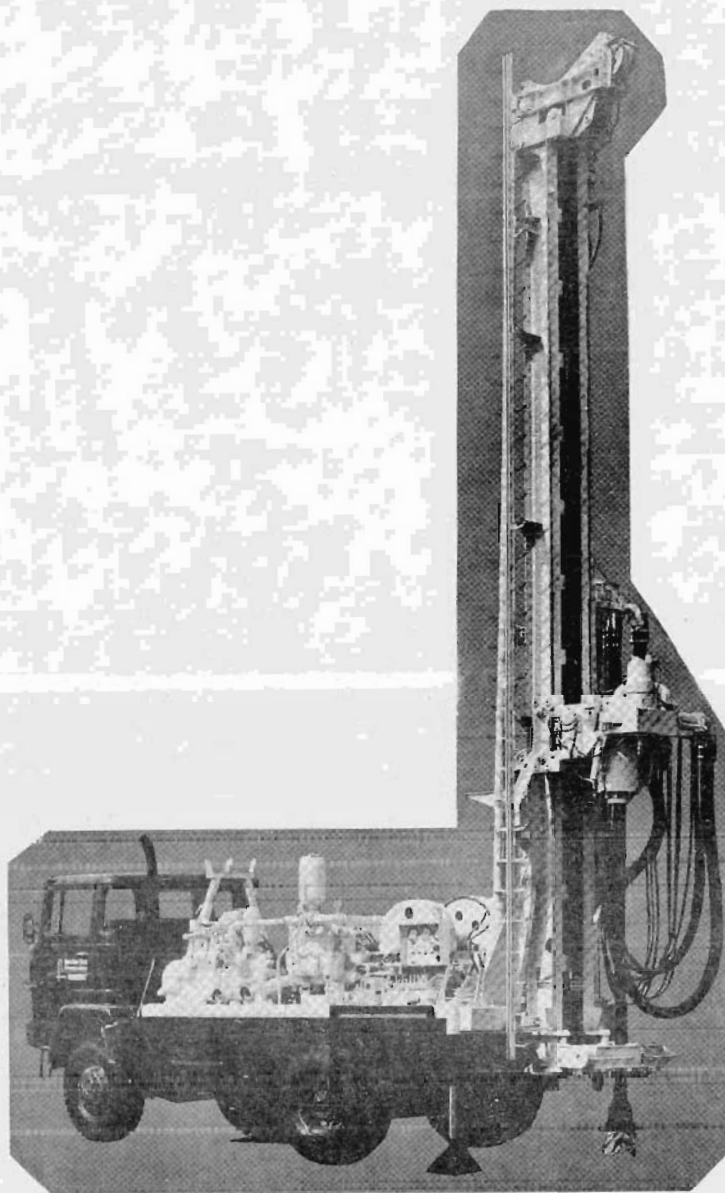
- Barras de perforación (fig 38) cuyas medidas más usuales se presentan en la tabla 5.
- Además (fig 39) cuyas medidas más usuales se presentan en la tabla 6.

En los casos en que se use fluido de perforación y rotación, se requiere de una junta giratoria (swivel) como la que se muestra en la figura 40, que permite conectar la tubería proveniente de la bomba que suministra el fluido a las barras que están girando.

- Brocas, que son la parte esencial de las perforadoras ya que son éstas las que entran en contacto directo con el terreno para desintegrarlo. Las brocas que generalmente se emplean para la perforación de los barrenos de inyección son las tricónicas, de carburo de tungsteno y las de diamante.

Las brocas tricónicas como su nombre lo indica constan de tres conos dentados. En formaciones suaves donde se obtienen rendimientos muy altos en velocidad de perforación y consumo de éstas se usan brocas de dientes largos, lo cual evita que los conos se atasquen al acumularse el material entre los dientes.

En formaciones que presentan capas alternadas de materia



PERFORADORA MONTADA SOBRE CAMION



PERFORADORA DE VAGONETA MONTADA SOBRE ORUGAS



PERFORADORA DE VAGONETA MONTADA SOBRE LLANTAS

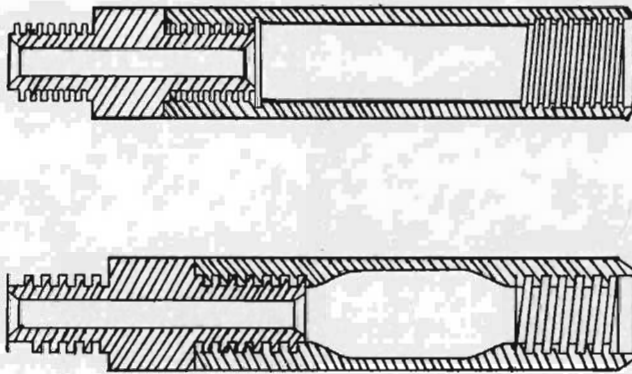


FIGURA No. 38 BARRAS DE PERFORACION

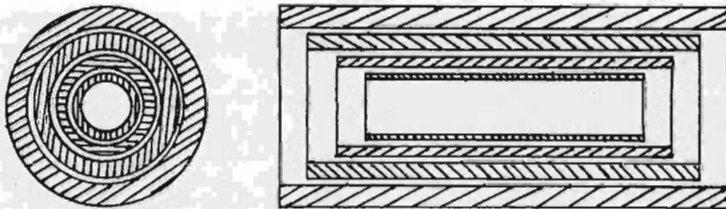


FIGURA No 39 ADEMÉS

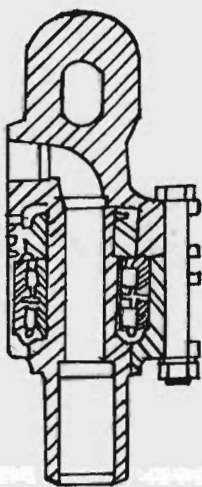


FIGURA No. 40 JUNTA GIRATORIA. (SWIVEL)

Tabla 5. MEDIDAS DE LAS BARRAS MAS USUALES.

Barra	\varnothing_e		\varnothing_i		\varnothing_c		Peso kg/10 ft	Cuerdas por in
	in	mm	in	mm	in	mm		
EW	$1\frac{3}{8}$	34.9	$\frac{7}{8}$	22.2	$\frac{7}{16}$	12.7	14.0	3
AW	$1\frac{23}{32}$	44.4	$1\frac{7}{32}$	30.9	$\frac{5}{8}$	15.9	19.9	3
BW	$2\frac{1}{8}$	54.0	$1\frac{3}{4}$	44.5	$\frac{3}{4}$	19.0	19.0	3
NW	$2\frac{5}{8}$	66.7	$2\frac{1}{4}$	57.2	$1\frac{3}{8}$	34.9	24.5	3

Tabla 6. MEDIDAS DE LOS ADEMES MAS USUALES

Ademe	\varnothing_e		\varnothing_i		\varnothing_c		Peso Kg/10 ft	Cuerda por in
	in	mm	in	mm	in	mm		
NW	$3\frac{1}{2}$	88.9	3	76.2	-0-	-0-	39.1	4
HW	$4\frac{1}{2}$	114.3	4	101.6	-0-	-0-	51.3	4

\varnothing_e - Diámetro exterior.

\varnothing_i - Diámetro interior.

\varnothing_c - Diámetro interior del cople.

les suaves con firmes a duros se recomienda usar conos cortadores con dientes de tamaño medio a largo y cuando se encuentran rocas duras a muy duras, poco abrasivas, deben utilizar se brocas de dientes cortos. El número de dientes aumenta de acuerdo a la dureza del material.

Las brocas de carburo de tungsteno se emplean cuando la roca es extremadamente dura y muy abrasiva. En estas brocas la punta de perforación es de carburo de tungsteno, un metal muy duro, que está incrustado en el acero; son considerablemente más caras que las tricónicas, pero la mayor velocidad de perforación y profundidad del barreno por broca proporciona una economía total al estar perforando en la roca.

El empleo de las brocas de diamante se debe evitar al máximo debido a que resultan de un costo muy elevado. La selección del tamaño de los diamantes depende de la naturaleza de la formación que se va a perforar, los diamantes grandes se prefieren para las formaciones suaves y los pequeños para las formaciones duras de grano fino, rocas ígneas por ejemplo.

5.2.- Equipo para la preparación de mezclas de inyección.

El equipo que se emplea para la preparación de las mezclas consta de dosificadoras, semejantes a las de las plantas de concreto y de agitadores o mezcladoras que pueden ser de distintos tipos, dependiendo de las mezclas y de los volúmenes esperados. En la tabla 7 se presentan algunos equipos de preparación y que se mencionan a continuación.

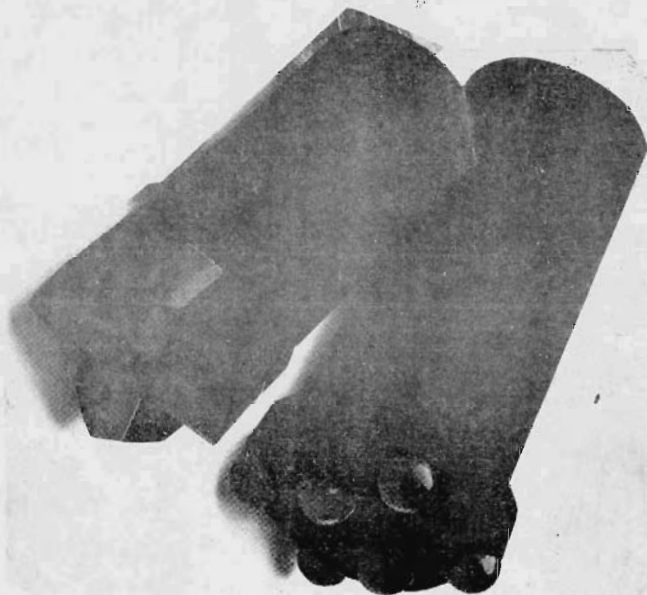
Dosificadoras. Las dosificadoras se emplean para pesar el cemento antes de vaciarlo a las mezcladoras; están constituidas por una balanza automática que es alimentada con ce -

