



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU

PANTALLAS FLEXOIMPERMEABLES

ING. LUIS VIEITEZ UTESA

## PANTALLAS FLEXOIMPERMEABLES

Luis Vieitez Utesa  
Solum, S.A.

Se presenta con relativa frecuencia el caso de presas de tierra que han de desplantarse sobre aluviones o acarreos fluviales. La reducción y el control de las filtraciones en la cimentación de estas presas son imperativos para la seguridad de las mismas.

Cuando el aluvión es de poco espesor o el contenido de finos lo hace relativamente poco permeable, la solución más eficaz es la construcción de una trinchera o dentellón impermeable con material compactado, que sea prolongación del corazón impermeable de la presa y que corte enteramente al aluvión, constituyendo una barrera al paso del agua.

La construcción de estas trincheras se hace excavando el aluvión a cielo abierto. Para trabajar en seco y en condiciones de razonable estabilidad del fondo y de los taludes de la excavación, se controlan las filtraciones de agua mediante bombeo hidráulico. Este se efectúa desde cárcamos o sumideros con bombas centrífugas de gran capacidad, o desde pozos con bombas sumergibles o de pozo profundo, o bien por medio de un sistema de "pozos punta" (well-points) auxiliado o no por la aplicación de vacío.

La elección del sistema de abatimiento del nivel del agua dependerá de las condiciones particulares de cada caso: geometría de la excavación, profundidad del agua freática y permeabilidad del terreno; pero cualesquiera que sean éstas, el sistema debe siempre garantizar suficiente capacidad para manejar el gasto que se preve encontrar y debe tener localizados los puntos de captación de tal forma que las líneas de filtración impuestas tengan la dirección y el sentido más favorable posible para la estabilidad del fondo y de los taludes de la excavación.

Cuando el aluvión es de espesor importante o de alta permeabilidad, la ejecución de una trinchera impermeable puede resultar extremadamente costosa

o aún imposible. En estos casos se recurre bien sea a la construcción de pantallas impermeables, excavadas en lodo, y hechas de mezclas del mismo aluvi<sup>o</sup>n, con limos, arcillas y el propio lodo, que se han denominado en espa<sup>ñ</sup>ol "trincheras de lodo" como traducción literal del inglés (slurry trench) o mejor pantallas flexoimpermeables, o bien a la construcción de delantalles impermeables de gran longitud (unas veinte veces la carga máxima de agua).

La elección de la solución final dependerá de factores económicos y técnicos diversos, entre los que destacan: a).- el costo total del proyecto y el costo relativo de sus componentes, en especial el de las diferentes soluciones de control de filtraciones en la cimentación; b).- el valor del agua; c).- la disponibilidad de materiales en el sitio o en sus cercanías; d).- las condiciones de estabilidad e integridad del proyecto en su conjunto y de cada una de sus componentes principales; e).- la ubicación y volúmenes de obra que requieren estructuras provisionales, tales como túneles de desvío y ataguías en cada una de las soluciones y ésto en relación también con su costo (punto a.).

Aquí se tratará exclusivamente la solución a base de pantallas flexoimpermeables, es decir de barreras no rígidas contra el paso del agua, construídas en las cimentaciones de aluvi<sup>o</sup>n por medio de excavaciones en forma de prismas rectangulares (de ancho pequeño en relación con la profundidad), cuyas paredes y fondo se mantienen estables con lodos tixotrópicos; las excavaciones se rellenan después con mezclas controladas del mismo aluvi<sup>o</sup>n y suelos finos (limos y arcillas) y, en pequeña proporción, los mismos lodos de la excavación.

El diseño de estas pantallas consiste en definir su localización, su ancho y su profundidad, las mezclas de materiales que las constituirán, detalles de conexión con el corazón impermeable o con otras estructuras de la presa, los procesos de construcción que se seguirán para realizarlas, y la instrumentación que deberá instalarse y observarse para controlar su efectividad.

## Localización

Una pantalla flexoimpermeable puede localizarse bajo cualquier sección de una presa, donde normalmente podría localizarse una trinchera impermeable, sin tener efectos contraproducentes en el terraplén, incluso puede localizarse bajo la berma estabilizadora o el delantal impermeable aguas arriba del terraplén principal.

La localización más económica depende de factores técnicos como son la sección de la presa, las condiciones de la cimentación, la estabilidad durante la construcción, y el orden y el programa de construcción.

Bajo la porción central de la presa existirán, una vez terminada ésta, altas presiones en el contacto entre el corazón impermeable y la parte superior de la pantalla flexoimpermeable que brindarán más protección contra el posible paso de agua a través del contacto por separación entre ambos materiales. Por otra parte, esta localización tiene el inconveniente de ser inaccesible una vez que se construya el terraplén sobre la pantalla, de manera que cualquier defecto de comportamiento será más difícil de remediar; además, no permite la construcción por etapas, ya que necesariamente tiene que quedar totalmente construída la pantalla antes de proseguir con la construcción de la presa.

La localización aguas arriba, bajo la berma o el delantal, permite más flexibilidad en el programa de construcción, ya que se pueden emprender etapas de la construcción aguas abajo no habiendo todavía terminado la construcción de la pantalla. También es una localización más accesible; en caso de condiciones defectuosas y si es posible vaciar totalmente la presa, se puede alcanzar el lugar de la pantalla y reforzar su comportamiento mediante inyecciones. Por otra parte, la localización aguas arriba debe revisarse contra falla por desligamiento en las etapas de construcción, ya que estando la excavación rellena de lodo desaparece la fuerza equilibrante del empuje pasivo. Además, los esfuerzos finales en el contacto entre pantalla flexible y terraplén, serán en esta localización menores que en la localización central, por lo que estará menos protegida contra el paso de agua a través del contacto. (ejem. de localización en figuras 1, 2 y 3).

