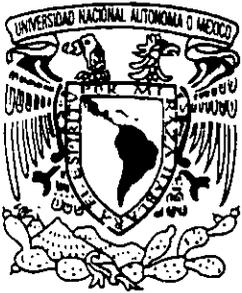


7



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

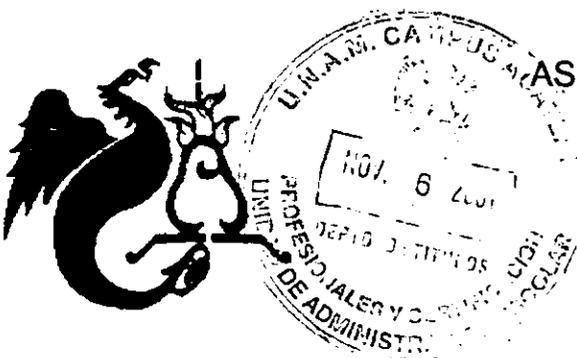
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

"ESTABILIZACION DE SUELOS POR MEDIO DE INYECCIONES DE LECHADA EN LA CIMENTACION DE PRESAS".

299071

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
NOEL CHAVEZ TOVAR

ASESOR: ING. CELSO BARRERA CHAVEZ



SANTA CRUZ ACATLAN, EDO DE MEXICO. NOVIEMBRE 2001



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.



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**

SR. NOEL CHÁVEZ TOVAR

ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

P R E S E N T E

En atención a su solicitud presentada con fecha de 6 de marzo de 2000, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ESTABILIZACIÓN DE SUELOS POR MEDIO DE INYECCIONES
DE LECHADA EN LA CIMENTACIÓN DE PRESAS"**

- I. DESCRIPCIÓN DEL SUELO Y MACIZOS ROCOSOS
- II. INESTABILIDAD DE SUELOS Y MACIZOS ROCOSOS
- III. PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACIÓN Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DEFINIR EL SITIO DE UBICACIÓN DE LA CORTINA Y SUS POSIBLES TRATAMIENTOS
- IV. TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES
- V. TRATAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES POR MEDIO DE INYECCIONES DE LECHADA
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. CELSO BARRERA CHÁVEZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

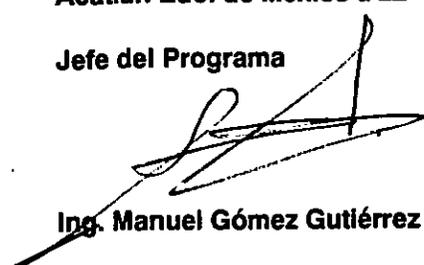
Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.

" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "

Acatlán Edo. de México a 22 de octubre del 2001

Jefe del Programa


Ing. Manuel Gómez Gutiérrez



**ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA**

*Agradezco a la **UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO** y a todos los Profesores que me transmitieron sus conocimientos, durante mi vida académica, pues a ellos debo mi formación y alcanzar esta meta tan importante en mi vida..*

*Gracias a mi asesor, el **Ing. Celso Barrera Chávez**, pues sin su orientación no se hubiera logrado este objetivo.*

*Gracias a mis Profesores de seminario de tesis, el **Ing. Agustín Valera Negrete** y al **Ing. Leonardo Alvarez León**, por su paciencia y dedicación al orientarme sobre este trabajo.*

Gracias a mis compañeros y amigos, pues apoyándonos mutuamente podremos conquistar, este objetivo tan deseado en nuestra formación como Universitarios..

*Dedico este trabajo a mis **Padres**, ya que sin su amor y apoyo no hubiera podido realizar esta meta, pues ellos forman gran parte de ella. "**Gracias Papás**".*

*Dedico esta tesis a mis hermanos **Gerardo, Ruth, José Nicandro, María Judith y Efrén**, a quienes les agradezco haberme mostrado el camino con su ejemplo y dándome los mejores consejos.*

*Dedico este esfuerzo a mis sobrinos **Rodrigo y Carlos**, pues se que dentro un tiempo ellos también podrán realizar todas la metas que se fijen.*

**“ESTABILIZACIÓN DE SUELOS POR MEDIO DE
INYECCIONES DE LECHADA EN LA
CIMENTACIÓN DE PRESAS”.**

“ESTABILIZACIÓN DE SUELOS POR MEDIO DE INYECCIONES DE LECHADA EN LA CIMENTACIÓN DE PRESAS”.

INTRODUCCION

CAPITULO I.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO Y MACISOS ROCOSOS

Pág

I.1. DEFINICION DE SUELO Y SU ORIGEN.....	1
I.1.1. Agentes físicos.	
I.1.2. Agentes químicos.	
I.1.2. Agentes orgánicos	
I.2. PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS.....	2
I.2.1. Gravas.	
I.2.2. Arenas.	
I.2.3. Limos.	
I.2.4. Arcillas.	
I.2.5. Caliche.	
I.2.6. Diatomita.	
I.2.7. Gumbo.	
I.2.8. Tepetate.	
I.3. DEFINICION DE ROCA.....	6
I.4. TIPOS DE ROCAS.....	6
I.4.1. Rocas Ígneas.	
I.4.2. Rocas Sedimentarias.	
I.4.3. Rocas Metamórficas.	
I.5. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS Y ROCAS.....	9
I.5.1. Tensión superficial.	
I.5.2. Tensión Capilar.	
I.5.3. Permeabilidad.	
I.5.4. Flujos laminar y turbulento.	
I.5.5. Ley de Darcy.	
I.5.6. Compresibilidad de suelos.	
I.5.7. Condiciones de falla de suelos.	
I.5.8. Resistencia al esfuerzo cortante en suelos.	
I.5.9. Porosidad de rocas.	
I.5.10. Permeabilidad en rocas.	
I.5.11. Compresibilidad en rocas.	

CAPITULO II.

INESTABILIDAD DE SUELOS Y MACIZOS ROCOSOS.

II.1. INESTABILIDAD DE SUELOS.....	14
II.1.1. Suelos Friccionantes.	
II.1.2. Suelos Cohesivos.	
II.1.3. Suelo Limoso.	
II.1.4. Suelo Arcilloso.	
II.1.5. Mezcla de Suelos.	
II.2. INESTABILIDAD EN ROCAS.....	16
II.2.1. Fracturamiento y Agrietamiento.	
II.2.2. Influencia del Contenido de Agua en Rocas.	
II.2.3. Cavernas, Desmoronamientos y Hundimientos.	
II.3.4. Alteración y Alterabilidad.	
II.3.5. Masas Rocosas.	

CAPITULO III.

PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACIÓN Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DEFINIR EL SITIO DE UBICACIÓN DE LA CORTINA Y SUS POSIBLES TRATAMIENTOS.

III.1. EXPLORACIONES.....	21
III.2. POZOS DE PRUEBA, ZANJAS Y TÚNELES.....	21
III.2.1. Pozos de prueba.	
III.2.2. Zanjas.	
III.2.3. Túneles.	
III.3.SONDEOS.....	23
III.3.1. Sondeos con Barrenos.	
III.3.2. Métodos Geofísicos.	
III.4.-MUESTREO.....	29
III.4.1. Muestras alteradas.	
III.4.2. Muestras relativamente inalteradas.	
III.5. REGISTRO DE LAS EXPLORACIONES.....	34
III.5.1. Identificación de los barrenos.	
III.5.2. Formas de registro.	
III.5.3. Descripción de los suelos.	
III.5.4. Descripción de los corazones de roca.	
III.6. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	37
III.6.1. Pruebas de campo para determinar la permeabilidad.	
III.6.2. Pruebas para determinar la densidad en el lugar.	
III.6.3. Pruebas de Laboratorio en los Suelos.	
III.6.4. Prueba de Consolidación.	

- III.6.5. Prueba de Compresión Simple.
- III.6.6. Prueba de Compresión Triaxial.
- III.6.7. Pruebas de laboratorio de los materiales para enrocamiento y para agregados para concreto.
- III.6.8. Índice de calidad de las rocas, RQD.
- III.6.9. Ensayos de deformabilidad.
- III.6.10. Ensayos de Corte.

CAPITULO IV. TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES.

IV.1. TRATAMIENTO DE GRIETAS. (GENERALIDADES).....	59
IV.2. TIPOS DE TRATAMIENTOS.....	60
IV.2.1. Medios inyectables.	
IV.2.2. Fundamentos Teóricos.	
IV.2.3. Normas Generales.	
IV.3. TAPETES Y PANTALLAS.....	68
IV.3.1 Tapetes.	
IV 3.2. Pantallas.	
IV.4. PRESIONES DE INYECTADO.....	73
IV.4.1. Inyecciones a Presión.	
IV.4.2. Experiencias en la Aplicación de la Presión en las Inyecciones.	

CAPITULO V. TRATAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES POR MEDIO DE INYECCIONES.

V.1. PRODUCTOS INYECTABLES.....	77
V.1.1. Características de los morteros.	
V.1.2. Morteros de inyección en estado líquido.	
V.1.3. Morteros de inyección inestables.	
V.1.4. Morteros de inyección estables.	
V.2. METODOS DE INYECCIÓN.....	87
V.2.1. Lavado de las fisuras.	
V.2.2. Inyección de fisuras muy abiertas.	
V.2.3. Inyección de fisuras finas.	
V.2.4. Material de Inyección e Instalaciones de Obra.	
V.2.5. Ejemplo de tratamiento a base de inyecciones en la Presa "Boca de tesoreo".	

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

GLOSARIO

INTRODUCCIÓN.

Los suelos y rocas a través del tiempo han presentado problemas de inestabilidad en la construcción de presas, esto debido a fenómenos de la naturaleza como son el sol, el agua, el viento, los glaciares, agentes químicos como la oxidación, carbonatación e hidratación, dichos fenómenos son los responsables de su origen y formación.

Entre los suelos que el Ingeniero se encuentra tenemos: A los suelos friccionantes o arenosos los cuales representan un buen apoyo para las cimentaciones, mientras se encuentren lejos del agua.

Los suelos cohesivos, por ser expansivos suelen ocasionar serios problemas en edificaciones, creando empujes sobre ellas, si no se prevé a tiempo esta situación.

En cambio los suelos limosos al ser sometidos a cargas ligeras se comprimen, lo que ocasiona serios problemas de asentamiento para las estructuras, que se encuentran sobre este tipo de terreno.

Los suelos arcillosos tienen un funcionamiento curioso tienden a absorber agua y esto los hace expandirse y ocasionar empujes a las estructuras, pero al ser sometidos a cargas si el agua encuentra salida, este suelo arcilloso tiende a comprimirse, ocasionando asentamientos a largo o corto plazo, habiendo hundimientos en edificaciones que se encuentran sobre este tipo de suelos.

Sin embargo si existe una combinación de estos suelos como por ejemplo: limo, arcilla con arena y se logra tener una buena compactación se obtiene un suelo firme y de baja compresibilidad.

En las rocas encontramos fenómenos como deformaciones, fracturamientos y agrietamientos, dichos fenómenos se pudieron presentar durante su formación, o debidos a agentes físicos y químicos, por otra parte el hombre también es causante de estos fenómenos debido al uso de explosivos.

Es de gran importancia conocer bien el sitio donde se va a realizar la construcción de la cimentación de la presa, clasificación del suelo y/o roca, características físicas, hidráulicas y mecánicas, para ver que problemas nos presenta dicho sitio y qué tratamiento es el más adecuado para llevarlo a cabo.

Para este fin es necesario realizar exploraciones y obtener muestras representativas de suelos y de rocas.

Para realizar estos trabajos sean usado métodos como: Pozos de Prueba, zanjas Y túneles, los cuales nos proporcionan la más completa información del terreno y permiten el examen de la superficie de la roca de cimentación.

Para zonas inaccesibles o bien muy costosas de explorar con los métodos anteriores, se hacen perforaciones extrayendo muestra de suelo y/o corazones de rocas.

Estas perforaciones se utilizan para la determinación de permeabilidad, sondeos eléctricos y en algunos casos fotografiar grietas con cámaras especiales.

Se utilizan barrenas helicoidales de 3 pulgadas (7.62 cm) a 16 pulgadas (40.64 cm) de diámetro, barrenas de disco de 42 pulgadas (106.68 cm) de diámetro y barrenas de cucharón de hasta 48 pulgadas (121.92 cm) de diámetro, para realizar agujeros, haciendo girar la barrena hasta la profundidad deseada dentro del suelo, sacándola y extrayendo el suelo para su examen y muestreo.

En la obtención de corazones de roca se utilizan perforadoras rotatorias con broca de diamante y un sistema de alimentación hidráulica o de tornillo, se pueden extraer muestras de corazones de 2 1/8 (5.40 cm), 1 1/5 (3.05 cm), 1 1/8 (2.86 cm) y 7/8 (2.22cm) de pulgada de diámetro. Dependiendo de la dureza del material la perforadora de diamante puede usarse con una variedad de brocas para la perforación.

Existe una gran variedad de equipos rotatorios de perforación que varían de los muy versátiles a los muy especializados, desde los muy ligeros y transportables a las plantas estacionarias.

Los barrenos para pruebas de penetración estándar, son utilizados para obtener muestras representativas moderadamente alteradas para la identificación de suelos y para registrar la resistencia del suelo a la penetración del muestreador.

Los métodos geofísicos son otra alternativa de exploración que se ha utilizado para determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo, son rápidos, permiten tratar grandes áreas pero no proporcionan información definitiva para proyectos en lo que a la mecánica de suelos se refiere.

En el presente trabajo se tratará más a fondo los métodos de exploración y la maquinaria requerida para estos.

Un punto muy importante es la extracción de muestras alteradas e inalteradas y corazonces de rocas, para la realización de pruebas de campo y de laboratorio y así conocer las propiedades hidráulicas, mecánicas y condiciones en que se encuentra el sitio del proyecto y tener la información correcta y suficiente para elegir el método más adecuado para el tratamiento del sitio donde se hará el proyecto.

En el presente trabajo se tratarán los procedimientos para realizar las pruebas de campo y laboratorio a las muestras obtenidas, requeridas para la obtención de la información necesaria para hacer la elección correcta del tratamiento más adecuado para el sitio a proyectar.

A continuación se mencionan las pruebas consideradas en el trabajo a desarrollar: Pruebas para determinar la permeabilidad, pruebas para determinar la densidad en el lugar, prueba de resistencia de suelos y rocas, así como pruebas de deformación.

En laboratorio se llevan a cabo pruebas de granulometría, humedad, límites de Atterberg, peso específico, compactación Proctor, densidad relativa, pruebas de consolidación, pruebas de compresión simple, pruebas de compresión triaxial.

En las rocas las pruebas más usuales son las pruebas de peso específico y absorción, abrasión, resistencia al intemperismo, índice de calidad de las rocas (RQD), ensayos de deformabilidad, ensayos de corte.

Para el tratamiento de cimentaciones en presas se lleva a cabo un análisis cuidadoso para determinar los requisitos mínimos de tratamiento, el cual se basa en la información geológica y topográfica.

En presas es común que al preparar la superficie de sustentación del núcleo impermeable que aparezcan dos posibilidades de grietas.

- a) Grietas finas, sin relleno visible normalmente producidas por el uso de explosivos en las excavaciones.
- b) Grietas anchas o zonas fracturadas, con rellenos diversos, que son de origen tectónico, en la mayoría de los casos, o producidos por el relajamiento de esfuerzos de las paredes del cañón o debido a condiciones de estabilidad precaria de la masa rocosa.

Las grietas finas son tratadas con enlucidos o capas de morteros o simple aplicación de lechada. Cuando las grietas son prominentes y tienen rellenos permeables, es conveniente efectuar una limpieza, con agua a presión, estas grietas se rellenan de mortero con cuchara o proyectado a presión.

La técnica de inyección consiste en hacer penetrar un fluido en la masa rocosa de forma que fragüe en las grietas y fisuras desplazando el aire o el agua en ellas existente, consiguiendo el principal objetivo que es reducir la permeabilidad de la roca y/o aumentar la capacidad de carga del subsuelo.

Las inyecciones en rocas normalmente requieren el empleo de una lechada constituida de cemento y agua, sin embargo se puede añadir a estas arena, arcilla, polvo de roca y otros materiales inertes con objeto de reducir el costo del tratamiento, esto es usual cuando las fisuras son suficientemente grandes como para absorber grandes cantidades de lechada.

Para hacer penetrar estos materiales en las fisuras más finas es necesario que la lechada contenga una cantidad grande de agua muy superior a la necesaria para provocar la hidratación del cemento.

En la aplicación de inyección se requieren elevadas presiones, no sólo para hacer penetrar la lechada en fisuras finas si no también para expulsar el exceso de agua y asegurar un producto de fraguado de resistencia adecuada.

La presión aplicada para la inyección depende del estado tensional de la roca en el instante de la inyección y como éste no es conocido, no se sabe con certeza la magnitud de la presión a utilizar.

Por tal motivo se realizan ensayos de rotura por presión hidráulica con el fin de estimar la presión de trabajo adecuada. En estos ensayos se bombea agua al interior de la roca durante períodos fijos, a presiones cada vez mayores; mientras la cantidad de agua sea tal que se esté produciendo una filtración laminar, la relación entre agua aceptada y la presión viene determinada por una línea recta cuando en esta línea hay un aumento en la pendiente, indica que se ha producido una fracturación.

Las inyecciones pueden clasificarse según el fin que se persiga en: De sellado y de consolidación. En el uso de las primeras se intenta llenar las grietas, los conductos de disolución o los huecos mayores de un aluvión, según sea el caso. Las segundas persiguen el objetivo de disminuir la compresibilidad, llenando fisuras de la roca con mezcla resistente, aplicada a alta presión.

El objetivo del presente trabajo es mostrar las alternativas de tratamiento por medio de la inyección de lechadas para terrenos que servirán de sustentación a presas, obteniéndose capacidad de carga y baja permeabilidad.

Estas alternativas dependerán como se verá más adelante del tipo y estado en que se encuentre el suelo y/o roca, con la que se tenga que tratar.

En el presente trabajo se describirán los diferentes procedimientos de inyección, así como las características de los productos inyectables y el equipo necesario para llevar a cabo los trabajos.

CAPITULO I.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO Y MACISOS ROCOSOS.

Objetivo Específico.

Conocer los diferentes tipos de suelos y rocas estableciendo sus características físicas, mecánicas e hidráulicas.

I.1. DEFINICION DE SUELO Y SU ORIGEN.

Suelo es una delgada capa en comparación de los espesores de las demás capas de la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de la actividad de los seres vivos que sobre ella se asientan.

Los suelos que provienen de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas presentan características diferentes si la alteración es física o química. Y así cuando el efecto alterativo de las rocas se lleva a cabo por un medio físico, se produce un suelo con la misma composición de ellas. Cuando es de efecto químico el proceso por medio del cual se produce el suelo, la constitución mineralógica de él es diferente a los que poseía la roca madre.

I.1.1. AGENTES FÍSICOS.

Los cambios en las rocas son producidos por agentes físicos entre los cuales se tiene: el sol, el agua, el viento, y los glaciares.

El sol al actuar sobre las rocas calienta más su exterior que su interior provocando diferencias de expansión que generan esfuerzos muy fuertes, los cuales dan como resultado un rompimiento de la capa superficial y el desprendimiento de la misma. A este proceso se le conoce como exfoliación y cambia de carácter en diferentes localidades, a distintas alturas sobre el nivel del mar y en las diversas épocas de cada año, y con cada tipo de roca.

El agua en movimiento es un importante elemento de erosión al arrastrar los fragmentos angulosos de las rocas y provocar la fricción de unos con otros haciéndolos redondeados como los cantos rodados de los ríos. El agua también deja sentir sus efectos cuando, en forma de lluvia, cae en las superficies pétreas, llena sus cavidades, abre grietas y tiende a llenar los espacios huecos de las rocas; si entonces se congela, ejerce fuerte poder de fracturación en la roca que la encierra, y se produce la desintegración en un corto período de tiempo.

El viento es también otro factor que contribuye a la erosión del suelo, cuando arrastra arenas, como el caso de los médanos y los loess.

Los taludes de suelos arenosos también son afectados por la acción del viento que, al golpearlos continuamente, desprende las partículas y luego las acarrea.

Los glaciares que son depósitos de hielos en altas montañas, ejercen una gran acción abrasiva y de transporte de los materiales de la superficie de la tierra, siendo diferentes los efectos sobre la topografía según si sea glaciar de montaña que desciende lentamente por el barranco que rellena, o el glaciar continental que rebasa las montañas y colma los valles.

I.1.2. AGENTES QUÍMICOS.

De los agentes químicos podemos mencionar como principales: la oxidación, la carbonatación y la hidratación.

La oxidación es la reacción química que puede ocurrir en las rocas al recibir el agua de lluvia, ya que el oxígeno de aire, en presencia de humedad, reacciona químicamente produciéndose el fenómeno de oxidación, principalmente si las rocas contienen hierro como se puede observar por el color pardo rojizo de algunas afloraciones.

La carbonatación es el ataque que el ácido carbónico [anhídrido carbónico (CO₂) y agua (H₂O)] efectúa sobre las rocas que contienen hierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Así, las rocas ígneas, que en su mayoría contienen dichos elementos, pueden ser descompuestas de esa manera.

La hidratación es la acción y efecto de combinar un cuerpo con agua para formar hidratos, o sean compuestos químicos que contienen agua en combinación. El agua se absorbe y se combina químicamente formando nuevos minerales.

I.1.2. AGENTES ORGÁNICOS

Los restos de la vegetación y otros restos orgánicos, al ser descompuestos por la acción de los micro-organismos para su propia nutrición, dejan como residuo partículas finas de tamaño coloidal denominadas humus. El humus se mezcla en diferentes proporciones con las partículas minerales formándose de esa manera los suelos orgánicos.

I.2. PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS.

De acuerdo con el origen de sus elementos los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas, es decir los suelos inorgánicos, y suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó, da origen a suelo residual, en caso contrario forman un suelo transportado, cualquiera que haya sido el agente transportador, (por gravedad: talus; por el agua: aluviales o lacustres; por el viento: eólicos; por los glaciares; Depósitos glaciales).

En cuanto a los suelos orgánicos, ellos se forman casi siempre in situ. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición es tan alta, con relación a la cantidad de suelo inorgánico, que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas.

Los suelos más comunes para el ingeniero civil son los siguientes:

I.2.1. GRAVAS.

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas.

I.2.2. ARENAS.

La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes a la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro.

Las arenas son materiales que estando limpias, no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi instantáneamente.

1.2.3. LIMOS.

Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta.

1.2.4. ARCILLAS.

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada, con sus átomos dispuestos en forma laminar.

Hay dos tipos clásicos de láminas, uno de ellos del tipo silícico y el otro del tipo aluminico.

La lámina del tipo silícico es la que está formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno, arreglándose el conjunto en forma de tetraedro. Estos tetraedros se agrupan entre sí formando una unidad hexagonal la cual se repite indefinidamente constituyendo una redícula laminar. La unión entre cada dos tetraedros se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno. (Fig. 1.1)

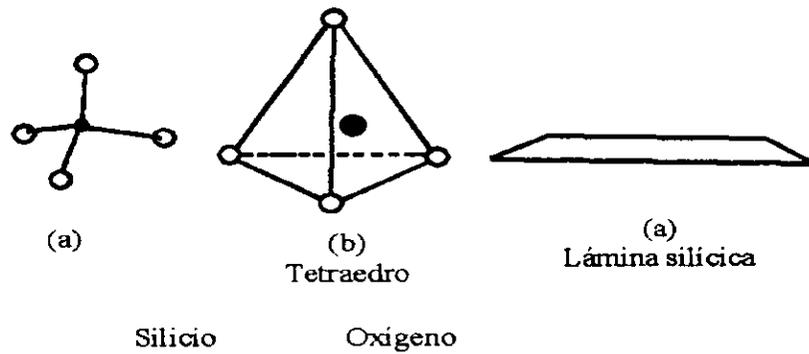


Fig. 1.1.

La lámina del tipo aluminico está formada por un átomo de aluminio rodeado de seis átomos de oxígeno y de hidrógeno, arreglándose el conjunto en forma de octaedro los cuales se agrupan entre sí mediante un átomo común de oxígeno, repitiéndose la formación indefinidamente y dando como resultado una redícula laminar aluminica. (Fig. 1.2.)

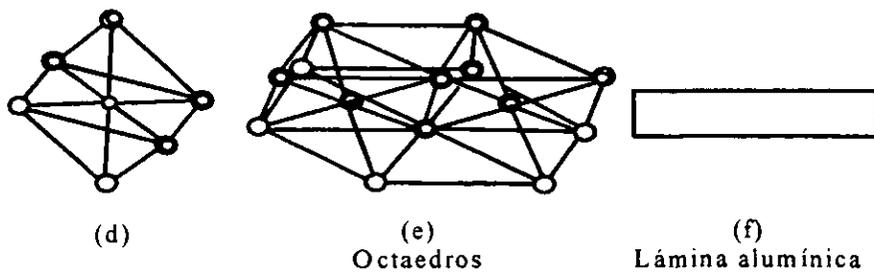
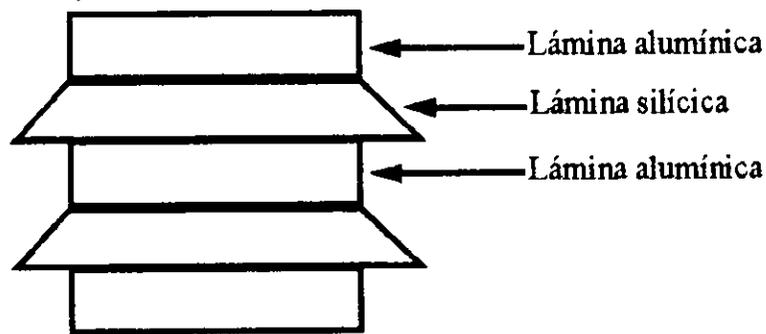


Fig.1.2.

De acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos que son:

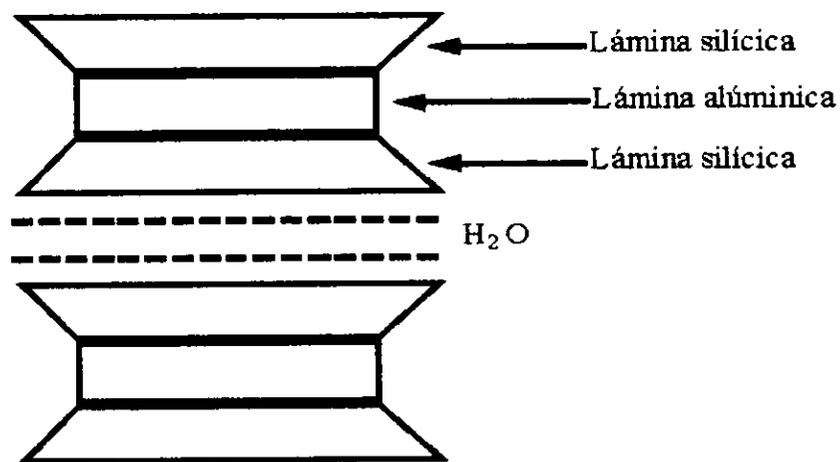
El caolinitico que procede de la carbonatación de la ortoclasa. Las arcillas caoliniticas están formadas por una lámina silica y una lámina aluminica superpuestas indefinidamente y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua en ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce, desde luego, a que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua. (Fig.1.3.)



Arcilla caolinitica

Fig. 1.3.

El montmorilonitico está formado por la superposición indefinida de una lámina aluminica entre dos láminas silicas, pero con una unión débil entre sus retículas lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas en contacto con el agua sufren fuerte expansión provocando inestabilidad en ellas. (Fig. 1.4)



Arcilla montmorilonitica

Fig. 1.4.

El ílitico es el que da por resultado de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmoriloniticas, pero con la tendencia a formar grumos, por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua y por lo mismo no son tan expansivas como arcillas montmoriloniticas. (Fig. 1.5.)

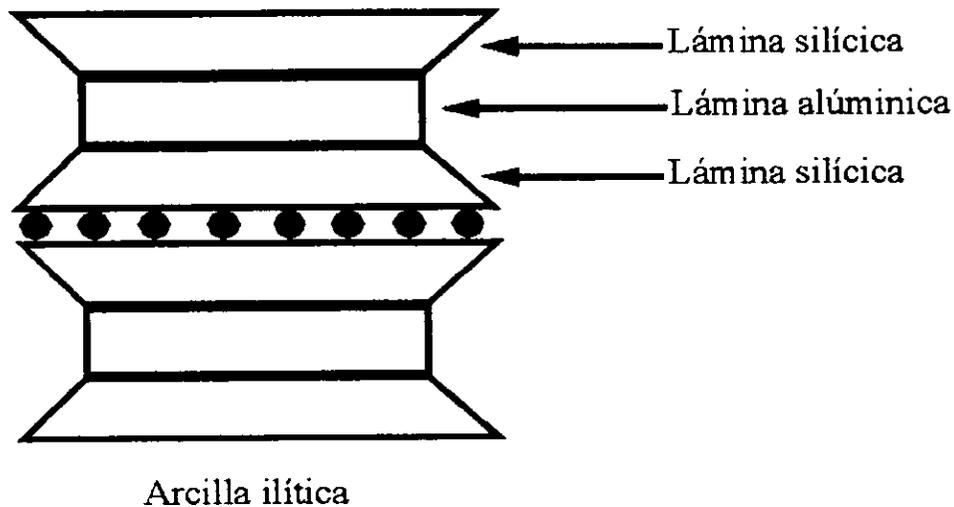


Fig. 1.5.

En general las arcillas, ya sean caoliníticas, montmoriloníticas o ilíticas, son plásticas se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente.

1.2.5. CALICHE.

Son estratos de suelo cuyos granos se encuentran cementados por carbonatos calcáreos. Parece ser que este tipo de suelos es formado en climas semi-áridos.

1.2.6. DIATOMITA.

Las diatomitas son depósitos de polvo silíceo, de color blanco generalmente, compuesto total o parcialmente por residuos de diatomeas. Las diatomeas son algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce presentando las paredes de sus células características silíceas.

1.2.7. GUMBO.

Es un suelo arcilloso fino, generalmente libre de arena y que parece cera a la vista, es pegajoso, muy plástico y esponjoso. Es un material difícil de trabajar.

1.2.8. TEPETATE.

Es un material de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio.

La mayoría de las veces el tepetate debe su origen a la descomposición y alteración, por intemperismo, de cenizas volcánicas basálticas.

I.3. DEFINICION DE ROCA.

En un sentido amplio, las rocas son agregados de minerales, el término roca significa firme coherente, o sustancias consolidadas que normalmente no se pueden excavar valiéndose únicamente de métodos manuales.

I.4. TIPOS DE ROCAS.

De acuerdo a su origen las rocas se agrupan en tres clases importantes: en ígneas, sedimentarias y metamórficas.

I.4.1. ROCAS ÍGNEAS.

Son rocas que se han solidificado de una masa fundida llamada magma, dentro de la tierra (rocas intrusivas), o de lava cuando han sido expulsadas sobre la superficie de la tierra (rocas extrusivas).

Las rocas ígneas deben la variación de sus características importantes a las diferencias de composición química de la masa fundida original y a diferencias de las condiciones físicas en las que la masa fundida solidifica.

Los diques son cuerpos ígneos tabulares, que comúnmente están incrustados formando un ángulo con los planos que definen la posición de las formaciones vecinas. Las láminas intrusivas son cuerpos semejantes que se han introducido en una posición paralela a los planos de sedimentación de las rocas que las rodean.

Las masas muy grandes irregulares de rocas ígneas intrusivas que cubren muchas millas cuadradas de área se llaman batolitos. Las masas de rocas ígneas intrusivas incluyen las corrientes de lava y deyecciones volcánicas.

Las corrientes de lava son el resultado de la solidificación de la lava que ha salido por las fisuras de la corteza terrestre, o que ha sido vertida. Estas corrientes son la forma más común en que se presentan las rocas ígneas extrusivas. En la Fig. 1.6. se pueden observar las diferentes masas ígneas intrusivas.

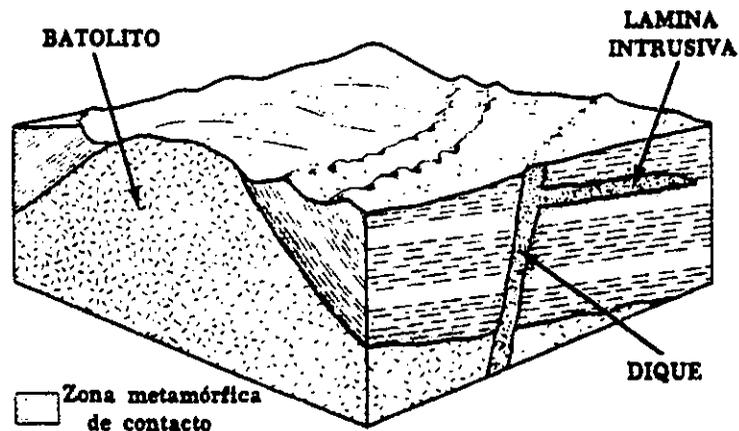


Fig.1.6. Masas ígneas intrusivas.

Textura	Composición		
	Rocas ácidas (con más de 50% de sílice)		Rocas básicas (con menos de 50% de sílice)
	Minerales de color claro, predomina principalmente feldespato		Predominan los minerales de color oscuro
	Cuarzo abundante	Poco o sin cuarzo	sin cuarzo-abundantes feldespatos, anfíbol, piroxeno y plagioclasa
Grano grueso (Cristales minerales fácilmente visibles a simple vista)	Granito	Diorita	Galero
Grano fino (Cristales minerales generalmente invisibles a simple vista)	Riolita	Andesita	Basalto
Vítrea	Obsidiana, retinita, pómez		

Tabla 1. Rocas Ígneas Comunes.

1.4.2. ROCAS SEDIMENTARIAS.

Son las que se derivan de la descomposición de otras expuestas en la superficie. Los sedimentos o productos de destrucción se acumulan en las partes bajas donde sufren consolidación o cementación.

Las rocas sedimentarias están formadas por masas en forma de capas de sedimento, que han endurecido por cementación, compactación o recristalización incipiente.

El material inorgánico que entra en la composición de la mayor parte de las rocas sedimentarias proviene de la desintegración y descomposición de rocas preexistentes ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Este material es acarreado de su posición original por el agua, el viento, o glaciares, en forma de partículas sólidas o de sales disueltas. Las partículas de roca al precipitarse de las suspensiones producen depósitos clásticos o fragmentarios. Por reacciones químicas, las sales disueltas se hacen insolubles y forman sedimentos por precipitación, o por evaporación del medio acuoso forman evaporitas.

El material orgánico que entra en la composición de un muy pequeño porcentaje de la masa total de rocas sedimentarias, es el resultado de las actividades de las plantas y animales, ya sea directa o indirectamente.

Con relación al origen, los sedimentos pueden clasificarse como clásticos, químicos y orgánicos. Los sedimentos clásticos o fragmentarios incluyen la grava, la arena, el limo y la arcilla, que se diferencian por las dimensiones de las partículas y por sus características de plasticidad. Todas las clases de materiales contribuyen a la formación de materiales clásticos.

Los sedimentos depositados químicamente y los orgánicos se clasifican en función de su composición química.

La conversión de los sedimentos en rocas, que algunas veces se llama litificación, se lleva a cabo por una combinación de los procesos siguientes:

Compactación. En el cual las partículas minerales de la roca se aproximan entre sí por la presión de los materiales superyacentes, como la conversión de la arcilla en arcilla laminar y la conversión de turba en carbón de piedra.

Cementación. Es el proceso por el cual los materiales porosos se unen entre sí por minerales precipitados de la solución acuosa, como el bióxido de silicio (cuarzo), carbonato de calcio (calcita), y los óxidos de hierro (limonita y hematita).

Recristalización. Por el cual una roca que tiene una estructura de cristales entrelazados o granos, como la caliza cristalina, se desarrolla por el crecimiento continuo de los granos minerales en un sedimento o por el desarrollo de nuevos minerales del agua. En la siguiente tabla se muestran las rocas sedimentarias más comunes.

Tipo	Sedimentos	Roca
Clásticas o fragmentarias	Gruesos (grava) Medios (arena) Finos (limo y arcilla)	Conglomerado Arenisca y arcillas laminares Lutita
	Gruesos (escoria) Finos (ceniza)	Aglomerado Toba
Precipitados químicos y evaporitas	Carbonato de calcio (CaCO ₃)	Caliza
	Carbonato de calcio y de magnesio [Ca (Mg, Fe) (CO ₃)]	Dolomita
	Bióxido de silicio (SiO ₂)	Pedernal
	Sulfato de calcio (CaSO ₄ 2H ₂ O) (CaSO ₄)	Yeso, anhidrita
Orgánicas	Cloruro de sodio (NaCl)	Sal de Roca
	Carbonato de calcio (restos animales) Carbón (restos de plantas)	Coquina y algunas rocas coralíferas, y tiza Carbón de piedra

Tabla 2. Rocas Sedimentarias Comunes.

1.4.3. ROCAS METAMÓRFICAS.

Las rocas metamórficas son el producto de la alteración de los minerales originales, por el calor, la presión y las fuerzas cortantes, cuando éstos son suficientes para reorientar dichos minerales y cambiar la forma de la masa de roca, como si ésta fuera un plástico blando.

Son rocas que se forman de rocas ígneas o sedimentarias preexistentes, como resultado de un ajuste forzoso de estas rocas a medios diferentes de aquellos en que originalmente se formaron. Este ajuste puede consistir en la formación, dentro de la roca, de nuevas estructuras, texturas, o minerales, o de todos ellos.

La temperatura, la presión y los líquidos y gases químicamente activos son los principales factores involucrados en el metamorfismo.

Temperatura. El efecto del calor es doble: aumenta las cualidades disolventes de los fluidos y la descomposición, y cambio de los compuestos químicos. El calor puede ser también un índice normal de la profundidad a la que están enterradas las rocas. En este caso, el calor propio de la tierra produce el metamorfismo, y al proceso se le llama metamorfismo geotérmico.

Presión. Las fuerzas de compresión que acompañan la formación de las montañas y otras perturbaciones en la corteza terrestre son las principales responsables de las presiones a las que se

sujetan las rocas. Por efecto de estos movimientos pueden desarrollarse rocas en las que los cristales, granos y fragmentos de roca se aplanan y se alargan o pulverizan como resultado de la fuerza.

Líquidos y gases. El agua es al mismo tiempo el líquido y el gas más importante en el metamorfismo. Bajo el efecto de la presión y el calor, el agua se convierte en un poderoso agente químico. Actúa como solvente, provoca la recristalización y toma parte en la composición de los minerales en los que es esencial. En la tabla No. tres se muestran las rocas metamórficas comunes.

FOLIADAS		
Textura	Roca	Características
De grano grueso	Neis	Rayadas o listadas; Imperfectamente Foliadas
De grano medio	Esquisto	Bien foliadas; se separan en pedazos Fácilmente; generalmente ricas en mica
De grano fino	Pizarra	Se separan fácilmente en hojas lisas
NO FOLIADAS O MACIZAS		
Mineral que contienen	Roca	Características
Principalmente cuarzo Principalmente clacita (o dolomita) Principalmente silicato hidratado de magnesio	Cuarzita Mármol Algunos tipos de serpentinas	Duras y quebradizas Bastante blandas, verdes

Tabla 3. Rocas Metamórficas comunes.

1.5. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS Y ROCAS.

1.5.1. TENSION SUPERFICIAL.

La humedad en los suelos y en las rocas porosas se puede presentar en dos formas: como la película de agua absorbida que recubre los granos y como agua libre que ocupa total o parcialmente los poros o vacíos entre los granos. Si el agua ocupa la totalidad de los poros el suelo está saturado y se dice que la humedad tiene continuidad; si el agua ocupa parcialmente los poros la humedad es discontinua y forma cuñas de agua entre los granos adyacentes y una película de humedad alrededor de ellos. La superficie de separación entre el aire y el agua en los poros, es parcialmente importante. La atracción molecular del agua está desequilibrada en esta superficie de separación y da lugar a la tensión superficial, que es una fuerza que actúa paralelamente a la superficie del agua y en todas direcciones, similar a la tracción que se produce en una membrana de goma cuando se le estira fuertemente.

Fenómenos de la tensión superficial. La tensión superficial actuando en los poros del suelo comprime la estructura del mismo y hace que el volumen se reduzca. Por ejemplo una muestra seca absorberá agua rápidamente y a menudo se desintegrará; la tensión superficial es parcialmente responsable de este fenómeno. La arena seca se va entre los dedos si se trata de formar una bola con ella; pero si está húmeda se pegarán los granos y será fácil formar la bola. La tensión de la película de humedad entre los granos es responsable de esta resistencia que ha adquirido con la humedad. Si la arena húmeda se sumerge en agua, la fina película de humedad se pierde y la arena volverá a correr entre los dedos.

1.5.2. TENSIÓN CAPILAR.

La tensión capilar se representa como una fuerza en la superficie de separación entre el aire y el agua, que actúa paralelamente a la superficie del agua; su magnitud es alrededor de 21°C , y aumenta o disminuye según disminuya o aumente la temperatura. La fuerza provoca que se extienda la superficie de separación aire-agua, ésta se estirará formando una superficie curva que se llama menisco y se producirán esfuerzos de tensión en el agua. A este esfuerzo se le llama tensión capilar se puede calcular en un tubo cilíndrico considerando la fuerza desarrollada por el menisco estirado.

Las intercomunicaciones entre los vacíos o poros del suelo forman tubos capilares irregulares, pero definidos. La tensión máxima que puede desarrollarse variará de un punto a otro, dependiendo del diámetro del poro y del grado de saturación.

Si la masa de suelo está completamente saturada e inundada, la superficie de separación entre aire y agua desaparece y la tensión capilar se reduce a cero. Cuando un suelo saturado se expone al aire libre, se desarrolla tensión capilar tan pronto como la evaporación produce meniscos en la superficie.

1.5.3. PERMEABILIDAD.

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos que permiten el paso del agua. Como tales vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas, y en todos los materiales de construcción no metálicos, comprendidos el granito sano y la pasta de cemento, dichos materiales son permeables.

La existencia de huecos en la masa del suelo constituyen, pasajes por los que el agua se puede mover. Estos huecos son de tamaño variable, y las trayectorias son tortuosas e interconectadas.

Al movimiento del agua se le llama filtración; su medida se llama permeabilidad; y el factor que relaciona la permeabilidad a las condiciones unitarias se le llama coeficiente de permeabilidad, k , que representa la descarga a través del área unitaria con la pendiente hidráulica unitaria.

La circulación de agua a través de su masa obedece también aproximadamente a las leyes idénticas, de modo que la diferencia entre arena limpia y un granito sano es, en este concepto, solo una diferencia de magnitud.

La permeabilidad de un hormigón denso o de una roca sana puede tener importancia práctica, ya que el agua ejerce presión sobre el material poroso a través del cual circula, y esta presión, que se conoce con el nombre de presión de filtración, puede llegar a ser muy alta.

1.5.4. FLUJOS LAMINAR Y TURBULENTO.

El flujo turbulento se caracteriza por un movimiento caótico e irregular de las partículas del fluido y por las pérdidas de energía, que son aproximadamente proporcionales al cuadrado de la velocidad del flujo. Este tipo de flujo tiene lugar a velocidades relativamente altas, en conductos de gran diámetro, como los tubos que conducen agua aire. En el flujo laminar las partículas se mueven en forma suave y ordenadamente en la dirección del flujo y las pérdidas de energía son proporcionales a la velocidad. El flujo laminar tiene lugar a bajas velocidades, en conductos pequeños y es característico de todos los suelos, excepto las gravas más gruesas.

1.5.5. LEY DE DARCY.

Esta ley dió como resultado de un estudio del flujo del agua en los suelos que realizó Darcy con un aparato donde colocó una muestra de suelo de una longitud L y área transversal A en un tubo que ajustaba perfectamente la muestra y que tenía los extremos abiertos. A cada extremo del tubo se conectó un depósito de agua. La diferencia entre los niveles del agua en ambos depósitos era la distancia Δh . (Que es la pérdida de carga). Darcy encontró por los experimentos, que el gasto de agua q , en $\text{cm}^3/\text{seg.}$, era

directamente proporcional al área A, en cm² y a la relación $\Delta h/L$ (Que es el gradiente hidráulico que se designa con la letra "i"). Esta relación se expresa así.

$$q = kiA,$$

en la cual k es la constante de proporcionalidad y se le da el nombre de coeficiente de permeabilidad, que está dada en cm/seg. Esta fórmula es correcta siempre que el flujo sea laminar y es aplicable a todos los suelos más finos que las gravas y siempre que el gradiente hidráulico sea menor que 5.

El coeficiente de permeabilidad es una constante que expresa la facilidad con que el agua atraviesa un suelo. Ordinariamente se expresa en centímetros por segundo o pies por minuto.

En la mayoría de los suelos el valor de k depende de la dirección en que se produzca el movimiento del agua. El valor de k en dirección paralela a los lechos o planos de estratificación es generalmente de 2 a 30 veces mayor la dirección normal a dichos planos, debido a las capas de suelo con relativamente baja permeabilidad. En los depósitos de suelo con lentes de materiales gruesos permeables o finos impermeables, distribuidas irregularmente, la permeabilidad varía gradualmente de un punto a otro y es extremadamente difícil determinarla.

Los suelos y rocas en las cuales hay una orientación de partículas escamosas o en forma de placas, tienen más alta permeabilidad en dirección paralela a las caras alineadas que perpendicularmente a ellas.

En los suelos de baja permeabilidad y en la mayoría de las rocas, la permeabilidad de la masa está regida por las grietas y fisuras que existan en la misma.

Por otro lado, las vetas cementadas dentro de una formación predominantemente porosa hacen que la permeabilidad efectiva sea muy baja a través de las vetas.

1.5.6. COMPRESIBILIDAD DE SUELOS.

El fenómeno de la compresibilidad está asociado con los cambios de volumen de los huecos y sólo en muy pequeña proporción con cambios de partículas sólidas. Si los huecos están en gran parte llenos de aire, la adición de una carga sobre la masa del suelo resultará en compresión casi inmediatamente.

Por otra parte si los huecos están casi completamente llenos de agua, se producirá muy poca o ninguna compresión inmediatamente después de la aplicación de la carga, y solamente al drenar el agua de la masa del suelo tendrá lugar la consolidación.

Si el agua se puede drenar fácilmente de la masa del suelo, la consolidación puede tener lugar en un periodo relativamente corto, pero si el suelo es muy impermeable y la masa de suelo grande, la consolidación completa requerirá muchos años.