T A B L A 7 EQUIPOS DE PREPARACION Y BOMBEO DE MEZCLAS DE INYECCION

P R E P A R A C I O N				B O M B E O		
TIPO DE MEZCLA	VOLUMEN	EQUIPO DE PREPARACION	EQUIPO AUXILIAR	$p < 10 \text{ kg/cm}^2$	$p > 10 \text{ k/cm}^2$ $p < 25 \text{ k/cm}^2$	$p > 25 \text{ k/cm}^2$ $p < 100 \text{ k/cm}^2$
LECHADA DE BENTONITA PARA PERFORACION.	GRANDE 10 m3/hora	DIGESTOR O AGITADOR 1.5 m3	TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y POZOS DE DECANTACION.	MOYNO	GARDNER DENVER	
LECHADAS CEMENTO DIVERSOS PROPORCIONAMIENTOS.	GRANDE 10-20 m3/hr.	AGITADOR 1.5 m3	TANQUES ALMACENAMIENTO REAGITADORES (AGITADOR ROBIN).	MOYNO	GARDNER DENVER	PERONI COSMA
LECHADAS CEMENTO DIVERSOS PROPORCIONAMIENTOS.	NORMAL 2 m3/hora	AGITADOR AD-2			PERONI COSMA GARDNER DENVER	COSMA PERONI
GEL SILICATO DE SODIO-ACETATO DE ETILO.	GRANDE 2.5 m3/hora	DOSIFICADOR ELECTRICO AUTOMATICO (MADRE, SOLETANCHE).	TANQUES DE PRESION NITROGENO, BOMBA DE ENGRANES PARA EL SILICATO, CONTADORES DE BACHAS.		PERONI COSMA GARDNER DENVER	
GEL SILICATO DE SODIO-ACETATO DE ETILO	NORMAL 1 m3/hora	AGITADOR AC-2			PERONI COSMA GARDNER DENVER	



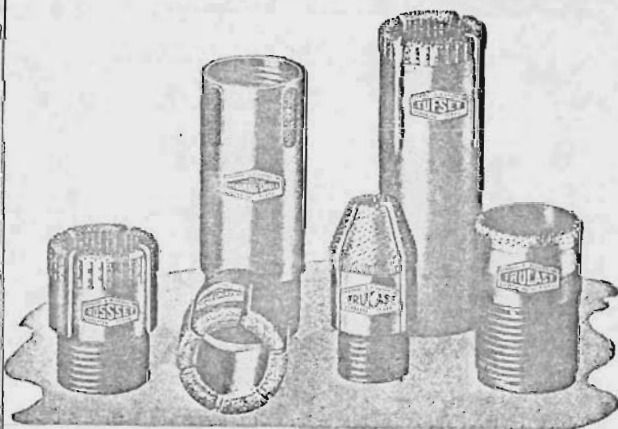
BARRAS DE
EXTENSION.



BROCAS DE CARBURO DE TUNGSTENO.



BROCA TRICONICA.



BROCAS DE DIAMANTE.

mente por medio de un tornillo "sin fin" que se detiene automáticamente cuando se alcanza el peso requerido.

Una dosificadora puede alimentar varias mezcladoras, ya que el tiempo utilizado para pesar el cemento es más corto - que el tiempo necesario para llenar una mezcladora y mezclar la lechada, ésto permite ajustar la cantidad del cemento de la mezcladora de acuerdo con la capacidad de cada mezcladora, si se tiene mezcladoras de tipos diferentes.

Cuando se requiere preparar varios miles de metros cúbicos para inyección, conviene instalar una planta dosificadora automática o semiautomática para la preparación de las mezclas, con el objeto de ahorrar tiempo, dinero y tener mejor precisión en la dosificación. La dosificación del agua y de la mezcla primaria de agua-bentonita puede automatizarse fácilmente usando válvulas eléctricas.

El dosificador eléctrico automático es muy útil, particularmente para la preparación de mezclas de productos químicos, debido a que una vez fijados el proporcionamiento requerido, los ingredientes que intervienen en la mezcla se surten automáticamente y su volumen es controlado con electronivel. Preparada la mezcla, ésta entra a un circuito cerrado - (bomba-alimentación-surtidores-bomba), que evita taponamientos en el sistema pues no se preparan mezclas mientras no se terminen las que están en circulación.

Las válvulas de los surtidores son automáticas y en cuanto se vacía el recipiente se abren para tomar otra bacha medida también con electronivel, que automáticamente es contada con contadores eléctricos.

Digestor. Este es un cono con el cual se hace un circuito de bombeo de alta presión y permite con su empleo la pre-

paración rápida de lechadas de bentonita.

Agitador vertical. Son recipientes cilíndricos de 1.5 m³ de capacidad, provistos de una flecha con aspas accionadas con un motor eléctrico que permite preparar grandes volúmenes de lechada en poco tiempo.

Agitadores AC-2. Son dos cubas de 80 litros de capacidad dentro de las cuales actúan, en cada una de ellas, una turbina accionadas por un mismo motor; las cubas están comunicadas entre sí y es posible pasar la lechada de una a otra indistintamente.

En el proceso de inyección, mientras una prepara, la otra reagita la mezcla y sirve de tanque de almacenamiento, pues su descarga está conectada a la succión de la bomba.

Agitador Robin. Es exclusivamente una flecha con paletas adaptada a un motor. Sirve para mantener en agitación la lechada que está en tanques de almacenamiento, su potencia varía de acuerdo con la cantidad de mezcla que se quiera mantener en suspensión.

Aparato Johny. Es un dispositivo intermedio entre los mezcladores y las bombas de tal manera que puede desempeñar las funciones de ambos. La penetración de aire comprimido por la parte inferior del recipiente asegura la agitación de la mezcla que, una vez cerrada la tapa, puede inyectarse a presión; debe evitarse inyectar aire al terreno porque queda atrapado entre lechadas sucesivas e impide una impregnación correcta.

Este aparato debe ser utilizado para inyectar lechadas muy espesas y de granos tan grandes que no puedan ser admitidos en las bombas comunes, este tipo de mezcla resulta adecuada para rellenar huecos y fisuras muy abiertas a baja pre



EQUIPO PARA LA PREPARACION DE MEZCLAS.



AGITADOR VERTICAL.

sión.

En la figura 41 se muestra el esquema de una instalación para inyección.

5.3.- Equipo de bombeo.

La introducción de los productos líquidos apropiados para conseguir la impermeabilización o consolidación de una roca o depósito de suelo se logra mediante el uso del equipo de bombeo adecuado, con el cual se impulsan las mezclas preparadas en la central de inyección a los barrenos, haciendo uso del equipo auxiliar como son tuberías, mangueras de alta presión y obturadores.

Las bombas de baja, mediana y alta presión se distinguen entre sí fijando como límites de cada una de ellas las presiones de 10,15 y arriba de 25 kg/cm².

Las bombas más adecuadas para mezclas de inyección son, para el caso de bajas presiones, las bombas de gusano con motor eléctrico o de combustión interna según convenga, para presiones medianas y altas las bombas neumáticas de émbolo.

Entre las bombas de pistones, la de dos émbolos en oposición es la que más se utiliza en inyecciones debido a que permite aplicar presiones de 100 kg/cm² o más con gastos máximos del orden de un litro por segundo; algunos inyectores son de mayor gasto, pero sólo pueden emplearse con cuidado ya que pueden producir roturas y dislocamientos en el terreno.

Los pistones de las bombas son movidos por un gato hidráulico; la presión y el flujo de aceite que accionan al gato hidráulico pueden ser regulados para ajustar la presión y la descarga del pistón de la bomba, por tanto es posible regular con precisión la presión de inyección y el flujo de la

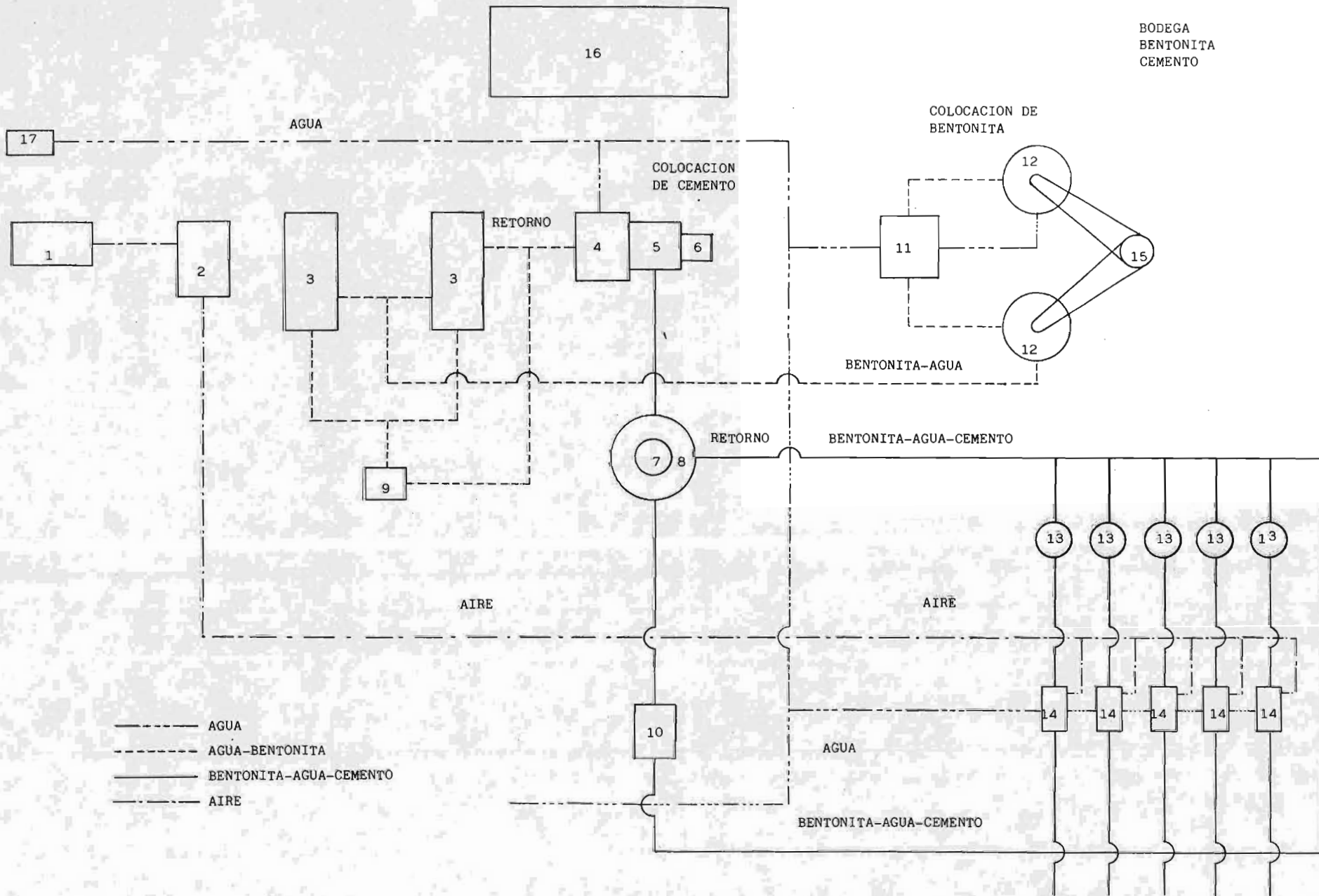
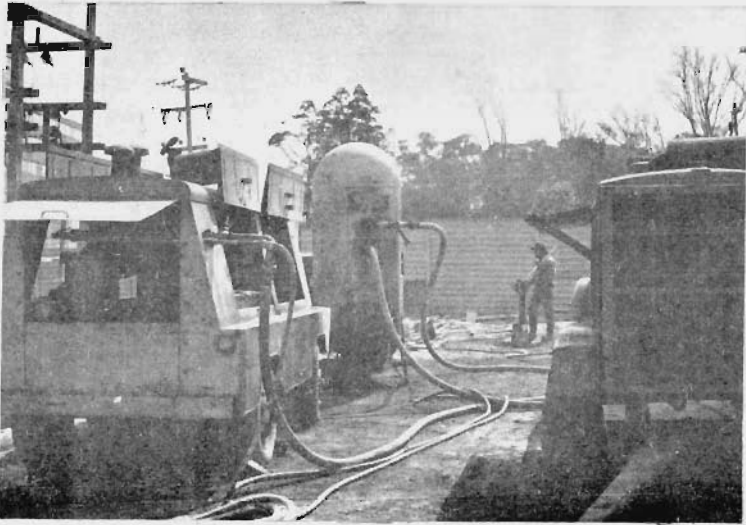
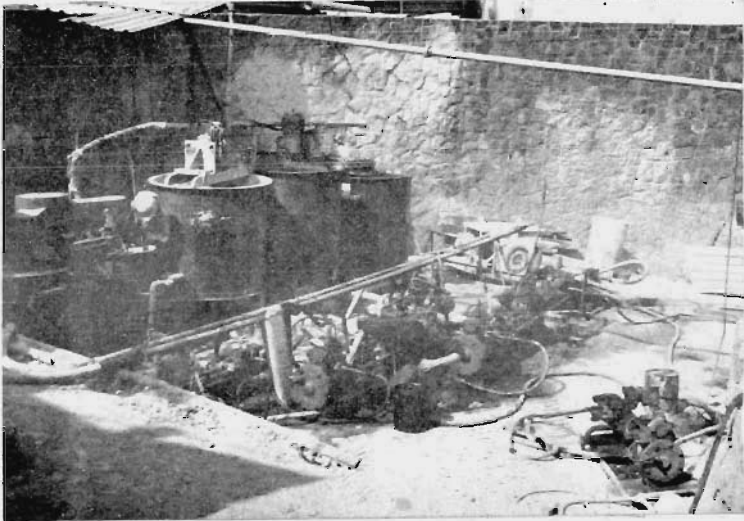