## Ancho

El diseño del ancho de la pantalla se basa en lograr una reducción considerable de la filtración de agua a través y en abatir el gradiente hidráulico a valores que no provoquen la tubificación del material. Por lo tanto, el ancho de la pantalla está relacionado con la carga de agua que soporta y con la graduación o composición del material que la constituye y de los materiales de la cimentación adyacente.

La tabla No. 1 contiene algunos ejemplos de presas con pantallas flexoimpermeables en su cimentación. Se observa en la tabla cierta relación entre el ancho y la carga cuyo cociente normalmente varía entre el 8 y el 11.5%.

Pruebas de laboratorio llevadas a cabo para el diseño de la pantalla flexoimpermeable de la presa Wanapum en el Estado de Washington, sobre el Rio Columbia, en EEUU, revelaron que la permeabilidad de una pantalla de este tipo puede quedar comprendida entre  $10^6$  y  $10^5$  cm/seg.

Las pruebas consistieron en introducir en un tanque robusto, de 38 cm de diámetro, 25 cm de grava limpia y 40 cm del material de relleno de la pantalla.

Se le aplicó presión hidráulica por la parte superior del tanque y se midió el gasto que filtraba por la parte inferior; se alcanzó un gradiente de 34.6 antes de que el relleno fallara por tubificación y penetrara dentro de las gravas.

El factor de seguridad contra tubificación de una pantalla puede calcularse dividiendo el gradiente crítico, medido así, o en forma semejante, en el laboratorio, entre el gradiente para el caso real, estimado de la red de flujo. En el caso de Wanapum, el factor de seguridad fue de alrededor de 4.

De hecho el factor de seguridad debe estar comprendido dentro del rango

normalmente aceptado en otros casos de riesgo de tubificación (entre 3y5).

La figura 4 muestra la red de flujo trazada para un caso particular de una pantalla de 16m de profundidad y 1.50m de ancho.

El equipo de excavación *se puede hacer con zanjadora, con retroexcavadora, con draga y cucharón de arrastre o con draga y cucharón de almeja, libre o guiado.* Las pantallas de poco ancho y poca profundidad es más económico - y conveniente excavarlas con equipos de los primeros dos tipos.

P r o f u n d i d a d

La profundidad de la pantalla está regida por la capacidad del equipo de - excavación. Profundidades de más de 9m se logran normalmente sólo con dra - ga y cucharones de arrastre o de almeja, o con equipo especializado a base de cucharones de almeja con potencia adicional en las valvas o quijadas.

Debe tenerse en cuenta que al operar en lodo, que tiene una densidad mayor que el agua, los efectos de flotación y de fricción, restan efectividad a - las herramientas de excavación a las máximas profundidades. Por ejemplo, - en la presa "Las Tórtolas", sobre el Rio Nazas en Durango, se empleó para - excavar la pantalla flexoimpermeable, que es una pantalla central de 3.0m de ancho y 20m de profundidad, un cucharón de arrastre de 6 1/2 yd<sup>3</sup>, de - las más grandes en este género de equipo, y, sin embargo, su efectividad se redujo notablemente en la excavación de los últimos metros, los más pro - fundos.

Es evidente, por lo tanto, que conforme la profundidad sea mayor de unos - 12m la utilización de equipo convencional pierde cada vez más su efectivi - dad y debe sustituirse por equipo mucho más pesado o mucho más especializa - do, encareciendo notablemente la ejecución de la excavación. Cabe añadir - que el trabajo de limpieza del fondo, también se encarece notablemente.

Es por ésto que en aluviones de gran espesor, por ejemplo superiores a los 15m, empieza a ser competitiva una solución alternativa que combina la pan

talla flexoimpermeable en los primeros 12 a 15m con la pantalla de inyecciones en las profundidades mayores.

En el caso de Las Tórtolas por ejemplo, donde el aluvión alcanzaba más de 100m de espesor, la pantalla flexoimpermeable alcanzó los 20m de profundidad y se complementó con pantallas de inyecciones de 45m de profundidad para ligar con la roca en ambas laderas.

La experiencia actual y el equipo más corrientemente usado indican que los límites prácticos de profundidad son alrededor de 27m con draga y 30m con cucharón de almeja.

Algunas zanjadoras especialmente diseñadas con cucharón en escalera alcanzan 14m.

Desde luego, siempre que sea posible, la pantalla flexoimpermeable debe llevarse al contacto con la roca.

#### Materiales de la Pantalla

Dadas las funciones de impermeabilidad y de reducción de la carga hidráulica que debe cumplir una pantalla flexoimpermeable, los materiales de que está constituida deben cumplir con las siguientes características:

Ser muy poco permeables

Ser no tubificables

Ser muy poco compresibles

Como para lograr la primera característica es necesario incluir en la mezcla materiales finos, cohesivos, debe cuidarse su plasticidad y su proporción en el total de la mezcla para que se puedan cumplir a la vez las otras características.

Por razones de economía, debe aprovecharse en lo posible el material mismo del aluvión y mejorar si es necesario su graduación, añadiéndole los mate-

riales que más convengan dentro de las disponibilidades que se tengan cerca del sitio.

Los materiales granulares gruesos, dan densidad y estructura a la mezcla - haciéndola menos compresible.

Los finos (menores de la malla No. 200), la hacen impermeable pero deben ser de preferencia poco plásticos (limos) y entrar en proporciones de 10 a 25% junto con el lodo de excavación atrapado en la mezcla.

La tabla No.2 contiene una graduación patrón:

TABLA No. 2

Tamaño o número de la malla -- (Norma U.S.)	Porcentaje en Peso que Pasa
3"	80-100
3/4"	40-100
No. 4	30-70
30	20-50
200	10-25

En cada caso se ajustará la graduación de acuerdo con las condiciones locales, para que se cumplan los criterios de filtro y se reduzca lo más posible el riesgo de tubificación.