Terzaghi decía que la deformación o el movimiento lateral de un suelo blando, bajo un edificio, estaba impedida por la alternancia de estratos de suelos no deformables dentro de la masa de suelo. El preparó un ensayo de laboratorio donde se producía esto, usando una muestra de suelo que confinaba en un anillo y la cubría, por arriba y por debajo, con placas de material poroso, este aparato se llama consolidómetro. Para hacer el ensayo, se aplica a las placas una presión vertical para comprimir la muestra; esta presión se mantenía hasta que virtualmente cesara la compresión y entonces se aplicaba una presión mucho mayor. Esta operación se repetía hasta alcanzar el orden de presión a que el suelo estaría bajo la estructura. La compresión del suelo se mide en un cuadrante de media, con objeto de poder calcular la relación de vacíos correspondiente a cada uno de los esfuerzos producidos.

Los resultados se presentan en varias formas. La forma más simple es expresar la deformación vertical como una función de esfuerzo efectivo.

1.5.7. CONDICIONES DE FALLA DE SUELOS.

Los suelos, como la mayoría de los materiales sólidos, rompen por tracción o por corte. Las tensiones de tracción pueden causar la abertura de grietas que bajo algunas circunstancias de importancia

práctica, son indeseables o dañinas. Pero en la mayoría de los problemas de ingeniería solo la resistencia a rotura por corte merece ser considerada.

La rotura por corte comienza en un punto de una masa de suelo, cuando en alguna superficie que pasa por dicho punto alcanza una combinación crítica entre la tensión normal y la tangencial o de corte.

1.5.8. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS.

La idea de Coulomb consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos, según la Mecánica elemental.

Es sabido que si en un cuerpo sobre el que actúa una fuerza normal P ha de deslizarse sobre una superficie rugosa, se encuentra que la fuerza F , necesaria para ello, resulta proporcional a P , teniéndose:

$$F = uP$$

Donde u recibe el nombre de coeficiente de fricción entre la superficie en contacto.

Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de los planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma AA' , el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor σ , presión normal en el plano AA' , teniéndose:

$$F/A = s = \tau_{\text{máx.}} = \sigma \tan\phi$$

Automáticamente nace así una ley de resistencia, según la cual, la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante, τ , alcanza un valor s , tal que:

$$S = \sigma \tan\phi$$

La constante de proporcionalidad entre s y σ , $\tan\phi$, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al cual llamó "ángulo de fricción interna" y definió como una constante del material.

Coulomb, observó que el material arcilloso exhibe resistencia al esfuerzo cortante aún en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo. A este tipo de materiales Coulomb les asignó arbitrariamente otra fuente de resistencia al corte, a la cual llamó cohesión y la consideró también una constante de los materiales. Además Coulomb observó que en arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión normal exterior actuante sobre ellas y por lo tanto, en dichos materiales parecía existir solo cohesión, comportándose en definitiva como si en ellos $\phi = 0$. Por lo tanto la ley de la resistencia en estos suelos será:

$$S = c$$

Según Coulomb, los suelos presentan características mixtas entre las antes mencionadas; es decir, presentan, a la vez cohesión y fricción interna, por lo que puede asignárseles una ley de resistencia que sea una combinación de las anteriormente mencionadas. Esta ecuación, es conocida en mecánica de suelos con el nombre de Ley de Coulomb y se escribe de la siguiente manera:

$$S = c + \sigma \tan\phi.$$

Así estas dos primeras ecuaciones pueden verse como casos particulares de una ley más general.

1.5.9. POROSIDAD DE ROCAS.

Las rocas son materiales que presentan porosidad. Las rocas sedimentarias o ígneas extrusivas alcanzan valores de porosidad de 20 por ciento, mientras que las rocas ígneas intrusivas tienen una porosidad de 0.1 por ciento.

Las rocas muy porosas tienen oquedades equidimensionales, aproximadamente esféricas, como resultado de desprendimientos de gases durante el enfriamiento de la roca ígnea extrusiva o de disoluciones por agua meteórica.

Opuestamente, las rocas de porosidad reducida están surcadas por 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.

La porosidad de fisuración debida a la presencia de grietas, está directamente ligada a la resistencia a la compresión simple de la roca.

1.5.10. PERMEABILIDAD EN ROCAS.

La permeabilidad en las rocas es consecuencia de su fracturamiento o disolución; sin embargo, ciertas areniscas, tobas y conglomerados tienen una permeabilidad intrínseca no despreciable. En México, las rocas que presentan permeabilidad alta son las calizas cársticas y las formaciones volcánicas jóvenes que han sufrido un proceso muy rápido de enfriamiento.

Las tobas volcánicas que tienen estratos pumíticos o de arena poco cementada, la permeabilidad intrínseca de estas tobas puede ser elevada; su tratamiento es difícil y costoso.

1.5.11. COMPRESIBILIDAD EN ROCAS.

Los estudios se realizan en el sitio, abarcando superficies relativamente grandes para ensayar un volumen representativo de la masa y requieren dispositivos para aplicar esfuerzos elevados. Estos métodos se basan en la medición de deformaciones que ocurren en la roca por causa de un incremento en los esfuerzos producidos con gatos planos o mediante una cámara de presión. En ambos casos se realizan varios ciclos de carga y descarga, obteniéndose curvas de presión aplicada-deformaciones. Estos ensayos pueden durar uno o varios meses, para investigar efectos de compresión diferida. Usualmente se consolida la roca involucrada en el experimento con inyecciones de cemento y repetir la prueba a fin de comprobar los efectos del tratamiento en la compresibilidad.

En la mayoría de los problemas que se presentan en una obra, la resistencia y deformabilidad de la matriz rocosa es de poco interés; en efecto, tratando con masas rocosas, la resistencia de las discontinuidades macroscópicas, como fallas o juntas, es la que rige el problema.

En conclusión la compresibilidad de las rocas suele no ser significativa.

CAPITULO II.

INESTABILIDAD DE SUELOS Y MACIZOS ROCOSOS.

Objetivo Específico.

Analizar las causas de inestabilidad en suelos y macizos rocosos en las cimentaciones de cortinas de presas.

II.1. INESTABILIDAD DE SUELOS.

II.1.1. SUELOS FRICCIONANTES.

Los suelos arenosos son recomendables para apoyar cimentaciones siempre y cuando estén en un lugar seco alejado del agua. En los sitios secos, el material arenoso, compacto constituye un buen material de cimentación, pues se tiene menos probabilidades de que ocurran asentamientos inadecuados. Sin embargo las arenas sueltas y limpias son sensibles a vibraciones.

En el material arenoso el agua circula libremente, pero cuando este material arenoso contiene una mezcla de otros materiales de grano más fino como el limo y la arcilla se taponan, esto hace que el material arenoso sea mas firme y poco permeable.

El material arenoso en algunas circunstancias puede llegar a plantear problemas, y casi siempre debido al agua. Cuando los depósitos de arena se encuentran demasiado cercanos al mar o a los ríos, pueden deslavarse por debajo de las cimentaciones de los edificios. Por otro lado, el agua que asciende por un depósito arenoso, debido al flujo artesiano o a otras causas, puede causar inestabilidad en el suelo.

En general, las excavaciones en arena son inestables. Las excavaciones en seco se desploman, por lo común en pendientes de 1-1/2 horizontal al vertical; sin embargo, la arena mojada puede sostenerse en las laderas más pronunciadas, incluso verticales, durante periodos breves. Sin embargo, las excavaciones en arena, con mayor pendiente de 1:1, tienden a desplomarse en unos cuantos días o unas semanas, deslizándose hasta llegar a una pendiente menos pronunciada que será más o menos de 1-1/2 a 1. A esto se le denomina ángulo de reposo.

Los suelos limpios, pueden ser sensibles a los impactos o las vibraciones. Esto sucede, sobre todo, con la arena suelta y limpia, situada por encima o por debajo del nivel de agua.

Los impactos fuertes, como los que pueden provocar los terremotos, el hincado de pilotes o las explosiones de dinamita, pueden hacer que las partículas de arena se reordenen y se compacten aún más, lo que provoca un hundimiento del terreno.

Las arenas sueltas, bajo el agua, que se encuentran en proceso de densificación, pueden perder resistencia temporalmente. Durante esos breves periodos, la arena no puede dar apoyo a las estructuras. Esta condición se denomina licuefacción.

En los suelos granulares es primordial conocer la relación de vacíos ya que esta depende tanto la resistencia como la permeabilidad y compresibilidad de estos materiales.

En nuestro país, por lo menos dos presas sufrieron daños de consideración imputables a asentamientos bruscos de mantos arena limosos, no plásticos presentes en la cimentación. Estos suelos se encontraban sueltos y parcialmente saturados. Los depósitos de grava y arena en el cauce del río pueden ser la causa de grietas al ocurrir asentamientos diferenciales en la cortina de la presa, estos asentamientos son provocados por el reajuste de las partículas de arena. En materiales no cohesivos es difícil realizarse investigaciones o pruebas de compresibilidad debido a lo problemático que es obtener muestras

inalteradas. Es necesario conocer la granulometría, la relación de vacíos natural y determinar la compresibilidad para hacer una estimación del orden de magnitud de los asentamientos.

II.1.2. SUELOS COHESIVOS.

En suelos expansivos no solo la resistencia disminuye de modo apreciable por descarga (excavaciones), si no que las deformaciones pueden tener un efecto mecánico importante en el comportamiento de los taludes, al provocar grietas en el mismo corte. Las presiones que desarrollan estos suelos contra muros o revestimientos son extraordinarias, si no se toman precauciones que les permitan expandirse con cierta libertad.

La resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas o limos fisurados es un tema de actualidad, que todavía no se resuelve satisfactoriamente. Es difícil realizar ensayos, pues la obtención de muestras inalteradas y su manipuleo en el laboratorio es muy complicado.

Las deformaciones que la cortina de la presa induce a la cimentación y empotramientos, es de gran importancia por ser la principal causa de grietas en la estructura. Los suelos expansivos bajo saturación, la consolidación de arcillas, son motivo de estudios cuidadosos aún en presas construidas con materiales plásticos y de sección amplia.

La compresibilidad de arcillas y limos se investiga mediante ensaye de compresión unidimensional. Como por ejemplo, pruebas de resistencia al corte, deben operarse en el laboratorio con muestras inalteradas que representan a la formación. En cada espécimen, se obtiene una curva de relación de vacíos-presiones aplicadas, determinándose la carga de preconsolidación, p_c la ley de variación del coeficiente de compresibilidad, a_v ; además, estas pruebas permiten estimar el coeficiente de consolidación a partir de las curvas deformación-tiempo registradas en los diferentes incrementos de carga.

La permeabilidad en los suelos cohesivos es tan baja que los problemas que plantea tienen poca significación práctica. El coeficiente respectivo varía en estos suelos de 10^{-5} a 10^{-9} cm/seg.

II.1.3. SUELO LIMOSO.

El suelo limoso no es un buen material para cimentaciones, a menos que se comprima y endurezca como formación de rocas limosas o cuando se ha desecado por completo. El limo en valles y ríos se encuentra en estado suelto y húmedo y en general es fácil que se comprima bajo cargas ligeras de cimentación, y esto provoca asentamientos en las edificaciones.

Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas.

No es conveniente que el limo se use como material de construcción en terraplenes compactados; pues no se mezcla bien con el agua. Así mismo, tiende a desmenuzarse cuando se seca o a ceder bajo los equipos de compactación, cuando está ligeramente húmedo.

II.1.4. SUELO ARCILLOSO.

Los suelos arcillosos contienen cierta cantidad de agua que va desde el 10% al 50%, por peso. El agua hace que las partículas del material, permanezcan unidas, por otra parte posee tensión superficial por lo que actúa como pegamento. Cuando la capa de agua se hace muy delgada, aumenta la tensión superficial y se hace mayor el efecto de adherencia. Cuando el agua se retira por medio de la desecación, la arcilla se contrae, se resquebraja y se vuelve muy dura.

Los suelos arcillosos varían de muy blandos a firmes. Por lo común la arcilla firme es un buen material para cimentación. Sin embargo, la arcilla tiende a absorber agua y esto hace que la arcilla firme se dilate, lo cual da como resultado que las cimentaciones se eleven y que el suelo imponga mayores presiones a los muros de retención. Los suelos arcillosos blandos se desaguan lentamente y se comprimen, cuando se colocan cimentaciones sobre ellas, esto hace que se presente asentamientos y

deformaciones en las construcciones.

Por lo general las arcillas, son plásticas se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo.

Como material de construcción es difícil usar estos suelos pues ceden y fluyen bajo los equipos de compactación, además de que se desecan con mucha lentitud.

Las excavaciones en arcilla suelen ser estables. En paredes altas y con grandes pendientes las arcillas firmes no se desploman. El exceso de altura o verticalidad provoca deslizamientos de tierra. Una de las principales causas de esos deslizamientos es la adición de agua a la arcilla y la reducción consiguiente de la tensión superficial en las pequeñas partículas de arcillas.

II.1.5. MEZCLA DE SUELOS.

Por lo general los suelos son formados por una mezcla de dos o más materiales como: arena y limo, limo y arcilla o una mezcla de los tres. Cuando se mezcla por ejemplo cierto porcentaje de limo y arcilla con arena, y se compacta bien, da como resultado un suelo firme. Así mismo, la permeabilidad es muy baja.

II.2. INESTABILIDAD EN ROCAS.

II.2.1. FRACTURAMIENTO Y AGRIETAMIENTO.

En el análisis de la estabilidad de masas de roca, lo que importa es el tipo de roca, la disposición del fracturamiento, los rellenos de las grietas, la alteración sufrida por el intemperismo.

Cuando se trata de rocas ígneas, lo importante es el fracturamiento que presenta la masa. En primer lugar, se observan las grietas debidas al enfriamiento de la roca, registrando características como: módulo, alabeo, orientación media en el espacio, rellenos hidrotermales o de infiltración superior, grado de alteración de las superficies o síntomas de circulación de agua.

Después se determinan las fracturas producidas por las fallas, plegamientos, flujo plástico, antiguos deslizamientos, o bien, los de tensión por relajamiento de esfuerzos.

Para las rocas ígneas intrusivas, el sistema de fracturas que se desarrolla al enfriarse la masa lentamente es de tipo prismático muy regular, variando los módulos de decenas de centímetros a metros. Dichas grietas se encuentran rellenas con depósitos de origen hidrotermal (sílice, carbonato de calcio, yeso, etc.), o bien se encuentran limpias; En la superficie aparecen infiltradas con productos de desintegración de la misma roca o de acarreo.

Los cálculos sobre las posibilidades de una falla plantean problemas de compatibilidad en deformación, que obligan a considerar dos valores de la resistencia: a) la de corte simple por la roca sana en los tramos de la trayectoria que no sean grietas preexistentes, afectado por un factor de concentración de esfuerzos; b) la de fricción en la posible superficie de deslizamiento, suponiendo que la roca ha fallado previamente.

En las rocas ígneas extrusivas, debido al enfriamiento relativamente rápido, pueden exhibir fracturamientos muy diferentes, desde la lava en bloques a la estructura lajeada, pasando por las de tipo columnar.

En ciertas rocas metamórficas, se presenta una estructura esquistosa que da origen al desarrollo de grietas en superficies planas.

Las fallas directas o inversas producidas por esfuerzos tectónicos de tensión o compresión, respectivamente, dan origen a superficies aproximadamente planas, que penetran a gran profundidad y

tienen longitudes de kilómetros. (Fig. 2.1).

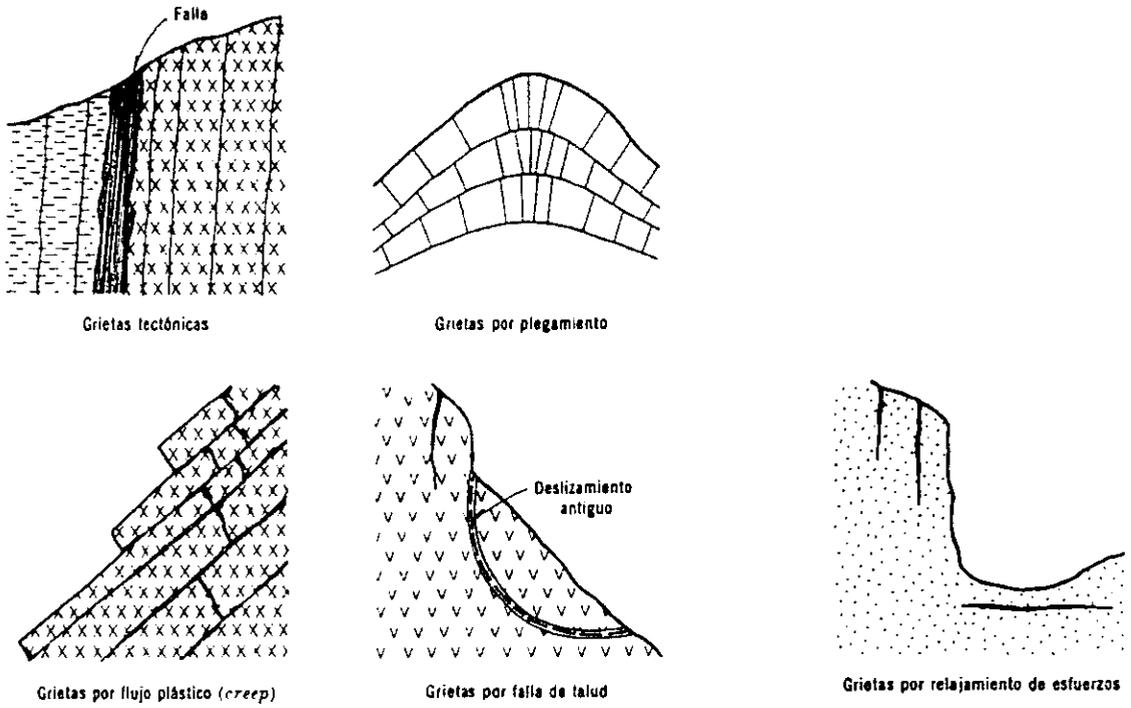


Fig. 2.1. Tipos de Agrietamiento.

Otro tipo de fracturamiento por causas tectónicas es el que ocurre en una roca sedimentaria plegada. En los anticlinales y sinclinales se observan grietas de tensión normales a las superficies de estratificación, tanto en los planos paralelos al plegamiento como en los normales a él. La destrucción de la roca puede ser total en las zonas de máxima curvatura y a lo largo del contacto de un plegamiento recumbente que, además sufrió corrimientos por falla. (Fig.2.2)

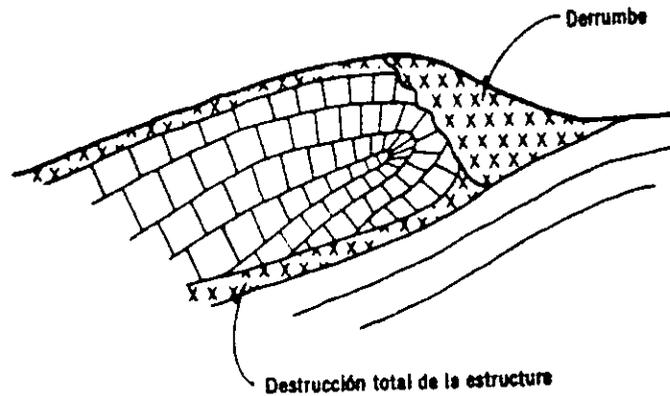


Fig. 2.2. Plegamiento Recumbente.

En rocas calizas, las grietas y los planos de estratificación están generalmente alterados por la disolución que produce el agua meteórica circulando por tales defectos, lo cual da lugar a la formación de cavernas y conductos.

II.2.2. INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE AGUA EN ROCAS.

Al realizarse un aumento del contenido de agua en una roca da como consecuencia que disminuya su resistencia a la compresión simple. Esta reducción de resistencia puede ser notoria, ya sea por la disminución de los esfuerzos efectivos o por efecto de cambios estructurales, particularmente en aquellos materiales ligeramente cementados y que no han estado sometidos previamente a saturación.

La presencia de agua en las fisuras de las rocas provoca la reducción de la energía superficial de sus minerales, o sea, la cohesión de la roca disminuye por la simple presencia de agua en los poros; en consecuencia, al saturarse la muestra, su deformabilidad aumenta y su resistencia a la compresión simple disminuye.

La permeabilidad de una roca es consecuencia de su fracturamiento o disolución; sin embargo, ciertas areniscas, tobas y conglomerados tienen una permeabilidad intrínseca no despreciable.

En nuestro país, las rocas que presentan permeabilidad alta son las calizas cársticas y las formaciones volcánicas jóvenes que han sufrido un proceso muy rápido de enfriamiento.

Las tobas volcánicas que tienen estratos pumíticos o de arena poco cementada, son causas de filtraciones significativas en presas.

Se ha observado en algunos casos que el enfriamiento de la roca al llenarse el vaso contribuye a que las fracturas ya tratadas con inyecciones se abran nuevamente, con un aumento sustancial de las fugas de agua. Por medio de exploraciones geológicas, se han registrado en la roca temperaturas de 30 a 35°C, mientras que la del agua almacenada en el vaso es de 10 a 20°C, en promedio.

El fracturamiento de origen tectónico, ya sea por lo cerrado de las grietas o por los rellenos que tienen, producen filtraciones moderadas. La dirección de las fracturas influye notablemente en el fenómeno.

El uso de explosivos es causa de daños irreparables en la roca, por lo que se recomienda usarlos con moderación y en frentes reducidos, particularmente si la roca exhibe un comportamiento frágil.

II.2.3. CAVERNAS, DESMORONAMIENTOS Y HUNDIMIENTOS.

Las interacciones de los canales producto de soluciones y las cavernas de las rocas, el perfil adentellado de la roca y la capa superior de suelo residual, crean variados y serios problemas de ingeniería:

- 1) El derrumbe de las cavernas de la roca.
- 2) La compresión de la capa de suelo residual, en los puntos en que está soportada por pináculos de roca.
- 3) El desmoronamiento del suelo hacia el interior de las cavernas abiertas y canales, situados debajo.
- 4) Aplastamiento de la roca debilitada.

Estos fenómenos se pueden presentar independientemente o simultáneamente y son responsables de muchas catástrofes en las obras. El problema más común es el desmoronamiento. La filtración descendente erosiona parte del suelo hacia las cavidades de la roca dejando una cavidad abovedada en la superficie inferior de la capa residual. Esto fuerza la filtración en esa dirección incrementando la erosión. Algunos pedazos de la cúpula se desprenden cuando la humedad debilita la superficie de la misma; a este proceso se le llama desmoronamiento y produce el agrietamiento de la cúpula.

De acuerdo con la debilidad local y la plasticidad del suelo, el agrietamiento puede ser vertical, formando un estrecho agujero como chimenea o lateral, ensanchando la cúpula. Algunas veces la cúpula se agranda tanto que el suelo no es capaz de salvar ese espacio y se produce el desprendimiento de un cono truncado. Este desmoronamiento está agravado por cambios en el agua subterránea, tiempo excepcionalmente seco, desviación de las aguas superficiales hacia el terreno y algunas veces por el debilitamiento de la capa de suelo residual por efecto de las excavaciones.

II.2.4. ALTERACIÓN Y ALTERABILIDAD.

Las rocas expuestas al medio ambiente, sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógica. Con relación a este fenómeno, se estudian dos características de la roca: su alteración y su alterabilidad. El grado de alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca; por otra parte la alterabilidad es la capacidad de la roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio.

Cuando se altera una roca aumenta su porosidad. Las clasificaciones de las muestras provenientes de una formación rocosa dada, adoptando como criterios el grado de alteración o la porosidad serán, por tanto, idénticas.

El grado de alteración de una roca se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca: a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material. También el efecto de escala disminuye al crecer el grado de alteración.

En el estudio de la alterabilidad de una roca es necesario tomar en cuenta la importancia de su microfisuración. De hecho las discontinuidades de la matriz rocosa juegan un papel fundamental en el proceso de alteración; Las fisuras abiertas permiten el acceso del agua hacia la matriz rocosa, agua que actúa entonces sobre áreas importantes de los minerales. Se podría decir que sin fisura, la alteración de la masa rocosa sería prácticamente nula; sin embargo, resulta difícil valorar la influencia de la fisuración sobre la alterabilidad de una roca, pues su importancia esta condicionada por otro factor; la alterabilidad específica de los minerales en las condiciones ambientales del sitio, o sea que la alterabilidad de una roca es consecuencia de la fisuración y la alterabilidad específica de sus minerales.

En conclusión, la alterabilidad de una roca depende de su grado de fisuración, inherente o provocado, y de la alterabilidad específica de sus minerales.

II.2.5. MASAS ROCOSAS.

El comportamiento mecánico e hidráulico de una masa rocosa depende principalmente de la configuración de sus discontinuidades. Estas se agrupan en familias de juntas, planos de estratificación, superficies de foliación y fallas.

Las características que permiten diferenciar las fallas de las juntas es su corrimiento; Las juntas son fracturas sin corrimiento y transversales a la estratificación o esquistosidad, mientras que las fallas constituyen superficies de discontinuidad con un corrimiento relativo entre ambos bloques de roca.

Las fallas se clasifican en normales, inversas, o transversas según las direcciones de los esfuerzos principales mayor y menor que provocaron la discontinuidad. Las fallas se denominan normales cuando el esfuerzo principal mayor σ_1 es vertical y el menor σ_3 horizontal; inversa cuando σ_1 es horizontal y σ_3 vertical, y transversas cuando σ_1 y σ_3 son horizontales.

Las juntas son fracturas inducidas en la masa rocosa, sea por movimientos de la corteza terrestre que modifican su estado de esfuerzos, o por enfriamiento, tratándose de rocas ígneas intrusivas o extrusivas. Las juntas que se desarrollan por efecto de los movimientos pasados o presentes de la corteza terrestre son de tensión.

También se generan juntas de tensión por relajamiento de los esfuerzos horizontales o verticales en la cercanía de las zonas erosionadas por un río o que han sufrido una descarga vertical por la desaparición de antiguos glaciares.

En rocas ígneas intrusivas, el sistema de fracturas que se desarrolla al enfriarse la masa lentamente es de tipo prismático muy regular variando los módulos de decenas de centímetros. Estas grietas se pueden encontrar rellenas con depósitos de origen hidrotermal (sílice, carbonato de calcio, yeso etc.), o bien limpias; En la superficie aparecen infiltradas con productos de desintegración de la misma roca o de acarreo.

Las rocas ígneas extrusivas, por efecto del enfriamiento relativamente rápido, exhiben fracturamientos más irregulares, de tipo columnar o concoidal.

En un reconocimiento geológico lo primordial es anotar las características de las discontinuidades: rumbo, echado y localización en el espacio, distancia entre discontinuidades de una misma familia y apertura, presencia o ausencia de relleno y clasificación.

Es recomendable en estos casos efectuar no solo un levantamiento de las discontinuidades observables superficialmente, si no también en socavones, sondeos y túneles.

Es indispensable la obtención de estos datos para definir los mecanismos de desplazamiento cinemáticamente admisibles de la masa rocosa y, por tanto, estudiar la estabilidad de los taludes con bases firmes o diseñar un esquema eficiente de inyecciones, según sea el caso.

La presentación de la configuración espacial de las discontinuidades de la masa rocosa se efectúa construyendo un modelo tridimensional, en el cual figuran los planos de discontinuidad observados, o bien, una representación estereográfica.

La presencia de discontinuidades que ponen en peligro la estabilidad de las obras es fácil de identificarse en estos modelos tridimensionales.

Es recomendable, condensar la información obtenida del reconocimiento geológico en diagramas estereográficos, que proporcionan las condiciones medias de fisuramiento de la masa y ponen en evidencia la orientación en el espacio de las principales familias de discontinuidades.

Si bien estas representaciones constituyen un requisito ineludible para el estudio del sitio, evidentemente no bastan para resolver todos los problemas planteados por la obra.

CAPITULO III.

PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACIÓN Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DEFINIR EL SITIO DE UBICACIÓN DE LA CORTINA Y SUS POSIBLES TRATAMIENTOS.

Objetivo Específico.

Establecer los procedimientos usuales de la exploración, muestreo de los suelos, pruebas de campo y laboratorio con el propósito de establecer los requerimientos de tratamiento de los materiales.

III.1. EXPLORACIONES.

Se realiza la campaña de exploraciones para verificar el corte geológico en la boquilla y lugares de las obras complementarias, y los estudios para determinar propiedades mecánicas de las rocas, permeabilidad, fracturamiento, intemperismo, etc. Conviene desarrollar el programa de trabajos en dos etapas: la primera contiene el mínimo de exploraciones necesarias para conocer los aspectos fundamentales de las formaciones que se encuentran en el sitio; la segunda completa la información y verifica ciertos aspectos dudosos o debatibles descubiertos en la fase anterior.

La experiencia ha demostrado que las primeras exploraciones, cuidadosamente analizadas, son las que permiten catalogar problemas con bastante precisión; sin embargo, debe reconocerse que en ciertos casos, al construir la obra, se encuentran circunstancias no previstas por los estudios.

III.2. POZOS DE PRUEBA, ZANJAS Y TÚNELES.

Los pozos de prueba abiertos, las zanjas y socavones proporcionan la más completa información al terreno estudiado y también permiten el examen de la superficie de la roca de cimentación. En la búsqueda de materiales para terraplenes o agregados para el concreto que contengan guijarros y boleó, los pozos abiertos y las zanjas pueden ser el único medio para obtener los datos necesarios.

III.2.1. POZOS DE PRUEBA.

El uso de estos facilita la inspección, muestreo y las pruebas para determinar la densidad de los materiales en las cimentaciones de tierra. La dimensión mínima recomendada de un pozo de prueba excavado a mano es de 1.5 m. a 3 m. de profundidad.

En los pozos de prueba excavados a mano los materiales se extraen del agujero con cucharones operados con un malacate que deberá estar equipado con un trinquete para su seguridad.

Mientras se realiza la excavación, el fondo del agujero debe mantenerse bastante nivelado y la sección completa, de modo que el material extraído represente la porción correspondiente del depósito en cantidad y calidad.

El material excavado se coloca en forma ordenada en la superficie alrededor del pozo, y deberán clavarse estacas marcadas para indicar la profundidad del pozo de la que proviene el material, con el fin de facilitar el registro y el muestreo.

Los pozos de prueba deberán ventilarse para evitar la acumulación de aire estancado. Para este objeto se han obtenido buenos resultados conectando tramos de tubo de estufa, comenzando un poco

arriba del piso del pozo hasta tres pies (91.44 cms.) arriba de la boca del mismo. Los pozos de prueba que se dejen abiertos para inspección deberán estar provistos de tapas o barrenas de seguridad.

En ocasiones se encuentra agua en el pozo, para esto es necesario un sistema de bombeo para poder avanzar más. Se pueden utilizar bombas centrífugas portátiles, autocebantes de gasolina. Es conveniente que la manguera de succión tenga un diámetro de media pulgada mayor que la de descarga y la longitud no mayor de 4.5 m.

III.2.2. ZANJAS.

Estas se hacen para exponer en forma continua el terreno a lo largo de una línea dada o sección. Tienen la ventaja de mostrar la continuidad de las características de un estrato especial. Se adaptan mejor a las exploraciones de poca profundidad (de 3 a 4.5 m.) en terrenos de pendiente moderada, pero se han usado ventajosamente en terrenos relativamente planos.

El trabajo de campo consiste en excavar una zanja abierta de la parte superior a la inferior del talud hasta llegar al material inalterado representativo.

El perfil que se descubre con estas zanjas puede representar toda la profundidad de estratos importantes en el estribo de una presa; sin embargo, su poca profundidad puede limitar la exploración a la zona superior interemperizada de las cimentaciones. Las zanjas en terrenos en declive tienen la ventaja de drenarse por sí mismos.

Estos tipos de excavación permiten la inspección visual de los estratos de suelo, lo que facilita hacer los registros de los perfiles y la selección de las muestras. También se pueden extraer muestras inalteradas o muestras alteradas individuales grandes o muestras compuestas. En la Fig. 3.1 se muestra un esquema adecuado para la investigación de materiales por medio de zanjas.

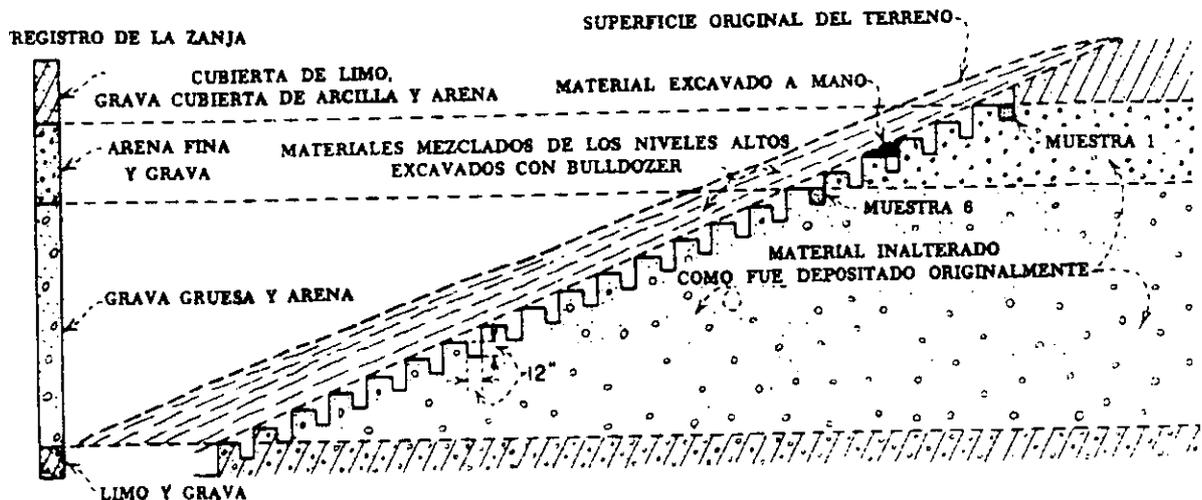


Fig. 3.1. Excavación de zanjas, un método de bajo costo para obtener muestras de suelo.

III.2.3. TÚNELES.

Son utilizados para explorar áreas debajo de taludes inclinados o detrás de los frentes de los cantiles. Por lo general la forma de estos túneles es rectangular y de 1.5 m. de ancho y 2 m. de alto. El ademe que se les ponga cuando sea necesario para sostener los costados y el techo, debe seguir tan cerca la excavación como sea posible. La excavación de túneles de exploración puede ser un proceso lento y costoso, por este motivo es que este tipo de investigación debe utilizarse solamente cuando no se pueda utilizar otro procedimiento para obtener la información buscada. El registro y muestreo de los túneles para exploración, si es posible, deben efectuarse al mismo tiempo que las operaciones de excavación.

III.3.SONDEOS.

En zonas que no son accesibles, o bien, muy costosas de explorar con túneles, se hacen perforaciones, extrayendo corazones de la roca. Los equipos son rotatorios; los hay de muy diversas características y capacidades. Operan con brocas de diamante o de acero al tungsteno y agua inyectada a presión.

Estas perforaciones se utilizan para realizar determinaciones de permeabilidad, sondeos eléctricos, y en algunos casos, fotografiar grietas o contactos con cámaras especiales.

III.3.1. SONDEOS CON BARRENOS.

Este tipo de trabajo se utiliza con cualquier fin en que las muestras alteradas son satisfactorias y son valiosas para adelantar los barrenos a las profundidades en las que se necesitan muestreos de materiales inalterados hechos por medio de tubos de paredes delgadas.

Se pueden usar posteadoras operadas a mano de 4 pulgadas (10.16 cms.) a 12 pulgadas (30.48 cms.) de diámetro para exploraciones hasta de 6 m. de profundidad. Sin embargo, con la ayuda de un tripié, se han excavado agujeros hasta de 24 m. de profundidad con éxito y económicamente.

Las barrenas con propulsión mecánica son de tres tipos: barrenas helicoidales de 3 pulgadas (7.62 cms.) a 16 pulgadas (40.64 cms.) de diámetro; barrenas de disco hasta de 42 pulgadas (1.07 m.) de diámetro; y barrenas de cucharón hasta de 48 pulgadas (1.22 m.) de diámetro.

Se realizan los agujeros con barrena, haciendo girar ésta hasta la profundidad deseada dentro del suelo, sacándola y extrayendo el suelo para su examen y muestreo. En suelos inestables es necesario usar ademe por que de otra manera el barreno se prolonga abajo del nivel freático. El diámetro interior del ademe debe ser ligeramente mayor que el diámetro de la barrena usada.

El ademe se hinca a una profundidad no mayor que la parte superior de la siguiente muestra y se vacía por medio de la barrena. La barrena puede luego insertarse en el barreno e introducirse abajo del fondo del ademe para obtener la muestra.

La barrena para suelos se puede usar tanto para perforar el agujero como para sacar muestras alteradas del suelo encontrado. Opera mejor en los suelos húmedos algo sueltos, moderadamente cohesivos.

Los agujeros se hacen, generalmente, sin añadir agua; pero en los suelos secos, duros o en las arenas sin cohesión la introducción de una pequeña cantidad de agua en el agujero, facilita la perforación y la extracción de muestras.

Los agujeros de diámetro grande permiten el examen de los suelos originales y por lo tanto, se prefieren para los estudios de las cimentaciones. En la siguiente figura se observan diferentes barrenas para la realización de estos trabajos.

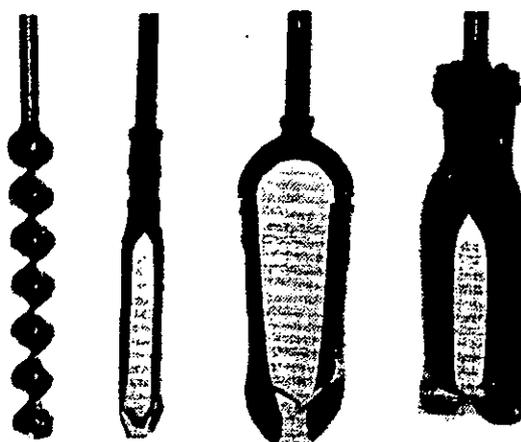


Fig. 3.2. Tipos de barrenas de mano (de 2 plg (5.08 cms.) en hélice; de 2 plg (5.08 cms.) a 6 plg (15.24 cms.) Fenn [ajustable]).

III.3.1.1. PERFORADORAS ROTATORIAS.

La perforadora de diamante está compuesta de una perforadora rotatoria con un cilindro para extraer corazones, una broca de diamante y un sistema de alimentación hidráulico o de tornillo. El tamaño de los cilindros se designan: NX, BX, AX Y EX, con los que se obtienen corazones de 2 1/8 plg (5.40 cms.), 1 1/5 plg (3.05 cms.), 1 1/8 plg (2.86 cms.), 7/8 plg (2.24 cms.) de diámetro respectivamente. La dureza del material hace que la perforadora de diamante pueda operarse con una variedad de brocas para la perforación.

El equipo rotatorio de perforación se fabrica en una gran variedad de formas, que varían de los muy versátiles a los muy especializados, desde los muy ligeros y transportables a las plantas estacionarias pesadas; y el tamaño del barreno desde menos de 1 pulgada (2.54 cms), o de 3 pies (91.44 cms) o más. Son capaces de perforar a profundidades mucho mayores que las que se requieren para las presas pequeñas.

Los accesorios principales de perforación son: un malacate para maniobras y un montacargas para colocar ademe y, para elevar y bajar las barrenas; una bomba para inyectar agua a la broca y para limpiar el barreno; un contador de agua; los pesos de lastre necesarios, brocas, barrenas y cilindros para corazones.

Es necesario ademar los barrenos de sondeo, excepto cuando se perfora en roca sólida o en suelos duros cohesivos. En la boca del barreno se utiliza un tramo corto de tubo de aproximadamente 1.5 m. de largo.

El uso de lodo para perforar, incluyendo compuestos para estabilizar barrenos, evita algunas veces la necesidad de ademar en los suelos de despalme sueltos, pero la cimentación no se puede probar con eficacia cuando se usa lodo.

Se dispondrá cuando menos, de dos martillos, uno de 63.5 kg. para las pruebas estándar de penetración y otro de 113.40 kg. a 181.40 kg. de peso para hincar y sacar el tubo del ademe.

La precisión y seguridad de los registros que se obtienen de la perforación con broca de diamante depende, principalmente, del tamaño del corazón con relación a la clase de material perforado, el porcentaje de corazón obtenido, y el comportamiento durante la perforación.

La obtención del corazón es muy importante pues las porciones del corazón que se pierden representan roca quebrada o blanda, roca mala mientras que las porciones que son recuperadas dan a conocer que hay posibilidades de encontrar una roca sana y se pueden hacer apreciaciones optimistas de la cimentación. Estos corazones proporcionan datos sobre la composición y carácter de las diferentes formaciones, poniendo en evidencia la separación e impermeabilidad de las juntas, mantos, fisuras y otros detalles estructurales.

Siempre que se trabaje con materiales blandos, hay que reducir la circulación del agua o suprimirla totalmente, pues el corazón debe obtenerse seco.

El cilindro para extraer corazones está provisto de una broca y se introduce en el barreno por medio de una barrena hueca.

La velocidad óptima de rotación para perforar varía con el tipo de broca usada, el diámetro del cilindro y la clase de roca de la que se van a extraer corazones.

La variación de las velocidades de rotación usadas en las rocas de medianas a blandas son de 300 a 1500 rpm. para las brocas de diamante y de 100 a 500 rpm. para las de metal.

La velocidad del avance de la broca para corazones depende de la presión aplicada hacia abajo sobre la misma, así como su velocidad de rotación. Las presiones excesivas hacen que la broca se trabe y puede cortar la base del corazón. La presión de la broca se controla con un sistema de alimentación hidráulico o de tornillo, en la perforadora.

Aunque la perforadora giratoria está proyectada, principalmente, para penetrar a través de la roca, más bien que suelos, se han inventado cilindros muestreadores y brocas que trabajan bien muchas clases de depósitos de suelos. Los cilindros muestreadores de doble tubo, del tipo Denison son capaces de extraer muestras inalteradas de arenas, limos y arcillas para pruebas de laboratorio.

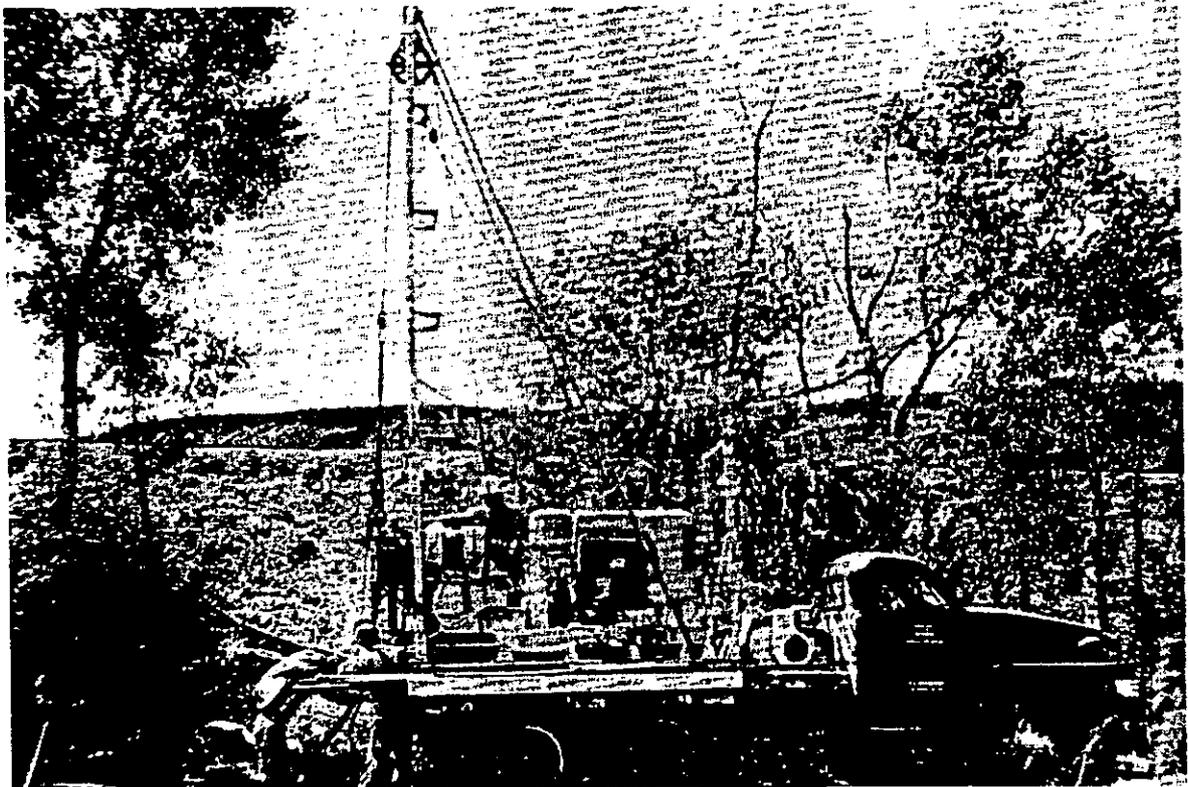


Fig. 3.3. Equipo de perforación con broca de diamante usado en el estudio de una cimentación para una presa.

III.3.1.2. BARRENOS PARA PRUEBAS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

Es usual aplicar este procedimiento para hacer barrenos en los suelos con un muestreador para obtener muestras representativas moderadamente alteradas para la identificación de suelos, y para obtener un registro de la resistencia del suelo a la penetración del muestreador. El equipo utilizado debe perforar un barreno razonablemente limpio de cuando menos, 2 1/4 de pulgada (5.72 cms.) de diámetro antes de la inserción de muestreador. Usualmente se utiliza ademe cuando se hacen perforaciones en arena, arcilla blanda u otro material que no permita que el barreno continúe abierto.

Los muestreadores de cilindro seccional que no sean los de 2 pulgadas (5.08 cms.) de diámetro exterior se pueden usar; sin embargo, todos los registros de penetración hechos con esos muestreadores deben marcarse en forma muy visible con el tamaño del muestreador usado.

El equipo para hincado consiste en una maza de 63.50 kg. de peso, con caída libre de 76 cm. Se permite un martillo más pesado para hincar el ademe.

Las pruebas de penetración deben hacerse continuamente al explorar las cimentaciones para las presas, excepto cuando la resistencia del suelo es muy grande. Con el cilindro muestreador seccional apoyado en el fondo del agujero y el nivel del agua en el barreno al nivel del agua subterránea o arriba, se hinca el muestreador en el suelo inalterado una longitud de aproximadamente 15 cm, luego se comienza a extraer la muestra 30 cm, hasta rebote, dejando caer el martillo de 63.50 kg a una altura de 76 cm.