FIGURA No. 41 PLANTA DE INYECCION

A LOS TUBOS DE INYECCION



PLANTA PARA SUMINISTRO DE AIRE COMPRIMIDO.



PLANTA PARA BOMBEO DE MEZCLAS DE INYECCION.

mezcla.

Una válvula de alivio permite que la presión del circuito hidráulico sea limitada a cualquier presión deseada, de modo que la presión de inyección está limitada también. La bomba se detiene automáticamente cuando la presión de inyección alcanza el valor límite. A mayor número de pistones hay menor variación en la presión.

La mayor parte de estos inyectores pueden ser operados con mezclas que contienen arena en suspensión, con la condición de que los granos más gruesos no excedan de 0.5 a 1.0 mm, aunque algunos pueden admitir granos más gruesos; el desgaste por abrasión se acentúa en las lechadas que contienen arena.

Las bombas de rotor o gusano se emplean únicamente para cuando se requiere aplicar bajas presiones, pero tienen la ventaja de inyectar grandes volúmenes de lechada.

En la tabla 7 se resumen los comentarios respecto a la variedad y ocasiones en que es conveniente emplear algunos equipos de preparación en combinación con el de bombeo de mezclas de inyección en lugar de usar otros. (Ref. 14)

5.4.- Control de la perforación.

El proyecto de un tratamiento se basa en las apreciaciones que se efectúan de unos cuantos barrenos de exploración, es por eso que las observaciones que se hacen durante la realización de los barrenos para la inyección se toman como base de partida en la ejecución de los tratamientos, ya que nos permiten comprobar si las características del terreno son las supuestas.

De los barrenos que se van perforando es posible recuperar muestras, que nos permiten clasificar el material y revi

ser el corte geológico de partida.

Para conocer el tipo de material que se va perforando es necesario llevar un registro de las profundidades en que se presenten problemas como caídos, o pérdidas parciales o - totales, del fluido de perforación. Asimismo con las mediciones del gasto de agua que aportan los barrenos a cada metro de avance, se pueden fijar las zonas más permeables, así - como determinar la mezcla de inyección más adecuada para el tratamiento.

En zonas blandas y en barrenos de control se llevan a - cabo en forma sistemática mediciones de la evolución de las velocidades de perforación con el propósito de detectar de - esta manera zonas débiles que puedan requerir más tratamiento.

5.5.- Control de la inyección.

Antes de iniciar un tratamiento se hace una estimación aproximada del volumen de inyección requerido, basándose en el índice de vacíos del material a tratar, para tener un panorama de hasta donde es necesario inyectar.

La presión de inyección se fija en función de la carga hidrostática que se debe vencer, las pérdidas de carga que - se tienen en los conductos de inyección y el grado de impermeabilización o consolidación que se desee, tomando en cuenta las condiciones naturales que nos dan los estudios preliminares del material por tratar.

Una vez determinado el volumen por inyectar y la presión, hay que interpretar diariamente la evolución de la inyección, ya que puede suceder que el barreno inyectado haya tomado menos lechada de la que se programó alcanzando la presión de proyecto, o bien, que el barreno tome el volumen prere

visto o más, pero sin haber alcanzado la presión de proyecto. Estas condiciones se pueden visualizar mediante la elaboración de gráficas de profundidad — volumen y presión.

Durante la realización de los trabajos, es necesario revisar que las mezclas de inyección sean las especificadas, para lo cual se deben tomar muestras y determinar en ellas su viscosidad, porcentaje de agua libre y su tiempo de fraguado, sobre todo cuando se reciba una nueva remesa de productos.

Se debe vigilar en forma estricta la manera de elaborar las mezclas; verificar que el equipo trabaje adecuadamente; que las medidas de agua y bentonita sean exactas; que los sacos de cemento se vacíen bien; que los manómetros funcionen correctamente y que no hayan fugas de lechada.

Diariamente, el ingeniero debe elaborar un programa de inyección en el que se especifique con claridad los barrenos por inyectar y el orden en que se debe hacer, las profundidades de las progresiones, los volúmenes en caso de que se tengan que inyectar varias fases y las presiones de sello, para lo cual se debe contar con una forma de programa de inyección y proporcionarla a la persona encargada de la misma.

Los resultados de las observaciones se registran en planos de avance y gráficas, donde se dibujan los consumos; presiones de sello y fecha de inyección para cada barreno, los cuales sirven para visualizar de manera objetiva todas las eventualidades del tratamiento y delimitar las zonas que requieran de tratamiento adicional.

Es importante insistir que únicamente la información que se toma en el curso de la perforación e inyección de los barrenos nos proporciona los elementos de que se dispone pa-

ra hacer la interpretación y síntesis del tratamiento, por tal motivo, mientras más datos se tienen, más armas se tendrán para ir modificando el tratamiento de acuerdo con las condiciones reales hasta lograr un tratamiento que resulte satisfactorio.

5.6.- Verificación de los resultados.

La verificación de los resultados previstos en el proyecto se hace comparando las características iniciales del terreno con las que se obtienen después del tratamiento por medio de ensayos de agua (permeabilidad), mediciones piezométricas, mediciones de deformabilidad y por ensayos geosísmicos. Dicha comparación nos permite valorar la calidad del tratamiento de impermeabilización o de consolidación, según sea el caso.

Los ensayos de permeabilidad nos proporcionan un control de tipo local de la impermeabilidad alcanzada con las inyecciones; dichos ensayos se realizan mediante las pruebas de inyección de agua del tipo Lugeon en rocas y Lefranc en suelos, descritas anteriormente, estas pruebas se llevan a cabo en cada una de las perforaciones nuevas localizadas dentro de la zona tratada, considerando como deficiencia en el tratamiento, cualquier determinación que no cumpla con lo especificado de antemano, motivando ésto un inyectado adicional tan intenso como sea necesario para aumentar la impermeabilidad hasta los límites establecidos.

Para vigilar las filtraciones y poder estimar el volumen de agua que se infiltra a través de la pantalla de inyecciones se recurre a la medición de los niveles piezométricos, con lo cual se obtiene una visión más amplia de la eficiencia del tratamiento; estas mediciones se realizan en pie

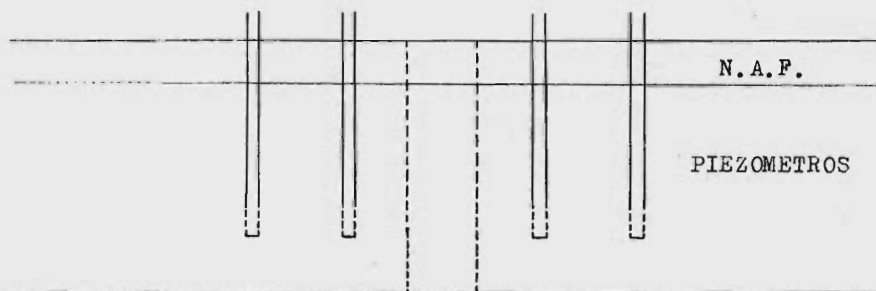
zómetros instalados aguas arriba y aguas abajo de la zona tratada y muy cerca de ella, dentro del Depósito aluvial y elevaciones que dependen de su composición estratigráfica. En general, es deseable contar por lo menos con dos secciones de medición, cada una dotada de cuatro estaciones piezo métricas, para conocer en forma confiable la efectividad y la evolución de su comportamiento en cualquier época de la vida útil de la estructura.

Cuando se trata de una inyección de consolidación nos interesa verificar el aumento de la resistencia al esfuerzo cortante y la disminución de la deformabilidad del terreno inyectado. Estas propiedades se pueden conocer mediante la realización de las pruebas correspondientes en el laboratorio sobre especímenes recuperados de la zona inyectada pero son poco confiables.