Hay mezclas en las que se incluye una pequeña proporción de cemento (< 5%) para darles más estructura y resistencia; pero la dosificación es delicada y no cuidándola puede resultar en mayor rigidez y contracción de la mezcla, que son factores contraproducentes.

Así como el corazón impermeable en la presa queda protegido contra tubificación por los filtros, la pantalla flexoimpermeable debe quedar protegida por el propio aluvión que en este caso debe hacer las veces de filtro.

Con una adecuada selección de materiales, una buena mezcla y una adecuada colocación, se podrá lograr una pantalla flexoimpermeable menos compresible, aún, que el aluvión que la confina.

Su pequeño espesor respecto a la profundidad y la permeabilidad del aluvión confinante, son factores que favorecen la consolidación bajo el proceso de carga durante la construcción, de manera que la consolidación después de construída la presa sea poco significativa.

En las figuras 5 y 6 se muestra varios ejemplos de graduación de materiales de pantallas y de cimentación.

### Detalles

En el diseño de una pantalla flexoimpermeable deben precisarse detalles de la liga de la misma con la roca de base del aluvión o la de las laderas, con el corazón o el delantal impermeables o con otras estructuras.

Cuando la pantalla se extiende o se profundiza hasta la roca, la superficie de ésta debe limpiarse con todo cuidado para evitar que queden bolsas o inclusiones de material permeable o tubificable que pueda ser un paso de agua, cuando la pantalla trabaje bajo la máxima carga. El paso de agua por estas zonas no sólo significa un aumento de las filtraciones sino también el principio de canales de erosión y de tubificación importantes.

Para verificar la efectividad de la impermeabilidad en el contacto se pueden llevar pozos hasta éste y hacer pruebas de absorción de agua. En la presa de Wanapum la efectividad del contacto se consiguió colando sobre la superficie de la roca, bajo lodo, un firme de concreto de 90 cm de espesor y sobre éste, aún fresco, se colocó una capa de 60 cm de relleno especialmente controlado y descendido a su lugar con una bacha hermética.

Si se trata de roca blanda o alterada, la superficie se escarifica con un barretón de 15 a 18 Ton. de peso, con dientes de arado en su extremo. El barretón se arrastra a lo largo de la superficie de la roca y el producto del rayado se extrae con una herramienta de limpia con burbujeo de aire -- (air lift).

9

Para ligar la pantalla con el corazón o con el delantal impermeable, se ha ce un abocinamiento. Las dimensiones de éste dependen de la localización de la pantalla y de los movimientos por consolidación del material de la pantalla que es dado esperar. El objeto es que no haya diferencia de movimiento que separen un material del otro y den lugar al paso de agua y a futura erosión y tubificación.

Cuanto más compresible se espera que sea el material de la pantalla respecto al material confinante de la cimentación y cuanto más cerca esté la pantalla del centro de la sección de la presa, mayor será el abocinamiento - llegando a ser de hasta 3m de profundidad bajo el extremo superior de la - pantalla. Dentro del abocinamiento el material estará formado por parte - del material del corazón o del delantal mezclado con parte del de la pantalla y compactado. La experiencia indica que es conveniente colocar un tapete de 60 cm a un metro de espesor sobre el extremo superior del relleno de la pantalla para proteger éste. El tapete puede estar formado por material suelto y húmedo del que va a emplearse en el corazón impermeable o algo más permeable y sirve para dar una superficie de trabajo al equipo - que trabaja en la pantalla, y para proteger la superficie de ésta contra - la evaporación que puede causar grietas de contracción y, por lo tanto, posibles futuros pasos de agua.

Este tapete podría compactarse para sobre él desplantar el corazón impermeable o podría retirarse según lo establezcan las especificaciones de diseño.

La liga de la pantalla con otras estructuras en la presa, como galerías o vertedor, no es tan difícil como se supone si se considera que el relleno de la pantalla es un material que tiene la consistencia de mantequilla - firme y que se puede excavar tomando las debidas precauciones y ademando - cuando sea necesario. El material inmediato a estructuras de concreto debe ser un material de transición debidamente controlado y compactado que - garantice que no se va a deformar, agrietar o tubificar.

En las figuras 7 y 8 aparecen ejemplos de abocinamientos.

Procedimientos de construcción

Excavación :

Al hablar del ancho y la profundidad de las pantallas se mencionaron los equipos que se utilizan para efectuar la excavación. Esta se realiza de una vez hasta la profundidad total en una sección dada o añadiendo lodo tixotrópico para reponer el material excavado. El lodo, por tener una densidad algo mayor que el agua y por sus propiedades electroquímicas actúa como soporte del fondo y de las paredes de la excavación evitando levantamientos por subpresión o derrumbes por arrastre o por escasa capacidad de carga.

La excavación debe mantenerse siempre llena de lodo; el nivel de éste debe conservarse alrededor de un metro por encima del nivel de aguas freáticas o del nivel máximo de inundación esperado durante el período de construcción.

El lodo más recomendable es el lodo bentonítico que es una suspensión coloidal de bentonita sódica en polvo y agua, mezcladas enérgicamente hasta dar un producto líquido homogéneo.

La experiencia indica que la proporción más adecuada es de una parte en peso de bentonita por 14 partes de agua (72 gramos de bentonita por cada litro de agua). El agitado enérgico debe garantizar la casi completa hidratación de la bentonita; esto se logra manteniendo en circulación la mezcla a través de bombas de lodos o revolviéndola en agitadores de alta turbulencia.

La densidad del lodo debe controlarse con precisión. Una baja densidad puede restar al lodo capacidad de soporte y una alta densidad puede restar a la herramienta de excavación efectividad por efectos de flotación y fricción y puede favorecer la segregación del material de relleno.

Se recomienda mantener la densidad entre 1.04 y 1.44 gm/cm<sup>3</sup>, siendo la pri

mera cifra para el lodo fresco y la segunda para el lodo de la zanja.