El número de golpes requerido para obtener los 30 cm de penetración de la prueba se registran. Si 50 golpes producen una penetración de menos de 30.50 cm, se suspende la prueba y se registran los datos. Luego se saca el muestreador a la superficie y se abre.

Antes de volver a introducir el muestreador, debe limpiarse el agujero con una barrena o por medio de una perforadora giratoria hasta el nivel de la prueba anterior. Luego se repite la prueba. De esta manera se obtiene un registro casi continuo del material encontrado muestreando con el cilindro seccional, y se obtienen valores de la resistencia a la penetración a incrementos de penetración de 30.50 cm.

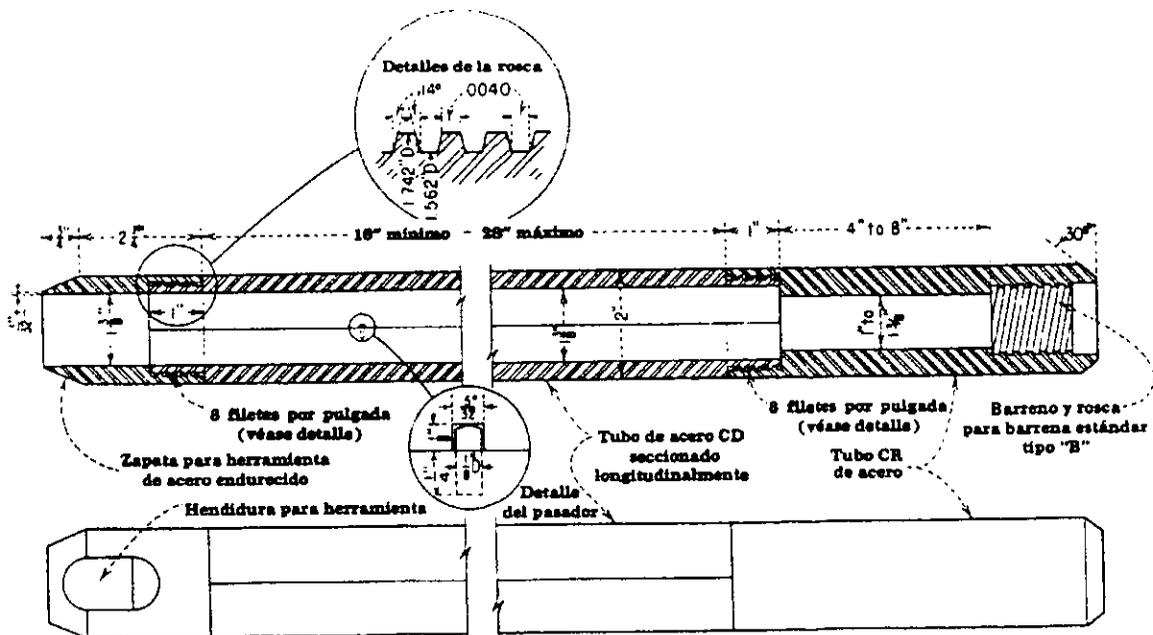


Fig. 3.4. Muestreador estándar de cilindro seccional.



Fig. 3.5. Equipo con trípode para pruebas de penetración estándar.

III.3.2. MÉTODOS GEOFÍSICOS.

El propósito de estos métodos es el de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o los contornos de la roca basal que subyace a depósitos sedimentarios.

Estos métodos son rápidos y expeditos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto, en lo que a la Mecánica de Suelos se refiere.

Se ha utilizado con éxito los sondeos sísmicos para determinar, aproximadamente, la profundidad de la roca para elegir el mejor de varios emplazamientos, antes de perforar y localizar los canales enterrados. Por otra parte los sondeos, empleando la medida de la resistencia eléctrica, se han usado para determinar la extensión de los depósitos subterráneos de grava.

Ambos métodos requieren equipo especial y operadores experimentados, y los datos obtenidos deben analizarse e interpretarse por especialistas adiestrados, relacionándolos correctamente a las características geológicas de la región.

Estos métodos geofísicos requieren correlación con los barrenos, como auxiliares en la interpretación de los datos que con ellos se obtienen, y su uso solamente se justifica cuando se puede reducir sustancialmente el número de barrenos.

III.3.2.1. Método Sísmico.

Este procedimiento se fundamenta en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. Las mediciones realizadas sobre diversos medios permiten establecer que esa velocidad de propagación varía entre 150 m/seg. y 2,500 m/seg. en suelos, correspondiendo los valores mayores a mantos de grava muy compactos y las menores

a arenas sueltas; los suelos arcillosos tienen valores medios, mayores para arcillas duras y menores para las suaves.

En roca sana los valores fluctúan entre 2,000 m/seg. y 8,000 m/seg. Como término de comparación se menciona el hecho de que en el agua la velocidad de propagación de este tipo de onda es del orden de 1.400 m/seg.

El método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivo, usualmente nitroamonio.

Por la zona a explorar, se sitúan registradores de ondas, llamados geófonos, 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.

Suponiendo una masa de suelo homogénea que yaza sobre la roca basal, unas ondas llegan a los geófonos viajando a través de suelo a una velocidad V_1 ; otras ondas llegan después de cruzar oblicuamente dicho suelo. Existe un ángulo crítico de incidencia respecto a la frontera con la roca basal que hace que las ondas ni se reflejen ni se refracten hacia adentro de la roca, sino que las hace viajar paralelamente a dicha frontera, dentro de la roca, con una velocidad V_2 , hasta ser recogidas por los geófonos, después de sufrir nuevas refracciones, para transmitir al oscilógrafo.

El tiempo de recorrido de una onda refractada está determinado por su ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca, se construye una gráfica que relaciona la distancia del geófono al punto donde se originó la perturbación, con el tiempo que tardó en registrarse la onda en ese geófono. Como las ondas directas y refractadas comienzan a llegar al geófono en tiempos diferentes bien determinados, pueden calcularse de la gráfica anterior los valores típicos de V_1 y V_2 .

En los geófonos próximos al punto de la explosión las ondas directas llegan antes; en los alejados llegan primero las refractadas.

Existe un punto frontera, en el cual los dos tipos de onda llegan a la vez. Dibujando los instantes en que el geófono recibe la primera excitación en función del alejamiento del geófono, se obtienen dos rectas. Hasta el punto 3 el primer impulso es de onda directa, en la que el tiempo de excitación es proporcional a la distancia del geófono: del punto 3 en adelante, la primera excitación es de onda refractada en la que el tiempo es una cierta función, $a + bx$, de la distancia, representando "a" el tiempo constante en que se recorren los dos tramos inclinados hasta y desde la roca basal. Se obtienen así dos rectas que evidentemente, han de cruzarse en la abscisa del punto 3. si X_1 es la abscisa de tal punto se usa la siguiente formula:

$$H = \frac{X_1}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

H = Espesor del estrato en m.

V_1 = Velocidad 1, en m/seg.

V_2 = Velocidad 2, en m/seg.

X_1 = Abscisa, en m.

Donde H es el espesor del estrato de suelo homogéneo y V_1 y V_2 pueden determinarse en la gráfica realizada, de las pendientes de las 2 rectas.

III.3.2.2. Método de resistividad eléctrica.

Este procedimiento es basado en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de ellos.

En mecánica de suelos se ha aplicado este método para determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo.

La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los dos exteriores, conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de la corriente circulante.

Los electrodos de corriente son simples varillas metálicas, con punta afilada, mientras que los de potencial son recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo, garantiza un buen contacto eléctrico.

La resistividad se puede calcular a partir de las lecturas del miliamperímetro "I", del potenciómetro "V" y de la separación entre los electrodos, "d", con la fórmula:

$$\rho = 2\pi d \frac{V}{I}$$

Donde:

ρ = Resistividad eléctrica.

d = Distancia entre los electrodos.

V = Lecturas del potenciómetro.

I = Lecturas del miliamperímetro.

Este método es de gran utilidad, para medir las resistividades a diferentes profundidades, en un mismo lugar y también para medir la resistividad a una misma profundidad, a lo largo de un perfil.

Lo primero se obtiene aumentando la distancia "d", entre los electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre a mayor profundidad. Lo segundo se consigue conservando "d" constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar.

Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves compactas, etc., y teniendo los menores valores los suelos suaves saturados.

III.3.2.3. Métodos magnéticos y gravimétricos.

Estos métodos de exploración son similares entre sí, distinguiéndose en el aparato usado en campo. En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí.

En los métodos gravimétricos se mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicarán la presencia de masas duras de roca; lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

En general estos métodos casi no son usados con fines ingenieriles, dentro de mecánica de suelos, esto se debe a lo errático de su información y a la difícil interpretación de sus resultados.

III.4.-MUESTREO.

Las muestras son importantes para identificar y clasificar los suelos y las rocas correctamente. Con estas muestras se determinan la densidad y de humedad y se utilizan para las pruebas de laboratorio de los suelos, agregados para el concreto y enrocamiento. Las muestras determinan los resultados de exploraciones para las cimentaciones para presas.

Las muestras se clasifican en dos grupos: las alteradas y las relativamente inalteradas. Las muestras alteradas son aquellas en las que no se hace ningún esfuerzo para conservarles la estructura del suelo. Este tipo de muestras se extraen, para su inspección y examen general, para la clasificación de los suelos, determinación de la humedad, o para determinar sus características de compactación. Las muestras relativamente inalteradas varían de moderadamente alteradas de los muestreadores seccionales a las casi completamente alteradas cortadas a mano.

Las muestras representativas se obtienen fácilmente en las zanjas, pozos de prueba y en los bancos de los cortes, por que los diferentes estratos originales se pueden inspeccionar visualmente.

Las muestras se dividen en individuales y compuestas. Las muestras individuales son aquellas aisladas que representan un estrato o tipo de suelo. Las compuestas son aquellas que surgen de la combinación de varias muestras individuales que representan todos los estratos de un solo pozo de prueba.

El tamaño de las muestras depende, de la naturaleza de las pruebas de laboratorio que se puedan necesitar. Las muestras de suelos arcillosos o limosos propuestos para préstamos de las que se vayan a determinar en el laboratorio los límites de Atterberg y hacer las pruebas de compactación de proctor, deben protegerse para que no se sequen, y deben enviarse en sacos impermeables u otros envases para conservar la humedad tanto como sea posible. Las muestras de arenas y gravas deben enviarse en bolsas de tejido apretado y deben sacarse al aire antes de colocarlas en la bolsa.

III.4.1. MUESTRAS ALTERADAS.

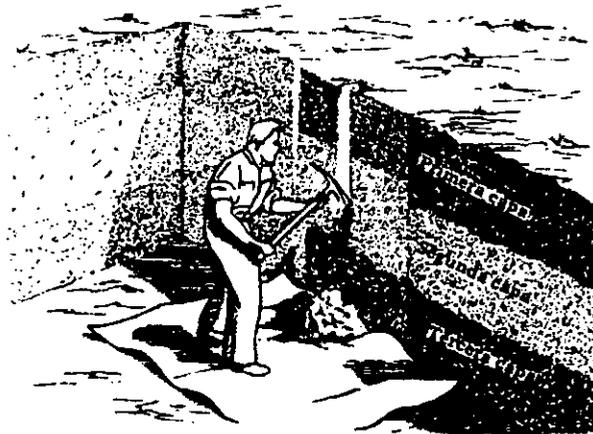
III.4.1.1. Muestreo de excavaciones abiertas.

En este método se empareja un tramo de la pared lateral del pozo de prueba, zanja o corte abierto para quitar todo el material intemperizado o revuelto. Los estratos que aparecen deben examinarse con respecto a los cambios de granulometría, humedad natural, plasticidad, uniformidad, etc., y se elige el estrato representativo para muestrearse.

Se pueden obtener muestras individuales o compuestas cortando hacia abajo en la pared vertical de un pozo, zanja o corte, haciendo una ranura de arriba abajo, de sección transversal uniforme o juntando el material en una lona para cuartearla extendida al pie de la ranura. (Fig. 3.6)

La sección transversal mínima de la ranura para muestrear debe tener cuando menos cuatro veces las dimensiones de la grava más grande que contenga el suelo.

Al tomar muestras individuales, es importante tener seguridad de que se ha tomado suficiente material del estrato y de que no se ha contaminado con material extraño. Para las muestras compuestas, se corta una ranura vertical a través de todos los estratos arriba de la elevación que se desee.



Se toman muestras individuales de cada estrato de suelo
Las muestras compuestas se toman de dos o más estratos de suelos

Fig. 3.6. Ranura para muestrear.

III.4.1.2. Muestreo por medio de barrenos.

Los pequeños agujeros de las barrenas para suelos no se pueden muestrear ni registrar con tanta precisión, como lo permite una zanja o pozo de prueba, ya que lo inaccesible de los agujeros no permiten la inspección visual del total del perfil ni la selección de estratos representativos.

Las muestras extraídas con una barrena de 4 pulgadas (10.16 cms.) o menos son las adecuadas para la clasificación de los suelos, pero no proporcionan suficiente material para efectuar las pruebas. Sin embargo, una barrena de mano de 8 pulgadas (20.32 cms.) de diámetro proporciona muestras de tamaño suficiente para las pruebas.

Al avanzar el barreno, cada porción del suelo extraída debe depositar formando montones individuales en las cercanías, para formar una secuencia ordenada del material extraído. (Fig.3.7)

Los muestreos hechos con barrenas grandes movidas con fuerza motriz, se hacen levantando la hoja de la barrena a intervalos regulares, como a cada 9 pulgadas (22.86 cms.) o 12 pulgadas (30.48 cms.) de penetración, tomando una palada de suelo de la hoja de la barrena, y colocándolo en sacos o montones en una secuencia ordenada de profundidades al avanzar el agujero. Los montones consecutivos del mismo material se pueden combinar para formar una muestra.



Fig. 3.7. Muestreo con barrena.

III.4.1.3. Muestreo de montones.

Cuando se muestrean montones o camellones, debe tenerse cuidado en ver que las muestras no se elijan de partes en que se haya clasificado el material. La cantidad de materiales que se clasifiquen depende, de la granulometría de éstos y de los métodos usados para formar los montones.

Las muestras representativas de los montones se deben obtener combinando y mezclando pequeñas muestras tomadas de varios agujeros, o de agujeros hechos con la barrena distribuidos en el montón. Los camellones se muestrean mejor tomando el material de un corte transversal angosto del camellón. Las muestras de los montones y de los camellones deben ser bastante grandes originalmente y deben mezclarse con mucho cuidado antes de cuartearlas al tamaño necesario para efectuar las pruebas.

III.4.1.4 Muestreo del Enrocamiento.

La bondad y calidad de la roca para enrocamiento se juzga por las propiedades físicas mediante pruebas, por examen petrográfico y por los datos obtenidos del comportamiento del material. Como entre los requisitos que debe llenar el enrocamiento está el del tamaño correcto de los fragmentos de roca, las pruebas de calidad que se hacen en el laboratorio deben completarse con datos obtenidos por examen en el campo, y los resultados de las voladuras de prueba en las canteras propuestas.

Las muestras deberán obtenerse volando un frente abierto en una pared del pozo de prueba, zanja, o en los afloramientos para obtener fragmentos que representen cada tipo de material como será explotado y usado como enrocamiento.

III.4.2. MUESTRAS RELATIVAMENTE INALTERADAS.

III.4.2.1. Muestras para determinar la penetración.

El procedimiento usado en la prueba, en condiciones ideales, permite la obtención de una muestra de 18 pulgadas de longitud, las 12 pulgadas (30.48 cms.) inferiores que representan el material del que se conoce la resistencia a la penetración, en golpes.

Las muestras de suelo ordinarias que se sacan del cilindro seccional se colocan en frascos sin retacularlas. En el frasco se anota el origen de la muestra, y se guarda en envases adecuados para su transporte. Los frascos se tapan con cera, o con alguna tapa hermética, para evitar la pérdida de la humedad del suelo. En el frasco se pone una identificación completa de la muestra, profundidad, registro de penetración y la longitud de la muestra. Las muestras deben protegerse de la congelación y no se deben colocar en el sol. Las muestras se utilizan para su clasificación visual y para determinaciones de humedad y de los límites de Atterberg, cuando se necesitan.

III.4.2.2. Muestras cortadas a mano.

En este método se obtienen muestras inalteradas en la forma de cubos, cilindros o de trozos de los estratos expuestos en los lados o fondos de las excavaciones abiertas, pozos de prueba, zanjas y agujeros de gran diámetro hechos con barrenas. Estas muestras son útiles para determinar la densidad en el lugar y la humedad, consolidación, resistencia a la compresión simple y triaxial; y para otras pruebas de laboratorio.

El corte y labrado de muestras al tamaño y forma deseadas requiere un cuidado extremo, especialmente cuando se trabaja con materiales frágiles. Se debe usar la herramienta cortante adecuada para evitar la alteración y agrietamiento de la muestra. Los suelos plásticos blandos requieren cuchillos filosos y algunas veces una cuerda de piano delgada estirada es ventajosa.

Cuando las condiciones climáticas son tales, que los materiales se secan con rapidez, se deben usar trapos mojados u otros medios de protección que se usan mientras la muestra se corta. Después de que la muestra se corta y se labra al tamaño y forma deseados, debe envolverse en una capa de guata y cubrirse con lacre caliente.

Si un suelo se desmorona fácilmente, se deberá colocar sobre la muestra una caja fuerte de madera, sin tapas, antes de cortarla del material a que pertenece; y se levanta para desprenderla.

Las muestras pueden ser de varios tamaños, los más comunes son cubos de 6 pulgadas (15.24 cms.) y 12 pulgadas (30.48 cms.). Con frecuencia se obtienen muestras cilíndricas de 6 pulgadas (15.24 cms.) a 8 pulgadas (20.32 cms.) de diámetro, y de 6 pulgadas (15.24 cms.) a 12 pulgadas (30.48 cms.) de largas.

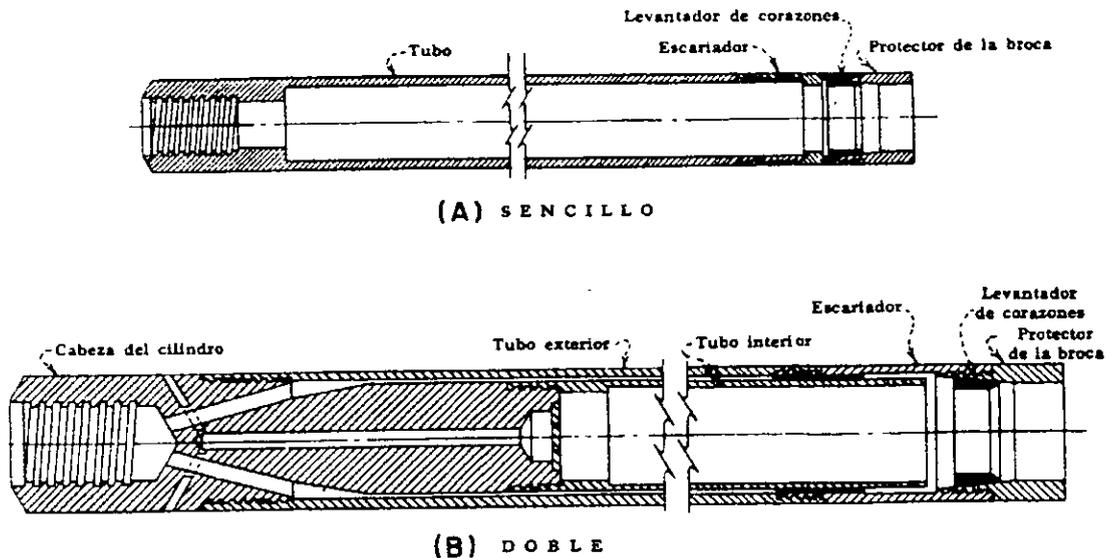


Fig. 3.9. Cilindros para extraer corazones de muestras de las rocas.

III.5. REGISTRO DE LAS EXPLORACIONES.

III.5.1. IDENTIFICACIÓN DE LOS BARRENOS.

Los agujeros de prueba o sondeos deben numerarse en el orden en que se excavan, y la serie de números debe ser continua durante las diferentes etapas de estudio.

Se puede permitir el cambio de lugar los sondeos distancias cortas y conservar el número correspondiente, cuando estos movimientos son obligados por las condiciones locales o por cambios en los planos de ingeniería.

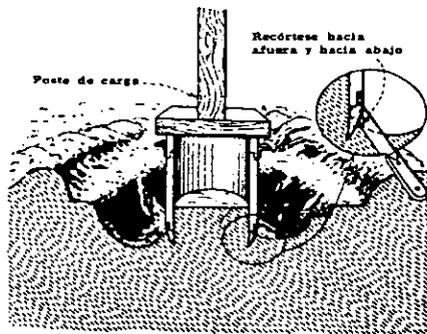
Cuando las exploraciones cubren varias áreas, como los posibles emplazamientos para la cortina de la presa, y diferentes bancos de préstamo, se deberá usar una nueva serie de números para cada lugar o préstamo. Un método ordinario es comenzar la numeración de cada nueva área explorada con el número 100.

Los sondeos se designan con un prefijo formado por una o dos letras para describir el tipo de exploración. Las designaciones siguientes se usan con frecuencia:

- DH Agujero de perforadora.
- AH Agujero de barrena (a mano).
- AP Agujero de barrena (mecánica).
- TP Pozo de prueba.
- T Zanja.
- PR Agujero para determinar la resistencia.

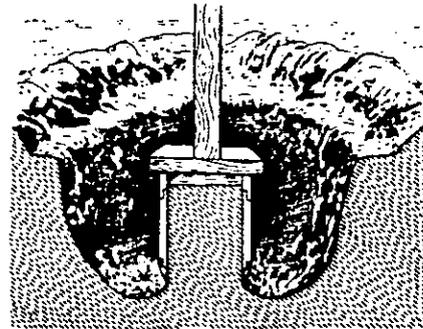
III.5.2. FORMAS DE REGISTRO.

Los registros proporcionan los datos fundamentales en los que se basarán todas las conclusiones subsecuentes, como la de que son necesarias más exploraciones o pruebas, la bondad del lugar, para el



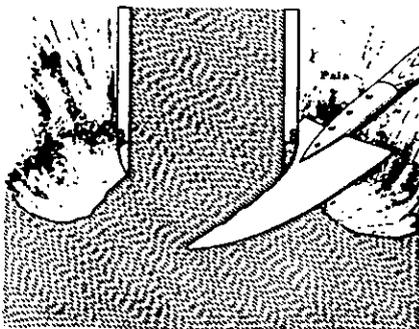
(A)

Nivélase la superficie e hínquese el muestreador cilíndrico ligeramente en el suelo. Excávase, con cuidado, una ranja alrededor del cilindro y recórtese hasta el filo del cilindro con un cuchillo



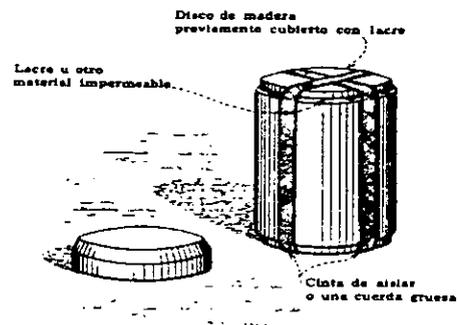
(B)

Contínuese hincando el tubo muestreador y excávase como se muestra



(C)

Córtese la muestra cuidadosamente desprendiéndola del material como se muestra



(D)

Enclérrase la muestra para evitar la pérdida de humedad. Empáquese la muestra y el cilindro en acepilladuras de madera o en serrín mojado para enviarla al laboratorio

Fig.3.8. Método para obtener muestras inalteradas cortadas a mano de forma cilíndrica.

III.4.2.3. Corazones de roca.

En este caso originalmente se desarrolló la perforación giratoria convencional para perforar las rocas duras y blandas. Los muestreadores llamados cilindros para corazones, permiten extraer corazones de $7/8$ de plg. (2.22 cms.) a $2\frac{1}{8}$ de plg. (5.40 cms.) de diámetro y hasta de 6 m. de largo. Existen dos tipos principales de cilindros para corazones, los de tubo sencillo y los de tubo doble.

El de un solo tubo es de proyecto más sencillo, y consta de una cabeza para el cilindro, el cilindro y la broca, que tiene una ranura anular que permite el paso del líquido para la perforación por la barrena hueca. Este modelo expone al corazón al líquido para perforar en toda su longitud, lo que produce una fuerte erosión de los materiales sueltos o débilmente cementados. Por lo tanto, el tubo sencillo se usa principalmente para muestrear roca dura sólida, que requiere una broca de diamante.

Además de llevar un cilindro giratorio exterior, el muestreador de corazones de cilindro doble, lleva un cilindro interior estacionario, que protege el corazón del líquido para perforar y reduce las fuerzas de torsión transmitidas al corazón. Se usa para muestrear la roca blanda o fracturada y puede usarse para obtener corazones en los suelos duros, frágiles o parcialmente cementados, corazones de rocas blandas o débiles cementadas. Para estos materiales se usan brocas de metal endurecido y cilindros para corazones más cortos, de una longitud de 5 pies (1.52 m.) o $2\frac{1}{2}$ pies (0.76 m.). (Fig. 3.9)

emplazamiento, el tipo de proyecto necesario, el costo de construcción, el método de construcción, y la apreciación del probable funcionamiento de la estructura.

El registro representa una información oportuna e importante que puede utilizarse durante un periodo de varios años; puede necesitarse para describir con precisión un cambio de condiciones al pasar el tiempo; y puede constituir una parte importante de los documentos en que se basa el contrato; y puede ser necesario en los tribunales en caso de disputa. Cada registro, por lo tanto, debe ser real, preciso, claro y completo. Se utilizan formas donde se indican los datos necesarios.

Existen tres tipos de registros los cuales son:

Registro geológico de un sondeo. El cual sirve para todos los tipos de sondeos en los que se extraen corazones, que producen muestras relativamente inalteradas.

Registros de prueba o de sondeos con barrena que son los que sirven para todos los tipos de agujeros de exploración, que producen muestras completas, pero alteradas.

Registros para determinar la resistencia con pruebas a la penetración los cuales se pueden usar para sondeos en los que se prueba el suelo en el lugar.

Los encabezados de las formas de registro tienen espacios para poner los datos del proyecto, detalle, número del agujero, localización, elevación, fechas en que se comienza y termina, y el nombre de la persona responsable. Datos breves como la profundidad a la roca fija y al nivel freático son útiles. El cuerpo de la forma para el registro está dividido en una serie de columnas con las diferentes clases de datos necesarios de acuerdo con el tipo de sondeo.

Los registros deben siempre contener datos sobre el tamaño del agujero y el tipo de equipo usado para perforarlo o excavarlo. Estos deben incluir la clase de broca usada en los sondeos, una descripción del equipo perforador o de barrena usada, o el método empleado en la excavación de los pozos de prueba. El lugar del que se toman las muestras debe indicarse en los registros, y la cantidad de material recogido como corazón debe expresarse como porcentaje de cada longitud de penetración del cilindro.

Los registros deben también consignar la extensión y el método de soporte usado al aire profundizando el sondeo, así como el tamaño y espesor del ademe, localización y extensión de las inyecciones de cemento si se usan, tipo de lodo para perforar, o tipo de ademe en los pozos de prueba.

En todos los registros se darán datos sobre la presencia o ausencia de agua y comentarios sobre la seguridad de los datos. Se debe registrar la fecha en la que se hacen las medidas, porque los niveles del agua freática fluctúan estacionalmente. Los niveles del agua deben registrarse periódicamente desde que se encuentre por primera vez el agua y al irse profundizando el agujero.

Es de gran importancia anotar la existencia del nivel de aguas colgadas y de aguas con presión artesiana. Se deberá anotar la extensión de los acuíferos y se deben consignar las áreas en las que se pierde agua al proseguir la perforación, con lo que se evitará duplicar los datos en trabajos subsecuentes en el mismo agujero.

La forma de registro para pozos de prueba o de agujeros hechos con barrena, incluye un método para obtener el porcentaje por volumen de roca de 3 plg. (7.62 cms.) a 5 plg. (12.70 cms.) y de roca mayor de 5 plg. (12.70 cms.). El método consiste en pesar la roca, convertir el peso en volumen del agujero que contiene la roca. Esta determinación puede hacerse en el volumen total del estrato excavado o en una porción representativa del estrato por medio de una zanja de prueba.

III.5.3. DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS.

La descripción de un suelo en un registro debe contener su nombre típico, seguido de los datos pertinentes. Después que se ha descrito el suelo, se debe colocar, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) en el grupo de clasificación correspondiente usando los símbolos compuestos por letras. Estos símbolos de grupos representan una variedad de suelos que tienen ciertas características comunes; por lo tanto, por sí mismos no son suficientes para describir un determinado suelo.

Los motivos por los que se estudian los suelos para las presas son:

- 1.- Materiales de banco de préstamo para terraplenes o rellenos.
- 2.- Materiales de cimentación para la presa y estructuras accesorias.
- 3.- Condiciones de los suelos en el vaso.
- 4.- Tipo de suelos y material en los respaldos de la cortina.

Para muchas estructuras se deben excavar grandes cantidades de suelos para llegar a una cimentación deseada.

Las descripciones de los suelos encontrados en estos estudios deben contener los datos esenciales requeridos por los materiales de préstamo y para suelos de cimentación.

Es importante registrar la humedad natural del suelo. Pues los suelos de los bancos de préstamo muy secos requieren la adición de grandes cantidades de agua para el control de su compactación, y los suelos muy húmedos que contienen cantidades apreciables de finos pueden requerir tratamientos complicados para poderlos utilizar.

La humedad natural de los suelos de los préstamos deben reportarse como secos, húmedos, o mojados. Un suelo se reporta seco cuando evidentemente necesita la adición de agua para poderlo compactar correctamente en el terraplén. Un suelo debe reportarse como húmedo si está cerca de la humedad óptima proctor. Los suelos que se reportan como mojados, evidentemente contendrán mucha más agua que la necesaria para la humedad óptima. Los agujeros en los préstamos se registran de manera que queden indicadas las divisiones entre los diferentes grupos de las clasificaciones.

Cuando los suelos se estudian como cimentaciones para presas y obras auxiliares, son de muchísima importancia, su estructura natural, su compactación y humedad. Los registros de las exploraciones, por lo tanto, deben señalar las condiciones del suelo en su lugar además de describir sus constituyentes.

El estado natural de los suelos de cimentación es importante por que su capacidad de carga y su asentamiento pueden variar tremendamente con la consistencia o compactación del suelo. En el proyecto se deben considerar los cambios en la consistencia de los suelos de cimentación debidos a los cambios de humedad. La clasificación correcta es necesaria para poder predecir el efecto de este cambio de humedad en las propiedades de la cimentación.

III.5.4. DESCRIPCIÓN DE LOS CORAZONES DE ROCA.

El objeto de la descripción de los corazones de roca es proporcionar un registro conciso de las características importantes, geológicas y físicas, de los materiales de los corazones.

Esta descripción debe contener el nombre típico de la roca seguido de datos sobre sus detalles litológicos y estructurales, condición física, incluyendo alteración y cuales quiera de detalles especiales geológicos, mineralógicos o físicos convenientes para la interpretación de las condiciones subterráneas.

Deberá darse mucha atención a los siguientes puntos: Primero; la posición y categoría de las uniones, grietas o fracturas y si están abiertas o llenas, así como a los síntomas de corte, trituración o falla; segundo a los planos de estratificación, laminación o sedimentación y a la facilidad de división a lo largo de esos planos; tercero, al color, forma y tamaño de los granos, y la mineralogía de los granos y material cementante así como a la extensión con la que el material cementante ocupa los espacios intergranulares; y el cuarto, al grado de alteración o intemperismo y dureza de la roca.

El objetivo primordial de la perforación y de sus registros es obtener, evidencias de las condiciones originales de la roca: por lo que, deberá tenerse cuidado en anotarse cualquier condición o daño en el corazón debido al tipo de broca o de cilindro para corazones o a la mala dirección en el proceso de

perforación. Estos factores pueden tener un efecto marcado en la longitud y condición del corazón recogido, especialmente en roca blanda, muy fracturada.

Los buenos registros de los corazones de roca pueden formularlos las personas con experiencia razonable por examen visual del corazón o muestra de mano auxiliándose de muestras sencillas de campo.

Las pruebas detalladas microscópicas o de laboratorio para definir el tipo de roca o mineralogía, son generalmente necesarias en casos especiales.

III.6. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.

Dos pruebas de campo en las que se obtienen valores para el terreno natural, y que son aplicables para estudiar las cimentaciones para las presas son: Las pruebas para determinar la permeabilidad y Las pruebas para determinar la densidad en el lugar, pruebas de resistencia de suelos y rocas y pruebas de deformación.

III.6.1. PRUEBAS DE CAMPO PARA DETERMINAR LA PERMEABILIDAD.

III.6.1.1. Generalidades.

Se pueden obtener valores aproximados de la permeabilidad de los estratos separados, atravesados por los sondeos, haciendo pruebas con agua en los agujeros. La seguridad de los valores obtenidos depende de la homogeneidad de los estratos probados y de ciertas restricciones de las fórmulas matemáticas usadas.

Estas pruebas son del tipo de inyección; se basan en la medida del agua que se puede inyectar en el terreno por el extremo inferior de un tubo, o en una sección sin ademe en el agujero. Estas pruebas no son válidas y pueden desorientar mucho, a menos que se use agua clara. La presencia aun de pequeñas cantidades de arcilla en el agua añadida pueden, disminuir la permeabilidad de la sección de prueba y dar permeabilidad muy pequeña.

Por medio de un tanque de decantación o un filtro, deben hacerse esfuerzos para asegurarse de que solamente se usa agua limpia. Es conveniente que la temperatura del agua añadida sea más elevada que la del agua subterránea, para evitar la creación de burbujas de aire en el terreno, que pueden reducir el volumen de agua que se puede inyectar.

III.6.1.2. Pruebas con tubos verticales.

En las figuras 3.10. (A) y (B) se muestra una prueba hecha por el extremo abierto de tubos de ademe, hincados a la profundidad deseada y que se han limpiado cuidadosamente hasta el fondo.

En este procedimiento el agujero se prolonga hasta abajo del nivel de las aguas freáticas, se recomienda que se mantenga lleno de agua el agujero durante la limpieza, y especialmente cuando se sacan las herramientas, para evitar que se apriete el suelo en el fondo del tubo.

Después de que se ha limpiado el agujero, hasta la profundidad correcta, se comienza la prueba añadiendo agua clara a través de un sistema medidor para mantener una corriente por gravedad a carga constante.

En las pruebas que se efectúan arriba del nivel freático rara vez se obtiene un nivel estable y constante; y variaciones en el nivel de unos cuantos décimos de pie (3.048 cms.) con un gasto constante se considera satisfactorio durante aproximadamente, 5 min.

Si se desea aplicar presión al agua que se inyecta en el agujero, la presión en unidades de carga, se suma a la carga por gravedad (Fig. 3.10 "C" y "D"). Se registran las medidas de carga constante, el

tamaño del tubo de ademe, y las elevaciones de los extremos superior e inferior del tubo. La permeabilidad se obtiene con la siguiente relación determinada por la analogía con fenómenos eléctricos.

$$K = \frac{Q}{5.5 r H}$$

En la que:

K = permeabilidad, en pies por año

Q = gasto constante del agua que entra en el agujero, en galones por minuto.

r = radio interior del ademe, en pies.

H = carga hidráulica diferencial, en pies.

El valor de H para las pruebas de gravedad hechas abajo del nivel de aguas freáticas es la diferencia en pies entre el nivel del agua en el ademe y el nivel del agua freática. En las pruebas arriba del nivel freático, H es la profundidad del agua en el agujero. En las pruebas a presión, se añade la presión aplicada convertida a pies de agua (1 lb/plg² = 2.31 pies) para obtener H.

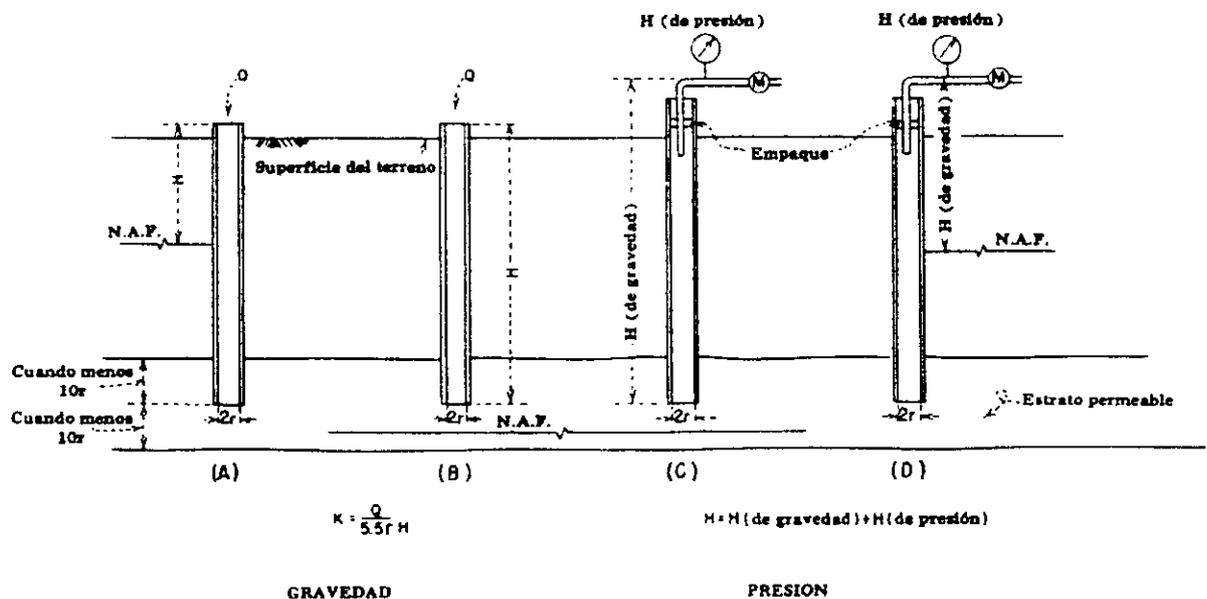


Fig. 3.10. Prueba con tubo abierto para determinar la permeabilidad de los suelos, que se puede hacer en el campo.

III.6.1.3. Pruebas con empaques.

Esta prueba se puede hacer arriba y abajo del nivel freático con tal que el agujero permanezca abierto. Se usa, comúnmente, para hacer pruebas a presión de roca fija usando empaques, pero se puede usar en materiales sin consolidar en que se coloca un empaque un poco adentro del extremo superior del ademe.

Las fórmulas para esta prueba son:

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} \log \frac{L}{r}, L \geq 10r$$

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} \operatorname{senh}^{-1} \frac{L}{2r}, 10r > L \geq r$$

En las que:

K = permeabilidad, en pies por año.

Q = gasto constante hacia dentro del agujero, en galones por minuto.

L = longitud de la porción del agujero probado, en pies.

H = carga hidráulica diferencial, en pies.

r = radio de agujero probado, en pies.

Loge = logaritmo natural.

senh^{-1} = arco seno hiperbólico.

Estas formulas tienen su mayor validez cuando el espesor del estrato probado es cuando menos 5L, y se consideran como más seguras para pruebas abajo del nivel de aguas freáticas que arriba del mismo.

Por comodidad, las formulas se pueden describir:

$$K = C_p \frac{Q}{H}$$

Don de:

K en pies por año.

Q en galones por minuto.

H en pies.

En la que H es la carga Hidráulica en pies que actúa en la longitud que se prueba. Cuando la longitud que se prueba queda abajo del nivel freático, H es la distancia en pies del nivel freático a la cabeza giratoria más la presión aplicada en unidades de pies de agua. Cuando la longitud que se prueba queda arriba del nivel freático, H es la distancia en pies del centro de la longitud probada a la cabeza giratoria, más la presión aplicada en unidades de pies de agua.

Se dan valores de Cp en la tabla siguiente para varias longitudes de la sección de prueba y diámetros de agujero.

Longitud de la sección de prueba en pies, L	Diámetro EX	del agujero AX	de prueba. BX	NX
1	31000	28500	25800	23300
2	19400	18100	16800	15500
3	14400	13600	12700	11800
4	11600	11000	10300	9700
5	9800	9300	8800	8200
6	8500	8100	7600	7200
7	7500	7200	6800	6400
8	6800	6500	6100	5800
9	6200	5900	5600	5300
10	5700	5400	5200 </td <td>4900</td>	4900
15	4100	3900	3700	3600
20	3200	3100	3000	2800

El procedimiento usual es perforar el agujero, sacar el cilindro para corazones u otra herramienta, colocar el empaque, hacer la prueba, quitar el empaque, perforar a mayor profundidad, colocar otra vez el empaque, probar la nueva sección perforada y repetir la prueba.

Si el agujero se sostiene sin ademe, un procedimiento común es perforarlo hasta su profundidad final, llenarlo de agua, agitar el agua, y vaciarlo. Luego colocar dos empaques en el tubo o en la barrena. La longitud del empaque cuando se encuentre ensanchado debe tener cinco veces el diámetro del agujero. El fondo del tubo que sujeta el empaque debe taparse y su porción perforada debe quedar entre los empaques. Cuando se hacen pruebas entre dos empaques, es conveniente empezar del fondo del agujero y trabajar hacia arriba.

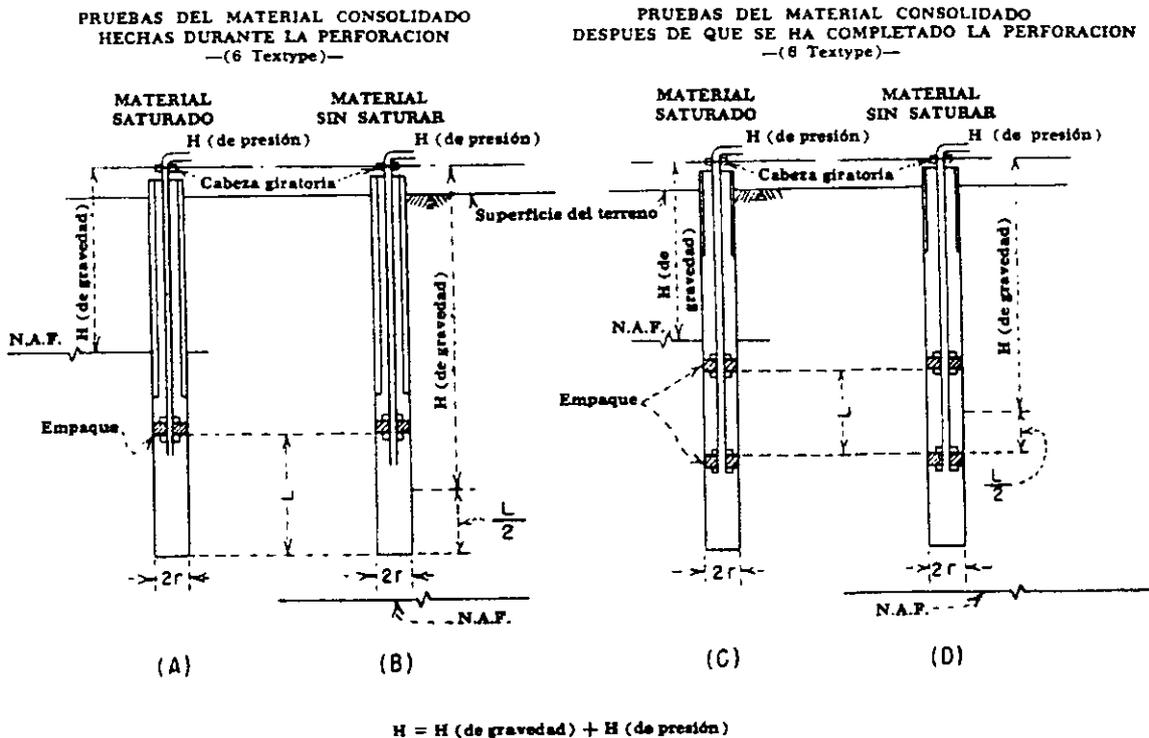


Fig. 3.11. Prueba para determinar la permeabilidad de los suelos por medio de empaques.

III.6.1.4. Pruebas de absorción de agua.

Las pruebas de referencia se realizan con los métodos Lugeon y Lefranc que a continuación se describen.

A) Método Lugeon.

Este método consiste en medir el gasto de agua en litros por minuto o por metro lineal de perforación, que fluye por la roca o que absorbe un manto bajo una presión de 10 kg/cm^2 ; la absorción así registrada es la unidad Lugeon. La prueba se realiza en tramos de 3 a 5 m. de longitud, aislándolos con empaques de cuero o de hule.

La longitud del tramo de prueba no debe fijarse rígidamente, si no que, por lo contrario, ha de adaptarse a la naturaleza del terreno. El equipo está formado por una bomba de inyección, el manómetro que se instala en el brocal del pozo y el aforador de caudales.

Debe tomarse en cuenta la profundidad media del tramo que se ensaya, para determinar la presión a leerse en el manómetro durante la prueba. Para obtener el gasto de absorción en términos de la presión de inyección, se varía en un mismo tramo la presión aplicada según la secuencia: 1,2,4,6,8,10,8,6,4,2,1 kg/cm^2 . La presión de inyección leída en el manómetro debe corregirse por pérdidas de carga en la tubería y por altura del nivel freático con respecto al tramo probado.

Es necesario registrar los gastos a medida que se incrementa la presión hasta alcanzar la máxima, así como al regresar a cero. Se obtienen curvas; la forma de las curvas de gastos de absorción en función de la presión de inyección es muy variable.

Dado que no es lineal la relación entre caudales y presiones, resulta inadmisibles explorar los datos obtenidos; es frecuente que, por las limitaciones en la bomba, no se alcance la presión de 10 kg/cm^2 e ingenuamente se proporcionen adsorciones extrapoladas, lo cual es incorrecto.

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 muy rápidamente. Esta pseudo discontinuidad, que por lo general se atribuye a un fracturamiento inducido en la roca, puede deberse a una apertura progresiva de las fisuras existentes en la roca.

Las pruebas son lentas, pues para cada presión debe esperarse hasta alcanzar, la condición de flujo constante durante 15 min. Por ello se prefiere realizarlas después de terminada la perforación. El ensayo es susceptible de errores importantes por fugas en los empaques, o bien por flaqueo en rocas muy fracturadas.