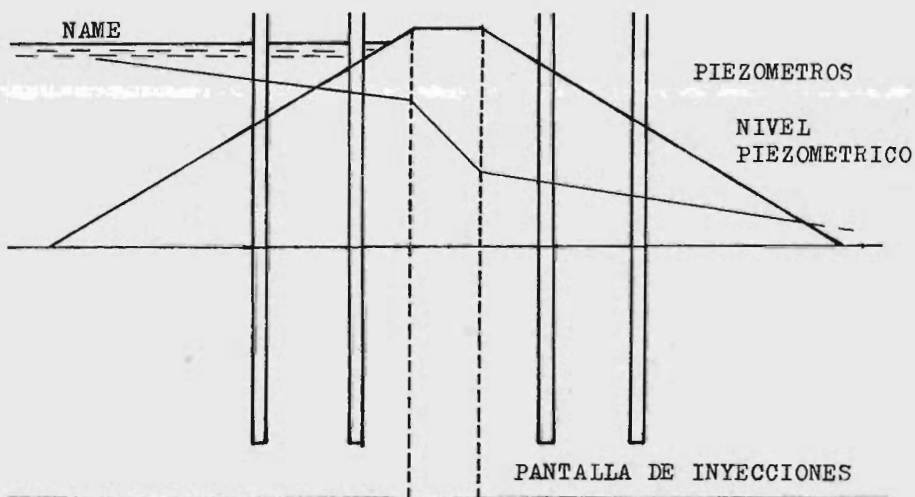
En el sitio la deformabilidad se mide en el interior de perforaciones por medio de dilatómetros diseñados para esta finalidad; en la superficie interior de socavones por medio del ensaye estándar denominado prueba de placa o en galerías sometidas a presión hidrostática.

La prospección geosísmica no sólo proporciona información sobre la alteración inicial de un terreno, sino también del mejoramiento de su módulo de elasticidad dinámico debido a las inyecciones de consolidación.

El procedimiento se basa en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. El método consiste en provocar una explosión, para producir ondas de sonido o de choque, en un punto determinado del área inyectada; en la misma zona se instalan registradores de ondas (geófonos),



FLUJO DE AGUA ANTES DEL TRATAMIENTO



FLUJO DE AGUA DESPUES DEL TRATAMIENTO

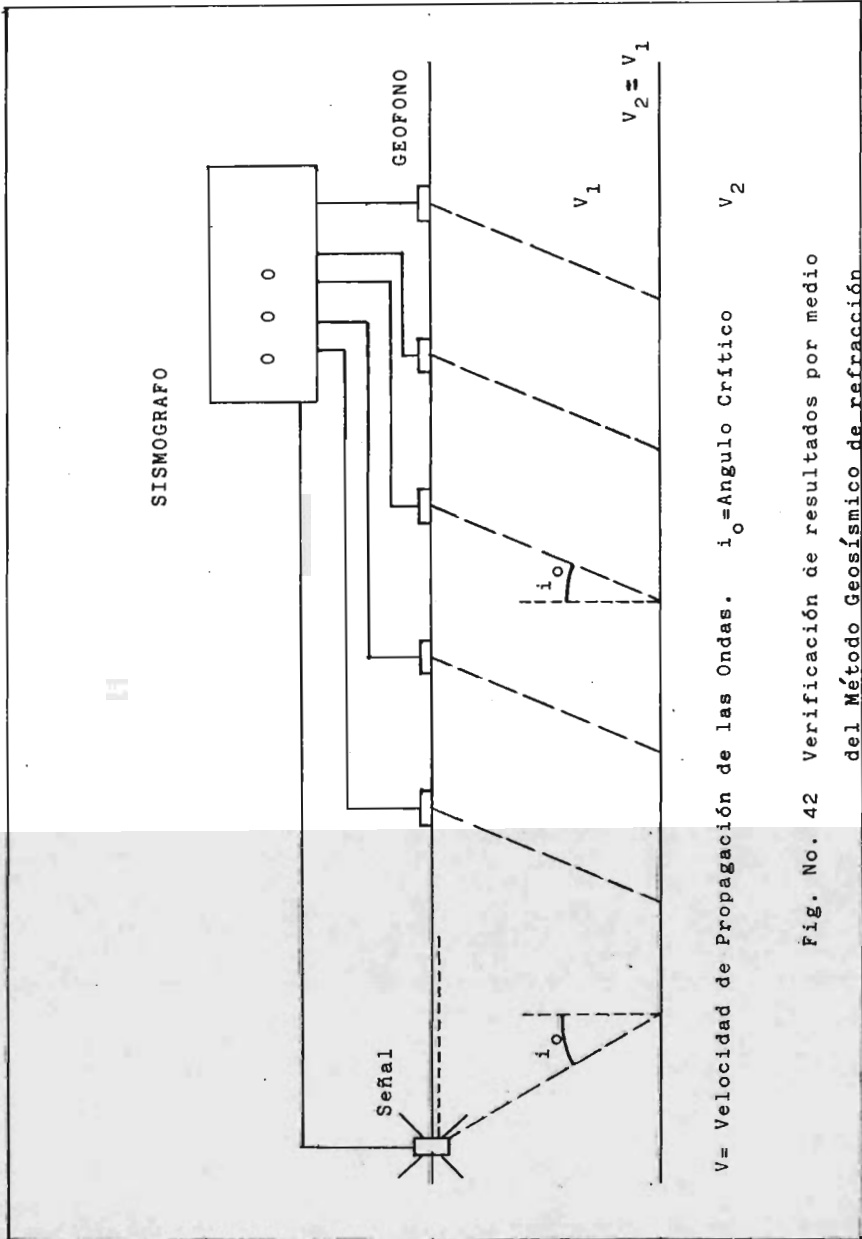
VERIFICACION DE LA CALIDAD DEL TRATAMIENTO DE IMPERMEABILIZACION MEDIANTE LA MEDICION DE LOS NIVELES PIEZOMETRICOS

separados entre sí de 15 a 30 m. La función de los geófonos es captar la vibración que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono. En general a mayor densidad del material corresponde de mayor velocidad sísmica.

La interpretación de los resultados obtenidos debe ser hecha por un especialista, ya que de no ser así, se corre el riesgo de que la información proporcionada por estos ensayos sea poco veraz.

El módulo de elasticidad se calcula a partir de la velocidad de propagación de las ondas a través del medio inyectado y se compara con el obtenido antes del tratamiento para evaluar la calidad de la consolidación.

Los ensayos geosísmicos en combinación con los métodos locales nos proporcionan una información amplia sobre los resultados alcanzados con el tratamiento de consolidación.



V = Velocidad de Propagación de las Ondas. i_0 = Angulo Crítico V_2

Fig. No. 42 Verificación de resultados por medio del Método Geosísmico de refracción

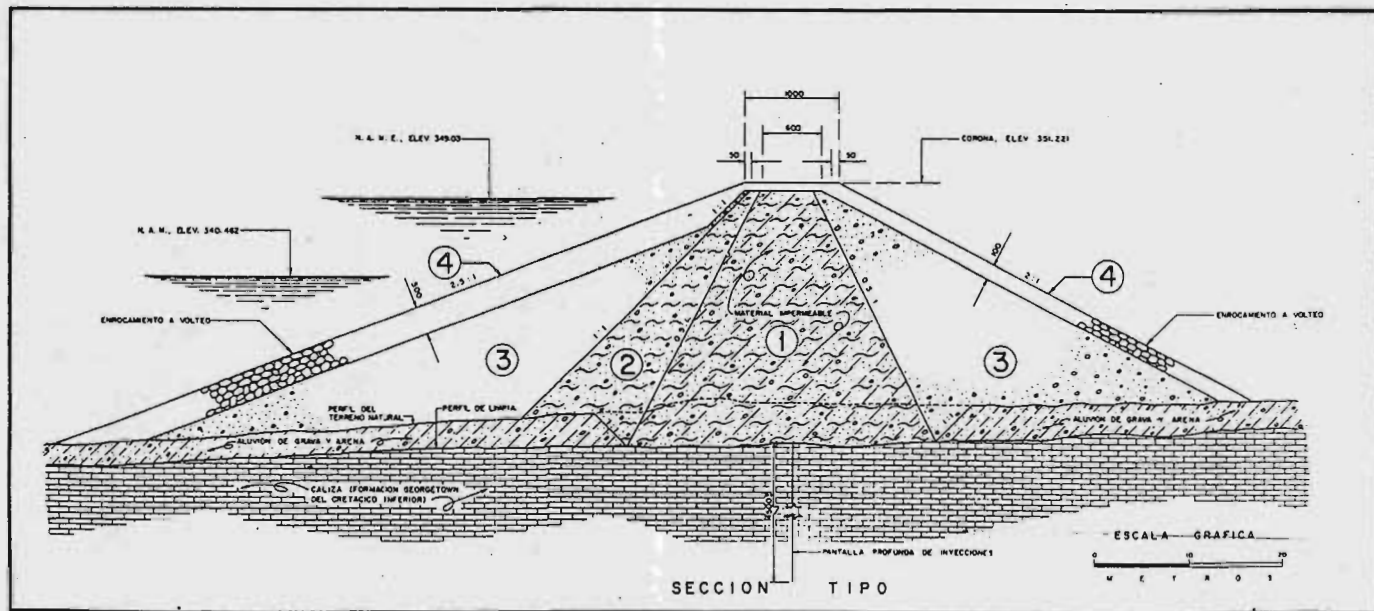
VI.- APLICACIONES.

6.1.- Impermeabilización de la cimentación de una presa.

La técnica que generalmente se sigue en México para la impermeabilización de una presa, es la de construir una pantalla profunda de inyecciones de lechada de cemento a presión, formando parte del tratamiento de la cimentación de presas, con objeto de reducir al mínimo el flujo de agua y darle una mayor seguridad a la obra contra la posibilidad de tubificación, y a la vez reducir las filtraciones a valores que no afecten la estabilidad de la obra, logrando con ésto los beneficios que de ella se esperan.

Con el procedimiento de inyecciones, se ha tenido éxito en el tratamiento de cimentaciones constituidas por rocas fracturadas y cavernosas, citándose como ejemplo en este trabajo, el caso de la presa Internacional La Amistad.

La presa La Amistad, es una obra internacional ejecutada conjuntamente por los gobiernos de Estados Unidos de América y de México, localizada sobre el río Bravo, a 20 km aguas arriba de Ciudad Acuña, Coahuila, y a 1.1 km aguas abajo de la confluencia del río Devils con el río Bravo, destinada para riego, control de avenidas y desarrollo de energía eléctrica. Consiste en una cortina del tipo mixto convencional, compuesta, en el cauce del río, por una presa de gravedad de concreto, formada de 40 monolitos de longitud variable, numerados del 1 al 40 progresivamente, a partir de los E.U.A., flanqueada en ambos lados (E.U. y México) por diques de tierra y enrocamiento.