Los controles básicos de campo son:

- 1.- Manténgase la viscosidad, la resistencia del gel y la densidad dentro de límites aceptables.
- 2.- Verifíquese el contenido de arena para asegurar la limpieza del lodo.
- 3.- Manténgase el lodo a nivel adecuado.
- 4.- Evítese dilución del lodo por agua superficial.

El control debe ser contínuo y debe tenerse provisión suficiente de bentonita para preparar lodo fresco y mantener siempre su nivel por encima del nivel de aguas máximas eventuales.

El uso de aditivos debe limitarse sólo a aquellos que den más densidad (barita); en aguas duras con contenidos de Ca mayores de 1,000 p.p.m. pueden añadirse pequeñas cantidades de sosa y de bentonita adicional (12 gm/litro de lodo). El lodo no se afecta con proporciones de cloruros de hasta 3000 p.p.m. El PH del agua no es en sí una medida del efecto que tendrá el agua en el lodo.

Si se va a mezclar el lodo con agua salada se usará, en lugar de bentonita, atapulgita que es un mineral de arcilla fibroso.

Las tablas 3 y 4 dan ejemplos de los lodos utilizados en Wanapum y en Las-Tórtolas.

Una instalación apropiada, con malla vibratoria, hidrociclones y tanques de recirculación, permite el empleo de lodo varias veces, si bien no es recomendable usarlo más de tres veces.

El lodo cargado de arena es más denso pero pierde su capacidad de mantener

en suspensión las partículas más gruesas de arena y éstas se depositan en el fondo de la excavación.

Los residuos sólidos pueden constituir pasos de agua en el funcionamiento definitivo de la pantalla por lo que deben eliminarse, para ello es necesario efectuar la limpieza del fondo de la excavación; ésta se hace con una bomba de burbujeo de aire ( air lift) que se hace correr a lo largo de todo el fondo antes de colocar el relleno.

Mezcla y colocación del relleno

Como antes se ha dicho, la excavación debe alcanzar la profundidad total - en un tramo antes de atacar el siguiente. Para economizar lodo y para evitar excesiva sedimentación, es recomendable que el pie de la excavación esté próximo al pie del relleno al avanzar excavación y relleno en el mismo sentido, dejando sólo el espacio necesario para la limpieza del fondo; es decir, el relleno debe seguir inmediatamente atrás de la excavación y no esperar a que haya efectuado por completo ésta. Para mayor claridad, véase la figura 9.

La mezcla de los ingredientes del relleno se efectúa en superficie en áreas aledañas a la pantalla y suficientemente extensas para poder preparar las cantidades que es necesario ir alimentando conforme la excavación progresa.

Si se aprovecha el material producto de la excavación, éste se transporta con "bulldozer" de donde lo deposita la draga a las áreas de mezcla; puede ser que la misma draga alcance a depositarlo ahí. Se selecciona si es necesario y se acamellona para facilitar su mezcla con los otros materiales, normalmente limo, arcilla o limos y arcillas arenosos. Con la misma cuchilla el bulldozer en varias pasadas alcanza a mezclar y homogeneizar lo más posible el material que va a servir de relleno.

El poco lodo bentonítico que acarrea es suficiente para favorecer la impermeabilización de la mezcla pues crea una película o "cake" impermeable entre los granos.

La consistencia de la mezcla, lista para emplearse, debe ser la de un concreto plástico con revenimiento de 15 a 20 cm. Puede ser difícil hacer la prueba de revenimiento debido a la influencia de la bentonita, pero hay que intentar correlacionar pruebas de revenimiento de mezclas sin bentonita con la consistencia de la mezcla total.

Dependiendo de la consistencia de los materiales de banco y de su humedad y de las características del aluvión, las operaciones de mezcla pueden ser más o menos laboriosas y requerir no sólo el paso de la cuchilla del bulldozer, sino también disgregación con discos y rastrillos para deshacer grumos, o bolsas de finos, arenas y gravas y el paso de éstos también para mezclar.

La mezcla para relleno ya lista se deja al alcance de la draga que la toma con un cucharón de gajos o de almeja y la deposita en el fondo de la excavación. Cuando el relleno ha alcanzado el nivel superior del lodo bentónico se puede empujar con el bulldozer hasta la orilla del talud. La mezcla debe ser lo suficientemente viscosa para deslizarse lentamente por el talud sin fluir; si fluye es demasiado húmeda y puede causar segregación; si es demasiado rígida puede agrietarse y formar grumos que pueden caer al lodo y dejar dentro del relleno bolsas de lodo atrapado. Cuando se quiera humedecer más la mezcla no debe usarse agua, sino lodo.

No debe dejarse caer libremente la mezcla en el lodo; el proceso de colocación debe a toda costa evitar la formación de bolsas de lodo o de material segregado dentro del relleno; en algunos casos, y para este fin, la superficie del talud de relleno debe escarificarse para garantizar la liga con el material que se va a depositar después, esto es válido si hay interrupción en la colocación.

El talud que adopta el relleno suele ser de 10 a 12 horizontal por uno vertical.

Siguiendo las debidas precauciones aqui anotadas en forma general, se podrá

construir una pantalla impermeable y flexible que sea una verdadera barrera al paso del agua y que además se adapte satisfactoriamente a los movi-  
mientos del material que la confina impuestos por el peso del terraplén y  
por las nuevas condiciones hidráulicas.

## EFFECTIVIDAD DE PANTALLAS FLEXOIMPERMEABLES

La efectividad de una trinchera o de una pantalla impermeable debe medirse - en términos de la cantidad de filtración, el valor del agua, el riesgo de turbificación, la estabilidad de los empotramientos y del cauce del río, la integridad de los materiales que forman la trinchera o la pantalla, la interacción mecánica de éstas con el terraplén de la presa, y el costo de las varias posibles soluciones.