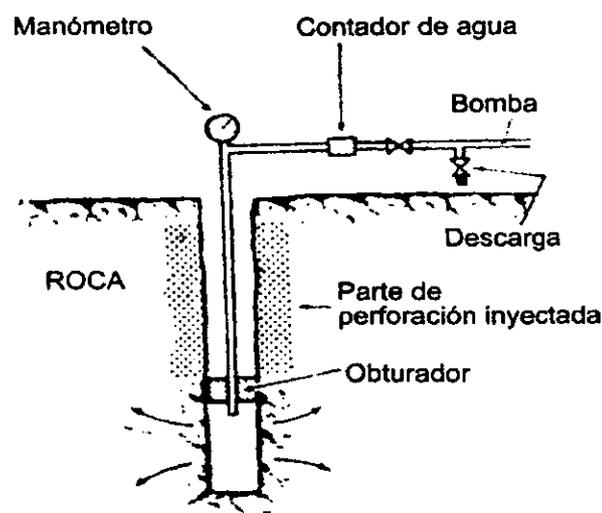


Fig. 3.12. Montaje del equipo para la realización de la prueba LUGEON.

B) Método Lefranc.

Este método consiste en inyectar agua en el terreno saturado, convirtiendo el pozo en un permeámetro de carga constante. Con base en el gasto de inyección Q (en $\text{cm}^3/\text{seg.}$) y el valor de la sobre carga ΔH (en m.), se determina la permeabilidad k (en $\text{cm}/\text{seg.}$) del medio, por la ecuación.

$$Q = Ck\Delta H.$$

Donde C es un coeficiente que caracteriza la geometría del área de infiltración. Si esta es cilíndrica, de longitud L (en m.) y radio r (en m.), el valor de C resulta.

$$C = \frac{4\pi}{\frac{1}{2} L \log \frac{L}{r}}$$

Esta última ecuación procede del análisis del flujo establecido de agua en un material saturado. Por lo que antes de efectuar la prueba, es esencial asegurarse de que el material está localizado bajo el nivel freático.

Este procedimiento proporciona el valor del coeficiente de permeabilidad horizontal de un volumen reducido de material que rodea el tramo ensayado. Por tanto, las heterogeneidades locales de la zona de inyección influyen en el resultado de la prueba.

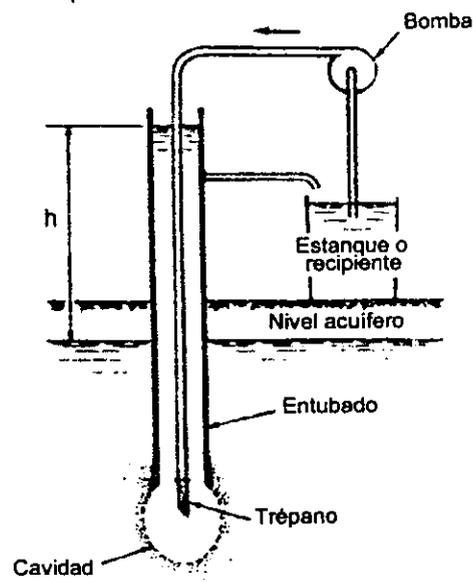


Fig. 3.13. Montaje de la prueba LEFRANC.

III.6.2. PRUEBAS PARA DETERMINAR LA DENSIDAD EN EL LUGAR.

III.6.2.1. Midiendo el volumen con arena.

Este método es usado para determinar la densidad en el lugar en una cimentación, en un banco de préstamo, o en un terraplén compacto, excavando un agujero en una superficie horizontal, pesando el material excavado y determinando el volumen del agujero llenándolo con arena calibrada. La determinación de la humedad en una muestra del suelo excavado permite calcular la densidad del suelo seco del terreno.

Aproximadamente 100 lb (45.36 kg) de arena limpia, secada al aire, uniforme, que pase por la criba N° 16 y quede retenida en la N° 30 se ha encontrado conveniente. Cuando se hacen las pruebas con agujeros grandes en los suelos gravosos, la arena gruesa de partículas redondeadas que pase por la criba N° 4 y quede retenida en la N° 8 es la recomendada.

La arena es calibrada vertiéndola en un recipiente de volumen conocido que tenga aproximadamente el tamaño y la forma del tipo de excavación que se va a usar, se pesa, y se calcula su peso unitario colocada.

En el lugar de la prueba, se quitan todos los materiales sueltos en un cuadro de 45.72 cm a 60.96 cm de lado y se nivela su superficie. Se debe utilizar una plataforma de trabajo apoyada a cuando menos 91 cm de la orilla del agujero de prueba, cuando se esté excavando en suelos que se puedan deformar y cambiar de dimensiones el agujero debido al peso del operador.

En los suelos cohesivos resulta conveniente un agujero de 20.32 cm de diámetro, de 30.48 cm a 35.56 cm de hondo, cuando contienen poca o ninguna grava. Para los suelos gravosos es necesario hacer un agujero con un diámetro de, aproximadamente, 30.48 cm en la superficie, que vaya disminuyendo de diámetro hasta tener aproximadamente 15.24 cm a una profundidad de 30.4 cm a 35.56 cm.

Se coloca sobre el terreno una plantilla de acero o de madera que tenga un agujero de igual tamaño al del suelo y se hace la excavación, cuidadosamente, con una barrena u otra herramienta de mano. Todo el material extraído del agujero se coloca en un recipiente hermético para pesarlo después. Para evitar la pérdida de humedad se debe mantener tapado el recipiente excepto cuando se use; y en los climas calientes y secos se deberá poner una sombra en el área de prueba y un trapo húmedo sobre el recipiente.

El volumen del agujero se determina llenándolo cuidadosamente con arena calibrada usando una regadera sin cebolla. El peso de la arena utilizada para llenar el agujero se determina restando el peso final de la arena y el recipiente, del peso inicial. El volumen de la arena se calcula del peso conocido de la arena calibrada.

La densidad del material húmedo en el lugar es el peso del suelo extraído del agujero dividido por el volumen del agujero. En los suelos que contienen grava, se toma una muestra representativa para determinar la humedad. Luego se calcula la densidad del material seco.

III.6.2.2. Método para los suelos secos exentos de grava.

Es necesario determinar la densidad del material seco en el lugar y la humedad de cimentaciones bastante profundas de suelos cohesivos arriba del nivel freático.

En este método se construye una plataforma en la que pueda pararse el operador sin apoyarse sobre el suelo a una distancia menor de 0.6096 m del agujero que se va a perforar. Un sistema de durmientes y vigas cubiertas por una tarima con un agujero de 30.48 cm de diámetro en el centro será suficiente.

El procedimiento consiste en comenzar un agujero con una posteadora de 20.32 cm de diámetro, penetrando en el suelo una distancia entre 15.24 cm. y 30.48 cm, según la profundidad probable del despalme. El suelo extraído se tira y la profundidad de la superficie del terreno al vértice del cono en el fondo del agujero se mide con una aproximación de 0.01 pie. (0.3048 cms.).

Luego se profundiza el agujero con la barrena a una profundidad de 91.44 m o hasta cualquier cambio aparente en la estructura del suelo, lo que primero ocurra; y el suelo extraído se coloca en una lona limpia, se muestra para determinar la humedad y se pesa. Se mide la profundidad desde el fondo del pozo a la superficie del terreno cuidadosamente otra vez, con una exactitud de 0.01 de pie (0.3048 cms.), y el diámetro del agujero se mide a, aproximadamente, 30.48 cm debajo de la superficie del terreno.

El volumen del agujero muestreado es la diferencia entre las dos profundidades medidas, multiplicada por el área del agujero calculada con el diámetro medido. De esta manera, se pueden determinar la densidad del material mojado y la del material seco a cada profundidad en que se hagan

pruebas abajo del despalme. Este método es aplicable solamente a los suelos secos y cohesivos, relativamente.

III.6.3. PRUEBAS DE LABORATORIO EN LOS SUELOS.

III.6.3.1. Granulometría.

La granulometría o análisis del tamaño de los granos se efectúa con una combinación de cribado y de análisis mecánicos en agua. Se seca una muestra representativa del suelo, se pesa y se pasa por una criba estándar del N° 4 U.S. para quitarle la grava que luego se pasa por una serie de cribas para determinar la proporción del material mayor de 3plg (7.62 cms.), el de 1½ plg (3.81 cms.), ¾ plg (1.91 cms.), y ¼ plg (0.64 cms.). Se usa una muestra de material que pase por la criba N° 4 secada en el horno para el resto de la prueba.

Se pesan cuidadosamente 100 gramos de suelo para arenas y se tratan con 20 c.c. de una solución de sodio al 0.5 en agua destilada para separar los granos finos. Después de varias horas, la mezcla se dispersa mezclándola íntimamente en una mezcladora, luego se pasa a una probeta graduada de 1000 ml. Se añade agua destilada hasta completar exactamente 1000 ml y se mezcla.

Se coloca la probeta que contiene la mezcla sobre una mesa, y se pone en marcha un cronógrafo. Se coloca un Hidrómetro, que es del tipo Bouyoucos que está calibrado en gramos por litro 20°C, y sus lecturas se corrigen por el error del menisco, por la diferencia de temperatura con los 20°C y por la cantidad de agente desfloculante usado.

Al completar la lectura de 1 hora o la de 7 horas 15 minutos, la mezcla se lava sobre una criba estándar del N° 200 U.S.; y la fracción retenida se seca y se separa en las cribas estándar Números 8, 16, 30, 50, 100, 200; generalmente se agitan en un agitador mecánico durante 15 minutos. Y se pesa el residuo sobre cada criba.

III.6.3.2. Humedad.

La humedad se define como el peso del agua que contiene dividido por el peso del suelo seco. El procedimiento consta de: la operación de pesar la muestra de suelo húmeda y su recipiente y de secarla en un horno a 110°C hasta peso constante.

El tiempo mínimo necesario para el secado de muestras es de aproximadamente 16 horas. La muestra seca y el recipiente se colocan en un secador para que se enfríen a la temperatura ambiente antes de pesarlos. La humedad se calcula como la diferencia entre los pesos inicial y final del suelo y el recipiente, dividida por la diferencia entre el peso del suelo seco y el recipiente y el peso del recipiente.

Con objeto de asegurar la precisión, se recomiendan los siguientes tamaños de las muestras para la determinación de la humedad:

Tamaño de la muestra En gramos	Tamaño de las partículas de suelo.
10	Que pasen por la N° 40
200	Que pasen por la N° 4
500	Que pasen por la de 3/8 plg (95 cms.).
1000	Que pasen por la de ¾ plg (1.91 cms.).
2000	Que pasen por la de 1½ plg (3.81 cms.).
2000 o más	Grava entre las cribas N° 4 y de 3 plg (7.62 cms.).

III.6.3.3. Límites de Atterberg.

Para obtener el límite líquido de un suelo, se mezcla la fracción que pasa por la criba N° 40 con agua hasta que tenga la consistencia de masilla y se coloca en una copa de latón. Se nivela para que tenga el espesor de un centímetro y se divide por medio de un ranurador.

Se dan dos vueltas por segundo hasta que las dos porciones de la muestra queden en contacto en el fondo de la ranura en una longitud de media pulgada a lo largo de la ranura, registrando el número de golpes. Se determina la humedad del material tomado en esta porción de la ranura.

La prueba se repite añadiendo agua, o con menos agua hasta obtener dos resultados en que uno necesite más y otro menos de 25 golpes. Se dibuja luego una curva de flujo en el papel semilogarítmico, con el número de golpes en la escala logarítmica en función de la humedad en la escala aritmética. La humedad que corresponde al valor de los 25 golpes es el límite líquido.

El límite plástico es humedad mínima expresada como porcentaje del peso del material secado al horno a la que se puedan formar cilindros de suelo de un octavo de pulgada (0.32 cms.) de diámetro sin que se rompan en pedazos.

Para determinarlo, se mezclan aproximadamente 15 gramos de material que pase por la criba N° 40 se mezcla con suficiente agua para formar un material plástico y se hace una bola. Luego se rueda el suelo entre la palma de la mano y una placa de vidrio esmerilado o de papel absorbente, para darle la forma al suelo de un cordón de un octavo de pulgada de diámetro.

Luego se vuelve a darle la forma de bola, se amasa y se vuelve a formar un cilindro largo otra vez. Se continúa este proceso, hasta que el suelo se desmorone cuando el cilindro tenga el diámetro de un octavo de pulgada y no se pueda reformar. La humedad determinada cuando tiene esta condición es el límite plástico.

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo.



Fig. 3.14. Determinación del límite líquido.

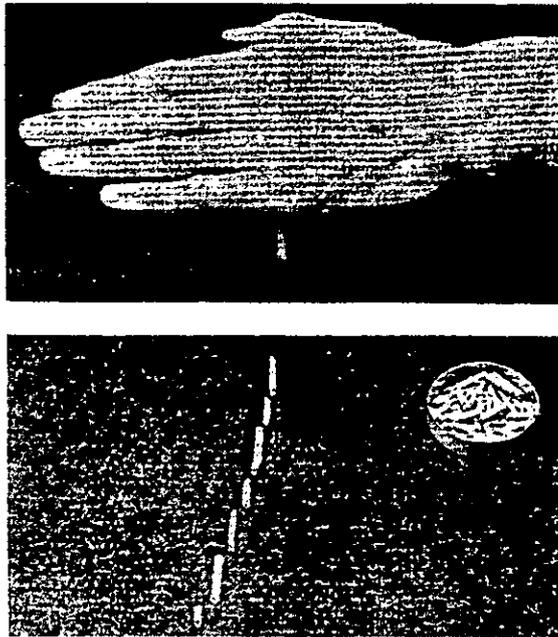


Fig. 3.15. Determinación del límite Plástico.

III.6.3.4. Peso específico.

El peso específico se define como la relación del peso de un volumen dado de material al peso de un volumen igual de agua destilada a una temperatura estipulada. Se determina, comúnmente, el peso específico de la fracción que pasa por la criba N° 4 de los suelos por medio del picnómetro.

En este método se calibra por volumen un matraz de cuello largo de 500 ml a varias temperaturas. Se vierten 100 gramos de material secado al horno que pase por la criba N° 4 dentro del matraz calibrado con agua destilada.

Con el nivel del agua bastante abajo del cuello del matraz, se conecta con algún aparato para hacer el vacío, para extraer el aire atorado en la mezcla; cuando prácticamente se ha agotado el aire, se añade agua destilada hasta que su nivel coincide exactamente con la marca de calibración, se vuelve a conectar con el aparato para hacer el vacío.

Cuando se ha extraído todo el aire se pesa el matraz y su contenido, y se determina el volumen de los 100 gramos de material seco de los datos obtenidos, y se calcula el peso específico del suelo.

Para determinar el peso específico de la grava y de los cantos rodados, el material se sumerge en agua por un periodo de 24 horas y luego se seca con una toalla. Esta es la condición saturada y superficialmente seca. Se pesa y se coloca cuidadosamente en un frasco con sifón lleno midiendo el agua desalojada.

El peso volumétrico del material saturado y superficialmente seco es el peso de la muestra dividido por el volumen del agua desalojada. El peso volumétrico del material secado en el horno es igual al peso del material secado en el horno dividido por el volumen desalojado por el material saturado y superficialmente seco.

III.6.3.5. Compactación Proctor.

La densidad máxima de Proctor, del material seco, es el mayor peso unitario obtenido. La humedad óptima del suelo es la humedad del suelo en esta condición. Para esta prueba, se añade agua a, aproximadamente, 35 lb (15.87 kg) de material que pase por la criba N° 4 del suelo, hasta que su consistencia sea tal, que apenas se adhiera cuando se aprieta en la mano firmemente.

Se compacta una muestra de suelo en un molde de Proctor de 1/20 de pie³ (0.0014 m³), en tres capas iguales con 25 golpes uniformemente distribuidos por la capa, con un pisón de un peso de 5.5 lb (2.49 kg), dejando caer libremente de una altura de 18 plg (45.72 cm) arriba de la capa.

La tercera capa deberá penetrar ligeramente dentro del anillo, y se enrasa el suelo y el molde. Se determina la humedad de la muestra compactada tomando el material cerca del centro. Se repite este procedimiento cuando menos cinco veces usando el suelo nuevo cada vez y aumentando la cantidad del agua añadida, hasta que disminuya el peso del material compacto.

La resistencia a la penetración del suelo compactado, para los puntos situados a lo largo de la curva de compactación. Se pueden obtener introduciendo la aguja Proctor dentro de cada muestra compactada, determinando la resistencia a la penetración en libras por pulgada cuadrada. Este método se ha usado mucho para el control de la humedad de los terraplenes compactados.

III.6.3.6. Densidad Relativa.

La densidad relativa se define como el estado de compacidad de un suelo con respecto a sus estados en que el material está más suelto y más denso, al cual puede llevarse por medio de procedimientos específicos de laboratorio. La densidad mínima se obtiene colocando cuidadosamente suelo seco en un recipiente de tamaño conocido, generalmente entre ½ pie³ (1.42 cm³) y 1 pie³. (2.83 cm³). Se permite para las arenas una caída libre de 1 plg (2.54 cm); para la grava con partículas hasta de 3 plg (7.62 cm) se permite que se coloquen con un cucharón. El exceso de suelo se enrasa cuidadosamente hasta el borde y se pesa el recipiente lleno.

Para obtener la densidad máxima, se moja el suelo por completo y se pone lentamente en el recipiente al que se le ha colocado un vibrador que funcione cuando menos un minuto. Luego se vacía el material del recipiente en una charola, se seca y se pesa.

La densidad relativa está definida por la fórmula:

$$D_d = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} = \frac{\gamma_{D_{\text{máx}}} - \gamma_{D_{\text{mín}}}}{\gamma_D (\gamma_{D_{\text{máx}}} - \gamma_{D_{\text{mín}}})}$$

Donde:

D_d = Densidad relativa, en %.

$e_{\text{máx}}$ = Relación de vacíos máxima.

$e_{\text{mín}}$ = Relación de vacíos mínima.

γ_D = Peso específico del suelo, en kg/cm³.

$\gamma_{D_{\text{máx}}}$ = Peso específico máximo del suelo en kg/cm³.

$\gamma_{D_{\text{mín}}}$ = Peso específico mínimo del suelo en kg/cm³.

Generalmente se expresa como porcentaje.

III.6.4. PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN.

El objeto de esta prueba es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial.

Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior.

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones. Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación.

Dibujando las lecturas del micrómetro como ordenadas, en escala natural y los tiempos, como abscisas, en escala logarítmica, se logra que la curva de consolidación obtenida en laboratorio sea fácilmente comparable con la curva teórica, lo cual permite establecer, toscamente, el grado de aplicabilidad de las teorías al problema específico tratado.

Es común encontrar, en la mayoría de los suelos arcillosos de alta plasticidad, una concordancia excelente hasta un 60% ó 70% de consolidación; delante de estos límites la curva de laboratorio suele volverse asintótica a una recta inclinada respecto a la línea horizontal por el valor de 100% de consolidación de la curva teórica.

Esta desviación corresponde a la consolidación secundaria y esta deformación adicional se atribuye, por hipótesis; a un reajuste de las fuerzas de fricción dentro de la masa de suelo.

Puesto que este cambio volumétrico secundario es generalmente muy pequeño en comparación con el que tiene lugar durante el efecto primario de expulsión de agua, su influencia se hace notoria sólo después de que se ha producido la mayor parte de la deformación volumétrica primaria.

Al realizar la prueba de consolidación, cada incremento de carga se mantiene el tiempo suficiente para que el tamaño correcto de consolidación secundaria se defina claramente; después de lo cual se podrá aplicar el siguiente incremento.

En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga se selecciona un tiempo arbitrario, tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas caigan ya más allá del período de consolidación primaria.

La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a ese tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad.

El equipo para esta prueba consiste de un consolidómetro incluyendo el anillo para la ubicación de la muestra, piedras porosas, un micrómetro de 0.001 cm. y equipo adicional tal como cortadores para labrar el espécimen, cronómetro, cápsulas horno, balanzas, termómetros y una cierta cantidad de algodón hidrófilo.

III.6.5. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE.

Esta prueba consiste en la aplicación de un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores.

En esta primera etapa los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación (γ_z) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, valen:

$$\sigma_3 = 0 - u = - (u_1 + u_2) = - (-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2.$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u.$$

Donde:

σ = Esfuerzo efectivo, en kg/cm.

q_u = Esfuerzo axial, en kg/cm².

u = Presión neutral, en kg/cm².

γz = Presión de preconsolidación, en kg/cm².

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando el valor de q_u en un mismo suelo en los estados inalterado y remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como:

$$st = \frac{q_u (\text{inalterado})}{q_u (\text{remoldeado})}$$

Donde:

St = Grado de sensibilidad del suelo.

q_u = Resistencia al esfuerzo cortante, en kg/cm².

El equipo que se requiere para esta prueba es: Una báscula de carga u otro aparato que cubra sus fines, cortador para el espécimen, segueta de alambre etc. Recipientes para determinación del contenido de agua, extensómetro, balanza, cilindro metálico y demás equipo para preparar un espécimen de suelo remoldeado, si ese es el caso.

Hay dos tipos de procedimientos en esta prueba, los cuales se describen a continuación.

a) Procedimiento de prueba con aplicación directa de la carga (Esfuerzo controlado):

- 1.- Móntese el espécimen, con su base y cabezal ya instalados bien centrado bajo marco de carga.
- 2.- Colocando una pequeña pesita en la ménsula, asegúrese un buen contacto entre el espécimen y el marco de carga, a través del balín y la placa del cabezal. Verifique previamente que el peso del marco de carga está correctamente balanceado por el contra peso.
- 3.- Móntese un extensómetro sensible al centésimo de milímetro en su soporte, adosado al marco de carga. Ajústese a una lectura inicial de cero.
- 4.- Échese a andar un cronómetro y, simultáneamente, aplíquese el primer incremento de carga a la ménsula. Inmediatamente antes de aplicar el siguiente incremento de carga deberá observarse y registrarse la lectura del extensómetro. Cada incremento de carga debe aplicarse durante un minuto y la lectura del extensómetro debe hacerse 5 seg. antes de aplicar el siguiente.
- 5.- Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser cuidadosamente observada para detectar sus grietas o posibles planos de falla y otros puntos de interés.
- 6.- Si la muestra falla bruscamente regístrese el tiempo transcurrido tras la aplicación del último incremento de carga; después quítese las pesas de la ménsula. Si no hay falla brusca, la prueba se dará por terminada al sufrir la muestra una deformación unitaria del orden de 20%.
- 7.- Quítese la muestra del aparato y hágase un esquema de su falla y agrietamientos a una escala correcta.

8.- Córtese una laja delgada, de unos 3 mm. de espesor, paralela al plano de falla, para determinación del contenido de agua. El resto de espécimen se pondrá a secar para el mismo fin.

9.- Calcúlese las deformaciones correspondientes a los diferentes esfuerzos, según los datos observados, calculando con áreas corregidas y dibújese un diagrama esfuerzo-deformación.

b) Procedimiento de prueba con báscula de carga (deformación controlada).

1.- Colóquese sobre la plataforma de la báscula de carga una placa metálica redonda, con dos brazos verticales entre los que va el puente para instalar el extensómetro; sobre esa base colóquese una placa destinada a soportar directamente al espécimen.

Sobre dicho espécimen otra placa delgada hace el papel de cabezal, en el cual se apoyará, a través de un balín, el marco móvil de carga. La colocación de todos esos objetos hará que la aguja de la carátula de la báscula abandone su posición original de lectura cero; por medio de los pesos situados en los brazos horizontales de la báscula, deberá volverse dicha aguja a su posición original. En este momento la báscula está lista para la prueba.

2.- Céntrese bien el espécimen bajo el marco móvil, cuidando que el balín transmisor resulte perfectamente axial. Acciónese manualmente las palancas que mueven el marco móvil hasta lograr el contacto con el cabezal de la muestra, a través del balín; éste se hace notorio por un pequeño desplazamiento de la aguja de la carátula de la báscula, la cual deberá colocarse en cero otra vez, accionando ligeramente en sentido inverso el mismo control manual.

3.- Móntese el extensómetro y ajústese su carátula en lectura cero.

4.- Conéctese el mecanismo eléctrico de la báscula y échese a andar el mecanismo de aplicación de carga simultáneamente con un cronómetro. El marco de carga desciende ahora a una velocidad uniforme, comprimiendo el espécimen contra la plataforma, con lo cual la carátula de la báscula marcará las cargas aplicadas progresivamente.

5.- Deberán hacerse lecturas de la carga aplicada a cada milímetro de deformación, según indicación del extensómetro. Esta frecuencia puede variarse de acuerdo con la mayor o menor rigidez del espécimen; en los especímenes más rígidos es recomendable una frecuencia mayor.

La velocidad de deformación es frecuentemente de 1 mm por minuto, sin embargo, pueden preciarse velocidades menores cuando se prueben muestras muy rígidas, de manera que la prueba dure un tiempo comprendido entre los 5 y 10 min. ya señalados.

6.- Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser observada cuidadosamente para detectar sus grietas, planos de falla u otros puntos de interés.

7.- Por lo general, la falla de espécimen está señalada por un regreso en la aguja de la báscula, tanto mayor cuanto la falla sea más típicamente frágil. El instante en que esto ocurra debe ser registrado. Después deberá continuarse la prueba haciendo lecturas en la forma normal, hasta obtener algunos valores para la curva esfuerzo deformación en la zona delante de la carga máxima.

La prueba deberá suspenderse al alcanzar la muestra una deformación unitaria del orden del 20%. Si no se define una falla típica, deberá también suspenderse la prueba al llegar al mismo límite de deformación.

8.- Ejecútese las etapas 7), 8), 9) del inciso a), relativas a pruebas de esfuerzo controlado.

III.6.6. PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.

Esta prueba se realiza con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo de que se trate. En los tipos más usuales del aparato de prueba, dos de los esfuerzos principales se producen por presión de un líquido que rodea el espécimen y, por lo tanto, son iguales.

A continuación se describe el procedimiento de las diferentes pruebas de compresión triaxial.

III.6.6.1. Procedimiento para la prueba rápida.

Se hace actuar las cargas sobre la ménsula, colocando los incrementos con intervalos de un minuto, obteniendo las lecturas del extensómetro correspondientes a cada incremento cinco segundos antes de agregar el siguiente incremento.

El peso de cada incremento será un décimo de la carga de falla prevista. Según la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada tomándose nota del desarrollo de grietas, abultamientos, pérdidas de verticalidad, etc. A veces es deseable disminuir la magnitud de los incrementos de carga a la mitad, cerca de la falla; en este caso, los intervalos en que actúan los incrementos se reducirán también a medio minuto.

Después de que el espécimen haya fallado o de que su deformación axial sobrepase el 25-30% cesa el proceso de incrementar la carga, se quita la presión de la cámara, se retiran las pesas de la ménsula y se quita el extensómetro.

III.6.6.2. Procedimiento para la prueba rápida-consolidada.

a) Etapa de consolidación.

Las lecturas iniciales durante esta primera etapa necesitan dos operadores; uno para leer el extensómetro y registrar los datos y el otro para leer las variaciones de nivel en la bureta. Por lo demás, las manipulaciones deberán ajustarse a lo siguiente:

1.- En un cierto tiempo registrado, se abre completamente la válvula que comunica a la bureta.

2.- Se toman lecturas simultáneas del extensómetro y la buena, en tiempos de 15seg, 30seg, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 1h, 2h, 4h, etc., después de haberse iniciado el proceso de consolidación, por abrirse la válvula A.

3.- Trácese gráficas semilogarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos, simultáneamente al proceso de consolidación.

4.- Al llegar al 100% de consolidación primaria, lo cual se nota por definirse tramos rectos en las curvas de consolidación, pero en ningún caso antes de 24h, se cierra la válvula que comunica a la bureta.

b) Etapa de carga axial y falla.

Se seguirá el mismo procedimiento descrito para la prueba rápida.

III.6.6.3. Procedimiento para la prueba lenta.

a) Etapa de consolidación.

El procedimiento es análogo al descrito en la sección a) del procedimiento anterior.

b) Etapa de carga axial y falla.

La carga axial se aplica en incrementos, permitiendo completo drenaje de la muestra en todo momento. La velocidad de aplicación de las cargas y la magnitud de los incrementos aplicados varían a lo largo de la prueba, sin que pueda establecerse una secuela definida.

Los incrementos de carga iniciales pueden ser grandes, posiblemente de un cuarto de la carga de falla prevista dejando aplicado cada uno hasta obtener, por lo menos, un 75% de consolidación primaria.

Después los incrementos deben ser de mucha menor magnitud y debe dejarse que cada uno obre durante 24 h. Por lo menos. Al principio no se requiere obtener curvas de consolidación más que para verificar el haber alcanzado la consolidación primaria deseada, a menos que exista una razón especial para trazarlas.

No obstante, al final de la prueba sí es preciso disponer de frecuentes lecturas del extensómetro y la bureta, para poder calcular el área corregida de la sección transversal de la muestra. Deben tenerse registros frecuentes de la presión imperante en la cámara y de la temperatura del cuarto.

III.6.6.4. Cálculos.

a) Prueba rápida.

Dibújese la curva esfuerzo-deformación unitaria. El área corregida se calcula con la ecuación:

$$A = \frac{100 A_o}{100 - \text{Deformación} (\%)}$$

Donde :

A = Área de la sección transversal corregida, en m².

A_o = Área de la sección transversal al inicio de la prueba, en m².

Donde A_o es el área de la sección transversal de la muestra al inicio de la prueba.

Téngase en cuenta para comprender la expresión anterior que el volumen inicial de la muestra se supone igual al final; por lo tanto, si "l_o" es la longitud inicial de la muestra, se tendrá:

$$A_o l_o = (l_o - \text{deformación total}) A$$

Entonces:

$$A = \frac{A_o l_o}{l_o - \text{def}}$$

Donde:

A = Área de la sección transversal corregida, en m².

A_o = Área de la sección transversal al inicio de la prueba, en m².

l_o = Longitud inicial de la muestra, en m.

Si "l_o" se toma como 100% y la deformación es la unitaria, se llega de la primera expresión.

También se trazará el Círculo de Mohr correspondiente a los esfuerzos en el instante de falla; σ₃, igual a la presión hidrostática y σ₁ igual al σ₃ más el esfuerzo desviador aplicado por el vástago. Si se ejecutan varias pruebas rápidas, trácese la envolvente a los diversos círculos de Mohr obtenidos (uno de cada prueba).

b) Prueba rápida consolidada.

El área corregida de la muestra al fin de la primera etapa, que es inicial para la segunda etapa de carga, se calculará con la expresión:

$$A_o = \frac{V - \Delta V}{H - \Delta H}$$

Donde:

V = Volumen original del espécimen, en m³.

ΔV = Cambio de volumen, registrado en la bureta, en m³.

H = Altura original de la muestra, en m.

ΔH = Cambio de altura de la muestra, registrado por el extensómetro, en m.

C) Prueba lenta.

El área en el momento de la falla podrá calcularse con la expresión del inciso anterior; así podrá calcularse el esfuerzo desviador. Trácese el Círculo de Mohr correspondiente y la envolvente de falla, si se efectúan varias pruebas.

III.6.7. PRUEBAS DE LABORATORIO DE LOS MATERIALES PARA ENROCAMIENTO Y PARA AGREGADOS PARA CONCRETO.

III.6.7.1. Peso específico y absorción.

El peso específico de la arena para agregados para el concreto se puede determinar en una muestra saturada superficialmente seca, de manera semejante a la dada para el suelo, explicadas en el tema anterior.

El peso específico de los agregados gruesos y para enrocamiento se determina saturando el material 24 hr. en el agua a una temperatura de 59°F a 77°F, se seca con una toalla y se pesa. Después de pesado se coloca el material en una canasta de alambre y se pesa de nuevo en el agua.

La muestra se seca luego hasta alcanzar un peso constante en un horno, se enfría a la temperatura ambiente y se pesa de nuevo. Si A es el peso en gramos en el aire de la muestra secada en el horno, B es el peso de la muestra saturada superficialmente seca, y C el peso en gramos de la muestra en el agua,

entonces el peso específico, del material seco es igual a $\frac{A}{B - C}$, el peso específico del material saturado y

superficial seco es igual a $\frac{B}{B - C}$, y la absorción es igual a $\frac{B - A}{A}$ con relación al peso del material seco,

y $\frac{B - A}{B}$ con relación al material saturado y superficialmente seco.

La absorción generalmente se expresa como porcentaje.

III.6.7.2. Abrasión.

En esta prueba se determina la resistencia del desgaste de la roca triturada y la natural y de la grava triturada. Se usa la máquina para la prueba de desgaste de Los Ángeles, que consiste en un cilindro hueco cerrado en ambos extremos, con un diámetro de 28 plg (71.12 cm) y una longitud de 20 plg (50.80 cm).

La carga abrasiva consiste en esferas de hierro vaciado o de acero con un diámetro de aproximadamente 1 7/8 plg. (4.76 cm) se usan 12 esferas para una granulometría A, 11 para la granulometría B, y 8 para una granulometría C.

Se coloca la muestra para la prueba de 5000 gramos y la carga abrasiva correspondiente en la máquina de Los Ángeles, haciéndola girar 100 revoluciones a la velocidad de 30 a 33 rpm. se saca luego el material de la máquina, se pasa por una criba N° 12, y el material retenido en ella se pesa.

Toda la muestra, incluyendo el material pulverizado, se regresa a la máquina de prueba y se hace girar otras 400 revoluciones, repitiendo el cribado y la pesada. Las diferencias entre el peso original del material retenido en la criba a 100 y a 500 revoluciones se expresan como porcentaje del peso original del material de la muestra.

Estos materiales se reportan como porcentajes de desgaste.

III.6.7.3. Resistencia al intemperismo.

La prueba más usada para determinar la resistencia al intemperismo es la prueba con el sulfato de sodio. Los resultados de esta prueba se usan como una indicación de la cualidad de los agregados y los enrocamientos para resistir el intemperismo.

Una solución cuidadosamente preparada de sulfato de sodio saturada se mantiene a una temperatura de 73.4°F. Después de lavar el material y de secarlo en un horno, se criba para darle una granulometría específica, que generalmente varía del material retenido en la criba N° 50 a 1½ plg (3.81 cm).

Pesos determinados de las diferentes fracciones del material se colocan en varios recipientes que resistan el efecto de la solución, y se vierte suficiente solución de sulfato de sodio que cubra las muestras. Se deja remojar el material durante 18 hr, durante las cuales se mantiene una temperatura de 73.4°F.

Después del periodo de inmersión de 18 hr., se saca la muestra de la solución y se seca hasta peso constante a una temperatura de 221°F a 230°F. Después de secado, se enfrían las fracciones de la muestra a la temperatura ambiente y se repite el proceso. Al final de cinco ciclos, se inspecciona la muestra y se hace el registro de la observación.

Luego se lava cada fracción cuidadosamente para quitarle el sulfato de sodio, se seca y se enfría. Se criba cada fracción y se pesan las cantidades de material perdido en cada fracción y se reporta.

III.6.8. ÍNDICE DE CALIDAD DE LAS ROCAS, RQD.

El índice de calidad (RQD) se basa en la recuperación modificada de testigo, que a su vez depende indirectamente del número de fracturas y del grado de debilitamiento o de alteración del macizo rocoso, según se puede observar por los testigos extraídos de un sondeo.

En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta sumando la longitud total del testigo pero considerando únicamente aquellos trozos de testigo de longitud igual o superior a 10 cm, en estado sano y compacto.(Fig. 3.16).

Cuando el testigo se rompe por el manejo o por el proceso de perforación, se juntan los trozos partidos y se cuentan como una pieza única, siempre que alcancen la longitud requerida de 10 cm.

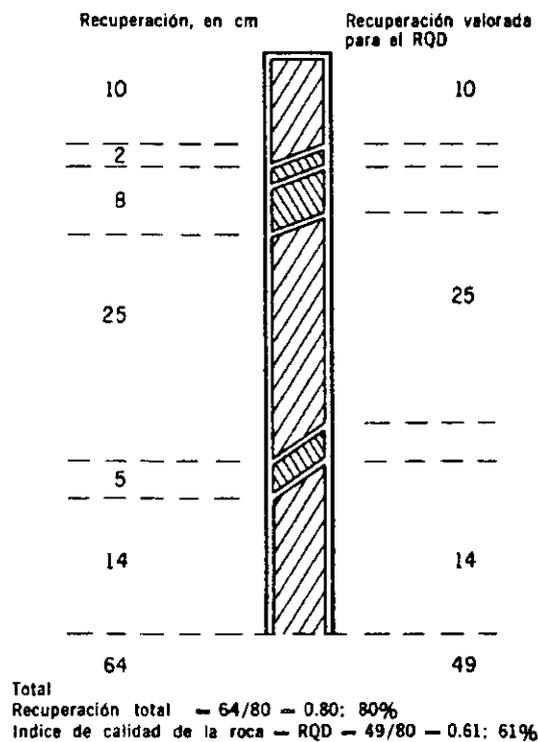


Fig. 3.16. Recuperación total e índice de calidad de la roca.

En el caso de rocas sedimentarias o rocas metamórficas estratificadas es necesario un cierto criterio, ni siendo tan exacto el método en estos casos como en las rocas ígneas, calizas en estratificación gruesa, areniscas etc.

Sin embargo, el método se ha aplicado con éxito incluso en pizarras, aunque era necesario medir los testigos inmediatamente después de extraerlos del sondeo y antes de que comenzara el desmenuzamiento y disgregación al aire.

Evidentemente este método es muy rígido para la roca cuando la recuperación es escasa, si bien una escasa recuperación suele indicar una pobre calidad de la roca. Pero no siempre es cierto, sin embargo, ya que un equipo de perforación o una técnica deficientes pueden también dar lugar a una recuperación escasa. Por esta razón, se requiere una batería de sondeo de doble tubo de diámetro mínimo NX(54mm), siendo fundamental una adecuada vigilancia de la perforación.

Por simple que parezca el procedimiento, se ha encontrado que existe una correlación bastante buena entre los valores numéricos del RQD y la calidad general de la roca a efectos prácticos de ingeniería que se observa a continuación en la siguiente tabla.

INDICE DE CALIDAD (RQD) (%)	CALIDAD
0-25	MUY MALA.
25-50	MALA.
50-75	REGULAR.
75-90	BUENA.
90-100	EXCELENTE.

III.6.9. ENSAYOS DE DEFORMABILIDAD.

Existen dos métodos básicos para determinar la deformabilidad de los macizos rocosos: denominados métodos "estáticos" y "dinámicos".

En los primeros se aplican cargas estáticas relativamente grandes sobre superficies seleccionadas del macizo rocoso. Se miden las deformaciones resultantes. En los ensayos dinámicos se mide la velocidad de propagación de perturbación vibratorias.

III.6.9.1. Métodos Estáticos.

En el método estático existen dos variantes. Son el método de carga con placa y el de presión en galería.

A) Ensayo de carga con placa.

En este método se aplica una carga sobre una superficie plana de la roca midiendo la deformación superficial resultante. La base teórica es la conocida solución de Boussinesq para el desplazamiento normal de la superficie de un semiespacio elástico bajo la acción de una carga puntual normal. Esta solución expresa los desplazamientos superficiales en función de la carga aplicada mediante la expresión.

$$W_0 = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi Er}$$

Donde W_0 (en m.) representa el desplazamiento normal de la superficie de radio r (en m.) para una carga normal concentrada P (en kg), ν es el módulo de Poisson y E es módulo de Young.

En la práctica generalmente la carga se aplica mediante un gato a través de un elemento de reparto. Se requiere una carga de varios cientos de toneladas para obtener deformaciones medibles de superficies representativas, siendo el problema fundamental conseguir una reacción suficientemente fuerte contra la cual apoyar los gatos. Debido a ello, estos ensayos suelen realizarse en galerías subterráneas excavadas para este fin.

B) Ensayos de presión en túneles o galerías.

En este método la deformación diametral de una galería circular sometida a una carga uniformemente repartida, para determinar el módulo de elasticidad.

Si se considera una cavidad en un medio elástico indefinido, sometida a la anterior carga, de forma que la longitud cargada sea grande respecto al diámetro de la galería, podrá suponerse que las secciones normales al eje del tramo considerado se encuentran, por el principio de St. Venant, en un estado de deformación de tensiones en torno a la galería mediante la conocida teoría de tubos gruesos, suponiendo que el radio exterior es infinito. Tenemos así.

$$\sigma_r = p \frac{a^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = -p \frac{a^2}{r^2}$$

Donde "a" (en cm) es el radio de la galería y "p" (en kg/cm²) la presión radial uniformemente repartida.

La deformación diametral correspondiente del contorno de la galería es:

$$\mu = 2 \frac{1+\nu}{E} ap$$

De forma que

$$E = \frac{1+\nu}{\mu} dp$$

Donde "d" (en cm.) es diámetro de la cavidad.

Si el tramo cargado es menor que el doble del diámetro de la galería, la ecuación anterior toma la forma siguiente:

$$E = \Phi \frac{1+\nu}{\mu} dp$$

Para las deformaciones medidas en el centro del tramo, siendo Φ una constante función de la longitud de dicho tramo, Φ es menor que la unidad y tiende a uno cuando la longitud cargada se aproxima a 2d.

III.6.9.2. Métodos Dinámicos.

En estos métodos, el módulo elástico se deduce de la velocidad de propagación de ondas de sonido, constituyendo por tanto una derivación del método sísmico de prospección geofísica.

Cuando se aplica un impulso dinámico a la superficie de un sólido semi-indefinido, la energía se irradia desde la fuente emisora en forma de dos tipos diferentes de impulsos vibratorios elásticos.

El más rápido de estos impulsos sólo origina desplazamientos de las partículas del material en la dirección de avance de la perturbación y se denomina onda longitudinal o de compresión. La velocidad a de esta onda en un medio elástico isótropo viene dada por

$$a^2 = \frac{E(1-\mu)}{p(1+\mu)(1-2\mu)}$$

La segunda onda es la transversal o de cizallamiento que da lugar a un desplazamiento de las partículas normal a la dirección de avance. La velocidad β de la onda de cizallamiento, también para el caso de un medio elástico e isótropo, es

$$\beta^2 = \frac{E}{2p(1+\mu)}$$

Donde ρ = densidad del material.

Para las rocas estas velocidades varían entre 900 y 6000 m/s.

El equipo empleado en el método de refracción está formado por una serie de geófonos y un oscilógrafo registrador. Se produce una perturbación bien por la explosión de una carga de dinamita o, con profundidades pequeñas, golpeando el terreno con una maza.

Un geófono colocado en el punto de la perturbación registra el instante inicial de la onda transmitida al terreno. Los detectores registran a continuación el instante de llegada de las ondas, las cuales aparecen en el oscilógrafo y se registran fotográficamente.

La profundidad hasta la cual este método puede dar información útil es limitada, tanto con fines exploratorios como estructurales. Los emplazamientos de presas y explotaciones mineras a cielo abierto son obras en las que puede ser útil este tipo de reconocimiento.

Además de determinar los espesores de los distintos estratos, la determinación de las velocidades sísmicas in situ proporciona una cierta medida de las características resistentes del macizo rocoso, que se pueden confrontar con las obtenidas en muestras individuales.

III.6.10. ENSAYOS DE CORTE.

El método desarrollado es en el cual se coloca un bloque aislado de roca, o de hormigón moldeado sobre la superficie rocosa, se corta según la superficie de la roca mediante un gato horizontal, mientras un segundo gato aplica simultáneamente una carga perpendicular.

Este ensayo permite estimar el ángulo de resistencia al corte de la roca. El bloque suele tener una sección plana de aproximadamente 1 m², pero también se han utilizado superficies mayores.

Se supone que se puede aplicar la ley de Coulomb, es decir.

$$s = c + \sigma \tan \phi.$$

Donde "s" (en kg/cm²) es la resistencia al corte, "c" es la cohesión, " σ " (kg/cm²) es la tensión normal a la superficie de corte (efectiva) y " ϕ " es el ángulo de resistencia al corte. A partir de estos ensayos, realizados con distintas cargas normales, se pueden estimar los valores efectivos de "c" y " ϕ ".

Como estos ensayos se suelen realizar con pequeños bloques (70 mm x 70 mm) los resultados no tienen por qué ser representativos de todo el macizo rocoso. Puede esperarse que la resistencia total sea inferior a lo que sugieren los resultados de estos ensayos.

En ciertas circunstancias estos ensayos son muy útiles para obtener alguna información sobre las propiedades de resistencia in situ. Sin embargo, cada ensayo es muy caro y deberán realizarse muchos ensayos para obtener valores medios y conocer las dispersiones, y aún en muchas circunstancias los resultados no constituyen una medida correcta de las propiedades de resistencia in situ de grandes macizos rocosos.

Se han descrito ensayos de corte a gran escala. Se sugiere que tales ensayos (realizados con bloques de 5.5 x 5.5 x 4.6 m) reducirán la influencia de los procesos de excavación sobre el plano de corte. Sin embargo, al mismo tiempo, el estado tensional real sobre este plano será más indeterminado.

CAPITULO IV.

TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES.

Objetivo Especifico.

Describir los diferentes procedimientos de tratamiento de las cimentaciones de las cortinas.

IV.1. TRATAMIENTO DE GRIETAS. (GENERALIDADES)

En la construcción de una cortina se requieren determinar trabajos preliminares que dependen del suelo o roca expuestos en la cimentación y de los materiales componentes de la superestructura, teniendo en cuenta la función que desempeña cada una de las partes integrantes de la misma.

Es necesario descubrir la roca, remover las partes sueltas, limpiar grietas y rellenarlas con mortero e inyectar a baja presión la parte superior de la formación.

Se debe hacer un análisis cuidadoso de alternativas para dictaminar los requisitos mínimos del tratamiento; el cual está basado en la información geológica y topográfica; pero es regla general que solo al realizar la limpieza superficial del sitio se conozca la extensión de estos trabajos, siendo frecuente la introducción de cambios significativos para el programa de construcción y la economía de la obra.

La remoción de vegetación, suelo orgánico y escombros sobre la roca es indispensable en todo sitio de la presa. La limpia gruesa se realiza con tractor o excavadoras y se completa en las zonas del corazón y filtros, con un trabajo minucioso hecho con pico o martillo neumático con objeto de exponer una superficie lo suficientemente limpia para efectuar el tratamiento de grietas, huecos y otros defectos. Esto se logra con la aplicación de agua y aire a presión.

Por lo general la limpieza gruesa se hace en todo el desplante de la cortina, enviando el producto de la misma a los bancos de desperdicio para evitar interferencias con operaciones subsecuentes.

Es común realizar la limpia final y el tratamiento detallado, inclusive las inyecciones, a medida que avanza la colocación de materiales en la cortina, para evitar el uso de tarimas u obras falsas sobre laderas.