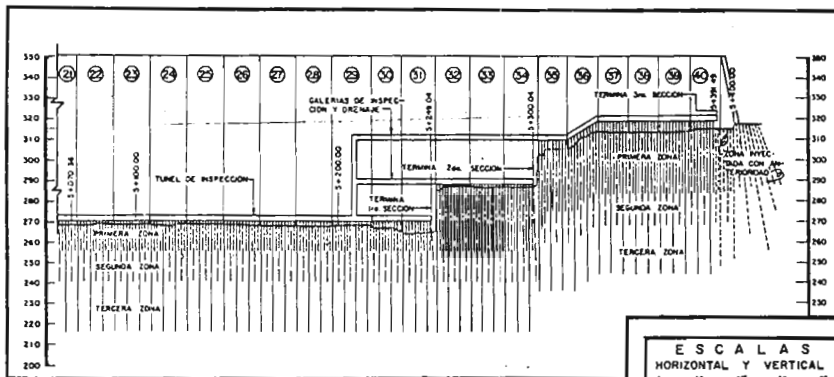


SIGNOS CONVENCIONALES

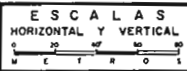
- 1. — MATERIAL IMPERMEABLE COMPACTADO
- 2. — MATERIAL SEMIPERMEABLE
- 3. — MATERIAL PERMEABLE (GRAMA Y ARENA)
- 4. — ENROCAMIENTO

PRESA INTERNACIONAL "LA AMISTAD"

TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION Y CORTINA

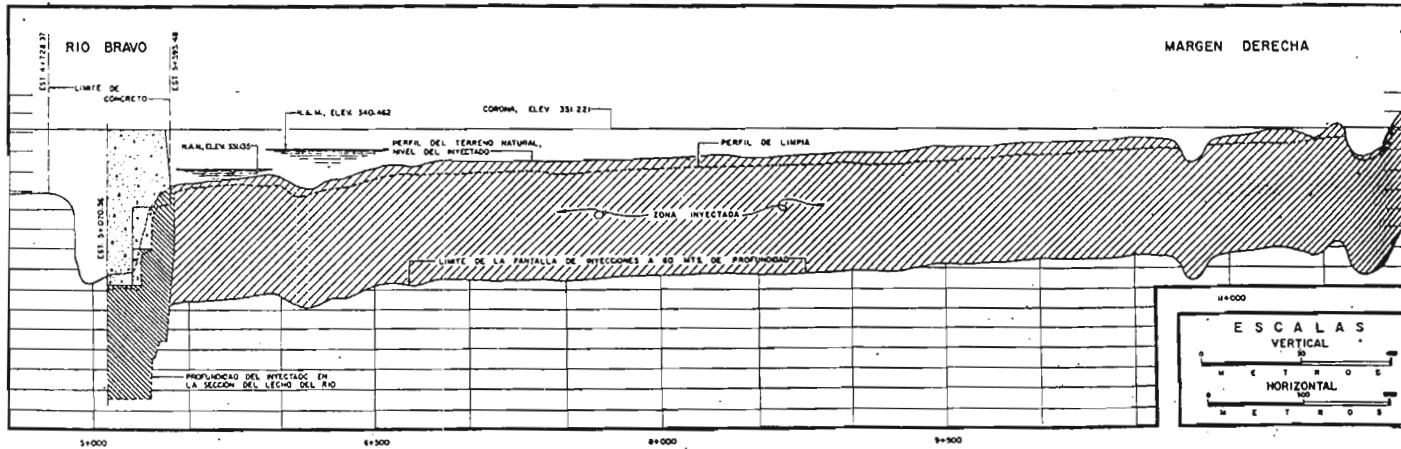


TRATAMIENTO DE INYECCION EN GALERIAS DE LA CORTINA DE CONCRETO

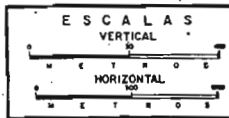


PANTALLA DE INYECTADO EN LA SECCION DE CONCRETO	
LONGITUD DE LA PANTALLA	378.00 M
SUPERFICIE DE LA PANTALLA	21696.00 M ²
PROFUNDIDAD MEDIA DE LA PANTALLA	57.30 M
METROS PERFORADOS E INYECTADOS	8400.00 M
TOTAL DE CEMENTO CONSUMIDO	406.00 TONS
TOTAL DE LECHADA CONSUMIDA	738.00 M ³
CONSUMO MEDIO EN SACOS POR M PERFORADO	0.90
CONSUMO MEDIO DE LECHADA POR M PERFORADO	0.87 M ³
CONSUMO MEDIO DE LECHADA POR M ² DE PANTALLA	3.30 M ³
CONSUMO MEDIO DE LECHADA POR M LINEAL DE PANTALLA	2.60 M ³

PANTALLA DE INYECTADO EN LA SECCION DE ROCA	
LONGITUD TOTAL DE LA PANTALLA	8529.00 M
PROFUNDIDAD MEDIA	58.7 M
PROFUNDIDAD MEDIA EN ROCA	44.8 M
PROFUNDIDAD MEDIA DE ADEME	11.9 M
CONSUMO TOTAL DE CEMENTO	15504.00 TONS
CONSUMO TOTAL DE ARENA	48216.00 M ³
TOTAL DE POZOS PERFORADOS	3266
CONSUMO MEDIO DE SOLIDOS POR METRO	0.17 M ³
CONSUMO MEDIO POR METRO LINEAL DE PANTALLA	7.4 M ³
CONSUMO MEDIO POR METRO CUADRADO DE PANTALLA	0.08 M ³
CONSUMO PROMEDIO EN K/M	315 K/M (4.3 SACOS DE CEMENTO)



PANTALLA DE INYECTADO EN LA CORTINA DE ROCA



PRESA INTERNACIONAL "LA AMISTAD",

De acuerdo con las condiciones geológicas de la boquilla, se encuentra localizada sobre formaciones de rocas calizas cársticas, por lo que fue necesario tratar la roca de cimentación tanto de la cortina de gravedad como de los diques de tierra y enrocamiento con todo cuidado para reducir al mínimo las filtraciones a través de la cimentación y empotramientos.

Para este fin, se hizo especialmente un inyectado minucioso a lo largo del eje de la cortina, hasta llegar a los niveles estáticos de las aguas subterráneas, a base de lechadas de cemento inyectadas a presión.

El tratamiento de la cimentación bajo la cortina de roca se hizo antes de iniciar la limpieza de la cimentación. La pantalla de inyecciones de lechada de cemento, tuvo por objetivo básico minimizar la posibilidad de filtraciones a través de las calizas.

La pantalla de inyecciones se realizó en una línea a 3 m aguas arriba del eje de la cortina y las perforaciones se hicieron en dos etapas principales: la primera con una equidistancia de 6.10 m y la segunda a 3.05 m, existiendo la posibilidad de disminuir la separación entre barrenos si alguno tomaba más de 50 sacos de cemento. Los barrenos se perforaron con una inclinación de 20° bajo la cortina de concreto y 10° bajo la sección de tierra y enrocamiento, a una profundidad media de 60 m con un diámetro de 3".

En la zona del cauce del río, donde estaban presentes formaciones del río (Lutitas, Margas, Arcillas), terrazas o aluviones, se empleó ademe metálico, de 4" para perforar, hasta penetrar 0.60 m en la roca caliza. Después de lavado del barreno se hicieron pruebas de permeabilidad a presión

para proporcionar debidamente la lechada, en la que se usó agua, cemento, arena según el caso, y un fluidificador.

El criterio seguido para el proporcionamiento de la lechada, de acuerdo con las pruebas de permeabilidad a presión, fue el siguiente (con presiones manométricas de 5.4 a 10.5 kg/cm^2):

Tomas de agua Lts/seg.	Relación agua/cemento
0 a 40	No se inyectaba
40 a 80	5 : 1
80 a 125	3 : 1
125 a 150	2 : 1
150 en adelante	1 : 1

Las presiones progresivas no pasaron nunca de 13.5 kg/cm^2 , la cual era la máxima que podían resistir los empaques neumáticos utilizados. Las presiones aplicadas fueron:

De 0 a 15 m de profundidad	0.345 $\text{kg/cm}^2/\text{m}$
De 16 m en adelante	0.460 $\text{kg/cm}^2/\text{m}$

Las presiones manométricas se obtuvieron y tabularon metro a metro, calculando la presión y restándole el peso de la lechada, tomando como base una relación a/c = 3.

El procedimiento de 'inyectado que se siguió para el tratamiento de esta cimentación fue el de inyección con empaque en tramos, a partir del fondo hacia la superficie o de progresiones ascendentes, es decir que cada pozo se perforó en su totalidad y el inyectado se efectuó de 60 a 45 m 45 a 30 m, 30 a 15 m, la progresión superior se inyectó -

hasta después de los trabajos de excavación. El empleo de la arena se hacía cuando en un pozo no se levantaba presión con ningún tipo de lechada agua-cemento.

Terminado un tramo de pantalla, se realizaron pruebas de permeabilidad para control de eficiencia del tratamiento, perforando pozos, ahora en el eje de la cortina, de las mismas características de los de inyección.

La separación de estos barrenos nunca fue mayor de 50 m en tramos de fuertes tomas, ni mayor de 100 m en los tramos de tomas normales. El tramo total inyectado en la parte correspondiente a México fue de 6529 m.

A continuación se da la información correspondiente al lado de México en forma resumida de la obra:

Longitud de la pantalla	6,529 m
Profundidad media	56.20 m
Profundidad media en roca	44.60 m
Profundidad media de ademe	11.60 m
Consumo total de cemento	29,504 ton.
Consumo total de arena	4,836 m ³
Total de pozos perforados	3,266 piezas

Los consumos por etapas fueron los siguientes:

Separación promedio entre perforaciones (m)	Consumo de cemento (sacos por metro)
6.0	8.9
3.0	3.0
1.5	1.3
0.75	1.4

El tratamiento de la cimentación, propiamente dicha, - de la cortina de roca se realizó una vez terminada la inyección de la pantalla, procediendo a hacer la excavación para el desplante de los materiales que forman la cortina.

En la superficie rocosa de desplante de material impermeable, después de efectuar las limpiezas se localizaron grietas, fallas y sumideros, las que estaban abiertas se calafatearon con concreto y se inyectaron, las que se encontraban rellenas parcialmente de arcilla, se limpiaron y lavaron - cuidadosamente para calafatearlas con concreto simple, de - jando boquillas para realizar un inyectado posterior.

Cuando se encontró la roca muy fisurada o cavernosa, - se reforzó el tratamiento con tapetes formados por una cuadrícula de pozos de inyección, cuya equidistancia varió entre los 5 y 15 m, aplicándose el mismo criterio de la pantalla en lo tocante a presiones, lechadas, etc.

El tratamiento de la cimentación bajo los monolitos de concreto, en el lado correspondiente a México, se realizó - en base a una pantalla profunda, que se efectuó a través de una galería de inyectado y de drenaje ubicada dentro del - cuerpo de la cortina de gravedad.

Las operaciones realizadas comprenden desde el monolito No 21 hasta el No 40 dividido en tres secciones. A su vez, a profundidad se consideraron tres zonas: la primera, la más superficial, la tercera la más profunda. El inyectado, propiamente dicho, se hizo por el procedimiento usual - de etapas y progresiones. La separación de los pozos en la primera etapa fue de 6 m.