### Definiciones de efectividad.

De acuerdo con Terzaghi y Peck (1968), la efectividad o eficacia de una trinchera o una pantalla, es la relación  $E_H = \frac{\Delta H}{H}$  entre la pérdida de carga ocasionada por la barrera ( $\Delta H$ ) y la carga hidráulica total ( $H$ ), como se muestra en la Fig. 1. Para medir la efectividad así definida debe contarse con lecturas piezométricas en ambos lados de la barrera.

Kratochvil y Hálek (1961) han definido la efectividad con la expresión:

$$E_Q = 1 - \frac{Q}{Q_0}$$

donde  $Q$  es la filtración a través de la sección vertical de la barrera y  $Q_0$  es el gasto de filtración calculado suponiendo que la barrera no existe y que el vaso está lleno. Según Ambraseys el gasto  $Q$  se puede estimar en la expresión:

$$\frac{Q}{K_0 H} = \frac{1}{0.88 + \frac{B}{D} + \frac{(K_0 - 1) E}{K D}}$$

donde  $K_0$  es la permeabilidad de la cimentación (en m/seg);  $H$  la carga de agua en el vaso en m,  $B$ , ancho de la base de la presa en m;  $E$ , espesor de la pantalla, en m;  $D$ , es el espesor del estrato permeable en m, y  $K$ , es la permeabilidad de la pantalla en m/seg.

Generalmente es más fácil medir presiones piezométricas que gastos de filtración, y además, es de más interés, porque están relacionadas con la erosión interna de la cimentación o de los empotramientos.

## Medición de la efectividad $E_H$

La determinación de los niveles piezométricos aguas arriba y aguas abajo de la barrera en la cimentación y en los empotramientos de la presa, es quizá la forma más satisfactoria de medir la efectividad de la barrera. La observación debe empezarse durante la construcción, continuar durante el primer llenado de la presa y después hacerse tantas veces como sea necesario para determinar los cambios que ocurran y para estimar su implicación en la seguridad de la presa. Por lo tanto, los piezómetros deben tener estas características más importantes: ser resistentes y ser confiables a través del tiempo.

La tabla 1 describe los tipos de piezómetros más comúnmente usados y da las referencias de información más detallada al respecto.

La precisión de los piezómetros debe ser de alrededor de  $0.01 \text{ Kg/cm}^2$ , que puede alcanzarse con la mayoría de los instrumentos comúnmente usados. El retraso de lectura de un piezómetro es un factor importante y puede variar con el tiempo debido a cambios de permeabilidad de la piedra porosa, la presencia de gases en el extremo, o la corrosión (si el piezómetro es metálico). La vida útil de los piezómetros está estrechamente relacionada con la posibilidad de daño a los cables eléctricos o a las tuberías de medición, resultantes de deformaciones de la presa y de la cimentación, así como descuidados durante la construcción. En consecuencia, no basta con diseñar y adoptar un instrumento muy preciso, es también necesario asegurar que las líneas que van a la estación de medición estén debidamente protegidas. La falta de esta protección ha resultado en pérdida de información valiosa en las zonas de la presa, donde ocurren las máximas deformaciones.

Otro aspecto importante es la localización y el número de piezómetros por instalar. Para minimizar las interferencias con la construcción y para reducir los costos de instalación, observación y procesamiento de la información, el número de instrumentos se reduce a veces al grado de que la correlación e interpretación de los resultados no es confiable. No hay reglas generalizadas para elegir el número y localización de los piezómetros, ya que también influyen otros factores como la geometría de la roca de base, la estratigrafía de los depósitos de suelos y las características del proyecto

(tipo de presa, valor del agua, etc.).

Teóricamente bastan dos piezómetros para estimar la efectividad de una pantalla flexoimpermeable, uno aguas arriba y otro aguas abajo de la barrera. Sin embargo, diferencias menores en la estratigrafía, no descubiertas en los estudios, pueden invalidar la información totalmente si es muy reducido el número de instrumentos.

En general, es deseable hacer mediciones en dos secciones como mínimo con cuatro estaciones piezométricas cada una. (Fig. 2).

Si el depósito aluvial es homogéneo, se requiere un piezómetro o tubo abierto por estación, cada uno localizado aproximadamente a la misma profundidad.

Cuando el depósito está compuesto de diferentes estratos, es necesario instalar piezómetros en cada uno de los estratos permeables como se muestra en la misma figura 2.

Si las condiciones estratigráficas son más complejas, por la presencia de bolsas o lentes, cauces antiguos sepultados, o derrumbes y deslizamientos enterrados, que son casos más frecuentes de lo que se supone, donde hay aluviones de gran espesor, se requerirá obviamente un número mayor de estaciones piezométricas y de instrumentos de medición.

La distribución y número de piezómetros depende entonces de la topografía de la roca basal y de la estratigrafía del aluvión. Como, por lo general, los estratos donde se hacen las mediciones son de alta permeabilidad, se recomienda el uso de piezómetros del tipo abierto. Deben ir protegidos contra los efectos de deformaciones del terraplén o de los estribos, mediante tubería rígida en su sección transversal, pero fácilmente deformable longitudinalmente. Las estaciones que se localicen dentro del vaso deben tener torres con una plataforma por encima del nivel máximo de aguas, para poder observarlos en cualquier momento, cualquiera que sea la elevación del agua

en el vaso; alternativamente pueden instalarse piezómetros neumáticos o eléctricos con líneas conectadas a casetas localizadas en las riberas del vaso o en el terraplén.

Los detalles de construcción y de instalación son básicos para el buen funcionamiento de estos instrumentos

Los resultados de mediciones piezométricas son por lo general difíciles de interpretar. Sólo es fácil en los casos de depósitos altamente permeables, homogéneos y no estratificados. Se afectan por la permeabilidad de los diferentes estratos interceptados por la barrera impermeable, así como por las irregularidades de la barrera misma ( penetración del lodo en los estratos más permeables por ejemplo).