Al preparar la superficie de sustentación del núcleo impermeable es frecuente que aparezcan dos posibilidades de grietas: a) grietas finas, sin relleno visible normalmente producidas por el uso de explosivos en las excavaciones; b) grietas anchas o zonas fracturadas, con rellenos diversos, que son de origen tectónico en la mayoría de los casos, o producidas por relajamiento de esfuerzos de las paredes del cañón o debido a condiciones de estabilidad precaria de la masa rocosa.

Las grietas finas se tratan con capas de mortero o simple aplicación de lechada; en ambos casos se usa el cemento como aglutinante. En varios proyectos se ha especificado el uso de gunita, particularmente cuando son rocas muy fisuradas y se desea lograr una buena penetración del mortero.

Cuando las grietas son prominentes y tienen rellenos permeables, conviene efectuar una limpieza ampliando en forma de cuña las fronteras exteriores y de una profundidad por lo menos tres veces el ancho o hasta encontrar una condición confiable desde el punto de vista del flujo de agua. Estas grietas se rellenan de mortero aplicado con cuchara o proyectado a presión.

En ocasiones aflora agua a presión por las grietas, haciendo necesario drenar la masa de la roca y canalizar la filtración antes de realizar los tratamientos descritos.

IV.2. TIPOS DE TRATAMIENTOS.

La técnica de inyección consiste en hacer penetrar un fluido en la masa rocosa de forma que fragüe en las grietas y fisuras desplazando el aire o el agua en ellas existente. El producto inyectado, al mismo tiempo que impide la circulación del agua por la roca, proporciona una resistencia adicional.

La inyección en roca requiere normalmente el empleo de una lechada formada por una mezcla de cemento Pórtland y agua. Se puede añadir también arena arcilla, polvo de roca y otros materiales inertes con objeto de reducir el costo del tratamiento cuando las fisuras son suficientemente grandes como para absorber grandes cantidades de lechada.

La bentonita, las puzolanas, el cemento Trief (escoria natural básica) y otros aglomerantes se han utilizado en lugar del cemento cuando las circunstancias lo permiten. Si el agua freática es agresiva deben utilizarse cementos especiales resistentes a los sulfatos.

Con objeto de hacer penetrar estos materiales en las fisuras más finas, es necesario que la lechada contenga una cantidad de agua relativamente grande, muy superior a la necesaria para provocar la hidratación del cemento.

Para la inyección se requieren elevadas presiones, no sólo para hacer penetrar la lechada en las fisuras finas sino también para expulsar el exceso de agua y asegurar un producto de fraguado de adecuada resistencia.

La presión de inyección a aplicar con seguridad depende del estado tensional de la roca en el instante de la inyección y como éste no es conocido de antemano, no puede decirse con certeza la magnitud de la presión a utilizar.

Sin embargo, cabe realizar ensayos de rotura por presión hidráulica con objeto de estimar la presión de trabajo adecuado. En estos ensayos se bombea agua al interior de la roca durante períodos fijos, a presiones cada vez mayores; mientras la cantidad de agua sea tal que se esté produciendo una filtración laminar, la relación entre el agua aceptada y la presión viene determinada por una línea recta.

Si existe un repentino aumento en la pendiente de esta línea ello puede indicar que se ha producido una fracturación. En algunas obras se ha recurrido a presiones de inyección suficientemente elevadas como para causar un levantamiento local del terreno al inyectar a pequeñas profundidades, con objeto de consolidar la roca. En este caso la construcción no puede comenzar hasta que se ha realizado todo el trabajo de consolidación mediante inyecciones.

La inyección puede utilizarse con cualquiera de los siguientes fines:

- a) Reducción de la filtración por debajo de las presas o hacia el interior de excavaciones bajo la capa freática.
- b) Para el control de la subpresión bajo estructuras, junto con dispositivos adecuados de drenaje.
- c) Consolidación de las cimentaciones de presas, centrales eléctricas, reactores y estructuras pesadas semejantes.
- d) Control de las presiones intersticiales en los estribos de presas.
- e) Transmisión a la roca circundante de las tensiones de túneles en carga.
- f) Reparación de los daños causados por las voladuras en el entorno de túneles y excavaciones.
- g) Consolidación de las excavaciones de túneles con objeto de reducir el espesor de revestimiento necesario.

- h) Cortar la entrada de agua y consolidar la roca blanda por delante del frente de excavación de túneles.
- i) Eliminación de las filtraciones en centrales subterráneas y excavaciones semejantes.

La inyección suele ser eficaz cuando las fracturas están abiertas y limpias. La inyección de cemento se adhiere a las paredes de las fisuras con lo cual se mejora la cohesión de la roca y se evita la circulación del agua.

Las características de deformación del macizo rocoso bajo carga experimentan también cierta mejora.

Las fracturas rellenas de arcilla son más difíciles de tratar. Si estas fracturas están muy próximas, resultará imposible inyectarlas excepto en la intermediación de los taladros, donde la arcilla es arrastrada por el agua introducida al realizarse la perforación.

Si el fin de la inyección es solamente de impermeabilización, raramente será necesario tratar la roca que contenga fisuras de esta naturaleza, ya que el relleno arcilloso es suficiente para resistir gradientes hidráulicos bastante elevados sin ser arrastrado.

Si se quiere conseguir una consolidación puede estar justificado un programa de lavado de las fisuras (jetting). En este proceso se perforan grupos de ocho o nueve barrenos formando zonas de tratamiento.

Se inyecta alternativamente en los barrenos agua y aire a elevada presión, lo que provoca erosión gradual y el arrastre del relleno arcilloso que es expulsado a través de los otros taladros del grupo.

Pueden utilizarse productos químicos para facilitar la dispersión de la arcilla y favorecer su arrastre.

Cuando existen gruesas capas de arcilla dentro de un macizo rocoso, raramente se puede recurrir a la inyección. El lavado puede arrastrar parte de la arcilla y, con dispersantes adecuados, incluso considerables cantidades de la misma, pero si esto se utiliza en amplios estratos de arcilla puede producirse el colapso de la roca antes de que los huecos se hayan rellenado con la lechada de cemento.

Las inyecciones pueden clasificarse según el objetivo que se persiga en: a) de sellado y b) de consolidación. En el uso de las primeras se intenta llenar las grietas, los conductos de disolución o los huecos mayores de un aluvión, según sea el caso. Las segundas persiguen el objetivo de disminuir la compresibilidad de la roca al mismo tiempo que la permeabilidad, llenando fisuras de la roca con una mezcla resistente, aplicada a alta presión.

En las presas de tierra y enrocamiento se requiere un tratamiento a base de inyecciones de sellado; las deformaciones de la roca, aun cuando se presente muy fisurada, no son significativas para el comportamiento de esas estructuras.

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.

La cimentación de cualquier presa ha de ser impermeable, debiendo tener una adecuada resistencia a compresión. Es también conveniente que posea cierto grado de homogeneidad con objeto de evitar los asentamientos diferenciales o la descompensación de tensiones.

Es común realizar inyecciones en la cimentación de presas y otras estructuras pesadas con objeto de consolidar la roca y mejorar su capacidad portante.

Con este proceso se puede mejorar la cohesión y el ángulo de rozamiento del macizo rocoso, pero el objetivo principal es corregir las zonas débiles, reduciendo así los efectos de anisotropía.

La inyección también repara en cierta forma los daños provocados en la roca por las voladuras y la descompresión causada por la excavación.

Las inyecciones de consolidación se realizan generalmente tratando una malla de taladros con separaciones de 3 a 12 m según la naturaleza de la roca.

Si las admisiones de lechada son grandes es normal inyectar una malla intercalada que reduzca el espaciado definitivo a 1.50 m o incluso menos.

La profundidad del tratamiento depende de la naturaleza de la estructura, pero raramente es inferior a 9 m pudiendo llegar hasta unos 30 m. Pueden incorporarse adecuados programas de lavado en el tratamiento de consolidación.

Existe otro tipo de tratamiento, llamado inyecciones de contacto, se usan para rellenar huecos entre estructuras y la roca, por ejemplo en revestimientos y tapones de túneles.

IV.2.1. MEDIOS INYECTABLES.

Los materiales que interesa tratar son dos: Las rocas y los depósitos de aluvión. Los defectos en las rocas son fisuras o conductos de disolución; en general, la permeabilidad intrínseca de la masa ígnea, sedimentaria o metamórfica, es muy baja. Los depósitos de grava y arena tienen una porosidad elevada (de 20 a 35%) por los vacíos que dejan entre sí las partículas sólidas. La estructura que forman es muy variable en la naturaleza; la heterogeneidad es su característica distintiva. Las mezclas o lechadas y los procedimientos de inyección varían con el material.

La inyección utilizada como procedimiento de construcción tiene por objeto impermeabilizar o consolidar los cuerpos sólidos porosos y permeables, tales como rocas fisuradas, arenas y gravas o aluviones.

Los morteros de inyección y los métodos utilizados son diferentes según sea la forma de los huecos a rellenar. Estos pueden clasificarse en dos categorías:

- a) Fisuras.
- b) Huecos de suelos sueltos o incoherentes.

Mientras que una fisura puede considerarse de abertura sensiblemente constante, los huecos de suelos sueltos son muy desiguales y sucesivamente grandes y pequeños.

Esta diferencia en la forma de los huecos hace que la inyección de aluviones se practique de manera diferente.

IV.2.1.1. Rocas Kársticas.

Las rocas kársticas son, en general, rocas calizas en las que aguas subterráneas han creado, como resultado de la disolución de zonas importantes, cavernas enlazadas por pozos, túneles, sifones, etcétera.

La dificultad en el tratamiento de estas rocas proviene de que los karst son, en general, poco numerosos, por no decir que son aislados los lugares donde se hallan. Tienen un trazado caprichoso e invisible desde la superficie; son de grandes dimensiones y frecuentemente son recorridos por una corriente de agua. No es suficiente, pues, para impermeabilizarlos, es necesario establecer una pantalla de perforaciones e inyectar como se hace en las rocas normalmente fisuradas.

Cuando una o varias perforaciones desembocan en los karst, es preciso inyectar toda una gama de productos para detener las disoluciones y evitar el deslave por las aguas subterráneas.

IV.2.1.2. Rocas Fisuradas.

Las rocas fisuradas están caracterizadas por la abundancia de fisuras que una perforación ejecutada en cualquier punto es susceptible de absorber una cantidad de la mezcla inyectada más o menos importante.

Independientemente del número y de la magnitud de la abertura de las fisuras, hay que tener en consideración la calidad de la roca propiamente dicha, para elegir el método de inyección a emplear.

Las rocas porosas fisuradas, tales como areniscas, no son tratadas de la misma forma que las rocas impermeables.

En efecto, corresponde a esta porosidad una pequeña permeabilidad que puede provocar una desecación del fluido en su circulación por las fisuras. Las propiedades del fluido evolucionan entonces demasiado rápidamente para que la inyección sea satisfactoria.

Para determinar el método de inyección y la naturaleza del mortero a inyectar, mejor adaptado al tratamiento que se proyecte, es necesario establecer algunas precisiones sobre el estado de fisuración de la roca y sobre la posibilidad de circulación de las aguas.

IV.2.1.3. Suelos Incoherentes.

Los suelos incoherentes o sueltos pueden estar constituidos por aluviones de arenas y gravas o por derrubios de ladera. Por extensión serán también los constituidos por depósitos de cantos mal cementados o restos de morteros de compuestos.

Estos suelos están caracterizados por un índice de huecos importantes (del orden de 20 a 35 %), mientras que en una roca muy fisurada este porcentaje es de un 3 % aproximadamente.

Se sabe que estos poros son muy irregulares. La segregación del mortero que se está inyectando o la impregnación incompleta de todos los poros por ese producto, no pueden explicarse más que por la morfología de los poros.

Hasta la fecha no se ha logrado determinar esa morfología más que en laboratorio, inyectando mercurio a presión en muestras previamente preparadas.

El resultado de este ensayo demuestra la existencia de una auténtica variación en el tamaño de los poros, los cuales están lejos de tener la misma dimensión.

Esto permite explicarse por qué todos los poros de un suelo incoherente no pueden quedar rellenos de mortero al tiempo de efectuar la inyección.

IV.2.1.4. Heterogeneidad de los Aluviones.

La heterogeneidad de los depósitos se manifiesta por una superposición de capas de granulometría distinta. Tendremos, por ejemplo, una sucesión de capas de espesor variable de arena y grava, teniendo la arena todos sus granos inferiores a 1 mm. y la grava superiores a 5 mm.

No admitiendo arena la estructura de estas gravas, puede ser calificada de abierta, con el fin de hacer resaltar la importancia de la dimensión de los huecos.

A veces nos encontramos con gravas de estructura abierta cuyos huecos han sido taponados de una forma natural con arena fina, siempre acompañadas de capas de grava de más o menos espesor, cuyos huecos están totalmente abiertos.

Por estos niveles es por donde se produce la circulación de agua, que con frecuencia es confirmada por la presencia de residuos negros o amarillos existentes en las gravas. El negro corresponde a un óxido de manganeso y el amarillo a óxidos férricos.

En general estas formaciones de diferente granulometría presentan aspecto lenticular de dimensiones variables, difíciles de observar a consecuencia de los desprendimientos sobre la pendiente del talud.

Su presencia explica la existencia de una permeabilidad horizontal. El débil espesor de las capas de grava, en las que el desplazamiento horizontal se efectúa fácilmente, permite comprender por qué es

tan difícil, por no decir casi imposible, medir esos dos coeficientes utilizando dispositivos sencillos, como por ejemplo los ensayos Lefranc.

Para el tratamiento de impermeabilización en aluviones, se llevan a cabo los siguientes procedimientos.

A) TRINCHERA DE ARCILLA COMPACTADA.

El método se lleva a cabo, cuando en una boquilla se tienen espesores de acarreo fluviales permeables constituidos por diversos materiales como cantos rodados, gravas, arenas ó materiales finos, no mayores de 12 metros; se excava una trinchera en los acarreo, para llegar a un manto rocoso que permita tener un apoyo estable para la prolongación del material impermeable de la cortina, que elimine posibles asentamientos que produzcan grietas que ocasionen filtraciones indeseables en la arcilla del núcleo de la estructura; la liga de la arcilla de la trinchera con la roca base debe hacerse de acuerdo con las características físicas y mecánicas de la arcilla, sin embargo se ha tomado como regla constructiva de seguridad la de dar un ancho mínimo en la trinchera que permita dar un gradiente hidráulico no mayor de dos, considerando el valor de la carga hidráulica aguas arriba de la cortina, menos la carga hidráulica de aguas abajo, dividido por el ancho inferior de la trinchera.

El uso de este método es antieconómico, pues la construcción de la trinchera es muy costosa, pues requiere que se excaven los depósitos de acarreo, con taludes de aproximadamente 1:1, si están secos o bien taludes de 1.5:1, cuando se tiene la presencia de subálveos, lo cual origina condiciones más severas en la excavación, que implica las siguientes operaciones: bombear los subálveos aguas arriba de la trinchera, tender y compactar la arcilla de la trinchera en condiciones difíciles y restituir los acarreo en la zona de excavación excedente; las operaciones constructivas anteriores se complican a medida que el espesor de acarreo aumenta, volviéndose cada vez más caras hasta llegar a un límite en que su construcción es prohibitiva.

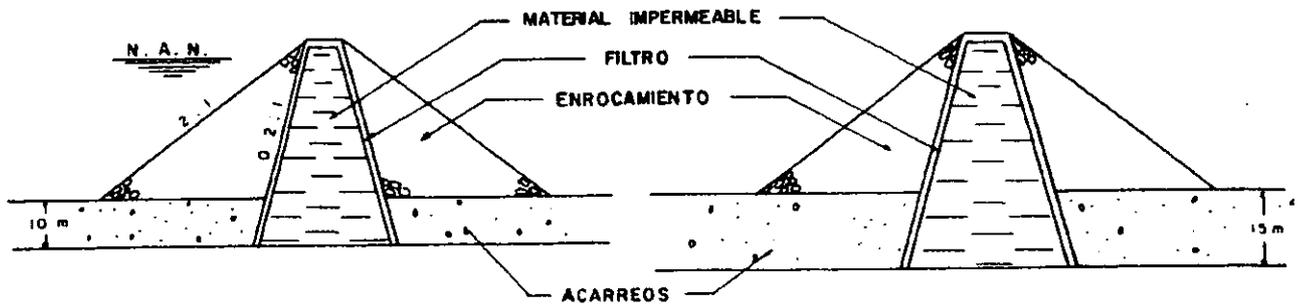


Fig. 4.1. Trinchera de arcilla compactada.

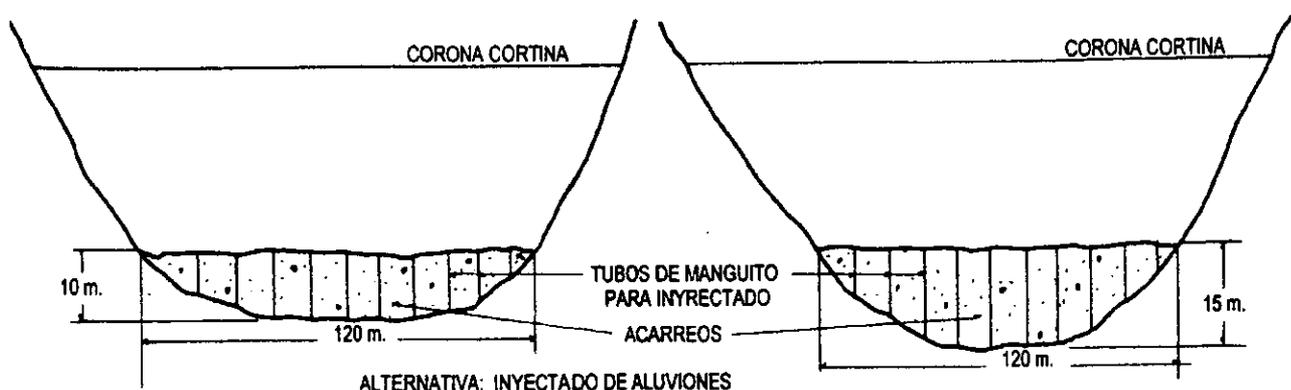


Fig.4.2. Trinchera de arcilla compactada.

B) MURO DE LECHADA PLASTICA.

Para llevar a cabo la aplicación de este procedimiento se requiere que los aluviones no contengan gran cantidad de cantos rodados con dimensiones de 3 plg (7.62 cm) ó 4 plg (10.16 cm); fragmentos de roca más grandes dificultan la excavación de los aluviones, debido a que el muro tiene espesores de 60 cm y 80 cm.

Teniendo el equipo adecuado, se pueden alcanzar profundidades del orden de 50 metros, el procedimiento básicamente consiste en ir excavando y restituyendo simultáneamente con una lechada que a la vez que sirve de ademe, se queda como definitiva.

La lechada que se compone de agua, cemento, bentonita y otras sustancias para aumentar el tiempo de fraguado de la misma, debe reunir las siguientes características:

a).- Debe conservar una cierta fluidez por lo menos durante 20 ó 30 horas, con cohesión que puede variar entre 10 gr/cm² y 20 gr/cm².

b).- El fraguado es lento debido a que además de bentonita que aumenta el tiempo de fraguado del cemento, se usan sustancias retardantes, con festerlith 1200-R, ligno-sulfito de sodio, etc., que de acuerdo con la dosificación que se aplique se logra un endurecimiento lento que puede considerarse que alcanza casi su totalidad a los 30 días y cuya resistencia a la compresión simple estará comprendida entre 500 gr/cm² y 1000 gr/cm².

Se dice que en el muro se eliminan las juntas, a pesar de que se va haciendo por tramos alternados que generalmente son de tres metros en el sentido longitudinal de este, es decir se construyen los tramos 1 y 3, luego se hace el tramo 2 que es el intermedio, en esta forma se van avanzando hasta terminar; se considera que no se tienen juntas por que cuando se hace el tramo 2, la lechada en el tramo 1 y 3, apenas está iniciando el fraguado, la junta existirá solamente si el trabajo se suspende por descompostura del equipo o por alguna otra causa.

C) PANTALLA FLEXIBLE Ó DE LODOS.

La construcción de esta pantalla, consiste en excavar en los aluviones una trinchera ó zanja con ancho de 1 a 2 metros, a lo largo del eje de la cortina ó en alguna otra posición previamente proyectada, pudiendo llegar ó no ésta hasta la roca que subyace a los acarreos; para que se pueda realizar, se emplea una mezcla de agua-bentonita, con la que se va restituyendo simultáneamente el material que se excava

con una draga; el lodo bentonítico actúa como ademe para mantener las paredes verticales y evitar derrumbes; en esta primera etapa de trabajo con su brocal, a lo largo de la trinchera, para evitar caídas superficiales y facilitar el trabajo de excavación.

Para la fabricación del lodo se usa con frecuencia bentonita sódica con índice de plasticidad de 75% a 85%, la proporción agua entre bentonita fluctúa de 10:1 a 14:1, y la viscosidad medida en el cono marsh puede variar entre 50 segundos y 120 segundos.

Se han llevado acabo pruebas de laboratorio con mezclas bentonita-arcilla en proporciones 1:0.5 y 1:1, se ha podido observar que la adición de arcillas naturales plásticas, en las proporciones antes indicadas prácticamente no modifican las propiedades de los lodos bentoníticos y pueden emplearse con buenos resultados constructivos y económicos, cuando se dispone de este tipo de material en zonas cercanas a la obra.

Cuando se termina la excavación en los acarrees, se procede a la sustitución de lodos bentoníticos de la trinchera, por la mezcla definitiva que debe ser plástica e impermeable y que puede estar compuesta con arena y grava (saturada y superficialmente seca), arcilla y lodos bentoníticos que pueden proceder de la trinchera, estos deben estar íntimamente mezclados para que resulte un producto homogéneo con revenimiento comprendido entre 14 cm y 18 cm, medido en el cono para concreto.

La densidad de la mezcla definitiva es bastante más alta que la del lodo bentonítico por lo que fácilmente se consigue que desplace a éste.

La profundidad a que se puede llegar con este procedimiento es del orden de los 20 metros; para excavar se puede usar draga, los acarrees pueden contener boleos y fragmentos de roca mayores de 1 metro, los cuales para excavar se rompen con un barretón de acero con punta de cincel de 7 toneladas u 8 toneladas.

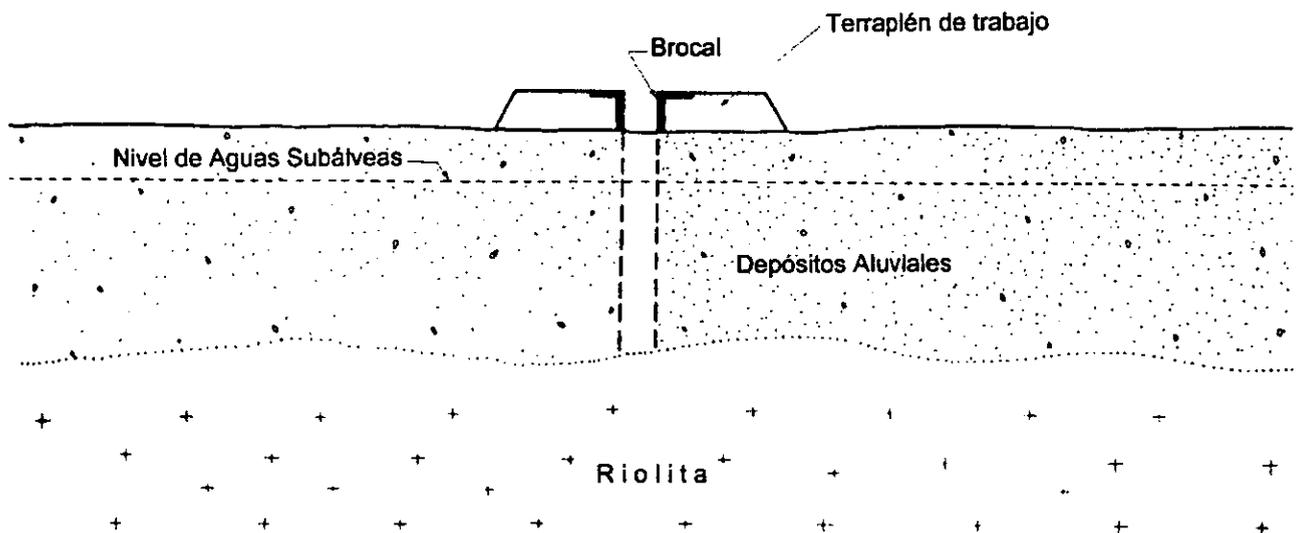


Fig. 4.3. Pantalla flexible o de lodos.

IV.2.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS.

El sellado de la roca con lechadas de agua y cemento es consecuencia de un proceso de sedimentación. Por tanto, se necesita conocer la distribución de velocidades de la mezcla en las grietas alimentadas desde una perforación de radio (r_0).

Los estudios realizados por W.J. Baker (1955) han permitido establecer fórmulas aproximadas para determinar las condiciones de escurrimiento (laminar o turbulento) en una fisura de ancho constante. A partir de ellas es factible estimar la abertura que sufre por causa de la presión aplicada, empleando la teoría de la elasticidad (Boussinesq) con varias hipótesis simplificativas.

Por otra parte, suponiendo que el flujo es laminar y la roca incompresible, la pérdida de carga hidráulica resulta inversamente proporcional al cubo del ancho de la grieta.

Con estos conceptos, Cambefort calcula la abertura de las fisuras en términos del número de unidades Lugeon, de la longitud ensayada en la perforación y de la cantidad de fracturas interceptadas.

La roca finamente fisurada puede acusar una absorción elevada de agua y sin embargo, no ser susceptible de tratamiento con una lechada de agua y cemento, porque los granos de este tienen un diámetro mayor que la abertura de las grietas.

Según de acuerdo con las investigaciones de Baker, la presión de inyección decrece rápidamente hacia el interior de la grieta y, en consecuencia, la velocidad de escurrimiento del fluido.

Por otra parte, se sabe que a partir de cierta velocidad crítica las partículas en suspensión empiezan a decantar, siendo dicha velocidad tanto más alta cuando mayor es la concentración de sólidos.

Datos experimentales demuestran que partículas de 0.05 mm. tienen velocidad de deposición del orden de 3 a 4 cm/seg y que es necesario aumentarla a valores de 20 a 30 cm/seg para volverlas a poner en suspensión.

Apoyado en esta información Cambefort explica el sellado de una grieta con una mezcla inestable. La sedimentación progresa en profundidad al principio y se forma un depósito a corta distancia, el cual ocasiona una alteración importante en la distribución de presiones.

Las velocidades van disminuyendo aguas arriba, decantándose los granos de cemento en el tramo comprendido entre el primer tapón y la perforación. Esta teoría concuerda con observaciones hechas en cortes de grietas inyectadas para estudiar la distribución de las partículas de cemento.

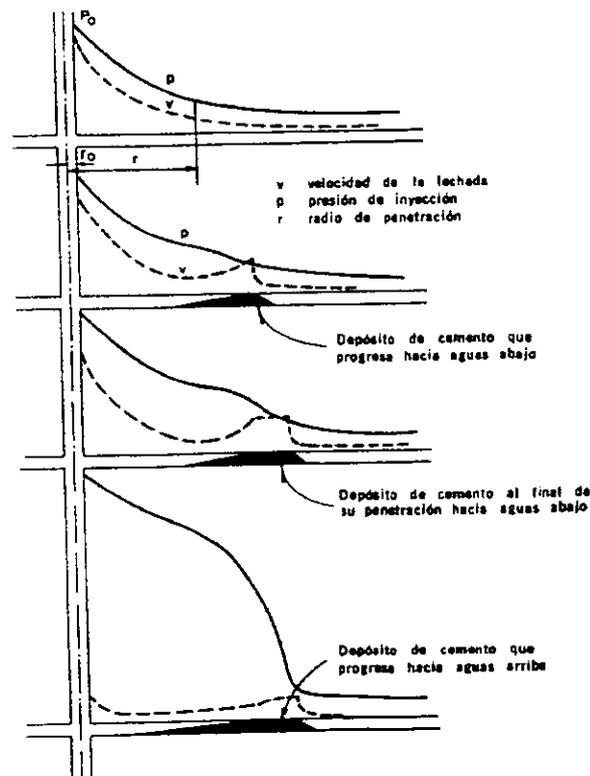


Fig. 4.4. Variación del proceso de inyección en grietas.

IV.2.3. NORMAS GENERALES.

El tratamiento aplicado depende de las características que presentan las grietas o soluciones de continuidad. Cuando estas son de grandes dimensiones, aparecen rellenos con arcillas o arenas y gravas.

Se plantea entonces el problema de dejar estos materiales o eliminarlos. Esta última operación es difícil y costosa. Se requiere inyectar agua y aire alternativamente, para provocar el desprendimiento y arrastre del relleno; la limpieza es parcial, de manera que solo en casos muy particulares ha sido recomendado.

Se da el caso que las grietas que presenta la roca tenga aberturas variables entre 1 cm y varios decímetros, entonces es usual el tratamiento preliminar a base de una suspensión estable de arcilla o bentonita, cemento, silicato de sodio y arena fina; se controla la cantidad a inyectar con la presión, duración y consistencia de la mezcla. Después que este producto ha fraguado, se reperforan los barrenos e inyecta lechada de cemento.

Las rocas fisuradas son tratadas exclusivamente con suspensiones inestables, compuestas en general por la mezcla de agua y cemento. La proporción de estos ingredientes es de gran importancia, pues si la relación agua-cemento (A/C) es baja, los sólidos se sedimentan en forma rápida y obturan las entradas de las grietas en la perforación; cuando A/C es alta, la lechada penetra a gran profundidad sin ningún objeto y puede provocar movimientos de la roca en la parte superior.

La inyección de mezclas inestables se suspende al alcanzar el rechazo, o sea, la presión máxima que ha sido especificada con base en el tipo de roca, fisuración y profundidad. Si la relación A/C se escoge en forma adecuada, a gasto constante, la presión va creciendo paulatinamente hasta llegar al rechazo. Sin embargo, normalmente no ocurre así, pues es muy difícil seleccionar el valor A/C correctamente, o bien, no es práctico variarlo con frecuencia durante el inyectado de un barreno.

Para escoger la relación agua-cemento, Cambefort recomienda tomar como base el número de unidades Lugeon de las pruebas de absorción previamente realizadas en la perforación.

Las reglas que se recomiendan al encargado de suministrar las inyecciones, son las siguientes: De 1 a 2 Lugeons, comenzar el inyectado con $A/C = 8$ y llegar al rechazo con 4.

De 2 a 5 Lugeons, iniciar con $A/C = 8$, pasar a 4 y obtener el rechazo con 2, si este no se alcanza con el anterior valor de A/C .

De 5 a 10 Lugeons, empezar el trabajo con $A/C = 4$, continuar con 2, y si el rechazo no ocurre, aumentar A/C a 1.

Cuando la absorción de agua es mayor que 10 Lugeons, es recomendable tratar previamente la roca con una suspensión estable.

El inyectado de las rocas agrietadas se realiza en barrenos de 5 cm de diámetro, distantes entre sí de acuerdo con estimaciones hechas teniendo en cuenta el tipo de agrietamiento y la presión de rechazo admisible.

El proceso se ejecuta por progresiones de 5 m, de abajo hacia arriba o de la superficie a la parte profunda. La principal ventaja del primer método es que se independizan los trabajos de perforación y de inyectado, pero requiere el uso de empaques u obturadores.

En algunas ocasiones se ha inyectado el barreno en toda su longitud, recirculando la lechada para evitar la sedimentación; pero tiene el inconveniente de no poderse ajustar la relación agua-cemento de acuerdo a la fisuración de la roca.

IV.3. TAPETES Y PANTALLAS.

En proyectos importantes por la altura de la presa o por las condiciones desfavorables de la roca, es usual desarrollarlo en dos etapas: a) el tratamiento superficial bajo el núcleo impermeable mediante un

tapete de inyecciones, y b) el tratamiento profundo, desde la superficie o galerías, inyectando perforaciones dispuestas según una o más líneas, para formar una pantalla supuestamente impermeable.

IV.3.1 TAPETES.

Cuando la roca de cimentación es masiva y solo presenta ocasionalmente grietas importantes, el tratamiento superficial se circunscribe al inyectado de dichas fracturas. Cada una se intercepta con barrenos perforados a ambos lados de la grieta y se inyecta con lechada de cemento, a presiones estimadas con el criterio del U.S. Bureau of Reclamation, o sea, a razón de un psi por pie lineal de profundidad; esta es del orden de 10 m y la operación se realiza en dos progresiones de 5 m, mediante el uso de empaques de cuero o hule.

Cuando la roca presenta fracturas y fisuras regulares en toda el área de desplante del corazón impermeable, se proyecta un tapete de perforaciones verticales o inclinadas, según el echado de las grietas, distribuidas en una retícula; el espaciamiento entre barrenos es de 3 metros, aproximadamente.

Las lechadas son suspensiones inestables con relación agua entre cemento de 2 a 10, y en ocasiones se requiere la adición de arena fina, dependiendo de las características y dimensiones del fracturamiento. La profundidad del tapete suele estar comprendida entre 5 m y 10 m y el inyectado se realiza en una o dos progresiones.

En ciertos casos, el fracturamiento es tan intenso que para poder efectuar las inyecciones de tapete se requiere cubrir la superficie con una losa de concreto, ejercer un buen control de presiones durante el inyectado, usando empaques, y vigilar los niveles de la superficie de cimentación.

IV 3.2. PANTALLAS.

Están formadas por la inyección de una serie de perforaciones, dispuestas en una o más líneas paralelas, bajo el corazón impermeable; alcanzan profundidades que dependen principalmente de las características geológicas del sitio y de la carga de la presa.

Por lo general se acepta que la profundidad de la pantalla sea del orden de la mitad de la carga hidráulica, a menos que otras circunstancias aconsejen desviarse de esta regla empírica; estas circunstancias pueden ser, que se presenten zonas fuertemente fracturadas en uno de los empotramientos, presencia de contactos permeables a gran profundidad.

La inclinación y el espaciamiento de los barrenos dependen del módulo, rumbo y echado del fracturamiento, y en su caso, de los planos de estratificación. Cuando el inyectado se realiza en un solo plano, se acostumbra iniciar el tratamiento con perforaciones espaciadas a cada 5 metros y mediante los consumos de lechada registrados, determinar los tramos en que deben intercalarse otras perforaciones.

Con el mismo criterio, en etapas sucesivas se decide dónde y a qué profundidad debe efectuarse el inyectado para lograr una mejor impermeabilización de la roca.

La práctica europea, además del método anterior, prefiere el uso de barrenos inclinados en dos direcciones opuestas y contenidas en el mismo plano de la pantalla, a fin de cubrir mejor los defectos de la cimentación y verificar los efectos del inyectado en sus diversas fases, atendiendo a los consumos de lechada y los resultados de pruebas Lugeon.

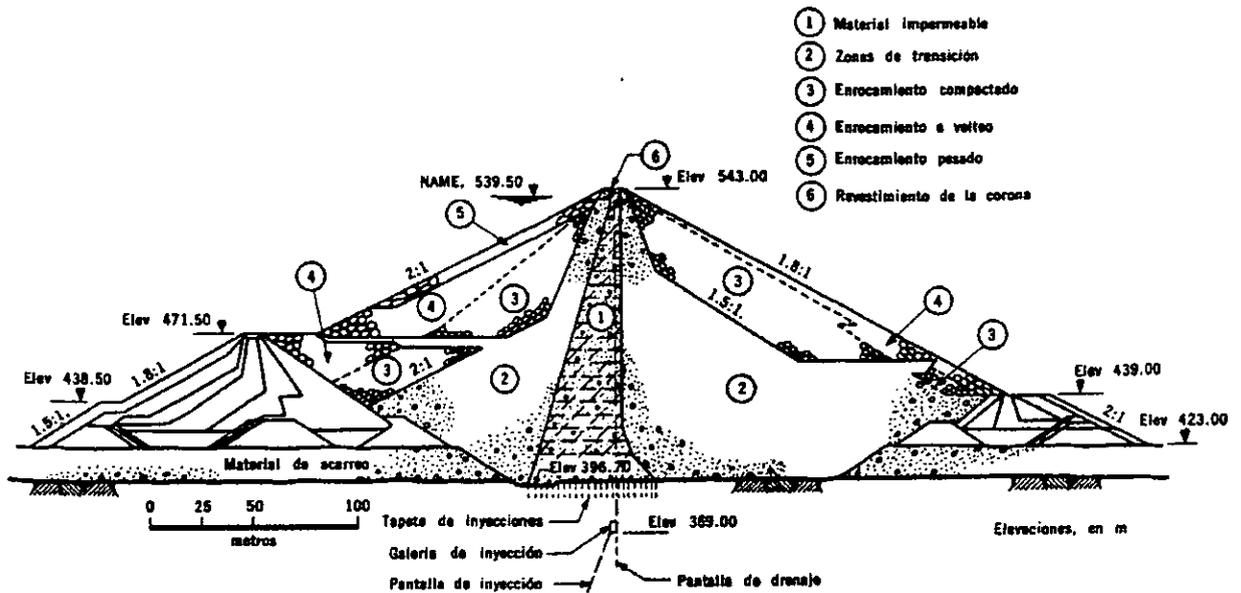


Fig. 4.5.

IV 3.2.1. Tipos de pantalla.

Estos tipos de pantalla se usan para interceptar o reducir el flujo de filtración a través de la cimentación y los empotramientos de una presa.

A) TABLESTACADOS.

Este método construido con tablestacas de acero es el más usual. Se recomienda su uso cuando el depósito térreo está integrado por suelos que no contienen boleos o fragmentos de gran tamaño, pues estos últimos producen roturas durante el hincado.

Este método se ha convertido en una operación menos aleatoria con el desarrollo de martinets vibratorios y el empleo de agua a presión para atravesar estratos de arcilla.

Además se ha ensayado, con aparente éxito, el inyectado de bentonita aguas arriba del diafragma o de otros cementantes más resistentes en las uniones de tablestacas.

B) DENTELLONES.

Se forman de las siguientes formas:

- a) Mediante inyecciones de productos impermeabilizantes.
- b) Colando in situ paneles o pilotes secantes de concreto.
- c) Colocando bajo agua, en la trinchera excavada previamente, una mezcla apropiada de suelo.

En las cortinas de inyecciones se requiere de barrenos dispuestos en varias filas, a distancias que varían de 2 a 3 metros, con camisa para prevenir derrumbes. Se usa con preferencia el tubo de manguitos desarrollado por Soletache (Cambefort, 1964), que permite realizar la inyección a diferentes profundidades sin importar el orden y de acuerdo con las necesidades.

Las presiones que se aplican son relativamente altas para provocar grietas en la formación y facilitar su tratamiento por aumento de la superficie expuesta a la lechada.

Se inyecta la cantidad prevista con base en la porosidad del material a cada elevación y la distancia a recorrer en el tiempo de fraguado inicial, que depende de las características del producto inyectado.

Dicho producto es generalmente, una mezcla estabilizada de arcilla, cemento, bentonita y aditivos (polvo de aluminio, silicato de sodio); en caso de encontrarse huecos grandes, se emplea además arena fina.

En perforaciones exteriores es usual realizar el inyectado de confinamiento. En las perforaciones intermedias se usan mezclas menos viscosas. Y en la línea central usualmente se reservan las lechadas más penetrantes de agua-cemento, o de geles.

Las cortinas de inyección se usan generalmente para impermeabilizar depósitos de aluvión hasta profundidades de 100 metros, pero también se han aplicado a derrumbes de ladera y algunas formaciones volcánicas.

Este método pretende reducir la permeabilidad sustancialmente (de 50 a 100 veces) en la zona de la cortina de inyecciones.

El método de la pantalla formada por pilotes secantes de concreto se construye excavando agujeros de 60 cm. de diámetro; las paredes se estabilizan mediante el uso de lodo bentonítico, y el colado de concreto, de abajo hacia arriba, se realiza con tremi o trompas de elefante, según sea la profundidad.

Los agujeros se inician con ayuda de una guía en la superficie; la cuchara trabaja por percusión y en ocasiones se emplea un trépano para cortar boleos; en presencia de derrumbes o bloques de roca se recurre al explosivo.

Los pilotes se colocan en dos etapas. Con este método se han alcanzado profundidades hasta de 100 metros. Con equipo adecuado y personal experimentado, las fallas en las uniones son menores.

Una variante del sistema anterior es la de los paneles de concreto, de 2 metros a 5 metros de longitud y de 60 centímetros a 90 centímetros de ancho, con juntas inyectadas; se usa un tubo de acero para formar una buena superficie de la liga entre los paneles y facilitar la excavación del terreno en los extremos.

La extracción del material se realiza con cuchara de almeja y las paredes se estabilizan con lodo bentonítico. La combinación de panel y pilote es otra posibilidad que se recomienda para grandes profundidades, pues resulta más fácil controlar la verticalidad de los pilotes; después, excavar con una cuchara especial guiada por ellos, y finalmente colocar, los tramos faltantes.

Si el espesor del depósito térreo es de 25 metros o menos, existe la posibilidad de construir una trinchera de lodos o slurry trench. El espesor de esta pantalla varía de 1 metro a 3 metros y la excavación se efectúa con draga mecánica.

Su limitación en profundidad esta condicionada por el peso de la cuchara, la compacidad del material a excavar y la presencia de grandes bloques, los cuales pueden ser destruidos con explosivos; su empleo está condicionado por derrumbes en la trinchera.

La estabilidad de las paredes se logra con lodo bentonítico. El relleno está formado por una mezcla bien graduada de arena, grava y arcilla o bentonita, que se coloca con draga mecánica desplazando el lodo. No se emplean suelos más finos por razones de compresibilidad.

C) TRINCHERAS DE MATERIAL COMPACTADO.

Para este método se requiere una excavación de grandes proporciones, en la que el bombeo de filtraciones y la estabilidad de los taludes interiores son los factores determinantes del costo.

El método tiene la ventaja de que la construcción se realiza con equipo convencional, la roca basal se inspecciona visualmente y es susceptible de tratamiento con inyecciones, colados parciales de cemento, emborrados de lechada, etc. El material de relleno y su colocación deben cumplir con especificaciones similares a las del corazón impermeable.

D) DELANTALES IMPERMEABLES.

El delantal de arcilla es la alternativa más confiable para cimentaciones o empotramientos téreos de gran profundidad, pero de permeabilidad relativamente baja, construido sobre el terreno natural como prolongación del corazón impermeable hacia aguas arriba.

La longitud del delantal depende de la carga en el embalse y la permeabilidad de la cimentación; se han construido pantallas de este tipo hasta de un kilómetro de longitud.

Para controlar las gradientes de salida en esta solución, casi sin excepción se instalan drenes o pozos de alivio al pie de la presa, aguas abajo.

E) COMBINACIÓN DE ALTERNATIVAS.

En cimentaciones o empotramientos permeables, con frecuencia se presenta que la roca donde se apoyan se encuentra fracturada o alterada.

Si se usan dentellones de concreto o lodo, se dejan en ellos preparativos (tuberías) para tratar con inyecciones en base a la medida que se estime necesario para evitar filtraciones entre la roca y la pantalla.

Cuando la alternativa es una cortina de inyecciones, el tratamiento se prolonga a la roca subyacente. Esta forma de tratamiento es normal en trincheras de material compactado, el cual se realiza al terminar la excavación y descubrir la roca.

En proyectos importantes se han adoptado soluciones combinando el delantal de arcilla con tablestacado metálico, o bien con una cortina de inyecciones.

La adopción de dichas soluciones suele ser dictadas por alguno de los problemas que se han discutido antes como: gasto de filtración, estabilidad de la presa o peligro de tubicación.

En ocasiones se usa el inyectado de aluviones para reducir la compresibilidad de estos junto a una pantalla de concreto.

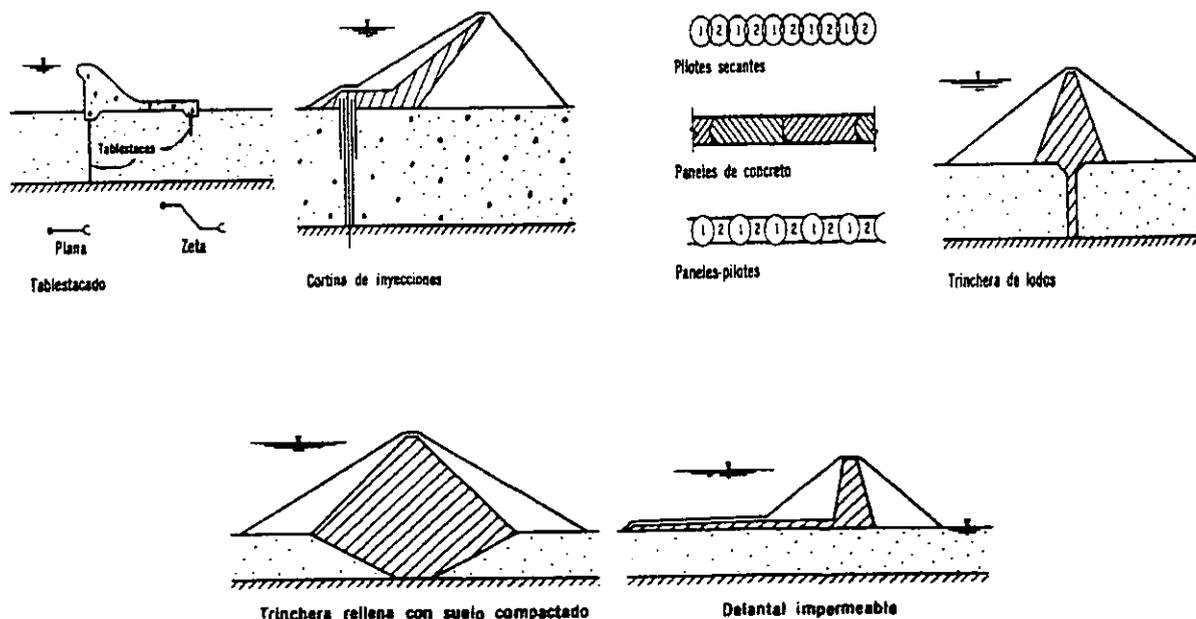


Fig. 4.6. Tipos de Pantallas.

IV.4. PRESIONES DE INYECTADO.

La presión durante el inyectado juega un papel muy importante. En principio, es necesario operar con las presiones más altas que resulten admisibles, para abrir las fisuras y penetrar a mayor profundidad.

Hay limitaciones sobre este particular; la principal es que no se provoque el levantamiento de las formaciones, con pérdida de lechada o daño a la roca.