Las profundidades medias para las tres zonas de cada - sección fueron las siguientes en metros:

	1a Sección	2a Sección	3a Sección
1a Zona	16.00	34.00	37.00
2a Zona	32.00	49.00	52.00
3a Zona	58.00	75.00	80.00

Las presiones máximas admitidas para las progresiones más profundas en cada zona fueron:

1a Zona	3.2	kg/cm ²
2a Zona	6.0	kg/cm ²
3a Zona	8.4	kg/cm ²

Según el resultado de las pruebas de presión, al perforar y preparar cada pozo, se eligió el tipo de mezcla, o sea, la relación agua-cemento. La mezcla más fluida que se empleó fue con una relación a/c = 5. Esta relación se iba disminuyendo, según las absorciones observadas hasta el límite permitido (a/c = 1) y entonces empezaba a utilizarse la arena, inyectándose mortero, principiando con la relación agua-cemento-arena de 1:1:0.25. En estos cálculos se consideró el volumen aparente, tomando para cada saco de 50 kg. un volumen de 33 litros.

El proceso resumido, era el siguiente:

En una misma sección, una vez inyectados los pozos de la etapa I (6m), hasta la primera zona, se perforaban e inyectaban los de la etapa II (3.00 m) después los de la etapa III (1.5 m). En seguida se prolongaban, preparaban e inyectaban, primero los pozos de la etapa I, hacia la 2a zona. En forma semejante se hizo con los pozos de la etapa II. Si era necesario se procedía de la misma manera en los

pozos de la etapa III.

Para abarcar la 3a zona, como regla general sólo se prolongaban los pozos de la etapa I; pero si era necesario se prolongaban los pozos de las etapas II y III.

Como medida de la eficiencia del tratamiento se realizaron mediciones en los piezómetros instalados en la cimentación de la cortina, observando en general un abatimiento de presión hidrostática del orden del 80 % de la carga en el vaso, así como pruebas de permeabilidad terminando un tramo de pantalla, considerando resuelto, en forma satisfactoria, el problema de impermeabilidad de la cimentación de la cortina.

A continuación tenemos un resumen de cantidades de obra realizadas:

Longitud de la pantalla	328.80 m
Superficie de la pantalla	21,596.90 m ²
Profundidad media de la pantalla	67.30 m
Metros perforados e inyectados	9,404.00 m
Total de cemento consumido	465.95 Ton.
Total de lechada consumida	720.00 m ³

El consumo promedio por metro, de perforación fue de 3.2 sacos de cemento, para la cimentación de la cortina de roca y de 0.9 sacos de cemento por metro para la cortina de gravedad. Estos valores de consumo de cemento por metro de perforación, se consideran bajos, tratándose del inyectado de calizas cárssticas.

Es importante señalar, que el inyectado de las cimentaciones se realizó en base a las observaciones hechas en el curso de las exploraciones del terreno.

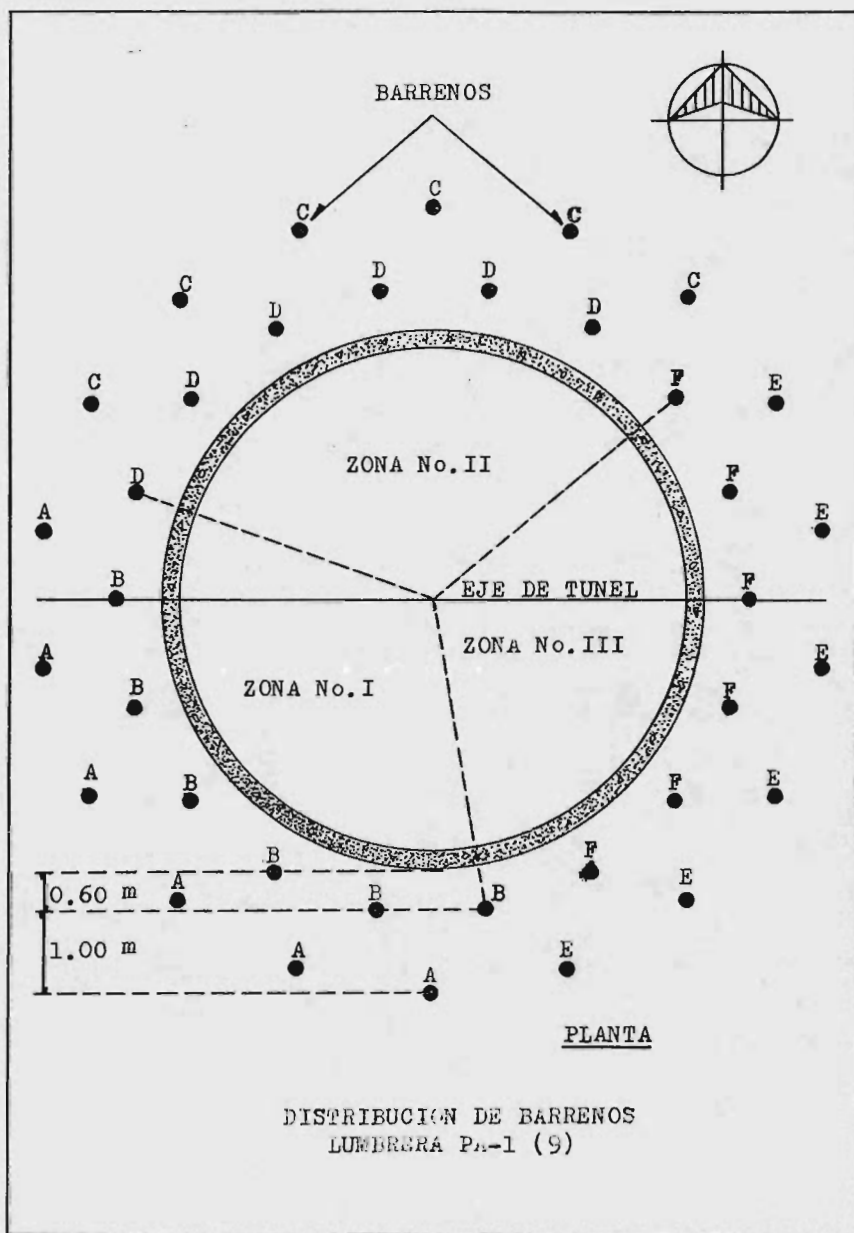
6.2.- Inyección de la lumbrera 9 de la línea 7 del Sistema de Transporte Colectivo (metro) de la Ciudad de México.

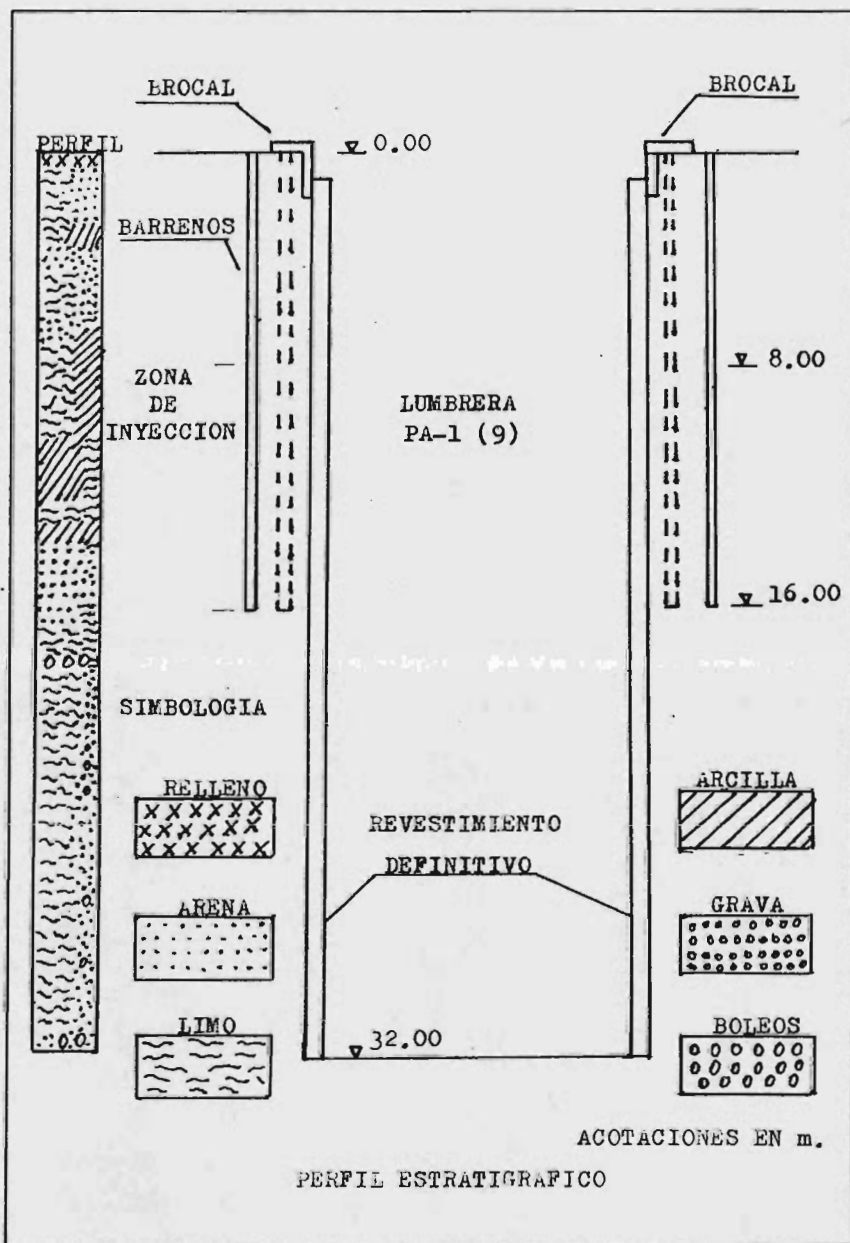
Localizada en la calle de Polanco esquina con Arquímides, colonia Bosque de Chapultepec, destinada como acceso a la construcción y como vía de extracción de los materiales producto de la excavación del túnel correspondiente a la línea 7 del Sistema de Transporte Colectivo de la Ciudad de México, presentó el problema de impermeabilidad, teniendo fuertes filtraciones en su interior a profundidad comprendida entre 8 y 16 metros.

El material que se encontró a esa profundidad fue del tipo arena limosa, por lo que para eliminar el problema de las filtraciones, se decidió dar un tratamiento al terreno, por medio de una inyección de lechada agua-cemento en el área perimetral de la lumbrera comprendiendo esta inyección únicamente de 8 a 16 metros de profundidad.

Con este fin se realizaron dos series de perforaciones alrededor de la lumbrera, las cuales se dividieron en tres zonas, que comprendieron 12 barrenos cada una tal como se muestra en la figura . Las perforaciones se realizaron verticalmente en el terreno con un diámetro de 4 pulgadas y 16 m de profundidad, considerando como nivel 0 a la superficie de rodamiento, utilizando lodo bentonítico como estabilizador de las paredes y fondo de la perforación.