Si la pantalla resultara defectuosa, se pueden llevar a cabo pruebas de permeabilidad tipo Lefranc a diferentes profundidades para identificar las áreas más permeables, que serán las defectuosas. Cuando se estén interpretando resultados de un depósito aluvial que contenga capas de limos y arcillas, deben tenerse en cuenta las pérdidas de carga debidas a estas capas y que pueden causar variaciones de lecturas, de un lado a otro de la pantalla impermeable, a diferentes cotas.

En el cálculo de la efectividad de la pantalla impermeable se pueden comparar las cargas de agua medidas en el campo (con pantalla) con las cargas estimadas teóricamente (sin pantalla), usando métodos numéricos de análisis como el del elemento finito , el de Monte Carlo, o en modelos eléctricos.

La principal limitación, sin embargo, de métodos y modelos, es la incertidumbre que existe acerca de la estratigrafía real y de las permeabilidades en el lugar. De ahí la necesidad de contar con datos de pruebas de permeabilidad y de lecturas piezométricas desde antes de empezar la construcción.

Efectividad  $E_Q$

Como al principio se indicó, otra forma de valuar la efectividad de la pan

talla impermeable es comparando los gastos de filtración sin y con pantalla.

Si se conocen la topografía de la roca basal y la estratigrafía y permeabilidad del aluvi6n, es posible estimar, mediante procedimientos gráfic6s o analític6s, los volúmenes de filtraci6n  $Q$  y  $Q_0$  y por lo tanto se puede calcular la efectividad te6rica de la pantalla.

Pero la estimaci6n de la efectividad real requiere que el volumen de filtraci6n  $Q$  sea directamente medido en el campo.

Frecuentemente se mezcla el flujo del agua freática de los estribos con la filtraci6n a trav6s de la pantalla y s6lo es posible diferenciar entre ambas fuentes mediante mediciones piezom6tricas. Adem6s, el flujo de la cimentaci6n y los estribos no aflora en la cara aguas abajo de la presa, sino que fluye por dep6sitos permeables y es normalmente antiecon6mico instalar pozos de bombeo para registrar ese gasto.

Tubificaci6n.

Toda presa debe protegerse contra tubificaci6n causada por erosi6n interna del agua que fluye a trav6s del coraz6n de la presa y alrededor y a trav6s de la pantalla.

Varias soluciones pueden adoptarse para disminuir el riesgo de tubificaci6n por erosi6n interna (fig. 3). Una soluci6n consiste en colocar una capa de arena bien graduada bajo el respaldo de aguas abajo de la presa, seleccionada de acuerdo con los criterios de Tergaghi para filtros, y provista de tubos perforados que van a drenar en el tal6n de la presa.

La alternativa m6s comúmente usada en los últimos tiempos es la construcci6n de pozos de alivio, tal como los diseñados por el Cuerpo de Ingenieros de EEUU en los bordos y presas del Rio Mississippi.

### Comportamiento estructural.

La efectividad de una pantalla depende en gran medida de su comportamiento estructural. Las diferencias de compresibilidad entre la pantalla y el corazón impermeables, pueden producir trastornos que afecten el desempeño de la presa desde el punto de vista de filtraciones a través del corazón o de la pantalla misma. Estos problemas están relacionados con las características mecánicas de los materiales que constituyen el sistema pantalla-presa-cimentación.

La determinación de las propiedades mecánicas de los materiales de la pantalla y del terraplén no son particularmente difíciles, ya que se pueden medir en el laboratorio. En cambio, la determinación de las propiedades mecánicas de los materiales de cimentación pueden ser muy difícil, debido a los problemas asociados con la obtención de muestras inalteradas de suelos granulares en estado natural de los del tipo que requieren pantallas impermeables, y especialmente si hay grandes boleos.

Todavía se discute cómo deben muestrearse estos materiales, o, si no es posible, cómo pueden reproducirse en el laboratorio y que tipo de pruebas deben realizarse para determinar sus características de esfuerzo deformación.

Es necesario, por otra parte, medir deformaciones y esfuerzos en la pantalla misma y en zonas adyacentes de la cimentación y de los estribos. Si no se llevan a cabo estas mediciones pueden pasarse por alto factores que afectan la efectividad hidráulica y la seguridad de la presa. Wilson y Squier (1969) recomiendan los tipos de aparatos que pueden usarse con este propósito.



Comparison of cutoffs

PROJECT	FOUNDATION MATERIAL	TRENCH WIDTH	MAXIMUM HEAD	REMARKS
Kennewick Levee, McNary Dam Project Columbia River, Washington State, U.S.A. Owner: Corps of Engineer .....	Sandy or silty gravels with Zones of open gravel $k = 0.4$ cm/sec.	6 ft. (1.89 m) Central Core	15 ft. (4.92 m)	Constructed in 1952 Max. depth 22 ft. (7 m)
Wanapum Dam, Columbia River, Wa- shington State, U.S.A. Owner: Public Utility District N° 2 of Grant County .....	Sandy gravels and gravelly sands underlain by open work gravels $k =$ (open gravels) $= 2.5$ cm/sec Avg. $k = 1$ cm/sec.	10 ft. (3.28 m) Central Core	88.5 ft. (27.8 m)	Pre-construction test trench, pump out & lab piping tests. Grouting beneath trench. Construction in 1959-62. Max. depth of cutoff 190 ft. (58 m)
Mangla Closure Dam, Mangla Dam Pro- ject, Jhelum River, West Pakistan. Owner: West Pakistan Water & Power Development Authority .....	Sandy gravel with cobbles and boulders; pap graded in range of fine gravel & coarse sand. $k = 0.4$ cm/sec.	10 ft. (3.28 m) Central Core	230 ft. (72.4 m) Construction Condition Only	Constructed in 1964 Max. depth 22 ft (7 m)
Duncan Lake Dam, Duncan River, Bri- tish Columbia, Canada. Owner: British Columbia Hydro and Power Authority .....	Surface zone of sands and gravels over zone of silt to fine silty sand with some silty clay. $k =$ (sur- face zone) $= 1$ cm/sec.	10 ft. (3.28 m) Upstream Berm	102 ft. (32 m) Short Term	Constructed in 1965-66 Max. depth 60 ft. (18 m).
West Point Dam, Chattahoochee River States of Georgia and Alabama, U.S.A. Owner: Corps of Engineers .....	Upper stratum of alluvial soil, alternating layers of clay, silt, sand, sand & gravel; $k$ varies from $1.8 \times 10^{-2}$ cm/sec to $3.5$ $\times 10^{-2}$ cm/sec. Lower stratum of residual soil, brown silty sand; $k = 0.6 \times 10^{-2}$ cm/sec.	5 ft. (1.64 m) Upstream Blanket	61 ft. (19.2 m)	Constructed in 1965. Max. depth 60 ft. (18 m). Grout- ing in sound rock below the trench. Max. depth of cutoff 100 ft. (30 m).