Cambefort ofrece cálculos estimativos de las presiones que son tolerables en masa de rocas, aplicando fórmulas de la elasticidad; por ejemplo, concluye que puede operar con presiones de 16 kg/cm² a 10 m. de profundidad y más de 70 kg/cm² a partir de 20 m. bajo el nivel del terreno. La técnica norteamericana toma como base el peso propio de la roca y prescribe incrementos de la presión en función de la profundidad, resultando valores de 2 y 4 kg/cm² para los casos antes mencionados.

En la aplicación de altas presiones en rocas fisuradas se consideran dos puntos: a) se abren las grietas finas por deformación de la roca, facilitando la penetración de la mezcla, y b) al abatirse la presión, la roca se descomprime estableciendo un buen contacto con el producto inyectado.

IV.4.1. INYECCIONES A PRESIÓN.

Para inyectar a presión cimentaciones, se inyectará a presión una lechada compuesta de cemento y agua, o de cemento, arena y agua. Se usarán las presiones más elevadas que sea posible, pero que por pruebas efectuadas, se sepa que son seguras para no provocar desalojamientos en la roca o en el concreto. El colado del mortero o lechada por el método de las inyecciones debe hacerse a presiones que excedan de 30 lb/plg² (21.09 ton/m²).

Las proporciones de cemento, arena y agua usadas en la mezcla de la lechada, el tiempo que deben durar las inyecciones, las presiones usadas en ellas, y todos los demás detalles de las operaciones de las inyecciones serán las ordenadas por la autoridad contratante.

Pueden ser necesarias presiones diferentes para la inyección de las diferentes secciones de los barrenos para las inyecciones. Cuando se ordene esta forma de hacer las inyecciones, éstas se ejecutarán colocando un empaque al extremo del tubo que suministra la lechada dentro del agujero, en la parte superior de la sección del fondo, que es la que se requiere inyectar, la inyección debe hacerse a la presión requerida, dejando el empaque en su lugar hasta que no haya contra presión, se saca el tubo que suministra la lechada y el empaque se coloca ahora en la parte superior de la siguiente sección más elevada que sea necesario inyectar a una presión diferente, y así, sucesivamente, se va inyectando el barreno, excepto que las secciones superiores se inyectan sin usar empaque.

Los empaques deberán ser tubos o anillos de expansión de hule, cuero, o de cualquier otro material adecuado, unidos al extremo del tubo que suministra la lechada. Los empaques deben proyectarse de manera que puedan ensancharse para obturar el barreno a las elevaciones especificadas y cuando estén ensanchados deben ser capaces de soportar sin filtraciones, durante 5 min, una presión de agua igual a las presiones máximas que se utilicen en la lechada.

La cantidad que es necesario inyectar con el empaque depende de las condiciones descubiertas al perforar los barrenos para las inyecciones.

Todas las grietas, fisuras, huecos o fallas que se atraviesen, y que contengan arcilla u otros materiales que se puedan extraer por lavado, se extraerán con agua a presión y aire para sacar la mayor parte de estos materiales que sea posible.

El aparato para mezclar y colar la lechada deberá ser del tipo aprobado por la autoridad contratante y deberá ser capaz de mezclar efectivamente y de agitar la lechada y de inyectarla dentro de los barrenos o conexiones para la lechada en forma continua, ininterrumpida, a cualquier presión especificada hasta una máxima de 250 lb/plg² (175.77 ton/m²).

La mezcladora debe operarse mecánicamente y deberá estar provista de un contador de agua de precisión, en el que se puedan hacer las lecturas en pies cúbicos y décimos de pie cúbico, para controlar el agua de mezcla usada en la inyección.

Además de la mezcladora de lechada, deberá disponerse de tanques de agitación permanente. Toda la lechada se bombeará con una bomba de pistón del tipo dúplex, o con cualquier otro tipo de bomba aprobado por la autoridad contratante.

La instalación del equipo para inyectar deberá tener una tubería de suministro y otra de retorno, de la bomba de lechada al barreno para inyectar. Debe contarse con medios que permitan obtener una circulación continua y un control preciso de las presiones de inyección a los barrenos para inyección.

Los tapones deberán estar proyectados de manera que se puedan ensanchar para tapar los barrenos de inyección y, cuando estén ensanchados, deberán ser capaces de soportar, sin filtraciones, agua a la presión igual a la máxima que se use en las inyecciones.

Cuando la inyección se está efectuando con empaques y retornos de lechada de los agujeros adyacentes, se debe medir la presión de la lechada de retorno colocando un empaque en el agujero adyacente y estas presiones se deben mantener inferiores a las admisibles en esa etapa del agujero.

Cuando no es indispensable hacer el taponamiento, los agujeros se dejarán abiertos para facilitar el escape de aire y agua al forzar la lechada dentro de otros agujeros. Antes que haya fraguado la lechada, la bomba de lechada se conectará a los agujeros en los que se haya observado que salía lechada, y se completará la inyección de todos los barrenos a las presiones especificadas para las inyecciones.

Se deberá continuar la inyección de cualquier barreno hasta que el barreno o conexión del sistema de inyección admita lechada a razón de menos de 1 pie³ de lechada en 20 min, si se están usando presiones de 50 lb/plg² (35.15 ton/m²) o menores, en 15 min si se están usando presiones comprendidas entre 50 lb/plg² (35.15 ton/m²) y 100 lb/plg² (70.31 ton/m²), en 10 min si las presiones que se están usando están comprendidas entre 100 lb/plg² (70.31 ton/m²) y 200 lb/plg² (140.61 ton/m²), y en 5 min si se usan presiones mayores de 200 lb/plg² (140.61 ton/m²).

Siempre que sea posible, se deberán mantener constantemente las presiones completas que se hayan estipulado durante la inyección. Sin embargo, como una protección contra los dislocamientos de la roca o del concreto, o mientras se están calafateando las fugas, la autoridad contratante puede ordenar la reducción de la presión de bombeo, o la supresión del mismo.

Después de que se ha terminado la inyección de los barrenos o conexiones, se debe mantener la presión por medio de grifos, o de cualquier otro sistema de válvulas, hasta que la lechada haya fraguado lo suficiente para que permanezca en los barrenos o conexiones que se hayan inyectado.

Todas las operaciones de inyección a presión deben ejecutarse en presencia de un representante debidamente autorizado de la autoridad contratante.

IV.4.2. EXPERIENCIAS EN LA APLICACIÓN DE LA PRESIÓN EN LAS INYECCIONES.

Cada vez que se pretende hacer una inyección de cemento en un macizo rocoso fisurado se plantea la cuestión de saber hasta qué presión se puede llegar, concurriendo a veces un verdadero regateo de kg/cm² entre el operador y el especialista.

A continuación se consultan algunas experiencias pasadas.

En las minas de Lens, los muros hechos con rollizos de encina, de un espesor de 12 a 20 cm, se rompieron en la zona donde había capas acuíferas; la reparación se realizó inyectando con presiones de hasta 40 kg/cm². Las perforaciones están situadas en dos círculos concéntricos a las minas, a 4 y 6.50 m. De éstas capas acuíferas. Cuando el pozo se abrió de nuevo, las entradas de agua eran nulas.

F. Arguillere, en 1927, precisa:

El papel que juegan las altas presiones de inyección es bastante y constituye una característica física del procedimiento. Estas presiones alcanzan hasta 80 kg/cm² ó 90 kg/cm². Facilitan la expulsión del exceso de agua, pero subsistiendo el agua de cristalización y constituyen un correctivo, de los posibles errores de dosificación.

Aumentan la adherencia del depósito a los terrenos, incluso sucios, y así mismo contribuyen a evitar el posible peligro de la formación de un magma más o menos fangoso.

Las altas presiones agrandan las fisuras demasiado pequeñas y hacen entrar y empujan la lechada de cemento más lejos. Finalmente, crean en el terreno, siguiendo aproximadamente los planos de diaclasas, nuevas fracturas, revestidas de una fina película impermeable que formará una red anatomizada, a través de la cual la circulación de agua se verá limitada por las fuertes pérdidas de carga.

El Profesor Lugeon dice sobre las presiones que:

Antiguamente, y hasta hace poco todavía, se utilizaban las campanas de aire comprimido para inyectar la lechada de cemento. Había, pues, que depender de la presión de los compresores de la obra y apenas se podía sobrepasar una carga de 10 kg/cm².

Este sistema fue reemplazado por la bomba de cemento, que permite una inyección continua, condición esencial, y a alta presión, lo cual es igualmente importante, pudiendo alcanzar hasta 50 kg/cm² y aún más.

Solamente en las zonas superiores de las rocas de estratificación horizontal no se intentará alcanzar tan altas presiones, por temor a levantar bancos rocosos, pero en cualquier otra parte del macizo no hay nada que temer.

P. Lévéque realizó en 1950, toda una serie de ensayos sistemáticos en Marruecos y lo que es más importante fue a investigar el resultado. Se trataba de inyecciones poco profundas.

La primera vez, la presión de rechazo se fijó en 15 kg/cm² en areniscas arkásicas, más o menos alteradas. Pudo hacer, entonces, las siguientes observaciones:

-El cemento se encontraba en fisuras sensiblemente verticales. Los planos de estratificación subhorizontales, prácticamente sin inyectar.

-En una fisura que desembocaba en una perforación, la granulometría del cemento depositado era sensiblemente constante en unos 25 a 40 cm. Después, se hacía más fina, con estrechamiento correspondiente de la fisura, para acabar en un depósito pulverulento.

-Algunas fisuras estaban recubiertas por un depósito pulverulento, dejando un hueco entre las dos paredes, salvo en algunos puntos aislados en que se encontraban unidas por unos granos de cemento.

En un segundo ensayo, verificado en las proximidades del anterior, la presión se elevó hasta 100 kg/cm² - 110 kg/cm². Las perforaciones de 7 m. de longitud se habían realizado a partir de una zanja poco profunda.

Esta vez la galería visitable mostró que:

-Incluso las fisuras de 0.5 mm. de espesor se habían llenado por un cemento compacto, rayando el vidrio.

-Ya había depósitos pulverulentos como en el primer ensayo. El cemento se había soldado en todas partes a las paredes de las fisuras, y sus diferentes fracciones granulométricas no eran diferenciables.

Durante un tercer ensayo, realizado en una superposición de lentejones, arenas limosas y conglomerados de cantos de cuarzo o gres, la presión de inyección se elevó hasta 90 kg/cm². P. Lévéque ha hecho notar lo siguiente:

-El espesor de una fisura inyectada llega a su máximo en la proximidad de una perforación y disminuye al alejarse.

-El terreno queda inyectado según los planos de separación de las masas lenticulares de arena limosa y de conglomerados. Estos planos son paralelos a la inclinación general, pero existen también direcciones perpendiculares a la inclinación que se ponen en contacto con cantos de cuarcita.

Estas diferentes observaciones permiten afirmar que:

- La calidad del cemento depositado en las fisuras aumenta con la presión de inyección.
- La presión de la lechada abre las fisuras, con mayor o menor intensidad según su distancia a la perforación, lo que está de acuerdo con la teoría.
- A pesar de la opinión del profesor Lugeon, la inyección a gran presión de las capas superficiales de un macizo rocoso, cuyos planos de estratificación son sensiblemente paralelos a la superficie del terreno, no provoca forzosamente contratiempos. En el primer ensayo, estos planos no fueron inyectados.
- Las fisuras inyectadas, perpendiculares a la inclinación general, son artificiales y de ellas hablaremos más adelante.

En la consolidación del macizo rocoso alrededor de la conducción forzada del salto Montpezat. Después de haber unido a la roca los hormigones de revestimiento por medio de perforaciones que penetraron sólo 20 cm. en la roca, se profundizaron éstas 2 m. ó 4 m. y después se inyectó hasta 100 kg/cm².

No ocurrió ningún contratiempo, y las medidas efectuadas después mostraron que el módulo de elasticidad de la roca había aumentado alrededor del 50 %.

No hay que creer que las inyecciones no ofrezcan ningún peligro. De una manera casi general se puede decir que las inyecciones bajo una presa levantan siempre parte de ella. Pero contrariamente a lo que se podría creer no son las altas presiones las más peligrosas.

En la presa de bóvedas múltiples de Meffrouch, en Argelia, está cimentada sobre dolomita karstificada, en la cual se encuentran en algunas zonas grandes lentejones de arcilla. Se admitía que la presión de inyección podía ser hasta 35 kg/cm².

Nunca ocurrió nada raro cuando se alcanzaba esta presión. Por lo contrario, aparecieron fisuras en la obra de fabricación cuando las presiones eran del orden de 5 kg/cm². un estudio del fenómeno ha demostrado que bajo esta presión la pasada de inyección atravesaba un lentejón de arcilla, que se había fisurado por la inyección en una extensa superficie horizontal y bastaba una ligera presión de la lechada para que trabajase como un gato.

En conclusión utilizar a priori presiones muy bajas para estar seguro de no provocar perturbaciones, no permite un trabajo correcto.

CAPITULO V.

TRATAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES POR MEDIO DE INYECCIONES.

Objetivo Específico.

Describir los diferentes tipos de productos usados en las inyecciones y los métodos de inyección utilizados para la estabilización de los suelos o macizos rocosos que conforman a la cimentación.

V.1. PRODUCTOS INYECTABLES.

Las mezclas empleadas en inyecciones, tanto para impermeabilización como para consolidación, pueden ser clasificadas en tres categorías principales:

- a) Líquidas.
- b) Suspensiones inestables.
- c) Suspensiones estables.

Las líquidas están constituidas por productos químicos, como por ejemplo, silicato de sosa, más o menos diluido, mezclado con un reactivo; resinas sintéticas o también productos hidrocarbonatados puros.

Las suspensiones inestables son simples suspensiones en el agua, de cemento o piedra molida. No son homogéneas más que en el caso de que se les agite. Cuando cesa la agitación, comienza la sedimentación.

Las suspensiones estables son obtenidas, por ejemplo, diluyendo arcilla en el agua o una combinación cualquiera de arcilla-cemento y arena. La estabilidad se obtiene tanteando la dosificación, agitación o tratamiento a emplear. Este consiste, casi únicamente, en introducir en la mezcla una pequeña cantidad de una sustancia química denominada ingrediente estabilizador.

La estabilidad de estas mezclas es relativa. Se considera suficientemente satisfactoria si no presenta ninguna sedimentación en el transcurso de la inyección; es decir, durante varias horas.

Las distintas clases de mezclas pueden ser utilizadas tanto para una impermeabilización como para una consolidación. Sus posibilidades son casi infinitas.

No es suficiente saber preparar una mezcla para inyectar correctamente. Es preciso, además, saber elegir ésta en función del terreno, del resultado que se pretende alcanzar y de la economía de los trabajos. Esto es casi lo esencial.

V.1.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS MORTEROS.

Los productos utilizados en inyecciones tienen como misión la obturación de fisuras, cavidades o intersticios del medio tratado con objeto de aumentar la resistencia mecánica de éste, o simplemente asegurar su estanqueidad.

Es necesario, pues, que en su estado final, el producto se presente en una forma sólida, de buena resistencia mecánica o en una forma viscosa y rígida para que no pueda sufrir desplazamientos a pesar de las presiones hidrostáticas a que se verá sometido. Debe, además, resistir la acción de las aguas agresivas.

El mismo proceso de inyección impone de por sí un fluido poco viscoso y sobre todo, poco rígido, para facilitar su penetración. Se aumenta de esta forma el radio de acción, la duración de la inyección se reduce, el número de barrenos disminuye y a fin de cuentas, el costo total de la operación se mantiene en su justo valor.

Las suspensiones de cemento en el agua, presentan a la vez la ventaja y el inconveniente de no ser estables. Desde que cesa la agitación que mantiene los granos en suspensión, éstos se depositan.

El inyector tiene así a su disposición una gran variedad de morteros, que se obtienen haciendo variar las proporciones de algunos elementos básicos como cemento, arcilla, arena, silicato o asfaltos, utilizados aisladamente o combinados.

Todo su arte consiste en saber utilizar en el momento preciso el mortero mejor adaptado. Casi nunca un mortero único puede ser suficiente para determinar satisfactoriamente un trabajo de inyección.

El conocimiento de las propiedades de estos diferentes morteros le es indispensable para orientarle en su elección.

Para obtener un mortero inyectable que, una vez colocado satisfaga, es necesario entregarse a un estudio de laboratorio. De esta forma determinaremos exactamente la proporción exacta de los diversos productos que entran en la composición del mortero.

Este estudio debe repetirse en cada nuevo trabajo. Por ejemplo, un simple cambio en la naturaleza del agua puede transformar completamente el comportamiento de una mezcla dada, y es necesario, entonces, modificarlo e incluso, a veces, abandonarlo.

Este estudio está basado en un determinado número de medidas. Recordamos de memoria las medidas de resistencia a la rotura, de retracción y de permeabilidad, que son perfectamente conocidas.

Solamente se pretende lograr una buena resistencia a la rotura en anclajes o en ciertas consolidaciones, pero, aun en estos casos, serán suficientes valores relativamente débiles. El mortero depositado en forma de lámina delgada puede soportar esfuerzos considerables sin ser destruido. Más bien desempeña una función de cuña en las partes resistentes que de un cuerpo resistente por sí mismo.

En cuanto a los morteros de impermeabilidad, su resistencia puede ser prácticamente nula, si se trata de trabajos provisionales. Una buena viscosidad es suficiente. Este es el caso de los asfaltos calientes enfriados en el suelo, pero para trabajos definitivos es necesaria cierta rigidez, si no se quiere que al cabo de varios años la presión del agua haya desplazado al mortero.

V.1.1.1. Viscosidad.

La viscosidad es conocida como la fuerza de cohesión entre las moléculas de un fluido que opone resistencia al libre flujo de este.

Para medir la viscosidad se utilizan dos clases de viscosímetros:

- Viscosímetro de circulación.
- Viscosímetro de cilindros coaxiales.

El viscosímetro de cilindros coaxiales, permite trazar por puntos la curva que da la desviación del cilindro interior en función del número de vueltas del cilindro exterior. Este aparato es el único que permite separar la viscosidad y la rigidez de un fluido plástico, así mismo, calcular la tixotropía de un mortero.

El viscosímetro de Stormer utilizado para la medida de las características de los lodos de perforación es intermedio entre el viscosímetro de cilindros coaxiales y el viscosímetro de circulación.

La medida se efectúa determinando el peso necesario para arrastrar un agitador a una velocidad de 600 revoluciones por minuto. Con este aparato pueden hacerse también medidas de rigidez.

Como puede verse, el resultado depende, a la vez, de la viscosidad, rigidez y densidad del mortero. Pero si este método no tiene nada de físico, corresponde perfectamente a las necesidades de la práctica, porque define muy bien las posibilidades de circulación de un mortero.

V.1.1.2. Decantación.

La decantación es el espesor de la lámina de agua que se forma sobre una suspensión después de la sedimentación de sus partículas sólidas. Esta separación de fases da lugar, sobre todo en fisuras y cavidades horizontales, a un paso por donde puede circular el agua.

La decantación de la lechada antes de fraguar produce una disminución del contenido del agua de la fase sólida y un aumento de su resistencia. Varía en un intervalo muy amplio, en función de la naturaleza de la lechada y de la granulometría del terreno.

V.1.1.3. Exprimido.

Es la separación del agua de una lechada que se filtra a través del medio poroso cuando se somete a la presión de inyección.

Un aparato universalmente empleado para medir el volumen de agua de la mezcla inyectada que se filtra en la roca y el espesor de los sólidos de la mezcla prensada resultante es el filtro-prensa. Se coloca la muestra de lechada en un cilindro provisto y se le aplica una presión hasta 7 kg/cm^2 . El ensayo se realiza bajo presión constante y volumen prefijado. Su duración depende del proporcionamiento de la mezcla y de las características de los materiales constitutivos.

El fenómeno que se logra reproducir con el filtro-prensa es el de la inyección de lechadas de cemento, arcilla-cemento y bentonita-cemento en rocas porosas y fisuras. Los resultados pueden indicar si la granulometría del cemento es adecuada o no.

Si por ejemplo, el esqueleto del cemento es muy abierto la arcilla se filtra a través del cemento, es decir, aparece una separación de fases. Pero el objetivo principal del experimento es el indagar la reducción de la relación agua-cemento antes del fraguado.

V.1.1.4. Tixotropía y Reopexia.

La tixotropía es un fenómeno que aparece en ciertas suspensiones de arcilla en agua que consiste en el aumento de su viscosidad al disminuir la velocidad de circulación del fluido. El fenómeno inverso se denomina reopexia.

La tixotropía y la reopexia de las lechadas son importantes en la inyección de las rocas. La tixotropía permite que a velocidades importantes la lechada penetre y finalmente al disminuir la velocidad adquiera una viscosidad suficiente para evitar la decantación de los granos de cemento. La reopexia, por otra parte, puede provocar obstrucciones importantes en las tuberías durante la inyección. Las dos características mencionadas pueden medirse por medio del viscosímetro de cilindros coaxiales.

V.1.1.5. Medida de la Rigidez.

El rigidímetro Bourcart-Florentin- Romanowsky (1948). Es también un aparato delicado y mucho más sencillo utilizando un cuerpo cilíndrico, hueco, en el que pueda medirse la profundidad de asiento o hundimiento del mortero. El resultado hace intervenir la densidad del mortero que debe conocerse con precisión.

La medida de la rigidez después del fraguado de la lechada se hace de dos maneras diferentes:

Para grandes rigideces obtenidas con la mezcla cemento-arcilla se confeccionan probetas cúbicas o cilíndricas que se rompen con una prensa.

El valor de la resistencia a compresión simple constituye una medida de rigidez. Es doble en los morteros que no tienen rozamiento interno.

Cuando la rigidez es muy pequeña, como sucede con los geles, se utiliza una pequeña caja de corte análoga a la de Casagrande o, más sencillamente, un medidor de la hendidura que se produce al comienzo de la rotación rápida de la manivela y que se toma como valor de la rigidez.

V.1.1.6. Medida del Agua Rezumada (o de la sedimentación o decantación).

Se designa por rezumo a la ascensión de agua que se produce en la superficie de una suspensión, después de la sedimentación de sus partículas.

Con morteros espesos puede hacerse el ensayo llenando un recipiente cualquiera de este mortero. De vez en cuando se inclina el recipiente para eliminar agua que sobrenada o se separa del mortero y se pesa.

Con morteros fluidos, no conviene este procedimiento porque existe el riesgo de eliminar parte del mortero con el agua. En casos como éste se llena una probeta de un litro, y se anota la altura del agua decantada en un tiempo determinado.

La superficie de separación agua-mortero es generalmente, muy clara. En este ensayo, en el que no aparece el sentido físico inmediatamente, se manifiesta el influjo de la rigidez y tixotropía de la suspensión.

Es considerado por algunos como una medida de la posibilidad de deslavado del mortero. Pero no siempre se presenta el caso. Pastas de cemento que tienen un rezumo muy pequeño e incluso prácticamente nulo, están lejos de ser indeslavables.

Al contrario, pueden confeccionarse morteros poco deslavables aunque la resudación exista. Esto es una prueba de que la técnica de inyecciones no es más que una técnica experimental.

V.1.1.7. Influencia de la Sedimentación.

El aumento relativo de la sedimentación, cuando la altura del mortero disminuye, es extremadamente importante en inyección, donde los huecos a rellenar tienen una altura del orden del milímetro.

Se sabe que los morteros estables tienen una estabilidad muy relativa, justamente para su inyección. Se cree que su débil decantación se debe despreciar cuando las alturas del mortero son de unos milímetros e incluso menos.

Cuando las alturas de sedimentación son tan pequeñas, los estudios cuantitativos son prácticamente imposibles en el laboratorio y hay que conformarse con los estudios cualitativos.

En un mortero cemento arcilla clásico, inyectado en bolas de cristal de 5 mm de diámetro. Las bolas han sido deliberadamente escogidas de un gran diámetro para que el fenómeno sea perfectamente observable.

Se puede ver debajo de cada bola pequeñas fisuras aisladas unas de otras y llenas de agua. El aislamiento más o menos perfecto de esos meniscos permite cierta circulación de las aguas.

Es por ello por lo que la permeabilidad intrínseca del mortero después del fraguado no es suficiente para definir la del medio inyectado, pero la experiencia nos dice que, a pesar de este inconveniente, las arenas y gravas inyectadas de este modo tienen una permeabilidad residual suficientemente baja para dar entera satisfacción.

No sucede lo mismo en las fisuras horizontales del macizo, inyectadas con un mortero estable. Después de fraguado el mortero, las aberturas de las fisuras resultan sensiblemente disminuidas aunque queda siempre un paso por donde puede realizarse la circulación de agua.

La importancia de ese paso depende de la inclinación de las fisuras. Si se quiere suprimirla hay que terminar la inyección con un mortero inestable o utilizar un mortero estable expansivo.

Esta sedimentación del mortero antes de su fraguado provoca una disminución del contenido de agua de la fase sólida y por consiguiente un aumento de su rigidez. Este fenómeno se comprueba muy bien en la inyección de los aluviones y hasta el momento ha sido explicado haciendo intervenir una aireación del mortero análoga a la de las suspensiones inestables.

Si esa aireación puede producirse efectivamente en determinados casos, no puede hacerse cuando el mortero impregna niveles de gran espesor. El aumento de rigidez que se observa es debido, entonces, a la sedimentación del mortero.

Las numerosas medidas realizadas sobre muestras de suelo inyectado, extraídas en el momento de la ejecución de la excavación, indican que la disminución relativa del contenido de agua, o de volumen, en el mortero antes y después del fraguado, está comprendida entre 10% y 30%.

Esto viene a decir que el coeficiente de relleno de huecos del suelo es, después del fraguado, del orden del 70% al 90%. Esta diferencia proviene de la naturaleza del mortero y de la granulometría del terreno.

V.1.2. MORTEROS DE INYECCIÓN EN ESTADO LÍQUIDO.

Los morteros son líquidos cuando no contienen ninguna partícula en cuya dimensión, por pequeña que sea, pueda medirse fácilmente.

En principio, los morteros en estado líquido puede penetrar en todos los huecos por donde el agua escurre, pero para que esto pueda ocurrir en la práctica, la permeabilidad del medio inyectado no puede ser demasiado pequeña.

Dicho de otro modo, si el mortero de inyección es tan fluido como el agua, es necesario que el terreno no tenga poros demasiado pequeños. Este es el caso de las arcillas y también de los limos que prácticamente no son inyectables.

Inversamente, si el medio a inyectar tiene poros apreciables, es decir, una permeabilidad no despreciable, pero el mortero tiene demasiada viscosidad, la inyección es igualmente imposible.

Este último caso alcanza todo su valor en la inyección de arenas finas porque los morteros líquidos, poco viscosos, son muy costosos.

V.1.3. MORTEROS DE INYECCIÓN INESTABLES.

Para poder apreciar las cualidades y defectos de los morteros inestables supongamos que se quiere inyectar en aluviones con un mortero de cemento ordinario, esencialmente inestable.

Las arenas y gravas están constituidas por un conjunto de granos de todas las dimensiones y el cemento por otro conjunto de granos más gruesos tienen alrededor de una décima de milímetro de diámetro.

Suponiendo incluso que todos los granos de cemento sean independientes, cosa que está lejos de suceder, es necesario, para que la inyección sea posible, que puedan introducirse en los poros existentes entre los granos de arena. Es una condición necesaria, pero veremos que no es suficiente.

La dimensión de huecos de un esqueleto aluvionar es desconocida: además, esta dimensión no es constante: existen huecos grandes y pequeños. Podríamos adentrarnos en un análisis matemático para intentar evaluar estas dimensiones.

Sin embargo, los numerosos estudios experimentales realizados sobre la composición de los filtros demuestran en seguida que el cemento no puede penetrar en una arena cuyos granos más gruesos sean del orden del milímetro, mientras que la dimensión media de los huecos puede evaluarse en una décima de milímetro.

Demuestra la experiencia que si la arena permite el paso del cemento, éste no penetra mucho: a lo más algunos centímetros. Se mejora un poco la penetración utilizando morteros de inyección muy diluidos; por ejemplo, en la relación 1:10. Con el agua es más fácil hacer circular los granos de cemento o los flóculos, unos tras otros.

Un mortero de cemento aireado penetra en arenas mucho más finas que un mortero de cemento ordinario, incluso diluido. Esto es debido a las burbujas, cuyas dimensiones, comparables a los granos de cemento, son esencialmente deformables.

Cuando a la entrada de un intersticio se forma una bóveda, que está constituida por granos de cemento y burbujas, su estabilidad es pequeña, destruyéndose por efecto de la inyección y permitiendo el avance del mortero hacia delante.

No es suficiente que la dimensión de los granos de la suspensión sea más pequeña que los menores huecos de la arena, para que la inyección sea posible. Es necesario, además, que los granos no puedan agruparse en flóculos de dimensiones desconocidas, aunque realmente grandes, comparadas con las de los granos.

En resumen, hay que impedir la formación de bóvedas. Todo ello explica por qué las condiciones de filtración recordadas anteriormente no son directamente aplicables a las inyecciones.

Los morteros de cemento son, en efecto, de suspensión inestable. Sus granos no son mantenidos en suspensión más que por agitación.

Si ésta cesa, los granos se sedimentan. En una corriente ocurre lo mismo. Los ensayos efectuados en conducciones han demostrado que por debajo de cierta velocidad los granos se depositan y obstruyen rápidamente todo el conducto.

Este resultado se ha confirmado en todos los trabajos de inyección donde las conducciones utilizadas para el transporte de los morteros tuvieron una pulgada (2.54 cm) de diámetro. Las conducciones de mayor sección se obstruyen rápidamente por que la velocidad de los morteros es menor en este caso.

Este fenómeno de sedimentación es el que permite la inyección de las fisuras en los macizos rocosos. Pero es el también quien impide la inyección de arena, cuyos huecos más pequeños permiten, sin embargo, el paso de granos de cemento. He aquí por qué:

Cuando el mortero penetra un pequeño intersticio para llegar a uno grande, su velocidad disminuye, si esta disminución es tal que permite al cemento depositarse, el intersticio grande, si no se obstruye, al menos se tapona parcialmente.

Esos depósitos son arrastrados hacia abajo por la presión de la corriente y acaban por obstruir el pequeño intersticio siguiente, interrumpiendo el proceso de la inyección.

Para que la circulación hacia debajo de un depósito de cemento no provoque la obturación del hueco siguiente, éste tiene que ser bastante grande para que el depósito pueda circular deformándose, sin que se produzca ninguna bóveda.

Esto necesita de un esqueleto aluvionar de gran dimensión. Para fijar ideas diremos que el diámetro mínimo de los granos es el orden de 5 a 10 mm e incluso más. En estas condiciones puede ser eficaz la inyección.

Así aunque los granos o flóculos de cemento puedan pasar por los huecos de una arena gruesa, no se podrán utilizar las suspensiones de cemento más que para inyectar gravas de pequeño tamaño.

V.1.4. MORTEROS DE INYECCIÓN ESTABLES.

Los fenómenos descritos anteriormente no podrán ser evitados más que con morteros que no produzcan sedimentación durante la inyección y de una contextura que no puedan formarse al llegar a los pequeños intersticios.

Solamente son utilizadas con éxito las suspensiones de arcilla, como consecuencia de la finura de su grano y de su propiedad coloidal que asegura la estabilidad de los morteros de inyección.

Cuando los aluviones no son demasiado finos, puede incluso añadirse al mortero una pequeña proporción de cemento, con objeto de que el fraguado de éste aumente su rigidez al cabo de cierto tiempo.

Estos morteros estables se presentan con aspecto líquido viscoso y ligeramente rígidos.

Su inyección no impregna siempre todos los poros del terreno: un examen minucioso de los aluviones inyectados ha probado que el mortero o lechada circula perfectamente en contacto con los granos gruesos envueltos en elementos mucho más finos.

Se tiene así la impresión de que cada piedra sirve de punto de partida del mortero para inyectar los terrenos circundantes. Todo ello proviene del efecto muro debido a la piedra. Al establecer contacto, los huecos se hacen más grandes que los de los elementos finos y el mortero pasa por allí con toda facilidad.

Estos morteros en su composición llevan cemento, estos morteros tienen un fraguado muy lento; por ejemplo, de 24 horas a 48 horas. No es pues, el fraguado lo que puede detener la inyección. Si no se limitan sistemáticamente las cantidades puede inyectarse casi indefinidamente.

Este fenómeno es inherente a los morteros estables y es necesario tenerlo en cuenta cualquiera que sea el medio inyectado con ellos.

Otro fenómeno característico a tomar en cuenta de los morteros de agua-cemento-arcilla o bentonita es lo que se llama separación de fases. El mortero se encuentra disociado por inyección: los granos de cemento se agrupan por un lado y los de arcilla por otro, de tal manera que el producto obtenido al final no tiene nada que ver con el que había sido preparado de antemano.

Cuando la inyección de estos morteros no está destinada más que a la impermeabilización, este fenómeno no presenta ninguna gravedad. Todos los huecos se rellenan bien con el mortero e incluso si la arcilla es menos resistente que el cemento, éste, dispuesto según las leyes del azar, impide que aquélla pueda ser expelida por la presión hidrostática. Pero cuando la inyección es destinada a una consolidación, la separación de fases es mucho más peligrosa.

Afortunadamente este fenómeno es poco frecuente, pero por ello ha sido poco estudiado. Cabría pensar, sin embargo, que no puede producirse más que cuando existe una gran diferencia en la granulometría de las dos fases, como por ejemplo la del cemento y bentonita.

Algunos ensayos de centrifugación han confirmado este extremo, pero no explican cómo se produce la separación en el suelo, donde la sedimentación de los granos gruesos, su efecto bóveda y filtración del mortero, se efectúa simultáneamente.

V.1.4.1 Suspensiones de Cemento de Gran Resistencia Final.

Los morteros estables son suspensiones en el agua, de granos suficientemente pequeños para que no pueda manifestarse sedimentación alguna durante la inyección.

La suspensión de arcilla coloidal, en tanto que no se sedimente, pertenece a ese tipo de morteros, pero siempre que mantenga la fluidez necesaria para hacer posible la inyección y proporcione después la rigidez suficiente.

Estas propiedades, a veces contradictorias, son difíciles de obtener. Se alcanzan con métodos de fabricación que aseguren la defloculación de los coloides o por adición de éstos productos más bastos.

El mortero adquiere, como consecuencia, una cierta rigidez y de ella resulta una mejor suspensión del propio cemento y de la arena que, eventualmente, se le puede añadir. El estado coloidal del producto se define por medidas de rigidez y decantación.

Los morteros de arcilla pura constituyeron las primeras suspensiones estables. Hemos visto anteriormente que cuanto más fuerte es la dosificación en cemento de un mortero, más débil es su

decantación. Una dosificación muy fuerte, variable según la naturaleza del cemento, permitirá, pues, la obtención de una decantación. Esa clase de morteros es generalmente inyectable.

Este tratamiento ha provocado la defloculación de los coloides de la suspensión. A pesar de estar muy delimitado el campo de empleo de estos morteros, actualmente, son cada vez más utilizados.

Como consecuencia de su fuerte dosificación en cemento, estos morteros tienen una gran resistencia mecánica. Como ésta no es frecuentemente necesaria en las inyecciones, puede preverse una disminución de la dosificación del cemento.

Pero entonces la activación es insuficiente y no se podrá obtener la estabilidad de la suspensión más añadiendo coloides, como por ejemplo silicato de sodio o bentonita.

Estos dos productos añadidos conjuntamente a una suspensión con fuerte dosis de cemento permiten obtener un mortero enteramente análogo a un mortero activado.

Los morteros a los que se añaden coloides son morteros bastardos poco utilizados. Son en efecto, de muy poca resistencia y demasiado caros, prefiriéndose entonces los morteros activados, o por el contrario, demasiado resistentes y entonces son preferibles los morteros de cemento arcilla, más económicos.

A) MORTEROS DE CEMENTO-BENTONITA.

La adición de bentonita aumenta la viscosidad y límite de resistencia al corte de los morteros de cemento en las que la relación C/A sea constante. Este aumento es tanto más sensible cuanto más densos son los morteros iniciales.

Si se comparan con morteros que tengan la misma decantación, se observa que el aumento de dosificación de bentonita disminuye la viscosidad del mortero, mientras que el límite de resistencia al corte pasa por un mínimo. Esto se concibe fácilmente porque las dispersiones de bentonita, aunque muy diluidas, presentan una aceptable rigidez.

Estos resultados nos indican que son suficientes dosificaciones de bentonita relativamente débiles para estabilizar los morteros de cemento, ya que la rigidez aumenta muy de prisa.

La dosificación de bentonita depende naturalmente de la calidad de ésta. Dando un ejemplo, señalemos que el 4% de una bentonita cuyo límite líquido sea del orden de 300% es, poco más o menos, equivalente al 2% de una bentonita cuyo límite líquido esté cerca de 550% y esto con cementos Pórtland normales.

En conclusión la adición de una pequeña cantidad de bentonita al cemento permite, pues realizar morteros inyectables que presenten una buena resistencia mecánica. Esta resistencia es, sin embargo, inferior a la de los morteros de cemento activados.

B) MORTEROS DE CEMENTO-SILICATO.

La rigidez de un mortero de cemento queda mejorada por la adición de silicato de sodio. Esta mejora es tanto más sensible cuanto más fuerte es la dosificación del cemento. Además, si un mortero de estas características permanece en reposo, su rigidez va creciendo con el tiempo. Este efecto, que se manifiesta claramente al cabo de una hora aproximadamente, corresponde a una aceleración del fraguado de cemento debida al silicato.

En un cemento Pórtland normal, las cantidades de silicato a utilizar, tratándose de silicato de sodio técnico a 36° Baumé son las siguientes:

- a) 10 a 20 cm³ por litro de mortero de 1/1.
- b) 5 a 10 cm³ por litro de mortero de 1.5/1.

c) 2 a 5 cm³ por litro de mortero de 2/1.

Estas dosificaciones no tienen acción nociva en la resistencia final del mortero. Si se aumentan, pueden disminuir las resistencias y los morteros dejan de ser económicos.

Frecuentemente, los morteros así tratados no son homogéneos, tendiendo el silicato a la formación de grumos. Para suprimirlos es necesario un tiempo muy largo de agitación, incompatible con las necesidades del trabajo. Por eso, estos morteros en la práctica no suelen utilizarse.

C) MORTEROS DE CEMENTO-BENTONITA-SILICATO.

La adición de bentonita a un mortero de cemento retarda su fraguado y disminuye su resistencia mecánica, pero proporciona un mortero homogéneo eventualmente tixotrópico. El silicato acelera el fraguado, pero produce un mortero grumoso. Es pues, conveniente combinar estos productos.

La experiencia demuestra que el mortero así obtenido es homogéneo y tiene una rigidez inicial más importante que únicamente con la bentonita, teniendo un comportamiento claramente tixotrópico. Además, las resistencias mecánicas son relativamente elevadas.

D) MORTEROS DE CEMENTO ACTIVADOS.

El objeto de la activación es permitir la obtención de morteros inyectables de elevada dosis en cemento, que tengan una ligera sedimentación o, incluso, ninguna. Además, esta activación hace el mortero menos deslavable y prácticamente no miscible en el agua, lo que constituye una propiedad extremadamente interesante.

Un mortero de cemento dosificado entre 2/1 y 3.2/1 aproximadamente, según la naturaleza del cemento, está en el límite de la inyectabilidad. Para conservar ésta totalmente aumentando la dosificación, es necesario utilizar procedimientos que permitan una mejor dispersión del cemento.

Puede distinguirse la dispersión por vía química, por vía física y por vía mecánica.

La dispersión por vía química permite obtener morteros de dosificación relativamente pequeña y sedimentación nula, mediante el empleo de productos que proporcionan plasticidad, fluidez y aumento de volumen a estos morteros.

Incuestionablemente es la mejor solución mientras que los productos adicionados no modifiquen peligrosamente la resistencia final.

La dispersión mecánica, aunque menos perfecta, teóricamente hablando, también es muy empleada. Se obtiene esta haciendo pasar un mortero de cemento convenientemente dosificado por un mezclador especial.

Estos mezcladores provocan una agitación o mejor dicho, un laminado extremadamente violento. Este laminado provoca el desprendimiento de los granos de cemento adheridos a la superficie, por lo que la película de hidrato es eliminada precipitando al estado coloidal, de donde provienen las propiedades del mortero.

Con un tiempo mínimo de laminado se obtiene una baja en la viscosidad y un aumento de la rigidez.

La dispersión física tiene un gran interés teórico, pero normalmente no se aplica en las obras. Consiste simplemente en recalentar únicamente el mortero de cemento. Se puede recalentar únicamente el agua y asegurar una simple mezcla de agua-cemento, sin tener que recurrir a procedimientos más enérgicos.

Una temperatura final que esté comprendida entre 25° y 35° es suficiente para un mortero de cemento Pórtland dosificado en la relación C/A = 2/1 a 2.2/1.

Cuanto más fuerte sea la dosificación del mortero menos elevadas serán las temperaturas que haya que alcanzar.

El hecho de producirse el fraguado después de la sedimentación no es suficiente para que se atribuya a estos morteros activados una ventaja manifiesta, a no ser que este fraguado se realice al principio de la sedimentación.

E) MORTEROS DE FRAGUADO RAPIDO.

En ciertos trabajos se necesita disponer de morteros que ofrezcan, a la vez, una cierta resistencia mecánica y fraguado relativamente rápido; de un cuarto de hora a media hora, con objeto de reducir las fugas del mortero.

La resistencia mecánica impone el empleo de cemento en la confección de los morteros.

En cuanto el fraguado acelerado, puede obtenerse de tres maneras diferentes, bien dosificando convenientemente un acelerador de fraguado, o mezclando cemento aluminoso y cemento siderúrgico (este cemento proporciona fraguados menos rápidos que el Pórtland) o utilizando un producto que aumente fuertemente la viscosidad del mortero.

Unos cuantos ensayos preliminares son suficientes para determinar las dosificaciones óptimas. Su empleo puede presentar inconvenientes en caso de obturación de los conductos de inyección, ya que el destaponamiento es muy difícil por endurecer el mortero rápidamente.

El aumento de viscosidad en el mortero se obtiene por adición de aserrín de madera. Minutos después de su introducción, el aserrín absorbe tal cantidad de agua que el mortero se hace pastoso e incluso detiene su circulación.

Se obtienen los mejores resultados con un aserrín completamente seco, cuyos granos tengan un diámetro inferior a 2 mm y si es posible, obtenido de una madera que pueda absorber mucha agua.

El mortero de cemento contiene inicialmente poca agua y el aserrín se añade en la cubeta de aspiración de la bomba de inyección puesta en marcha anteriormente. La proporción de aserrín expresado en litros puede alcanzar del 5% al 7% del peso del cemento expresado en kilos.

F) MORTEROS ECONÓMICOS: CEMENTO-CENIZAS VOLÁTILES.

El reemplazamiento de una parte de cemento por un polvo de granulometría comprable proporciona morteros económicos.

A priori, nada impide utilizar polvo de piedra inerte, pero el hollín de ciertas centrales térmicas, llamados también cenizas volátiles, constituyen un residuo abundante, barato y perfectamente adaptado a la elaboración de morteros de inyección. Estas cenizas, lejos de ser inertes, tienen propiedades puzolánicas.

La viscosidad se modifica poco por una adición de hollín relativamente, aunque no excesiva, en un mortero de dosificación (cemento+cenizas)/agua constante.

La viscosidad de un mortero con un 40% de cenizas puede ser transformada en normal, añadiendo un fluidificante, convenientemente escogido, por que no todos convienen, o haciendo que la dosificación sea 1.15/1.

La sedimentación depende, naturalmente, de la calidad del cemento y de las cenizas. Estos morteros, preparados en turbo-agitador, están lejos de ser perfectamente estables, pero bastaría aumentar su dosificación para que lo fueran.

Menos deslavables que los morteros preparados en el mezclador ordinario, presentan, sin embargo, alguna sedimentación y constituyen la transición entre las suspensiones estables e inestables.

G) MORTEROS INYECTABLES.

La adición de arena a un mortero de cemento establece como resultado la obtención de un mortero inyectable.

Según el resultado que se desee, la cantidad de arena será más o menos grande y su granulometría más o menos fina. De manera general, cuanto más fuerte es la dosificación de arena, más fácilmente pueden permanecer en suspensión los granos más gruesos.

Por eso, se pueden realizar morteros que contengan granos de 5 a 8 mm de diámetro, pero estos morteros no pueden ser inyectados con cualquier bomba. Además, se les debe reservar para la inyección de cavidades relativamente importantes.

V.2. METODOS DE INYECCIÓN.

Las inyecciones son el método tradicional para tratar cimentaciones de roca y depósitos de aluvión, para reducir las filtraciones, como ya se menciona en el capítulo anterior los tipos de tratamiento con el uso de inyecciones son de sellado, donde se intenta llenar grietas, los conductos de disolución, o los huecos mayores de aluvión. Y de consolidación que son usadas cuando se requiere disminuir la compresibilidad de la roca y al mismo tiempo disminuir su permeabilidad, llenando las fisuras de la roca, con una mezcla resistente a alta presión.

Los productos inyectables se usan dependiendo del suelo de que se trate como sigue:

- 1.- Las fracturas de roca se tratan con lechadas inestables.
- 2.- Los depósitos de aluvión grueso se tratan con suspensiones estables.
- 3.- Los productos químicos se emplean para llenar los huecos de arenas finas, conglomerados o areniscas.

Una vez que se ha explorado y probado una cimentación para determinar la cantidad del lechado que se necesite, debe adaptarse al terreno un trazo de perforación, el tamaño, profundidad y espaciamiento de los barrenos de inyección, para proporcionar los mejores resultados al más bajo costo.

Los barrenos de inyección pueden taladrarse con martillos neumáticos, taladros de vagoneta, taladros de diamante, taladros de perdigones, dependiendo del terreno, de la clase de material de la cimentación y el tamaño y profundidad de los barrenos se selecciona el equipo a utilizar.

A continuación se describen los métodos de inyección más usuales.

V.2.1. LAVADO DE LAS FISURAS.

Las fisuras casi siempre están rellenas de arcilla, de arena fina o de otro producto que provenga de la descomposición de rocas o circulación de aguas subterráneas. La inyección se acomoda a este relleno. La comprime sin expulsarla.

Conviene a veces limpiar las fisuras con un lavado previo a la inyección. Este lavado se hace por intermedio de los barrenos que cortan las fisuras.

El lavado no debe realizarse más que cuando está bien definido el canal por donde han de circular las aguas.

Una simple inyección de agua no resuelve nada. Vuelve a salir rápidamente tan limpia como cuando entró.

Es necesario, por tanto, realizar numerosos barrenos próximos, espaciados uno o dos metros, e inyectar sucesiva o simultáneamente agua y aire a presión.