La maquinaria que se empleó en la perforación de los barrenos fue de tipo rotatorio marca Long Year modelo 34, con bomba Meyno 3 IS para suministro del fluido de perforación y utilizando una broca tricónica como elemento de perforación.





PERFIL ESTRATIGRAFICO

El procedimiento que se utilizó en la realización del tratamiento fue la inyección con tubo de manguitos, por lo que una vez concluida la perforación se instalaron los tubos de inyección en cada uno de los barrenos.

La inyección se realizó en tres etapas de acuerdo con los siguientes lineamientos:

Etapa I. Consistió en efectuar la inyección en los barrenos comprendidos en la zona 1 a las cuales se les asignó las letras A y B.

Etapa II. En esta etapa se inyectaron los barrenos comprendidos en la zona 2 marcados con las letras C y D.

Etapa III. Por último se inyectaron los barrenos de la zona 3 designados con las letras E y F.

La letra que se le asignó a cada barreno indica el orden en que se efectuó la inyección, es decir, que los barrenos marcados con la letra "A" se inyectaron primero.

La mezcla que se empleó para la realización del tratamiento fue del tipo estable compuesta por agua, cemento, bentonita y un acelerante de fraguado marca sika.

En cada uno de los barrenos que constituyen las etapas antes mencionadas, se llevaron a cabo dos fases de inyección: la primera fase correspondió a la inyección de vaina, la cual tuvo por objeto fijar el tubo de inyección (manguitos) al terreno, se efectuó en progresiones de 1 m. de longitud cada una, iniciándose desde la profundidad máxima del barreno correspondiente, y sin presión; la segunda fase correspondió al tratamiento de inyección propiamente dicho y se realizó en progresiones de 0.50 m de longitud cada una.

El sentido de las progresiones en cada una de las fases se hizo en sentido contrario al avance de la perforación.

ción, es decir, que la inyección en cada barrero se inició desde el fondo de la perforación hasta llegar a una distancia de 8 m por abajo de la superficie de rodamiento.

El proporcionamiento empleado para la fabricación de las mezclas fue el siguiente:

1.- Para la inyección de vaina se realizó una mezcla estable con una relación agua cemento igual a 2 con el 20 % de bentonita, en peso del cemento. La preparación en la obra se realizó con las siguientes cantidades:

Agua	————	100 lts.
Cemento	————	50 kg.
Bentonita	————	10 kg.

2.- La lechada para el tratamiento se realizó con un proporcionamiento de una parte de cemento por dos partes de agua añadiendosele el 3 % de bentonita, en peso del cemento, para estabilizar la mezcla. A esta lechada se le agregó un acelerante de fraguado, en proporción del 2 % al 5 % en relación al peso del cemento. La dosificación para la preparación de la mezcla en la obra fue la siguiente:

Agua	————	100 lts.
Cemento	————	50 kg.
Bentonita	————	1.5 kg.
Acelerante	————	1.5 kg.

El equipo empleado para la preparación e inyección de las lechadas ~~estuvo~~ constituido por 3 agitadores verticales, un agitador AC-2, 2 tanques de almacenamiento para

hidratar la bentonita, 1 compresor portátil Gardner Denver con tanque almacenador de aire, 4 bombas Moyno de gusano y 3 bombas Peroni.

La inyección en cada uno de los barrenos se suspendió para un volumen inyectado de 15 m^3 o bien cuando se alcanzó una presión de 7 kg/cm^2 como máximo, que fueron los límites que se especificaron para el tratamiento, independientemente de que se alcanzara uno u otro, inyectándose las tres etapas para poder conseguir eliminar las filtraciones.

Para este tratamiento no hubo necesidad de realizar pruebas, para evaluar la eficiencia del tratamiento, ya que los resultados se observaron directamente en la obra, al eliminarse las filtraciones hacia el interior de la lumbrera, además que la magnitud e importancia de la obra no justificaba que se evaluara el tratamiento.

A continuación se anotan en forma resumida las cantidades de obra:

Perforación hasta 6" de ϕ sin recuperar muestras	547.20 m
Perforación con broca de 1" de ϕ de carbotungsteno sin recuperar muestras.	1,088.00 m
Perforación con broca de 3" de ϕ de carbotungsteno sin recuperar muestras.	28.80 m
Tubo de acero (manguitos)	324.00 m
Tubo de acero liso	252.00 m
Inyección por progresiones	412.46 m^3
Lodo Bentonítico	194.36 m^3
Sigunit "A"	5,415.00 kg.
Cemento	169,100.00 kg.

Bentonita	920.00 kg.
Progresiones	1,570.00 pza.

6.3.- Inyección de consolidación de un relleno 1981.

En el túnel de conexión entre la lumbrera CTA-2 (14) y el túnel correspondiente a la línea 7 del Sistema de Transporte Colectivo (METRO), localizado en la avenida Parque Lira, esquina con la avenida Vicente Eguía, colonia Tacubaya, la bóveda del túnel sufrió un hundimiento en la clave que propició la suspensión de los trabajos de excavación.

La falla del terreno se debió a que no se respetó el procedimiento constructivo, al avanzar más en la excavación del túnel, que lo que la especificación de la excavación marcaba, aunado esto al tipo de terreno en el que se trabajaba que era arena limosa, y debido a que hubo una fuga, de una línea de agua potable, que debilitó la estructura interna del suelo, ayudando con esto al deslizamiento del terreno natural hacia el interior del túnel, manifestándose la falla hasta la superficie de rodamiento de la avenida Parque Lira, abarcando el carril de circulación Norte-Sur, dando origen a un agujero de grandes dimensiones en el que inclusive se fueron dos vehículos que circulaban por la avenida.

En vista de que dicha avenida es muy transitada, además de que se requería construir estructuras adicionales para no perjudicar las construcciones circunvecinas, se decidió rellenar y dar un tratamiento de consolidación, tanto al material desprendido como al material del relleno, por medio de la inyección de lechadas con el objeto de devolver al terreno una solidez suficiente que evitara desprendimien

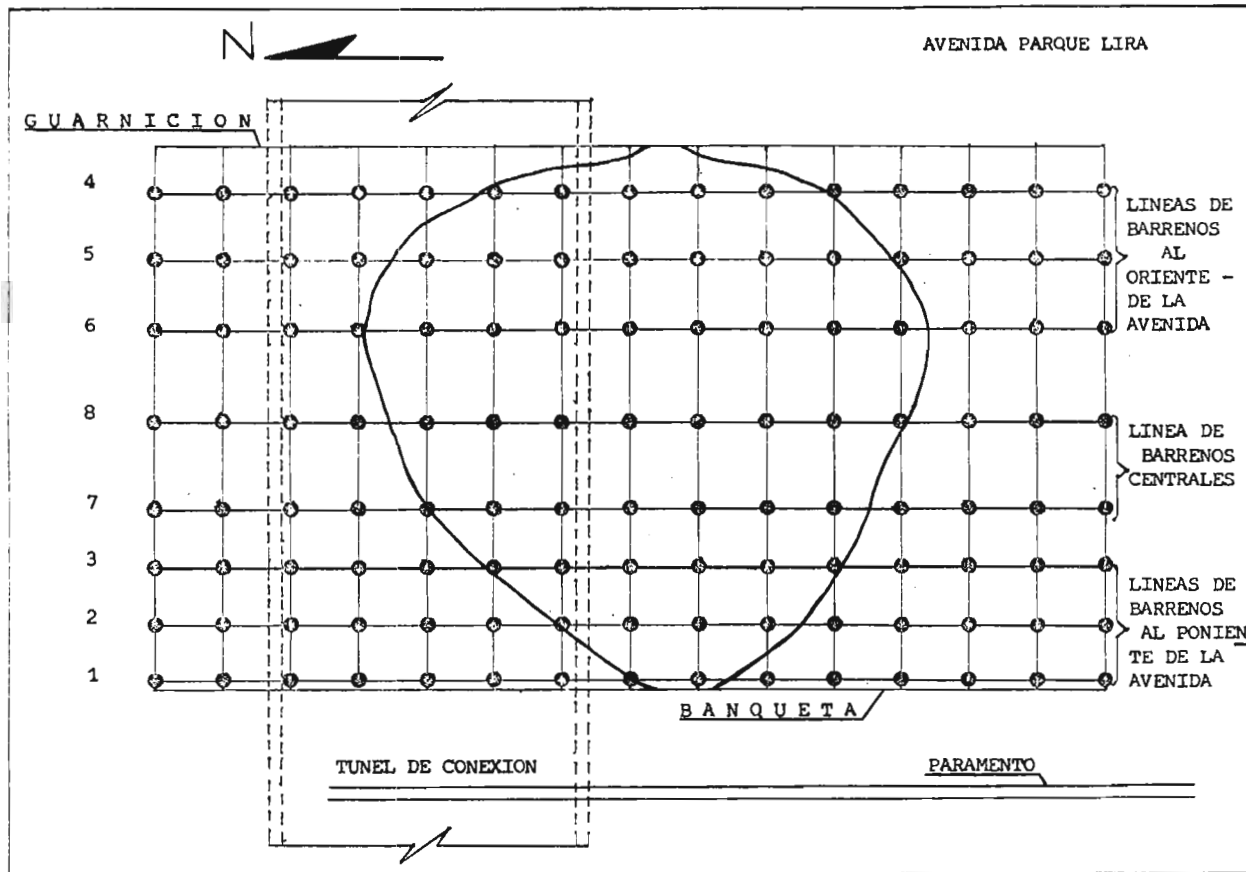
tos y reiniciar la excavación del túnel.

El material empleado para rellenar el hueco consistió en una mezcla de cemento con material producto de excavación (tepetate), de la línea 3 Sur, el cual fue recubierto por una losa de concreto reforzado, que sirvió como plataforma de trabajo.

Terminados los trabajos previos a los de la inyección, se procedió a realizar los barrenos de inyección desde la superficie del terreno, empleando maquinaria de tipo rotatorio y combinada (rotación-percusión) con broca de carburo de tungsteno para perforar en la losa y de acero (triconica) para el terreno por tratar, haciendo uso de lodo bentonítico para estabilizar las paredes de los barrenos.

El método que se empleó para la inyección fue el del tubo de manguitos y se realizó según una cuadrícula de perforaciones distribuidas sobre 8 líneas perpendiculares al eje del túnel de conexión, cuya separación varió entre 1.20 y 2.00m. En el sentido longitudinal la separación de los barrenos fue de 1.50 m; teniendo una profundidad de 30.00 m, excepto los que se ubicaron por encima de la bóveda no descubierta, los cuales tuvieron una profundidad de 14.00 m, quedando un colchón de 5.00 m entre el fondo de la perforación y la clave del túnel.