Comparison of cutoffs

2

PROJECT	FOUNDATION MATERIAL	TRENCH WIDTH	MAXIMUM HEAD	REMARKS
Spillville Dam, Des Moines River, Iowa, U.S.A. Owner: Corps of Engineers .....	Surface zone of impervious allu- vial sandy clay. Pervious zone, med. to fine sand and gravelly coarse to fine sand, Average $k$ (gravelly sand) $= 0.15$ cm/sec.	8 ft. (2.52 m) Upstream berm	93 ft. (29.2 m) Short term	Dam under Construction Construction of cutoff sche- duled for 1969. Max. depth approx. 60 ft. (18 m).
Erokoondo Project (Quarry A Coffe- dam) Suriname River, Suriname, SA. Owner: Suriname Aluminium Company.	Uniform fine to coarse sand with some gravel $D_{10} = 0.1$ mm	4 ft. (1.26 m)	49 ft. (12.6 m)	Constructed in 1959 Max. 15 ft. (4.9 m).
Wells Dam, Columbia River, Washington State, U.S.A. Owner: Public Utility District N° 1 of Douglas County .....	Pervious gravels	8 ft. (2.52 m) Central Core	70 ft. (21.3 m)	Constructed in 1964. Max. depth greater than 80 ft. (24 m)
Yards Creek Lower Reservoir, New Jer- sey, U.S.A. Owner: Public Serv. Elect. & Gas Co. Jersey Central Power & Light, New Jer- sey Power & Light Company .....	Sands gravels, cobbles, and boulders	8 ft. (2.52 m) Central Core	55 ft. (16.8 m)	Constructed in 1964. Max. depth 40 ft. (12 m).
Cemanche Dam-Dike 2, Mokelumne-Rie- ver, California, U.S.A. Owner: East Bay Municipal Utility Dis- trict .....	Alluvial deposit with upper stratum of clayey silts, silts & clayey sands & a lower stratum of poor- ly graded med. to fine sand over a thin zone of well graded gravel. Average $k = 7.5 \times 10^{-2}$ cm/sec.	8 ft. (2.52 m)	135 ft. (41 m)	Constructed in 1966. Max. depth 95 ft. Max. head on dam 45 ft. (13.7 m) Head on trench depends on ground- water level downstream.

Characteristic	Mixing Pond				Trench			
	Specif. Limits	Avg.	Predom. Range	Limits	Specif. Limits	Avg.	Predom. Range	Limits
Viscosity @ 20°C Marsh-seconds	≥ 15 <sup>**</sup> centipoises	61	40-110	35-260	≤ 30 <sup>**</sup> centipoises	78	50-90	30-200
Water loss, cc per 30 min	—	14	12-17	8-20	—	16	12-20	8-23
Density, pcf	—	64	62-66	62-66	≤ 80	73	66-80	63-65
Sand content, %	—	—	—	—	—	10	2-20	0-21