Puede incluso añadirse al agua del lavado algún producto químico que facilite la reacción de las arcillas.

Cuando más elevados son los caudales, mayores son las posibilidades de éxito. Por ejemplo, las bombas de agua deben permitir caudales del orden de 50 m³/h con una presión de 4 a 5 kg/cm. Para el aire se puede comenzar con un compresor de 80 caballos, pero dispuestos a aumentar esta potencia rápidamente, si hay necesidad.

Para provocar la circulación entre barrenos son necesarias presiones importantes. Los grandes esfuerzos ejercidos en el seno del macizo pueden provocar el levantamiento del suelo, sobre todo cuando las cavidades a limpiar no son muy profundas. Existe por tanto, un peligro que no se debe subestimar.

Las condiciones de agua y aire tienen que estar sucesivamente comunicadas con todos los barrenos sin excepción. El cambio de sentido de la circulación que se produce entre barrenos en comunicación provoca un nuevo arrastre de materiales.

V.2.2. INYECCIÓN DE FISURAS MUY ABIERTAS.

Se llaman fisuras muy abiertas o grietas a las que no son suficientemente grandes para permitir a un hombre circular por ellas, pero que no son tan pequeñas como para que puedan inyectarse económicamente con un mortero de cemento ordinario. Su abertura puede, por tanto, variar de unos decímetros a varios centímetros o incluso a varios milímetros, si son muy numerosas.

Su obturación se efectúa con un mortero extremadamente denso y tixotrópico, inyectado casi sin presión: 1 kg/cm. a 2 kg/cm. como máximo. Esta pequeña presión y la tixotropía limitan la progresión del mortero. Es necesario, por lo tanto, prever taladros de inyección muy próximos. Su separación será de 1 m. a 2 m, incluso de 3 m. Depende ante todo de la roca y la calidad del mortero.

Este puede confeccionarse, por ejemplo, con cemento, arcilla, silicato de sodio y eventualmente, arena fina. Además de su tixotropía, que le permite esperarse antes que el cemento fragüe, posee una rigidez que le da un talud de base tres por uno de altura.

Cuando se desea hacer una consolidación, se puede fácilmente regular la proporción de sus diferentes constitutivos, para darles una resistencia final comprendida entre 20 kg/cm. y 50 kg/cm., valores estos más que suficientes.

La propagación de este mortero no es muy grande. Se pueden realizar con él verdaderas ataguías de espesor relativamente pequeño, inyectando de abajo hacia arriba en taladros próximos.

Las fisuras finas se inyectan deficientemente con este producto. Es conveniente completar la inyección con un mortero especialmente adaptado a este uso: una simple suspensión de cemento, realizado como veremos, cumple perfectamente el objetivo deseado.

V.2.3. INYECCIÓN DE FISURAS FINAS.

La inyección de las fisuras finas se hace partiendo de barrenos más o menos espaciados. En cada barreno se realizan ensayos de agua por tramos sucesivos de unos 5 m de longitud, como para el reconocimiento.

Su objeto es el de establecer la dosificación inicial del mortero. Cuanto más elevadas son las absorciones, más fuerte es la dosificación. Se intenta de esta manera no perder inútilmente el tiempo, inyectando un mortero demasiado diluido que llegue a perderse. Afortunadamente se ha comprobado en numerosas obras que ese método de trabajo es satisfactorio y que, a fin de cuentas, el ensayo inicial de agua es rentable.

V.2.3.1. Inyección por tramos.

La inyección de mortero se hace, como el ensayo de agua, por tramos de unos 5 m de longitud. Cada tramo está limitado en su parte superior por un obturador y en su parte inferior por el fondo de la perforación, que puede ser el terreno natural o el mortero de inyección, endureciendo según el sistema de inyección adoptado.

Se piensa que la inyección por este sistema es larga y costosa y que es mejor inyectar el taladro en toda su longitud, pero no es así, pues los granos de cemento sedimentarían con el agua y obturarían lentamente el taladro en lugar de introducirse en las fisuras.

Ya se manifiesta este fenómeno cuando los tramos tienen unos 10 m de altura. Cuando el taladro se ha rellenado por este procedimiento, la presión sube enormemente, llegando a creerse que se ha llegado a la contrapresión de rechazo, pero si se volviera a perforar e inyectar de nuevo se comprobaría que el macizo absorbía tan fácilmente como antes de la considerable subida de presión.

Es posible suprimir la sedimentación del mortero en el barreno haciéndole circular por medio de una conducción suplementaria que llegue al fondo del barreno. Una válvula colocada sobre la conducción de salida permite regular la presión. Entonces el barreno es inyectado de una sola vez en toda su longitud.

Este método, aparentemente muy claro, no conviene más que cuando todas las fisuras atravesadas tienen, más o menos, la misma abertura.

Basta que una fisura se diferencie claramente de las otras en el tamaño de la abertura para que el mortero destinado a inyectar las fisuras más finas se vaya indefinidamente por la más grande.

Y si se hace el mortero de inyección más denso para evitar que se produzca este fenómeno, se bloquea la entrada de las fisuras finas, impidiendo el progreso de la inyección hacia dentro.

Es preciso comenzar con una lechada espesa y disminuir progresivamente su consistencia, siendo aumentada la presión final en cada dosificación a medida que se va disolviendo el mortero. El aumento de presión tiene por objeto ensanchar la abertura de las fisuras que tienen la entrada obturada, con el fin de impulsar hacia delante el tapón causante de la obturación y permitir la circulación normal del mortero.

De esta forma, en principio, todo queda bien inyectado, pero la técnica es demasiado complicada para que en la obra se pueda eficazmente adaptar la dosificación del mortero que más conviene a la calidad del macizo. La adaptación es mucho más sencilla en la inyección por tramos. Este último método es el adoptado en todos los tratamientos de inyección importantes.

En ocasiones el macizo rocoso es de mala calidad que no es posible mantener un obturador a la profundidad deseada. En este caso hay que inyectar a medida que avanza la perforación.

Solamente quedan abiertas las fisuras del tramo que se acaba de perforar, ya que las otras han sido cerradas, con las perforaciones precedentes. Entonces el obturador puede colocarse donde se quiera dentro de esta última zona e incluso suprimirlo si se ha tomado la precaución de anclar un tubo al terreno en la entrada del taladro de inyección.

Pero este método sencillo no es conveniente cuando el subsuelo está constituido por una superposición de capas de naturaleza marcadamente diferente, tales como arcillas y areniscas fisuradas.

Las presiones de inyección a utilizar para tratar correctamente esas dos naturalezas del terreno no son las mismas. Las presiones elevadas, necesarias en la inyección de fisuras de areniscas, rompen las arcillas que, en definitiva, son solamente las que quedarían inyectadas.

La utilización de tubos de manguitos perfeccionados, empleados en las juntas de contracción permite resolver este problema. Pero antes de este descubrimiento se inyectaba en terrenos de este tipo utilizando un conjunto de tubos de revestimiento telescópicos, que se anclaban en la perforación a medida que avanzaba la inyección.

De esta manera, el mortero inyectado en areniscas no podía penetrar en la arcilla sobrepasando este medio, quedando aislada por los tubos de revestimiento.

Una vez inyectado el taladro en toda su magnitud, se recuperaban estos tubos perforando de nuevo. Como puede verse, era un sistema incómodo y además muy costoso.

V.2.3.2. Inyección de arriba abajo y de abajo arriba.

Como su nombre indica, la inyección de arriba abajo, se realiza después de la perforación de cada tramo. Una vez terminada la inyección, se vuelve a perforar el tramo inyectado, de donde pueden extraerse interesantes testigos. Después se hace el taladro del tramo siguiente. La inyección progresa, por lo tanto, desde arriba hacia abajo.

Este método satisface plenamente el espíritu que guía la inyección. Las primeras inyecciones sirven de "techo" en el que se apoyan las inyecciones siguientes, que, en principio, deben poder ser inyectadas a una presión más elevada que si este "techo" no existiera.

Si después de haber ejecutado la perforación en toda su altura comenzáramos por inyectar el tramo más profundo y después, sucesivamente, los tramos superiores haciendo progresar la inyección de abajo arriba, se podría comprobar que las cantidades absorbidas eran prácticamente idénticas a las obtenidas de arriba abajo, con la misma contrapresión de rechazo.

Este método requiere la ejecución de ensayos de agua en el transcurso de la perforación o un reconocimiento muy cuidado, con el fin de tener los taladros a la profundidad conveniente.

La inyección por tramos de abajo-arriba presenta una gran ventaja económica. Permite realizar el taladro con el máximo rendimiento durante la inyección.

Pueden separarse los dos trabajos de perforar e inyectar y así es posible especializar equipos y reducir al mínimo el tiempo muerto. Además, no hay necesidad de volver a perforar el cemento, obturando el taladro cada vez que se finaliza la inyección.

La inyección de abajo arriba no puede realizarse más que colocando un obturador en diferentes puntos del taladro. Es necesario que el macizo rocoso no esté demasiado fisurado, por que entonces el mortero podría remontar el obturador y cimentarle en el terreno al impedir su movimiento.

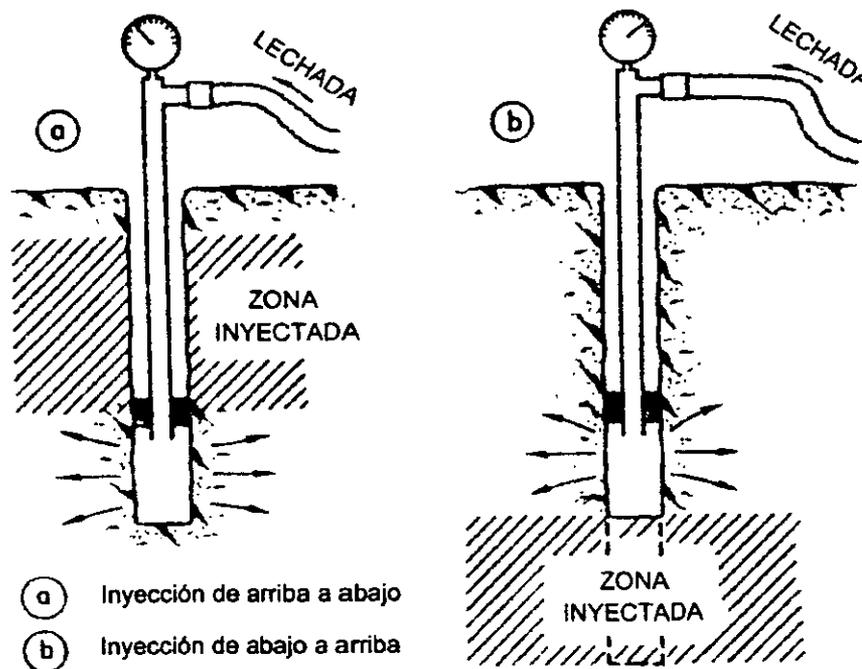


Fig. 5.1. Inyección de arriba abajo y de abajo arriba.

V.2.3.3.- Inyección de Rocas Fuertemente Fisuradas

A) INYECCIÓN DE UN MORTERO ESTABLE.

Cuando un ensayo de agua da una absorción superior a 10 unidades Lugeon puede decirse que es interesante comenzar la inyección con un mortero estable. Sin embargo, es evidente que un mortero de estas características no se puede utilizar más que en el caso de que el reconocimiento informe que existen numerosas zonas del macizo que poseen una permeabilidad superior a este valor, porque, de lo contrario, es más económico inyectar las zonas de fuerte permeabilidad con las suspensiones habituales de cemento.

Los morteros estables tienen un fraguado extremadamente lento: 24 horas o más si no se toman como un verdadero fluido. La presión no depende más que de la dimensión de las fisuras, de la viscosidad del mortero, del caudal y del radio de acción de la inyección.

Además, la sedimentación no se produce tan lentamente que reduzca la abertura de las fisuras y provoque un aumento progresivo de la presión, como sucede en los morteros inestables.

Con un mortero de estas características se puede inyectar a una presión muy baja, reduciendo el caudal lo necesario. Esta posibilidad debe ser utilizada para la inyección de capas superficiales del macizo de 5 m. a 10 m. de espesor, por ejemplo, con el fin de reducir el número e importancia de las resurgencias, aún cuando la fracturación del macizo sea inferior a la del caso indicado anteriormente.

El aumento de radio de acción de la inyección puede hacer subir ligeramente la presión. Este fenómeno es de poca importancia, pero se corre el riesgo de inyectar cantidades de mortero considerables sin gran ventaja. Es suficiente con que encuentre un paso favorable a su circulación, para que todo el mortero se vaya fuera de la zona que se desea tratar.

Es necesario detener la inyección de un mortero estable cuando una cierta cantidad haya sido inyectada. Esta cantidad puede ser calculada, suponiendo que el mortero se reparte uniformemente alrededor del barreno. Debe calcularse en metros cúbicos y no por el peso de sus materiales, por tratarse de un mortero estable.

A causa de la débil sedimentación de los morteros estables y de la baja presión de inyección que impide abrir las fisuras, la inyección de un mortero de estas características no puede bastarse a sí misma. La experiencia confirma perfectamente este aserto. Conviene por ello inyectar un mortero inestable después de haber fraguado el mortero estable.

B) INYECCIÓN DE UN MORTERO INESTABLE.

Recordemos que los morteros inestables no sirven más que para el transporte hidráulico de los granos de cemento.

Sabemos que cuanto mayor dosificación tenga un mortero inestable más elevada es la velocidad de la circulación para que los granos comiencen a sedimentarse.

Si se quiere que un barreno de inyección permita el tratamiento de un volumen de terreno importante, es necesario empezar con un mortero poco dosificado. De lo contrario, se corre el riesgo de perder irremediablemente el barreno al no poder progresar todo lo necesario, un mortero demasiado espeso.

La dosificación ideal es la más pequeña que permita alcanzar la contrapresión ideal de rechazo, establecida de antemano.

Siendo las relaciones cemento/agua habituales de estos morteros $1/8$, $1/6$, $1/4$, $1/2$, $3/4$, y $1/1$, pueden adoptarse las reglas siguientes que corresponden a las dosificaciones satisfactorias más fuertes y a una contrapresión de rechazo de 50 kg/cm^2 - 60 kg/cm^2 . No son reglas fijas si no orientadoras.

De 1 a 2 unidades LUGEON, la presión de rechazo se obtiene con una dosificación de $1/4$; se comenzará, por tanto, con $1/8$.

De 2 a 5 unidades LUGEON, el rechazo se alcanza a $\frac{1}{2}$, pero seguiremos empezando con $\frac{1}{8}$ para en seguida a $\frac{1}{4}$ y después a $\frac{1}{2}$, porque en determinados casos se puede tener la presión de rechazo a $\frac{1}{4}$.

De 5 a 10 unidades LUGEON, se obtiene casi tan frecuentemente a $\frac{1}{2}$ como $\frac{1}{1}$. Podremos entonces comenzar a $\frac{1}{4}$.

Por encima de 10 unidades LUGEON, se tomará un mortero inicial con una dosificación de $\frac{1}{2}$, pero este caso es excepcional porque esos tramos deben, en principio, inyectarse con un mortero estable.

Las diferencias en la dosificación del mortero final para un mismo número de unidades LUGEON provienen del pequeño error que pueda cometerse en la determinación de este número o también del tamaño de las fisuras anchas o de las más finas.

Ya hemos visto que el ensayo LUGEON no permite precisar este punto. Esta incógnita justifica que el comienzo de la inyección se haga con una dosificación pequeña. Esta puede ser suficiente para llevar hasta el final la inyección del tramo considerado.

C) INYECCIÓN DE MEDIOS POROSOS O GRANULARES.

Método del tubo de manguitos.

Este procedimiento consiste en inyectar a través de los agujeros de un tubo de P.V.C. de 50 a 60 mm de diámetro, perforados a distancias iguales. Este tubo se introduce después de haber limpiado la perforación en toda su profundidad. Los agujeros están cubiertos por un trozo de tubo de hule que funciona como válvula y que se denomina manguito. Así la lechada puede salir del tubo, pero no puede volver a entrar y teóricamente se puede volver a emplear la misma perforación para otra inyección.

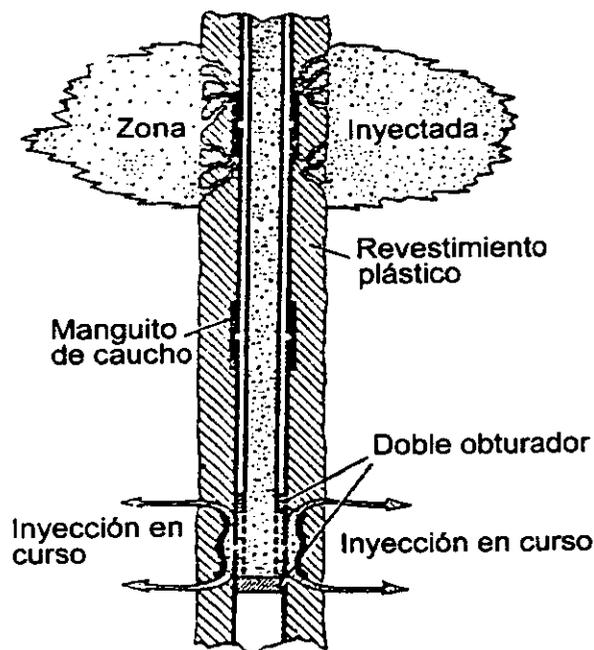


Fig. 5.2. Inyección con tubos manguito.

Durante la extracción del tubo de ademe, el espacio anular comprendido entre las paredes de la perforación y el tubo de manguitos se rellena con un lechada de cemento y arcilla. La dosificación de esa lechada es tal que al fraguar se convierte en un material plástico con una resistencia a la compresión simple pequeña que será fácil de agrietar al momento de la inyección.

Para inyectar el terreno, la lechada del espacio anular ya fraguada tiene que agrietarse en las zonas de los manguitos. Esta operación se logra inyectando agua o lechada de inyección a presión, a partir de un tubo de P.V.C., provisto de dos obturadores, que se desplaza en el interior del tubo de manguitos.

El agrietamiento de la lechada del espacio anular necesita una presión más fuerte que la presión de inyección del terreno pero es una sobrepresión transitoria que necesita solamente unos golpes de bombeo.

La composición de la lechada del espacio anular es importante, ya que, si la dosificación de cemento es demasiado alta la rotura será difícil, esto mismo sucede cuando existen desprendimientos en las paredes del barreno que dejen espesores mayores de recubrimiento en algunas zonas. Si la cantidad de cemento es insuficiente, el recubrimiento será demasiado plástico y no se romperá frágilmente sino que se desprenderá del tubo, dando lugar a resurgencias que pueden llegar hasta la superficie.

La inyección se efectúa después de la rotura de la lechada del espacio anular, utilizando también el tubo de doble obturador a la altura de cada manguito. Mediante este dispositivo, es posible inyectar capas profundas y comenzar por cualquier punto, separando las operaciones de perforación e inyección. El procedimiento permite ajustar el tipo de la lechada a la granulometría de cada estrato y también comenzar con los estratos más permeables.

A pesar de la preparación que requiere este sistema de inyección, es de un costo aceptable y de todos modos no existe actualmente otra solución práctica para este tipo de tratamiento.

Debe tomarse en cuenta que la deformación que sufre el terreno por la inyección en perforaciones cercanas flexionan el tubo de manguitos y en ocasiones impiden el desplazamiento del obturador en su interior. La rotura de estos tubos no es rara, a pesar de que son flexibles.

Arreglo y Orientación de las perforaciones.

En aluviones es difícil lograr una pantalla impermeable con una sola fila de barrenos. Las distancias comunes entre perforaciones es de 3 m a 5 m y entre filas de 1 m a 3 m. En el esquema de la figura siguiente se presenta el orden en que se llevan a cabo las hileras de inyecciones.

La fila 3 sólo se realiza cuando es necesaria y se hace entre las dos primeras para control de la inyección y para alcanzar mayor impermeabilización ya que los radios de acción pueden ser menores y pueden emplearse mayores presiones de inyección. En ocasiones son necesarias varias filas de perforaciones de inyección.

En terrenos poco permeables se recomienda menor espaciamiento entre perforaciones.

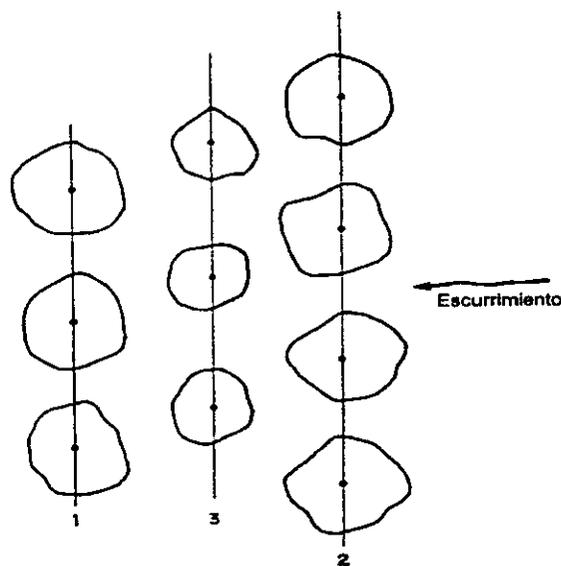


Fig. 5.3. Presentación esquemática de la técnica de inyección con tres líneas.

En aluviones es difícil perforar con inclinaciones mayores al 30 o 40 por ciento. Es también difícil de perforar a percusión agujeros verticales sin desviación. Sin embargo, para pantallas impermeables, son más confiables los barrenos verticales.

Diámetro de las perforaciones.

Así como para inyectar lechadas inestables en rocas fisuradas son convenientes las perforaciones de diámetro reducido, a fin de reducir la sedimentación del cemento, la inyección de mezclas estables en aluviones deja total libertad de selección del diámetro de la perforación y solamente debe tomarse en cuenta el aspecto económico.

Resurgencias.

Las resurgencias al inyectar arenas y gravas se producen cuando las profundidades de inyección son menores de 5 m. a 8 m. suelen aparecer cerca de los barrenos de inyección y a veces alejadas hasta 40 m o más.

Pueden detenerse interrumpiendo la inyección hasta que el mortero inyectado fragüe. Conviene continuar la inyección con un mortero de fraguado rápido que expulse el mortero débil y luego fragüe. Si no se opera en esta forma se corre el riesgo de tener nuevas resurgencias al inyectar los tramos adyacentes.

V.2.3.4. Contrapresión de Rechazo de Morteros Inestables.

Lo esencial es alcanzar la contrapresión de rechazo, es decir, la presión a la que se ha decidido detener la inyección. Este nombre da lugar a confusiones porque es suficiente aumentar esta presión para poder continuar inyectando.

No existe, pues, nunca presión de rechazo de forma absoluta, siempre, naturalmente, que los conductos y taladros por donde tenga que discurrir el mortero no se rellenen de cemento.

Este fenómeno se explica fácilmente porque, como ya sabemos, un aumento de la presión abre todavía más las fisuras y facilita el paso del mortero.

La presión de rechazo, como la presión de inyección, es una presión medida a la entrada del taladro. Una y otra están sometidas a fuertes oscilaciones debidas sobre todo al aparato inyector.

La presión a la altura del tramo inyectado es ya inferior. Para determinarla habría que tener en cuenta las pérdidas de carga en la conducción, como se hace en los ensayos de agua.

La presión de rechazo puede ser muy elevada cuando la inyección se hace a varios metros de profundidad. La determinación depende de varias consideraciones:

Deformación del terreno, resurgencias del mortero, trabajos de estanqueidad o consolidación y separación y diámetro de las perforaciones.

Cuanto más elevada, mejor es la inyección, pero también es mayor el riesgo de resurgencias. Para una impermeabilización, puede estimarse que una presión de 50 kg/cm² a 60 kg/cm² es correcta. Si fuera más pequeña, habría que aproximar más los taladros.

Por último, para una consolidación es necesario utilizar el máximo de presión posible, o sea, unos 100 kg/cm², llegándose de este modo a realizar un verdadero pretensado del terreno.

De una manera general, son las primeras inyecciones las que permiten, en función de los resultados obtenidos, determinar esta presión de rechazo. Si ésta fuera pequeña, respecto a la separación y diámetro de los taladros, pueden hacerse taladros de control intermedios.

V.2.4. MATERIAL DE INYECCIÓN E INSTALACIONES DE OBRA.

La inyección consiste en preparar los morteros con un mezclador, someterlos a presión por medio de una bomba e introducirlos en el medio a tratar, partiendo de cada punto de la perforación. Si se requiere realizar corrientemente la inyección, son necesarios uno o dos obturadores.

V.2.4.1. Mezcladores.

Sólo hace unas décadas se preparaban los morteros de cemento puro destinados a la inyección, vertiendo el cemento en una cubeta llena de agua y agitándolo con una pala.

Apareció una primera mecanización disponiendo en la parte inferior del recipiente una hélice accionada por un manivela que desempeñaba el papel de agitador. Unas aletas fijadas en las paredes impedían que el líquido girara en bloque.

Otra mejora más reciente consiste en disponer las dos cubetas, una encima de otra, moviendo los agitadores con un motor. El mortero preparado en la cubeta superior se vierte en la inferior, de donde es aspirado por una bomba. El agitador de esta última tiene por objeto únicamente impedir la sedimentación del cemento que se produce muy deprisa en estos morteros.

El volumen de cada uno de estos recipientes es de unos 100 litros. Este tipo de mezclador ha sido el utilizado hasta 1945 y con él se realizaron las primeras inyecciones de arcilla-cemento.

Los nuevos mezcladores llevan una turbina de bomba o un sistema de cilindros girando a velocidades de 1500 a 3000 revoluciones por minuto.

No solamente se agita el mortero con más facilidad, sino que se le impone una circulación a gran velocidad en la cual los granos son más o menos laminados, o, por el contrario, se deshacen desde que entran en una zona de cavitación.

Además, la gran velocidad de circulación provoca rápidamente una elevación de temperatura que, como ya sabemos, desempeña una misión beneficiosa para poner en suspensión el cemento.

El primero de esos mezcladores ha sido el Colcrete. Se utilizaba inicialmente para la confección de un mortero coloidal destinado a ser inyectado en los agregados de un hormigón previamente puesto en obra.

Se prepara un cemento coloidal en la primera cubeta; después se transvasa a la segunda, añadiendo una arena fina. Debajo de cada cubeta se halla una turbina, que provoca la circulación de los morteros en circuito cerrado o de una cubeta a la otra.

El acti-mezclador puede compararse con el anterior. Puede tener una o dos cubetas.

El mezclador de alta turbulencia es un poco diferente. La agitación del mortero es provocada por la rotación a gran velocidad de dos grandes cilindros verticales y paralelos, girando en sentido inverso. El aparato es de cubeta única.

Todos estos mezcladores sólo admiten, para la mezcla con el agua o con un mortero ya preparado, polvo, cemento o arcilla seca. Se utilizan con frecuencia, sin embargo, por razones de economía, arcillas de cantera que se diluyen mal en estos aparatos.

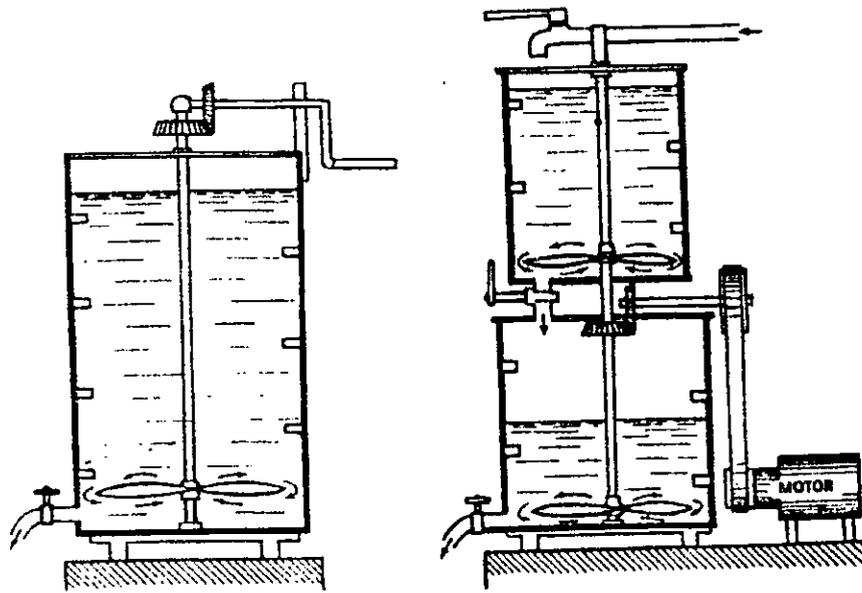
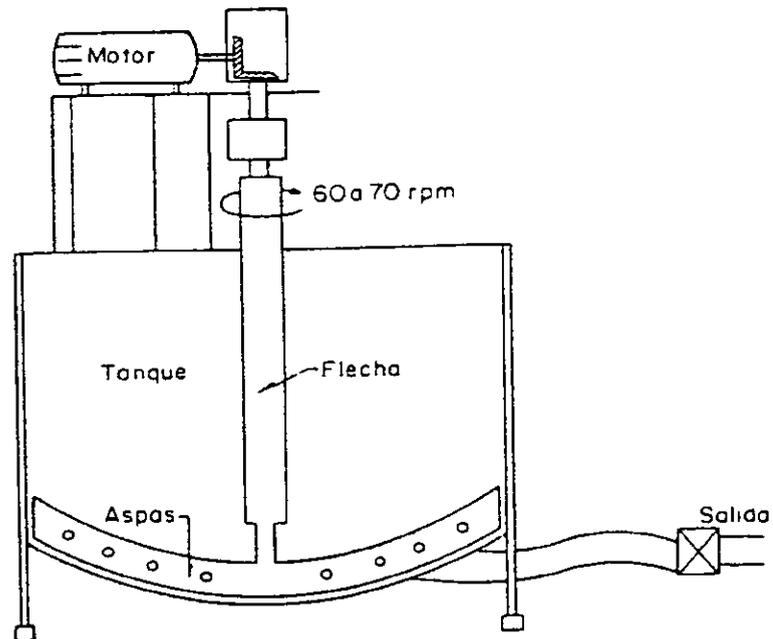


Fig. 5.4. Mezclador de Cubeta

Mezclador de dos cubetas



5.5. Agitador normal.

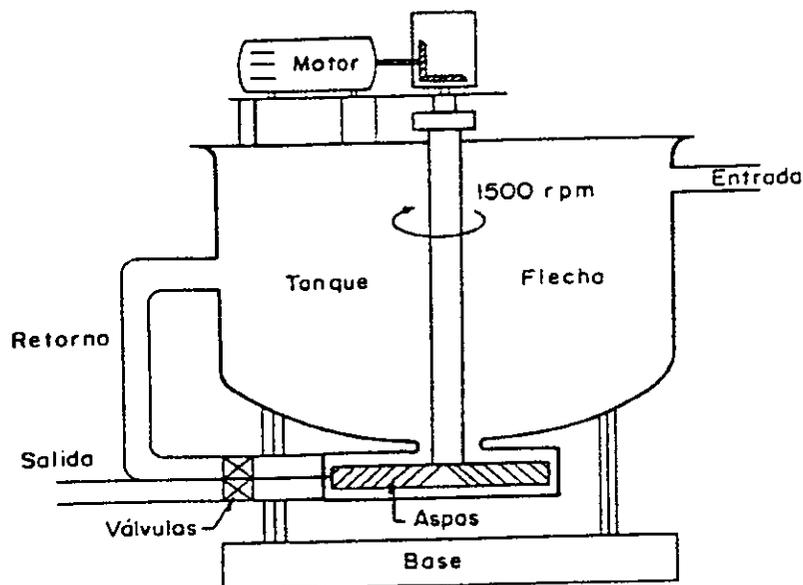


Fig. 5.6. Turbomezcladora.

V.2.4.2. Aparatos tipo Johnny.

El Johnny es un aparato intermedio entre los mezcladores y las bombas, pues puede desempeñar una y otra función.

La llegada de aire comprimido por la parte inferior asegura la agitación del mortero que después de ser sometido a presión, una vez cerrada la tapa del recipiente, se lanza lejos.

Este aparato es de construcción muy sencilla, pero, por el contrario, su manejo exige mucha destreza para no inyectar aire en lugar de mortero.

La circulación de aire en las fisuras o intersticios no beneficia nada, sino al contrario, puede quedar aprisionado formando cámaras entre lechadas sucesivas e impedir una impregnación correcta del mortero.

Pero el más grave inconveniente es el funcionamiento con intermitencias. Entre cada dos golpes, se anula la presión del taladro. Las aguas subterráneas, impulsadas por la inyección, circulan entonces hacia el taladro, arrastrando el mortero que aún no ha fraguado o los depósitos incoherentes que puedan existir en las fisuras.

Además, esta intermitencia impide aprovechar completamente la abertura de las fisuras sometidas a presión, al no poder mantenerse una vez haya cesado su acción, recuperando aquéllas su abertura inicial.

Puede comprenderse fácilmente que estas grandes variaciones de la abertura de las fisuras, asociadas al reflujó del mortero, no permitan obtener tan buen resultado como con una inyección continua.

El Johnny no debe ser utilizado en las inyecciones propiamente dichas. Es un simple transportador de morteros muy espesos y con granos tan grandes que las bombas no puedan admitirlos.

Estos morteros están destinados a rellenar grandes cavidades y se inyectan a baja presión. Si se pasa aire no es grave, por que su inyección es siempre seguida de otra de cosido con una lechada corriente.

Actualmente, estos aparatos funcionan a una presión máxima de 6 kg/cm² a 7 kg/cm², siendo más que suficiente.

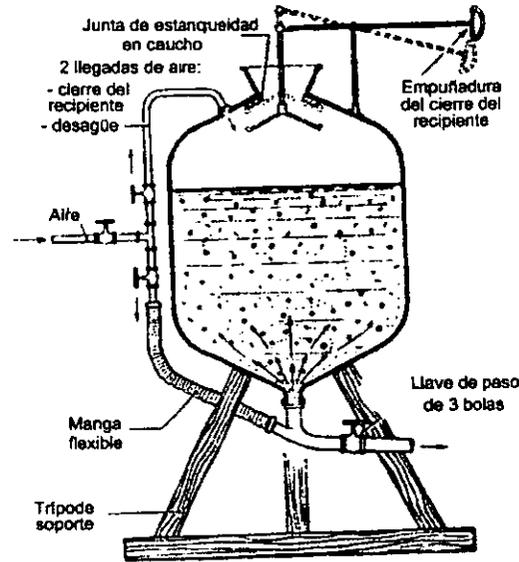


Fig.5.7. Aparato tipo Johnny.

V.2.4.3. Bombas, Prensas o Inyectores.

Comúnmente se utilizan bombas de pistón, la bomba más sencilla es la jeringa o aún más la bomba TECALEMIT. Son las más prácticas para rellenar las finísimas fisuras que se producen en obras de arte, introduciendo en ellas una pequeña aguja hueca, unida a la bomba.

Se trata de un simple relleno para el que no son necesarias grandes presiones. Además, las cantidades a inyectar nunca son elevadas.

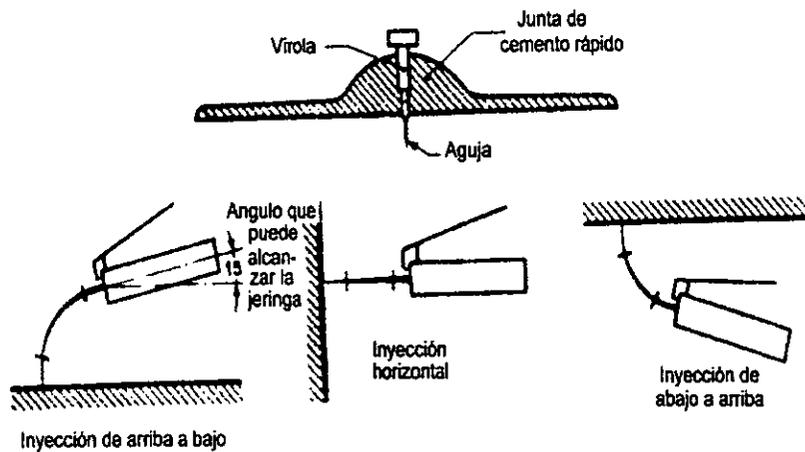


Fig. 5.8. Aguja hipodérmica y bomba accionada a mano.

A continuación vienen las bombas de membrana o de émbolo. Se puede accionar a mano o acoplándoles un pequeño motor.

Preferentemente, éste debe ser de velocidad variable y fácilmente regulable. Los motores de aire son interesantes, pero necesitan una instalación de aire comprimido que es injustificable en un trabajo de pequeña importancia.

Estas bombas permiten alcanzar presiones de 10 kg/cm² a 20 kg/cm². Son utilizadas en inyecciones delicadas no necesitándose gran volumen de mortero. También pueden ser accionadas a mano.

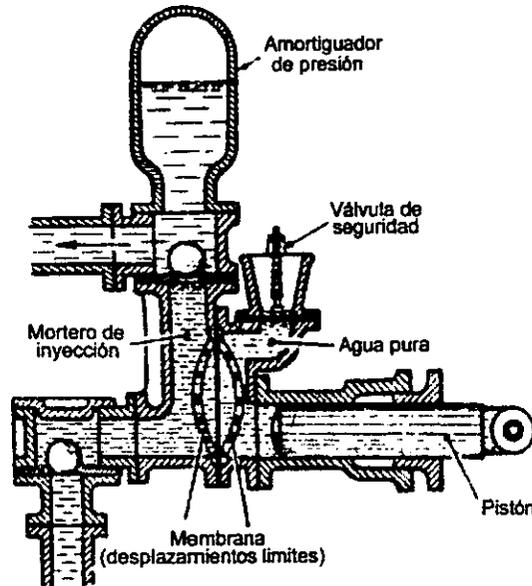


Fig.5.9. Bomba de membrana.

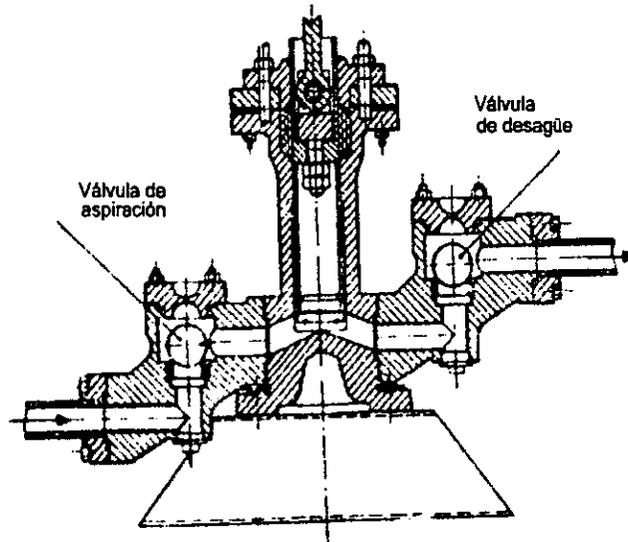


Fig. 5.10. Bomba de émbolo.

Las bombas de tornillo de Arquímedes son también bombas de poca potencia. Siempre son accionadas por un motor. Son casi las únicas bombas que pueden servir para la inyección de morteros muy aireados. Sabemos por experiencia que las bombas de pistón tienen un rendimiento casi nulo con estos morteros.

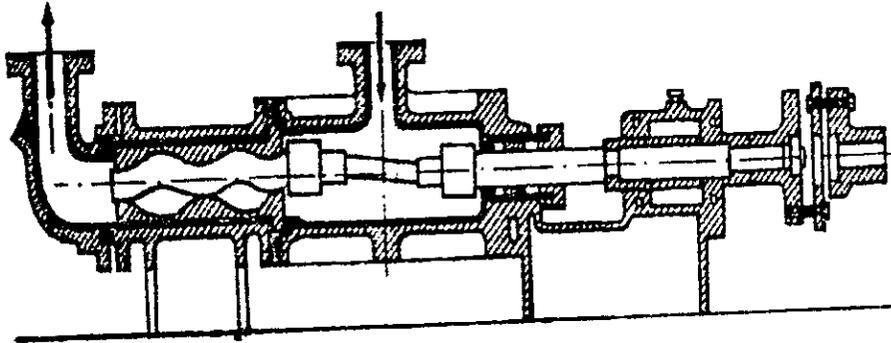


Fig. 5.11. Corte longitudinal de una bomba P.C.M.

Para inyecciones importantes, se utilizan aparatos mucho más potentes, llamados indistintamente bombas, inyectores o prensas. Suelen tener dos émbolos en oposición.

Generalmente, tienen un caudal máximo del orden de un litro por segundo y permiten alcanzar una presión de 100 kg/cm^2 (300 kg/cm^2 a 400 kg/cm^2 para la inyección de pozos de minas profundas).

Algunos inyectores tienen caudales mucho más elevados, pero su empleo no puede justificarse cuando se quieren evitar las roturas del suelo.

En todas estas bombas, las válvulas de aspiración y de impulsión de los morteros están constituidas generalmente por grandes esferas de acero duro.

La mayoría de estos permiten bombear morteros que contienen arena en suspensión, siempre que los granos más gruesos no excedan de 0.5 mm. a 1 mm.

Algunos pueden absorber granos mucho más gruesos: por ejemplo, hasta de 8 mm. El desgaste por abrasión, ya sensible con el cemento puro, se hace extremadamente importante con los morteros que contienen arena.

Para dar a estas máquinas una flexibilidad en el funcionamiento, tan próxima como sea posible al de las bombas a mano, se les acciona generalmente con un motor de aire comprimido, que está constituido por un pistón de doble efecto, de sección suficiente para poder dar al mortero su máxima presión, con una presión en el manómetro de 7 kg/cm^2 .

Una manivela permite regular la admisión de aire; es decir, el caudal del aparato inyector. Este se calcula habitualmente por el número de golpes por minuto.

En algunos casos, se sustituye el aire por el agua. Para conservar toda la flexibilidad en la máquina, es necesario disponer de una bomba de agua fácilmente regulable durante su funcionamiento.

V.2.4.4. Amortiguadores de presión.

Con el fin de suprimir los golpes de presión debidos a la marcha alternativa de la máquina, se dispone una botella de aire sobre la tubería de impulsión.

Esta botella puede no convenir para todas las presiones de funcionamiento, ya que se llena rápidamente de mortero, y hace que después de varias horas de marcha sea completamente inoperante.

Pueden evitarse estos inconvenientes sustituyendo varios metros del tubo de acero de la conducción por el tubo elástico.

Aunque es una buena solución, no lo es totalmente, por que actualmente estos tubos elásticos suelen reventar cuando alcanzan presiones de 50 kg/cm^2 .

Recordamos que no hay que confundir el amortiguamiento de la presión de inyección, del que acabamos de hablar, con el amortiguamiento del manómetro.

Este último tiene únicamente por objeto la medida de la presión media; no influye en las presiones reales que siempre acusan golpes de presión.

V.2.4.5. Protector del manómetro.

No es posible comunicar directamente un manómetro con la conducción que transporta el mortero, si se quiere evitar el inyectarlo en dicho manómetro inmediatamente.

Es necesario que el mortero transmita su presión a un fluido inerte, que acciona el manómetro. El procedimiento más sencillo es utilizar agua o aceite, separado del mortero por una membrana flexible e impermeable. Esta membrana es frecuentemente plana y en forma de dedil. A veces llega a reventar.

Como el aparato está colocado en derivación sobre la conducción, el mortero en contacto con la membrana no está sometido a ninguna circulación (su velocidad es nula). Terminaría por fraguar y el manómetro indicaría una presión constante que, al cabo de cierto tiempo, nada tendría que ver con la presión de inyección.

Para suprimir este inconveniente, se ha construido un protector del manómetro en el que la membrana elástica tubular sustituye en algunos centímetros a la conducción. Durante la inyección no es posible que el mortero fragüe rigidizando la membrana.

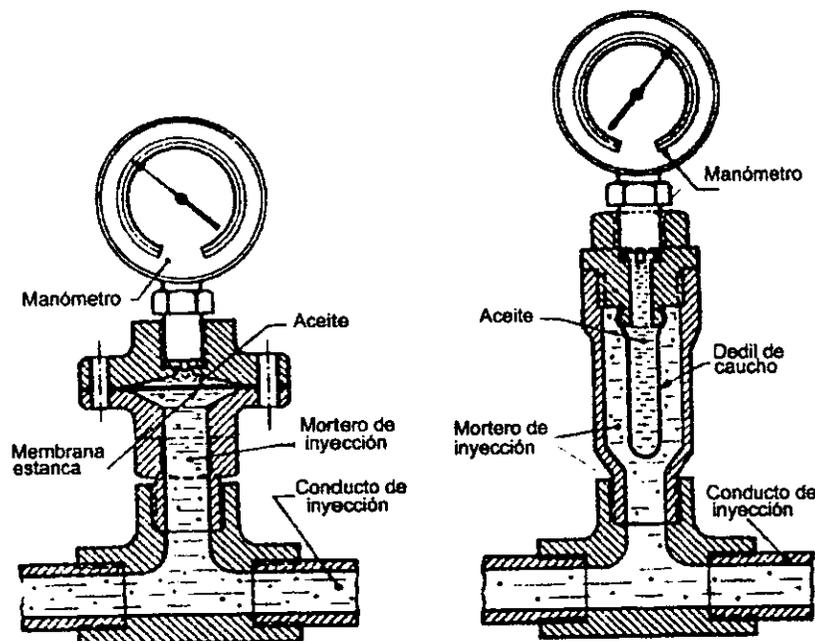


Fig.5.12. Protectores de manómetro clásicos.

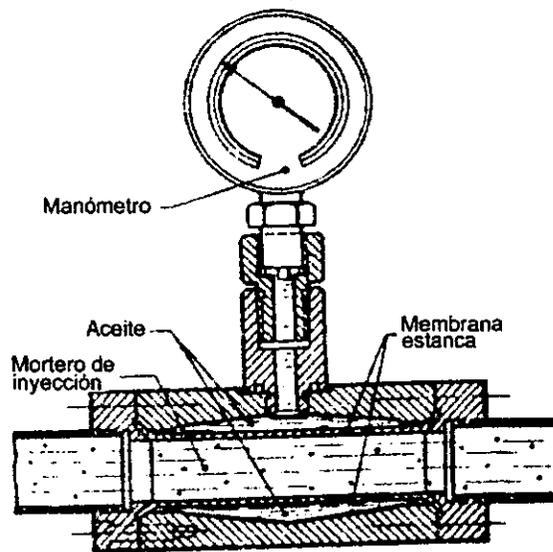


Fig. 5.13. Protector de manómetro de paso integral.

V.2.4.6. Centrales de Inyección Fijas.