El tratamiento se efectuó comenzando con la inyección de los barrenos de las primeras tres líneas localizadas al poniente de la avenida Parque Lira, tal como se muestra en la figura , para continuar con las tres últimas situadas al oriente y terminar con las dos líneas centrales. Se procedió de esta manera con el objeto de crear una barrera, en los extremos más largos de la zona por tratar, que impidie-



ra la propagación de la lechada hacia lugares fuera del área de tratamiento y lograr el aglutinamiento del relleno con los volúmenes de lechada estimados.

En cada uno de los barrenos que constituyen la cuadrícula se efectuaron tres fases de inyección de la siguiente manera:

1a. fase. Esta correspondió a la inyección de vaina, que se hizo en progresiones de 1.00 m de longitud cada una, iniciándose desde la profundidad máxima del barreno correspondiente, con el objeto de fijar el tubo de inyección al terreno. La mezcla empleada fue de tipo estable constituida por dos partes de agua y una de cemento ($a/c=2$), con el 20 % de bentonita, en peso de cemento. Esta inyección se realizó sin presión con la siguiente dosificación:

Cemento	50 kg.
Lodo bentonítico	102.4 lts.
Bentonita en polvo	4 kg.

Se inyectaron 30 litros de esta mezcla por cada progresión. El lodo bentonítico se preparó con una proporción de 6 % con respecto al peso del agua con un tiempo previo de hidratación de 6 horas mínimo.

2a. Fase. Con esta fase se inició propiamente el tratamiento de inyección y se realizó en progresiones de 0.50 m de longitud cada una, empezando desde el fondo de la perforación, con una lechada de cemento-agua-bentonita, proporcionada con una relación a/c igual a 2, añadiéndole 10 % de bentonita, en peso de cemento, para estabilizar la mezcla. Además se le agregó a la mezcla un aditivo acelerante

de fraguado (marca sika) en una proporción de 3 %, en peso de cemento, quedando como sigue:

Agua	17 lts.
Cemento	50 kg.
Lodo bentonítico	85 lts.
Aditivo	1.5 kg.

El lodo bentonítico se preparó de la misma manera que para la primera fase.

3a. Fase. Esta correspondió a una inyección de bloqueo que se llevó a cabo en progresiones de 0.50 m. de longitud - con una lechada de cemento-agua-bentonita, a una proporción de a/c = 2, 4 % de bentonita en peso de cemento y 3 % de - acelerante, es decir:

Agua	67 lts.
Cemento	50 kg.
Lodo bentonítico	33.8 lts.
Aditivo	1.5 kg.

El lodo bentonítico tuvo la misma preparación que para las fases anteriores.

La presión de inyección o de rechazo que se estableció para la segunda y tercera fase fue de 15 kg/cm² para cada - una de las progresiones de las distintas fases; asimismo, - con el objeto de evitar fugas de la mezcla al exterior de - la zona por tratar, se limitaron los volúmenes de inyección de las diferentes lechadas que se utilizaron para cada una de las fases, subdividiendo a éstas en 3 etapas, de acuerdo

a lo que se indica a continuación:

Fase	Etaga	Volumen m ³	Presión kg/cm ²
2a	I	0.600	15
	II	0.350	15
	III	0.240	15
3a	I	0.240	15
	II	0.120	15
	III	0.120	15

Los contratiempos no fueron numerosos y los únicos incidentes los constituyeron los taponamientos de las tuberías de drenaje, de la línea telefónica y la aparición de pequeñas grietas en algunas casas habitación, cercanas a la obra; debido a esto y para evitar mayores daños a las estructuras circunvecinas se disminuyó la presión de inyección, para ambas fases, dependiendo de la profundidad a la que se efectuara la inyección, las presiones fueron las siguientes:

Profundidad (m)	Presión de inyección máxima (kg/cm ²)
0.00 a 6.00	3.00
6.00 a 10.00	5.00
10.00 a 30.00	10.00

También se disminuyeron las presiones por las constantes resurgencias que se estaban produciendo en la lumbrera, que aunque no eran considerables, si proporcionaron una idea sobre el avance de la inyección, junto con las deformaciones que se presentaron en la superficie de rodamiento de la zona que se estaba tratando.

Al limitar las presiones a valores más bajos, las absorciones de lechada en los barrenos, (en los que aún no se daba por terminada la inyección por no haber alcanzado la presión especificada) también disminuyó y en algunos era totalmente nula, alcanzando inmediatamente la presión de rechazo.

La inyección se dió por terminada después de haber verificado la saturación total del relleno mediante la realización de sondeos con recuperación de muestras, en el transcurso de los cuales se observó el grado de dureza que se alcanzó con la inyección por el avance lento de la perforación. Las muestras recuperadas se enviaron al laboratorio para someterlas a las pruebas correspondientes que aunque no son muy confiables por ser de tipo local, proporcionaron resultados que se consideraron satisfactorios.

Un resumen de las cantidades de obra realizadas se presenta a continuación:

Barrenos perforados	120.0	pzas.
Metros perforados	3520.0	m1.
Volumen de lechada total	6446.0	m ³
Cemento	2716.5	ton.
Lodo bentonítico	430.24	m ³
Aditivo	108.00	ton.
Bentonita en polvo	2532.95	kg.

VII.- CONCLUSIONES.

1).- El estudio de las características de las formaciones de suelo y roca, así como sus propiedades físicas, son muy importantes para poder determinar si es necesario reforzar la cimentación y el tipo de tratamiento que se debe aplicar durante la construcción de una obra, para que esta tenga un buen funcionamiento y evitar problemas que puedan afectar a la estructura.

Esto es muy importante, ya que si se escogió el tratamiento adecuado, se evitaran demoras largas y costosas, que trae consigo el no aplicar el tratamiento correcto.

2).- El tratamiento por medio de inyecciones es una técnica de construcción que permite mejorar la calidad de los suelos naturales, de las formaciones de roca y de los rellenos existentes, sin necesidad de aplicar otra de las técnicas de mejoramiento de suelos, logrando esto de una manera rápida, económica (en comparación con las otras técnicas), eficaz y a la profundidad requerida.

3).- A pesar de los esfuerzos que se han hecho por desarrollar una teoría sobre la cual se puedan fundamentar los tratamientos de inyección, aún no se han logrado resultados satisfactorios, debido a lo difícil que resulta reproducir las condiciones naturales del terreno en el laboratorio, por lo que la teoría sobre las inyecciones que se han desarrollado hasta el momento es muy compleja e insuficiente para realizar una inyección perfecta, y sólo nos sirve como guía para determinar, en forma aproximada, el tipo de mezcla y la técnica a emplear para la realización de un tra

tamiento, siendo las observaciones registradas durante los sondeos y en el curso de la inyección, las que nos dirán si las medidas tomadas son las adecuadas o si hay que realizar alguna modificación para alcanzar resultados satisfactorios con el tratamiento.

Por lo anterior es necesario realizar un control estricto de los trabajos de inyección, por que entre más datos tengamos, podremos hacer una mejor interpretación y sí tesis del tratamiento, así como las modificaciones que sean necesarias para tener éxito con los trabajos realizados.

4).- La profundidad de inyección, considerando lo anterior, no se puede determinar "a priori", es decir que sólo se puede determinar mediante la realización de ensayos y observaciones directas en el campo, ya que si no se procede de esta manera, se carecerá de los elementos necesarios para decidir la profundidad adecuada, teniendo como consecuencia filtraciones o fugas considerables de agua y deformaciones que puedan afectar o deteriorar seriamente el terreno y las estructuras circunvecinas, si las hay. Es decir, debemos tomar como base la calidad del terreno que se encuentre en el área donde se ubicará la obra.

5).- Es muy importante llevar un control de la perforación de los barrenos de inyección, los consumos y las presiones de rechazo, ya que estos controles nos pueden auxiliar mejor para conocer las condiciones del terreno natural, mediante el control de gastos de agua utilizada en la perforación, podremos escoger la mezcla de inyección más adecuada para el éxito del tratamiento.

6).- Por todo lo enunciado anteriormente podemos concluir que los tratamientos de inyección para mejorar el te-

rreno natural, son todo un arte, en los que la experiencia de los diferentes profesionales y obreros que intervienen en su realización es determinante, ya que no se pueden seguir recetas o resolver matemáticamente los problemas, sino que se debe recurrir al ingenio, habilidad y a la experiencia del variado personal que trabaja en los diferentes procesos de los tratamientos de inyección, para poder realizar trabajos satisfactorios.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.- Legget, Robert F. "Geología para ingenieros". Ed. G. -- Gili, 1964.
- 2.- Krynine, Dimitri P. y Judd, William R. "Principios de - Geología y Geotécnia para ingenieros". Ed. Omega, Barce_lona, 1975.
- 3.- Manual de Diseño de Obras Civiles. C.F.E., Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1981.
- 4.- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. "Fundamentos de - Mecánica de Suelos". Ed. Limusa, México, 1975.
- 5.- Terzaghi, K. y Peck, R. B. "Mecánica de Suelos en la In_ geniería práctica". Ed. Ateneo, Buenos Aires, 1973.
- 6.- Marsal, Raúl J. y Resendiz, Daniel N. "Presas de tierra y enrocamiento". Ed. Limusa, México, 1975.
- 7.- Gaziev, Erast G. "Aspectos generales de la Mecánica de Rocas". Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1970.
- 8.- Instructivo para ensayos de suelos. Mecánica de Suelos. S.R.H., México, 1970.
- 9.- Juárez Badillo E.; Tamez, Enrique; Habib, Pierre y Ma-- yer, Armand "Seminario sobre Mecánica de Rocas y Suelos". Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1963.

- 10.- Papadakis, Michel. "La inyectabilidad de lechadas y morteros de cemento". S.R.H., México, 1964.
- 11.- Cambefort, H. "Inyección de Suelos". Ed. Omega, Barlona, 1968.
- 12.- Cambefort, H. "Algunos aspectos de la inyección en los suelos". Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1961.
- 13.- Instrucciones sobre las operaciones de inyectado de una roca de cimentación. Consultivo Técnico, S.R.H., México, 1963.
- 14.- Escamilla, J. M. "Tratamientos de consolidación e impermeabilización de suelos y rocas. Técnicas de Diseño, -- Construcción y Control". Solum, S.A., México, 1974.
- 15.- Higuera Gil, S. "Inyectado de aluviones en cimentaciones para cortinas de materiales graduados". S.R.H., México, 1976.
- 16.- Higuera Gil, S. "Estudio de mezclas de inyectado en el laboratorio y algunas de sus aplicaciones". S.R.H., México, 1976.
- 17.- Peurifoy, R. L. "Métodos, Planeamiento y Equipos de -- Construcción". Ed. Diana, México, 1978.
- 18.- S.R.H., C.F.E., U.N.A.M. "Comportamiento de presas construidas en México". México, 1976.

19.- S.R.H. "Presas de México". Tomos I y II, México, 1969.