En las obras, el mezclador e inyector están instalados uno al lado del otro en un punto fijo. Generalmente, están resguardados por una edificación que sirve al mismo tiempo de almacén de materiales, en particular del cemento.

Este edificio, llamado central, está preferentemente instalado sobre una pendiente, de forma que pueda desplazarse por gravedad los materiales o transvasar los morteros cuando es necesario. Cuando el terreno es llano, puede realizarse alguna excavación para conseguir esta situación.

La central puede encontrarse a varios centenares de metros del extremo más alejado de la obra. El único inconveniente es la longitud de las conducciones que transportan los morteros a los lugares de inyección.

Conviene, por tanto, calcular las pérdidas de carga en la conducción comparando las presiones dadas por el manómetro registrador de la central con un manómetro dispuesto a la entrada del taladro.

Esta medida debe hacerse para varios caudales y cuando varía la clase de mortero inyectado. Este procedimiento es el único correcto, por que siendo los morteros suspensiones coloidales dotadas de rigidez y de mayor o menor tixotropía, no le es aplicable ninguna fórmula para calcular las pérdidas de carga.

Una vez hecho esto, pueden aceptarse las presiones medidas en la central, pero con los morteros que adhieren a las paredes de la conducción, son únicamente admisibles las presiones leídas a la entrada del taladro.

Si las pérdidas de carga son demasiado importantes, conviene instalar una estación de reactivación del mortero en otro punto de la obra, pero estos casos no suelen ser frecuentes.

No existe un esquema tipo de central. Los aparatos que la componen y su instalación dependen:

- a) De la topografía del terreno.

b) Del tipo de morteros previsto.

c) Del acondicionamiento de los materiales (en saco de granel, arcilla en polvo o humedad, productos químicos en polvo o líquidos, etc).

En las centrales importantes, las dosificaciones se hacen en medidas de peso para los productos en polvo y en volumen para los líquidos. Algunas son más o menos automáticas, pero todas las precauciones son pocas para evitar los errores por lo que el hombre debe intervenir, cuando menos para limpiar los mezcladores.

Son entonces los diagramas de presión quienes indican el culpable, por que ésta depende del más alto grado de viscosidad del mortero o de su composición.

V.2.4.7. Centrales de Inyección Móviles.

Normalmente, se aprovecha la instalación de una vía férrea para situar la central sobre vagones. Para simplificar la instalación no se utilizan más que materiales en polvo, aunque nada impediría preparar en el exterior, con arcilla húmeda, por ejemplo, morteros de base que podrían ser almacenados en vagones-cisternas.

Estas centrales móviles están constituidas por varios vagones. Al menos hacen falta dos: Uno con el mezclador y el inyector y el otro con los materiales.

A veces conviene añadir a esta central un vagón sobre el que puedan disponerse los materiales de perforación, martillos o sondas, quedando así constituido un tren de inyección.

V.2.4.8. Obturadores.

En los métodos de sondeo completo y tramos de avance el tubo de inyección se fija mediante un obturador en el extremo cercano al brocal del tramo por inyectar. En el método de tramos de regreso es necesario aislar el tramo por inyectar por medio de dos obturadores.

Estos obturadores son los mismos que se utilizan en las pruebas de permeabilidad pueden ser de copas de cuero o de varias rondanas de hule que al ser comprimidas se dilatan sellando la perforación o pueden ser neumáticas que consisten en una camisa de hule que al inflarse se comprime contra la pared de la perforación.

Los de copas de cuero se emplean en perforaciones de paredes lisas y perfectamente cilíndricas y se deterioran pronto durante la recuperación, debido al giro que se les impone.

Los de rondanas de hule funcionan satisfactoriamente aunque su colocación es lenta los neumáticos se ajustan a cualquier tipo de perforación, pero su colocación a profundidad es delicada y pueden atraparse en las fisuras que se cierran al eliminar la presión.

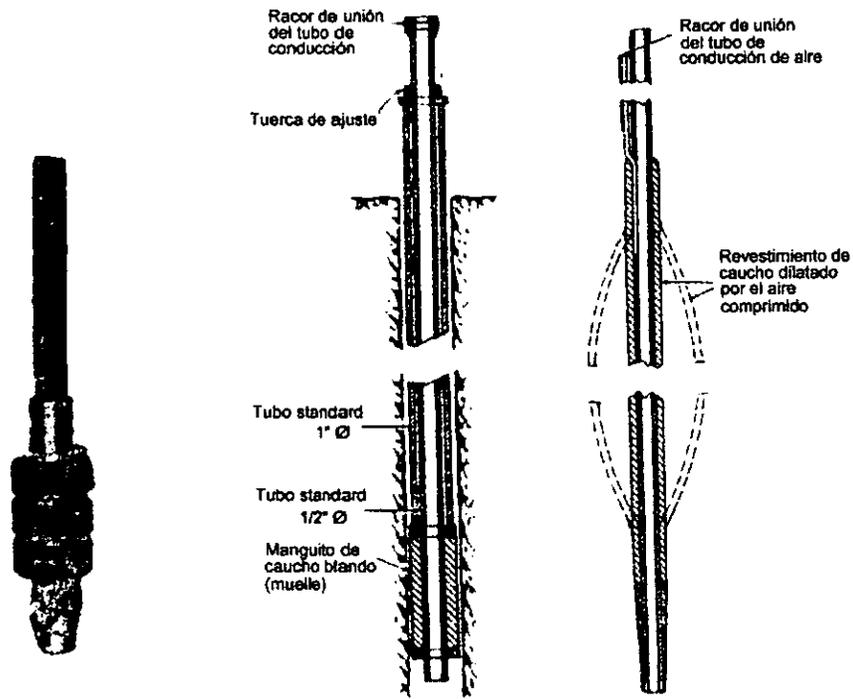


Fig. 5.14. Obturador de cueros embutidos Obturador de manguito de caucho flexible Obturador expansivo

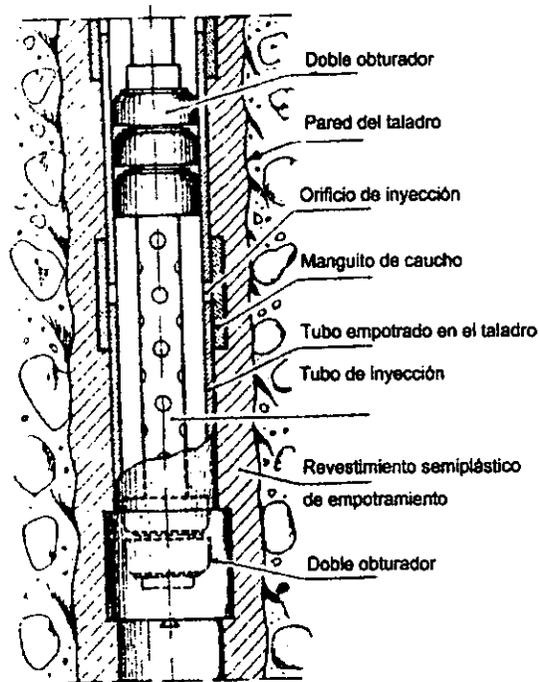


Fig. 5.15. Doble obturador para la inyección por tubos de manguitos.

V.2.5. EJEMPLO DE TRATAMIENTO A BASE DE INYECCIONES EN LA PRESA "BOCA DE TESORERO" (ZACATECAS).

V.2.5.1. Trabajos Previos.

Se realizaron Pruebas Lefranc para cuantificar la permeabilidad en las diferentes etapas de depósito de los acarreo, en tramos de 2 metros a 4 metros, habiéndose encontrado en las diferentes zonas, permeabilidades que variaron de $K = 2.5 \times 10^{-2}$ cm/seg, hasta 8×10^{-5} cm/seg, tomando en cuenta estos resultados y con apoyo en los mismos se formuló el proyecto de tratamiento.

Para desplantar la cortina de materiales graduados que tiene núcleo de arcilla con taludes de 0.5 : 1, el cual remata en una trinchera de 4 m de profundidad del mismo material arcilloso compactado al 95% mínimo y respaldos permeables constituidos de acarreo del cauce del río, con taludes de 2 : 1 y chapa de roca de 1.5 metros de espesor, fue necesario inyectar acarreo y construir una plataforma de trabajo con la suficiente amplitud para trazar en planta las perforaciones para el tratamiento; normalmente la plataforma debe tener una altura de 4 metros, que es el techo que se requiere para aplicar las presiones de inyectado que permitan impregnar los aluviones y evitar fugas de lechada, el ancho se limita a 12 metros o 15 metros para además de localizar los barrenos, quede espacio para el tendido de las tuberías y tránsito de la perforadora una vez que ya se han colocado algunos tubos de manguito.

En este caso, como se requería inyectar en la temporada de lluvias para anclar la construcción de la cortina inmediatamente después de esta, se optó por construir 4.5 metros de altura de la sección completa de la cortina, aproximadamente entre los cadenamientos 0 + 150 y 0 + 340, para dejar una escotadura en la margen izquierda que permitiera el paso del escurrimiento del río en la época de precipitación.

V.2.5.2. Lineamientos Generales de Inyectado.

El proyecto de impermeabilización consistió en cinco líneas de inyectado paralelas al eje de la cortina con separación de 2.50 metros entre los tres centrales y de 1.50 metros para las dos extremas; las perforaciones de todas las líneas tienen una separación horizontal de tres metros, y las de una línea con respecto a la otra se encuentran alternadas "tres bolillo" a cada línea se le ha designado de aguas arriba hacia aguas abajo con la letra A, B, C, D y E.

El inyectado de las perforaciones de las líneas extremas E y A, se llevo hasta 2.50 m debajo de la plantilla de la trinchera de arcilla, este inyectado tuvo el propósito de reforzar la unión trinchera-pantalla por lo que se le denominó inyectado de contacto ó de hombros; las perforaciones de las dos líneas B y D siguientes hacia el centro de la pantalla, se profundizaron hasta la riolita que subyace a los aluviones, la finalidad de este inyectado es la de formar dos barreras de confinamiento que impidan que la lechada que se inyecta por las perforaciones de la línea C que es la central de pantalla y que se inyecta con la presión más alta, recorra caminos muy largos que ocasione fuertes pérdidas de lechada fuera de la zona que se requiere impermeabilizar.

Las perforaciones del eje C también se llevaron hasta el contacto aluvión – roca; posteriormente a que se inyectó este eje se profundizaron 5 m en la roca las perforaciones a través de los tubos manguito para sellar las fracturas existentes en la riolita; se inició el inyectado de la roca con una primera etapa con separación horizontal de 6 metros, los resultados que se obtuvieron indicaron que no se justificaba el tratamiento de la segunda etapa que reduciría la distancia entre perforaciones a tres metros; por lo que no se realizó.

La función del inyectado de los tubos de manguito del eje C, es la de rellenar la mayor cantidad de vacíos existentes en la zona de aluviones comprendida entre los ejes B y D, para formar una pantalla más o menos impermeable de aproximadamente 8 metros de espesor.

El criterio adoptado para inyectar los cinco ejes, fue del exterior al interior, es decir se inyectaron primero los ejes A y E, luego el B y D y por último el eje central C; por otra parte se inyectaron de cada eje primero las perforaciones señaladas con los números nones como 1,3,5, etc., (primera etapa) posteriormente se continuaba con los números pares 2,4,6, etc., (segunda etapa), además se inyectaron los tubos de manguito de abajo hacia arriba.

V.2.5.3. Perforación y Colocación de Tubos Manguito.

Para hacer las perforaciones se utilizó primero una máquina ROC 601, Atlas Copco, montada sobre orugas, con ademe metálico de 4 pulgadas (10.16 cm) de diámetro, pero debido al bajo rendimiento que produjo por los numerosos boleos existentes, se sustituyó por una perforadora marca Ingersoll – Rand, rotatoria, equipada con broca tricónica de tungsteno de 165 milímetros de diámetro, como ademe para evitar caídos en los aluviones se emplearon lodos bentoníticos impulsados por una bomba Gardner Denver.

Una vez realizada la perforación hasta la profundidad de proyecto y además con tubo metálico o lodo bentonítico, se procede a colocar el tubo de manguito, para lo cual se saca la herramienta de perforación del ademe metálico y se introduce por el interior de éste el tubo de manguito, para posteriormente extraer el ademe y dejar definitivamente en su lugar el tubo de manguito; cuando se emplea el lodo bentonítico como ademe, se extrae la herramienta de perforación, para proseguir lo más pronto posible a colocar el tubo de manguito y evitar de esta manera los derrumbes que ocasionan problemas en la colocación para la correcta introducción.

Los tubos de manguito para estos trabajos se fabricaron de tubo negro con diámetro de 1.5 pulgadas (3.81 cm) para los ejes A, B, D y E, y de 2 pulgadas (5.08 cm) para el eje C, este diámetro permitió empleando una barrena de menor calibre, perforar a través de éste la roca bajo la zona de aluviones en tratamiento.

Al tubo negro se le hacen dos orificios de 1.4 cm de diámetro a cada 33 cm a todo lo largo; para aislar los orificios y que funcionan a la vez como válvula Check se coloca en cada parte de los orificios un empaque exterior de hule (tramo de manguera de 10 cm) que cubra a estos más o menos a la mitad; en su parte inferior el tramo de manguera (manguito) se asegura con alambre recocado que se amarra alrededor del mismo.

Inyectado de Vaina. Al tener colocado el tubo de manguitos, se continúa con la operación del inyectado del espacio anular comprendido entre el tubo de manguitos y la pared del pozo perforado; el relleno se hace con la lechada semi - plástica compuesta de cemento – bentonita en proporción (en peso) que puede variar de 1 : 0.2 a 1 : 0.3, con fluidez Marsh de 40 segundos a 45 segundos; el inyectado se hace en progresiones ascendentes de 1 a 2 metros, introduciendo de 200 litros a 400 litros de lechada; se emplea este sistema por que casi siempre hay caídos a lo largo del pozo que impide el ascenso de la lechada de vaina hasta la boca del pozo, el relleno de vaina funciona como empaque que evita las fugas superficiales de las mezclas inyectadas en los aluviones, inmediatamente después de terminar el inyectado de la vaina, se hace el lavado interior del tubo de manguitos para evitar que la lechada que queda dentro fragüe, teniéndose que recurrir en tal caso a la perforación que es más tardada y costosa.

V.2.5.4. Tipos de Lechada por Ejes y Consumos.

Como el inyectado de los pozos perforados en cada eje tiene una función propia en la construcción de la pantalla, se utilizan lechadas con diversos proporcionamientos agua – cemento – bentonita (cemento león tipo I y bentonita Perfobent).

La lechada que se destinó para inyectar los pozos de los ejes A y E, tiene en su gran mayoría una relación C/A = 0.35, con por ciento de bentonita del 14% al 16% con respecto al peso del cemento, la fluidez Marsh casi se mantuvo comprendida entre los 55 segundos y 65 segundos, la sedimentación lograda fue del orden de 95% y 96% de sólidos con 5% y 4% de agua libre, la resistencia a la compresión simple varió entre 6 kg/cm² y 9 kg/cm² a los 28 días.

En los ejes B y D de confinamiento de la pantalla, se empleó la relación C/A = 0.35 con 8% ó 10% de bentonita, la fluidez quedó en la mayoría de los casos comprendida entre 40 segundos y 50 segundos, la sedimentación de sólidos registrada fue mayor del 95%, con resistencia a la compresión simple superior a 12 kg/cm².

La lechada en el eje C, de relleno, es de gran penetración con fluidez comprendida entre 45 segundos y 55 segundos, la relación C/A = 0.25% y 20% de bentonita, con la resistencia a la compresión simple del orden de 3 kg/cm² a los 28 días de edad, manteniéndose los especímenes de esta lechada sumergidos en agua.

V.2.5.5. Proyecto de Pantalla de Inyección.

El criterio que se siguió para inyectar los pozos de las diversas líneas fue el siguiente: como ya se dijo se inyectaron pozos con número non, como primera etapa y de abajo hacia arriba, es decir de cada poso primero se inyectó el manguito más profundo, luego el siguiente hacia arriba y así sucesivamente hasta llegar al nivel superior; la segunda etapa de tratamiento en cada línea la constituye el inyectado de los pozos con números pares.

Los volúmenes de la lechada inyectada en la primera etapa son mayores que en la segunda, se entiende por segunda fase el reinyectado de un mismo manguito por que así lo requiera el tratamiento.

Para impermeabilizar los aluviones se perforaron e inyectaron en los ejes A y E, 74 pozos para reforzar el contacto pantalla – trinchera de arcilla; 74 pozos en los ejes B y D, de confinamiento y 37 pozos en el eje C, de relleno; este tratamiento se hizo entre los cadenamientos 0 + 150 y 0 + 260.

Se inyectó una superficie total de acarreo de 920 metros cuadrados, para lo cual se emplearon 1527 metros lineales de tubo manguito; se utilizaron 1027 toneladas de cemento y 140 toneladas de bentonita para fabricar los 3734 metros cúbicos de lechada que se consumieron en el tratamiento de la pantalla impermeable de aproximadamente 8 metros de espesor.

V.2.5.6. Presiones de Inyectado.

Observando las gráficas de presión aplicadas en los diferentes ejes, se puede apreciar que la tendencia es la de aumentar la presión de los ejes exteriores hacia el eje interior; las presiones de inyección se midieron con manómetro colocados a la entrada de la perforación, las presiones registradas puede decirse que son los valores medios que dependen de diversos factores como la dimensión de los huecos que haya entre las partículas granulares del tramo de terreno que se esté inyectando, la fluidez de la lechada empleada en el inyectado, el gasto que se quiera inyectar por unidad de tiempo, el radio de acción que se quiera alcanzar, etc.

Las presiones variaron de un mínimo de 2 kg/cm² a un máximo de 14 kg/cm², en estos trabajos no se requirió aumentar más presión.

Los valores promedios registrados en los ejes extremos A y E, están comprendidos entre 3 kg/cm² y 4 kg/cm², en los ejes B y D de confinamiento de 5 kg/cm² a 6 kg/cm² y en el eje C central destinado a colmar el mayor número de vacíos de la pantalla propiamente dicha, las presiones se mantuvieron entre 6 kg/cm² y 8 kg/cm².

Para inyectar adecuadamente un terreno, es necesario regular el gasto de inyección que permita impregnar lo mejor posible el aluvión grueso y que también abra caminos ó planos de flujo de lechada que no sean demasiado largos y que por lo tanto permitan confinar los estratos que no pueden ser bien impregnados como el caso de las arenas finas, es decir se requiere un equilibrio conveniente entre presión – gasto que permita la impermeabilidad combinada que en la mayoría de los casos es la más deseable.

V.2.5.7. Deformaciones en la Sección de la Cortina.

Las presiones aplicadas, manifestaron su efecto en el núcleo de arcilla, pues se comprobó con nivelaciones antes y después del tratamiento, que la parte superior sufrió un abombamiento visible aún a simple vista; en la parte central del tramo tratado en donde los aluviones tienen mayor espesor se presentó el levantamiento máximo de 60 cm a 70 cm para disminuir gradualmente a lo largo del eje de la cortina y hacia los lados.

También se pudo valorar la consecuencia de la presión aplicada en la parte superior de la plataforma de arcilla, en donde aparecieron algunas pequeñas grietas con espesores de 1 mm a 3 mm, a las que por ser longitudinales al eje y estar completamente rellenas, no se les atribuye ningún efecto desfavorable.

V.2.5.8. Equipo de Inyectado.

Para fabricar la lechada agua – cemento- bentonita y realizar el inyectado de las misma, se requiere: equipo de bombeo para el abastecimiento de agua, compresor para el suministro de aire y planta de energía eléctrica, ya que las máquinas que se usan en el proceso, se mueven con motores neumáticos ó eléctricos: estos se pueden dividir en tres grupos:

- a).- Producción de lodos bentoníticos.
- b).- Fabricación de lechada agua – cemento- bentonita.
- c).- Operaciones de inyectado.

V.2.5.9. Tramo de Inyectado de Prueba.

A 50 metros de la traza de aguas a bajo de la cortina, entre los cadenamientos 0 + 238 y 0 + 250, cerca de la margen derecha, se inyectó un tramo de prueba en acarreo con profundidad que varió de 6 metros en el barreno N° 1, a 11.5 m en el barreno N° 5; la distribución de las perforaciones para inyectado que se realizó entre los cadenamientos antes citados, fue la misma que se hizo en la cortina, así como el procedimiento y las especificaciones de inyectado que se aplicaron; por este motivo se consideró que el resultado y calidad de los trabajos iban a ser muy semejantes a los de la pantalla de la cortina.

Al tener la misma clase de tratamiento que el que se hizo en la cimentación de la presa, se estimó que los resultados que se obtuvieran en los ensayos que se programaran en ese tramo de inyectado de prueba, serían representativos y correlacionables con el comportamiento del inyectado de la cortina.

Como primera medida de control se hicieron dos perforaciones en las que se realizaron pruebas Lefranc, habiéndose obtenido en los distintos tramos verificados, permeabilidades del orden de 10^{-5} cm/seg, resultados muy semejantes a los que se obtuvieron en la pantalla definitiva.

En la estación 0 +240, se excavó un pozo a cielo abierto de 1.50 m x 1.50 m con profundidad aproximadamente 8.50 m para llegar al contacto de aluvión – riolita, la excavación se efectuó con rompedora neumática, pues con pico y pala no fue posible, por que la cohesión que le transmitió a los aluviones la lechada inyectada a presión fue del orden de 6 kg/cm² a 10 kg/cm².

En este pozo, no se presentaron desprendimientos de material de las paredes del pozo, ni aún en las paredes arenosas. La excavación se hizo prácticamente en seco, pues solamente se presentaron humedades en las paredes que no llegaban a escurrir al fondo de este:

A dos m de distancia de una de las paredes de la excavación se hizo una perforación vertical de 8 m de profundidad en la que se inyectó agua a presión para definir el comportamiento de esta con respecto al pozo, el ensayo se inicio inyectando agua a presión de 0.5 kg/cm² durante minutos para ir aumentándola de medio en medio kg/cm² en iguales intervalos de tiempo, al llegar a los 3 kg/cm² aparecieron filtraciones

francas en el pozo, pero no hubo arrastre de partículas ni desprendimiento de material de las paredes, el espesor mínimo de la pantalla tiene 8 m, por lo que necesariamente resistirá condiciones mucho más severas de presión y de tubicación.

Del material inyectado, se obtuvieron 3 muestras inalteradas cúbicas de más o menos 50 cm de lado, para determinar la resistencia a la compresión simple y la gráfica esfuerzo – deformación.

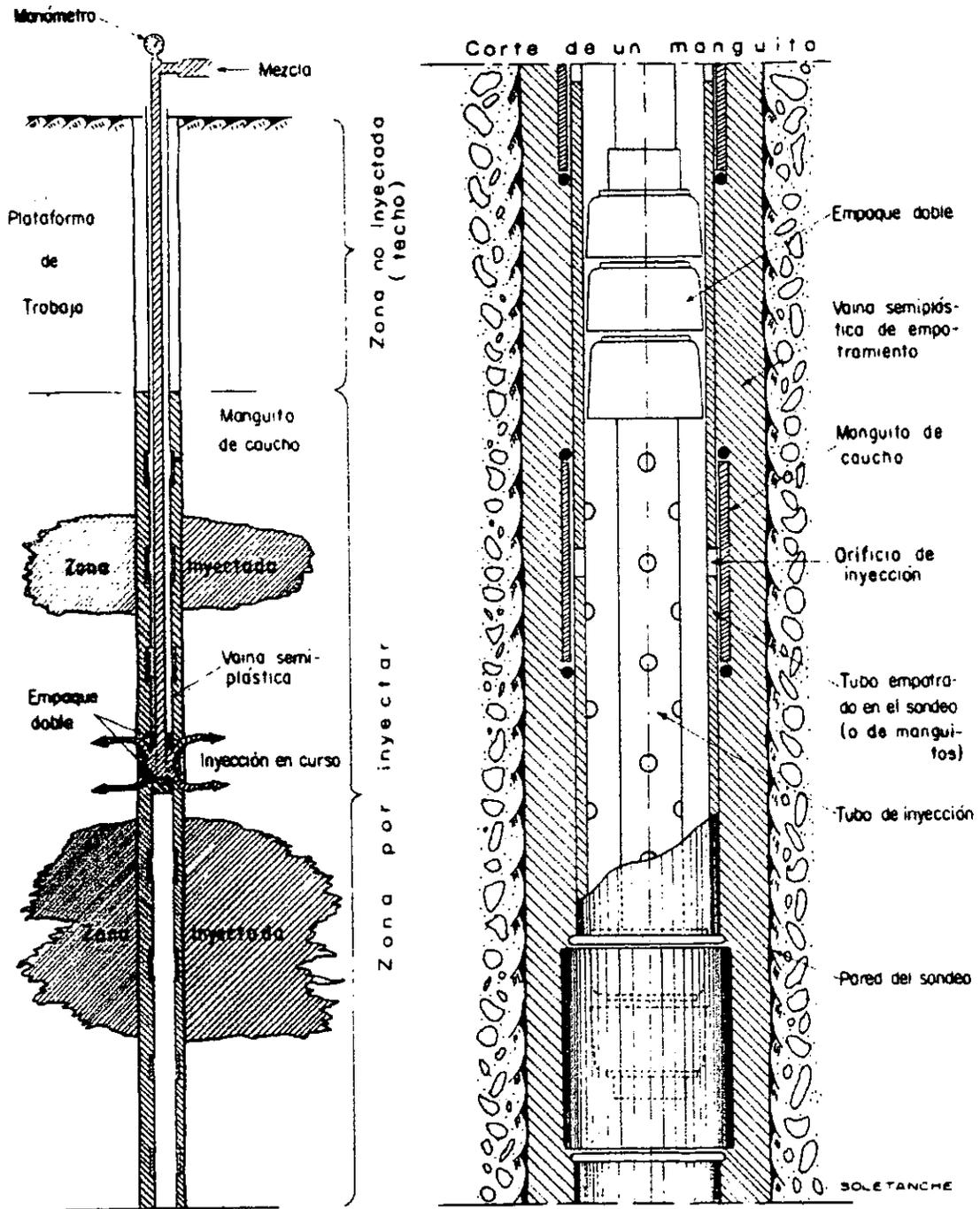
La excavación efectuada en el tramo de inyectado de prueba, permitió la observación directa de los posos de inyección por impregnación que se produjo principalmente con la lechada que contiene abundante bentonita, y el proceso de inyectado por rotura o fallas del terreno.

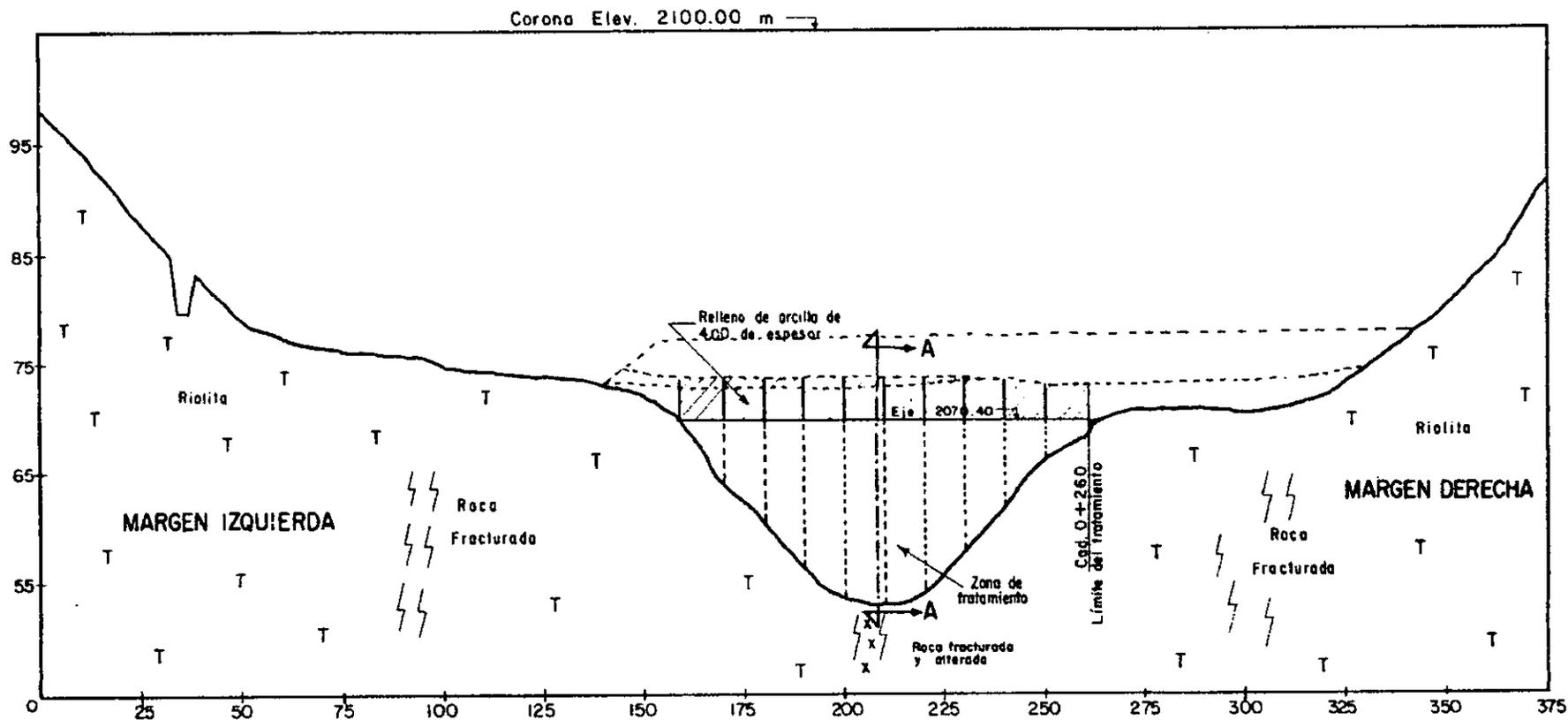
La medida que se tomó para definir la calidad de los trabajos de inyectado en toda el área de la pantalla, fue el de hacer pruebas Lefranc en perforaciones con separación horizontal de aproximadamente 10 metros y hasta el contacto roca-aluvión, cualquier determinación que no cumpliera con lo especificado ordenado de antemano, se considero como deficiencia en el tratamiento motivando un inyectado adicional tan intenso como fuera necesario para aumentar la impermeabilidad hasta los límites establecidos.

Para vigilar las filtraciones a través de la pantalla de inyectado de aluviones y las que se generen en la roca de las laderas de la boquilla en donde se apoya la cortina, se instalaron 4 piezómetros; tres de ellos se localizaron a 10 metros afuera de la traza de aguas debajo de la cortina; de estos, el del centro se colocó en la zona del cauce en donde los aluviones tienen mayor espesor, los otros dos se instalaron a 30 metros de cada lado del central; el cuatro piezómetro se localizó también en el centro del cauce pero a 30 metros a fuera de la traza de aguas debajo de la cortina.

Este control nos permite apreciar por medio de los tres piezómetros más cercanos a la cortina, las filtraciones que se ocasionan a través de la pantalla, la función principal del piezómetro mas alejado de la cortina es la de detectar las filtraciones conjuntas de la pantalla y de las laderas. Este control permite conocer el comportamiento de la pantalla en cualquier época de la vida de la presa.

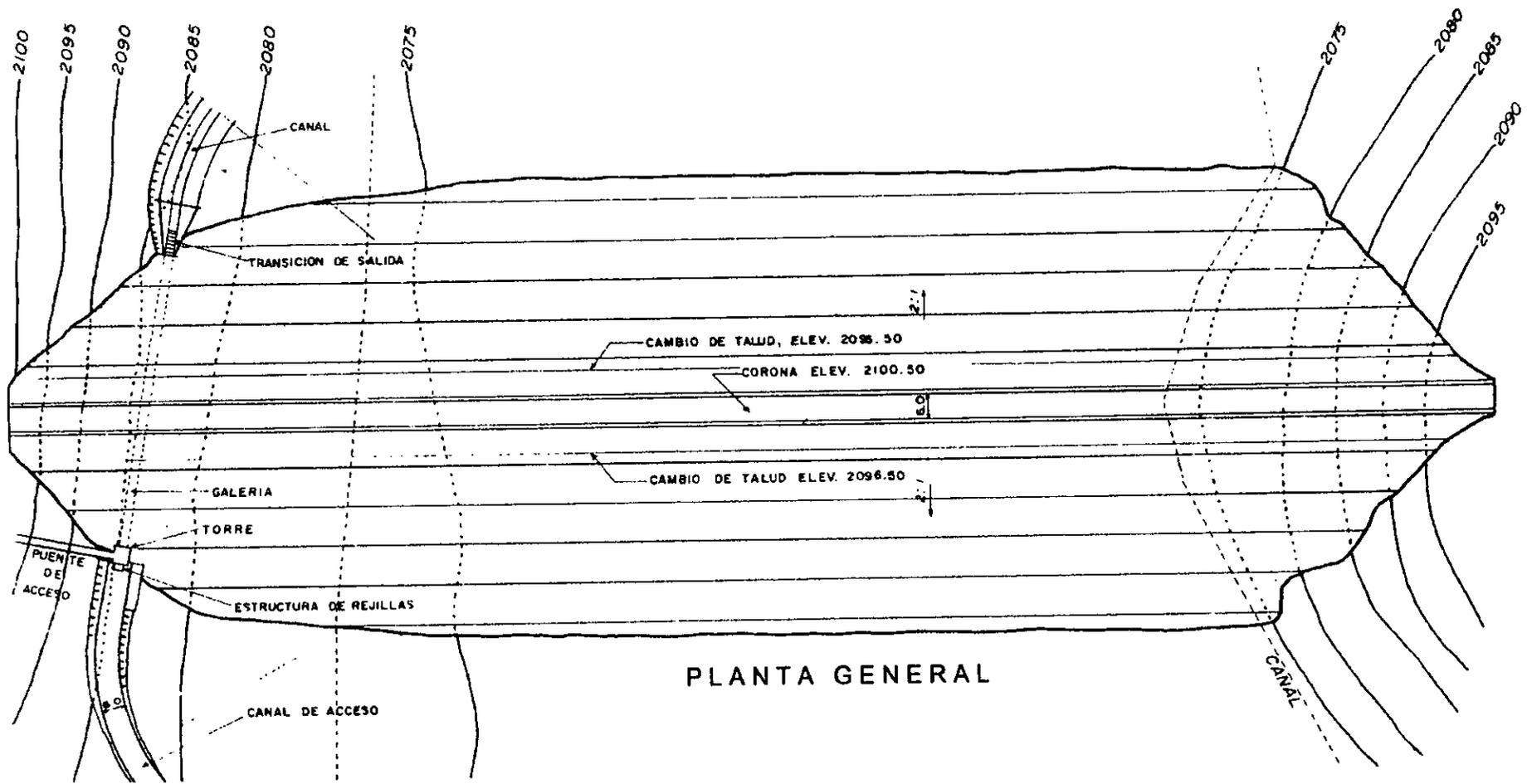
ESQUEMA DE INYECCION POR MEDIO DE TUBO DE MANGUITOS





Vert. 1 : 600
 ESCALAS :
 Horiz. 1 : 1500

— CORTE LONGITUDINAL SOBRE EL EJE DE LA CORTINA —



PLANTA GENERAL

CONCLUSIONES.

El objetivo principal en este trabajo fue el de conjuntar la mayor parte posible de información sobre los problemas que presentan los suelos que van a servir de base para las cimentaciones de presas. Así como sus características y propiedades más importantes, y sus posibles soluciones por diversos métodos de tratamiento por medio de inyecciones.

Esta inquietud es debida a que la bibliografía sobre estos temas es muy dispersa y el tema es muy interesante para ser tratado. Procurando que este trabajo sirva de consulta y facilite la obtención de la información sobre los métodos de inyección existentes para cada fin perseguido y poder tener un panorama más amplio sobre dicho tema

En la investigación que llevé a cabo me di cuenta que los métodos de inyección no compiten entre sí para ver cual es el mejor, si no que el uso de cada uno depende del tipo de suelo o roca que se trate, del estado en que se encuentre el suelo o roca, además también se hace la elección del método según el fin que se persiga. Así como en la elección de los productos inyectables para diferentes fines se hace como sigue a continuación:

Las lechadas inestables se utilizan para fracturas de las rocas.

Las suspensiones estables se usan en los depósitos de aluvión grueso.

Los productos químicos se emplean para rellenar los huecos de arenas finas, conglomerados o areniscas.

En este trabajo traté de presentar las ventajas y desventajas que presentan cada uno de los procedimientos de inyectado más usados en los tratamientos de cimentaciones de presas y a continuación se hace una opinión sobre ellos.

Inyección por tramos. Este método es ventajoso, pues la forma de ejecución llevada a cabo es en tramos de 5 metros de longitud, el cuál está limitado en su parte superior por un obturador y en su parte inferior por el fondo de la perforación, que puede ser el terreno natural o el mortero de la inyección anterior, con esta alternativa por tramos evita que de tiempo a la sedimentación de los granos de cemento que obturarían el barreno y se impide que el producto se introduzca en las fisuras a inyectar, otra gran ventaja es que la adaptación de los productos inyectables es más sencilla en este método.

Otra gran ventaja de los métodos por tramos es que la inyección se puede hacer en forma ascendente ya que en lo económico permite aprovechar el rendimiento máximo del barreno, durante la inyección, además con este procedimiento se puede separar los trabajos de excavación de los de inyección, con esto se evita la reperfusión del cemento, obturado en el barreno, lo que sería necesario si se realizará el proceso descendente, el beneficio que tenemos se refleja en el costo y en tiempo.

El procedimiento con dispositivo de tubos de manguito es muy útil y ventajoso en suelos que presentan superposiciones de capas de naturaleza diferente, por la manera de trabajar como se vió anteriormente, con este procedimiento se puede alcanzar el inyectado de capas profundas y comenzar en cualquier punto la inyección, también se hace la separación de los trabajos de inyección de los de perforación, y nos permite ajustar el tipo de lechada a la granulometría de cada estrato.

En experiencias basadas en obras que se han llevado a cabo en nuestro país se demuestra que la utilización de los procedimientos expuestos en este trabajo, son los más utilizados para el tratamiento de suelos en cimentaciones de presas, pues los resultados que se han obtenido han sido satisfactorios para los tratamientos requeridos en la inyección de presas.

Pero en el buen funcionamiento del tratamiento de inyección intervienen varios factores como son: la maquinaria utilizada para la perforación de barreno, para la preparación de mezclas y maquinaria de inyección, así como los productos inyectables y la presión de inyectado.

En cuanto a la maquinaria pienso que los avances tecnológicos que se van teniendo día con día, son de gran importancia, pues representan una gran ventaja para mejorar la calidad de los trabajos y mejorar los tiempos de estos.

En lo que se refiere a los productos inyectables, habrá que seguir estudiándolos pues la mezcla inyectada debe ser la adecuada para cada tipo de suelo que se desee tratar y el fin que se persiga, pues no es lo mismo inyectar una roca con fisuras finas que una con fisuras mas abiertas, o suelos con granulometría diversa, donde hay que adecuar la mezcla a la granulometría requerida para poder penetrar los suelos y/o rocas; También difieren si se requiere inyectar un suelo para mejorar su capacidad de carga o impedir filtraciones.

El buen suministro de presión en las inyecciones es de gran importancia pues se debe tener mucho cuidado en su uso pues hay factores que hay que contemplar antes de la aplicación de está, pues hay suelos que son demasiado susceptibles al aumento de presión, el aumento y decremento de presión también depende del mortero, pues este puede ser de fraguado lento o rápido, espeso, o diluido. Otro factor es saber cuándo hay que dejar de inyectar para evitar rupturas en el medio inyectado, es decir cuando se llega a la contrapresión de rechazo.

Debe seguirse estudiando los suelos y los problemas que presentan estos analizándolos cuidadosamente, pues comprendiendo estos se puede tener más alternativas para el adecuado tratamiento de estos problemas no solamente en presas, si no también en otras áreas de la construcción donde la aplicación de inyecciones es muy útil.

BIBLIOGRAFÍA

"MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES".

AUTOR: ING. CARLOS CRESPO VILLALAZ

EDITORIAL: LIMUSA.

"INTRODUCCIÓN A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES".

AUTOR: GEORGE. B. SOWERS.

EDITORIAL: LIMUSA.

"MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRACTICA"

AUTOR KARL TERZHAGHI.

EDITORIAL: LIBRERÍA EL ATENEO.

"MECANICA DE SUELOS TOMO I"

AUTORES: JUÁREZ BADILLO-RICO RODRÍGUEZ

EDITORIAL LIMUSA.

"ESTUDIOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN".

AUTORES: GORDON A. FLETCHER Y VERNON A. SMOOTS.

EDITORIAL LIMUSA.

"DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS".

EDITORIAL: COMPAÑÍA EDITORIAL CONTINENTAL, S.A.

"PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO".

AUTOR: RAUL J. MARSAL.

EDITORIAL: LIMUSA.

"INYECCIÓN DE SÓLIDOS".

AUTOR: HENRI CAMBERFORT.

"MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES".

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS.

"AGRIETAMIENTO DE SUELOS".

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS

"INYECTADO DE ALUVIONES EN CIMENTACIONES PARA CORTINAS DE MATERIALES

GRADUADOS".

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRÁULICOS.

GLOSARIO

Abrasión. Choque de partículas sólidas contra otras, generándose deformaciones entre ellas.

Aforar. Medir la cantidad de agua que lleva una corriente en una unidad de tiempo, calcular la capacidad.

Alabeo. Deformación de piezas planas que se han combado, debido a algún esfuerzo.

Barrena. Herramienta que se usa para taladrar.

Barreno. Agujero hecho con una barrena, en ocasiones usado para extraer muestras de suelo, instala equipos de lavado, e inyección de suelos.

Cementación. Consolidación del suelo por medio de inyección de lechada de cemento o incorporación directa de cemento.

Cohesión. Adherencia, fuerza que une a las moléculas.

Compacidad. Calidad de compactación.

Compactación. Operación mecánica o manual para reducir el volumen de vacíos entre partículas sólidas de un material, con el objeto de aumentar su peso volumétrico y su capacidad de carga.

Consolidación. Disminución de volumen de los suelos, que tiene lugar en un lapso, provocado por un aumento de cargas sobre estos.

Criba. Marco con malla de espaciamentos graduados, para seleccionar mediante movimiento vibratorio diversos materiales granulares.

Densidad. Relación entre la masa de un cuerpo y la del agua o el aire que ocupa el mismo volumen. Comparación del peso de un mineral contra el del agua a volúmenes iguales.

Denso. Compacto, apretado, muy pesado en relación con su volumen.

Dentellón. Diente o saliente que se deja en la base de una cimentación, para evitar el desplazamiento horizontal. Cada una de las partes salientes de los sillares de piedra, tabique u otro material, que se deja lateralmente, en muro para prolongarlo posteriormente, sin que se note ninguna discontinuidad en el muro.

Dilatación. Aumento de volumen de un cuerpo, separando sus moléculas.

Dosificación. Proporción en que deben combinarse los componentes de una mezcla de mortero, concreto, etc.

Dureza. Es la resistencia que opone cualquier mineral a ser rayado por cualquier otro mineral cuya dureza a sido establecida previamente de manera convencional.

Embolo. Disco cilíndrico que se mueve alternativamente en el interior de un cuerpo de bomba o del cilindro de una máquina de vapor de un motor de explosión.

Enlucido. Capa de mortero, yeso u otro material que se aplica a paredes o techos, para obtener una superficie tersa y plana.

Figura. Grieta fina que puede presentar una superficie o elemento de concreto, cantera, etc.

Fluido. Gas o líquido que puede ser conducido por un tubo o canal.

Flujo. Movimiento de un líquido en un conducto. Propagación de un haz de partículas o radiaciones.

Fraguado. Fenómeno químico que consiste en el endurecimiento de los cementantes hidráulicos, al adicionarles una cierta cantidad de agua y sin que puedan ablandarse nuevamente.

Gel. Masa resultante de la floculación y coagulación de una disolución coloidal. Usado en tratamientos de mejoramiento de suelos y rocas.

Grieta. Hendidura que se forma en un material por la acción de esfuerzos.

Grumo. Parte de un líquido que se coagula.

Impermeabilización. Trabajos de aplicación de materiales adecuados en elementos estructurales, para impedir que a través de ellos pase el agua u otro líquido; así como para preservarlos de la humedad.

Intemperismo. Modificaciones a alteraciones que sufren las rocas en la superficie por acción de ciertos agentes físicos y químicos.

Inyección. Tratamiento que consiste en hacer penetrar una mezcla de cemento, arena, bentonita, etc., para que fragüe en las grietas y fisuras, desplazando el aire o el agua en ellas existente, para que al mismo tiempo que impide la circulación del agua por la roca, proporcione una resistencia adicional.

Intersticio. Pequeño, grieta, resquicio, intervalo entre las partes de un todo.

Menísco. Superficie cóncava o convexa del líquido, contenido en un tubo estrecho.

Ménsula. Soporte, elemento, que sirve para dar sustento o apoyo a otros elementos.

Mineral. Es una sustancia natural sólida inorgánica, formada por elementos químicos.

Obturar. Cerrar una abertura introduciendo o aplicando un cuerpo en ella.

Obturador. Dispositivo usado para obturar los barrenos de inyección y llevar un control del procedimiento de inyección.

Panel. Cada una de las partes en que se divide una puerta, pared o techo, generalmente delimitados por molduras.

Residual. Constituye un residuo, resultado de la descomposición o destrucción de algo.

Roca. Es un conjunto o agregado de minerales que constituye una unidad que se caracteriza en lo general por tener un alto grado de coherencia y una buena resistencia mecánica, que en la mayoría de los casos requiere el empleo de barrenación y explosivos para su remoción.

Sedimento. Materia que habiendo estado suspensa en líquido, se posa en el fondo.

Sifón. Tubo doblado que sirve para revolver líquidos.

Suelo. Conjunto o agregado de minerales que constituye a su vez una unidad caracterizada generalmente por presentar un bajo grado de coherencia y relativamente, una menor resistencia mecánica que la roca, y para su remoción requiere en la mayoría de los casos, el uso de medios manuales o mecánicos relativamente simples.

Talud. Superficie inclinada de un corte, terraplén o muro.

Trépano. Instrumento que se usa para taladrar. Aparato de sondeo para disgregar las rocas, utilizando para las perforaciones y exploraciones del subsuelo.

Tresbolillo. Colocación alineada, alternada, de piezas o elementos. Técnica de inyección con tres líneas de barrenos.

Viscosidad. Fuerza de cohesión entre la moléculas de un fluido que opone resistencia al libre flujo de este.