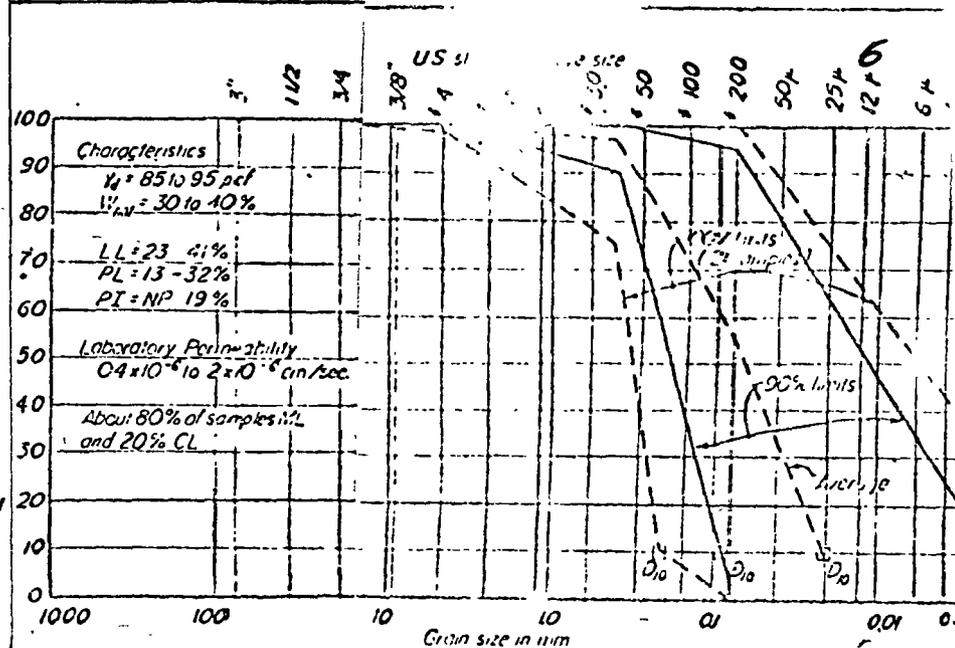
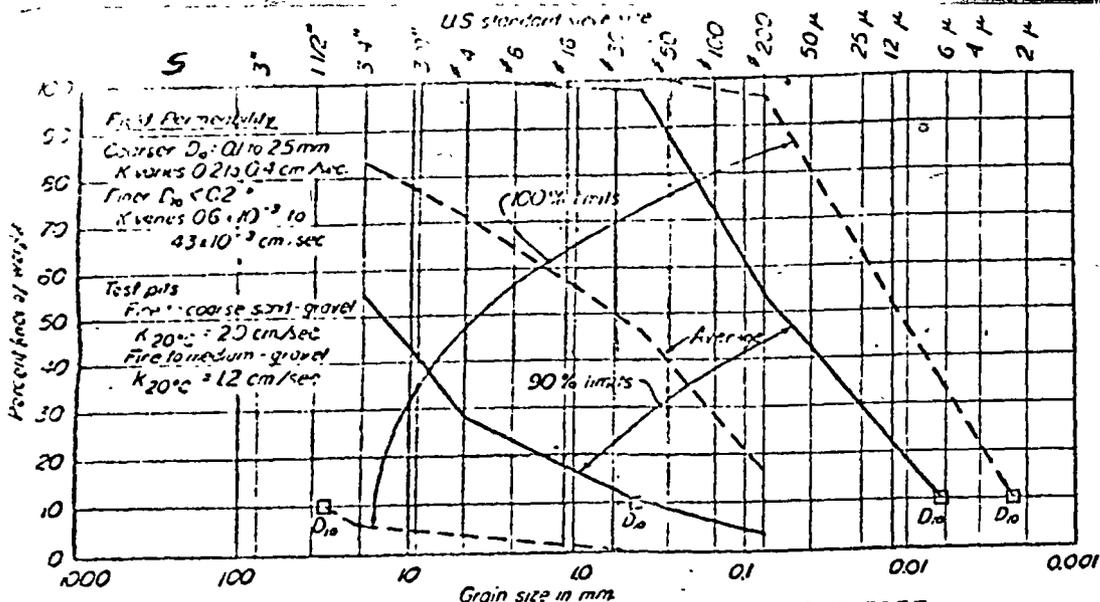
- \* Viscosity at 15 centipoises = 40 Marsh-seconds
- \*\* Viscosity at 30 centipoises = 130 Marsh-seconds

### FIELD MEASUREMENTS OF SLURRY CHARACTERISTICS

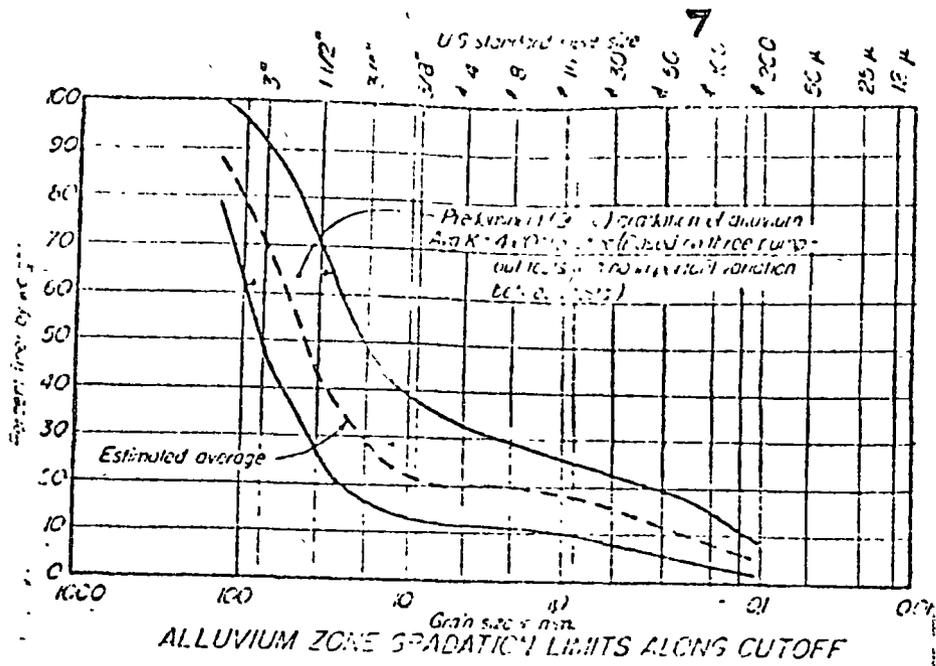
Measured during construction of the river channel section of the cutoff (October-December 1962)

PRUEBA	RESULTADO EN OBRA	ESPECIFICADO 4
1.- VISCOSIDAD PLASTICA EN VISCOMETRO "RHEOMETER"	10 A 15 C.P.S.	6.0 C.P.S. MINIMO
2.- FLUIDEZ EN CONO MARSH.	38 A 45 SEG.	40 SEGUNDOS MINIMO
3.- DENSIDAD EN BALANZA DE DENSIDADES.	1.04 A 1.10	1.5 MAXIMO
4.- PRUEBA DE FILTRADO.	14 A 16 cm <sup>3</sup>	14 cm <sup>3</sup> MAXIMO
5.- FINURA SECA.	96 %	88% MINIMO
6.- FINURA HUMEDA.	99 %	
7.- CONTENIDO DE ARENA.	10 A 15 %	
8.- LIMITE DE CONSISTENCIA	LL=390; LP=309	

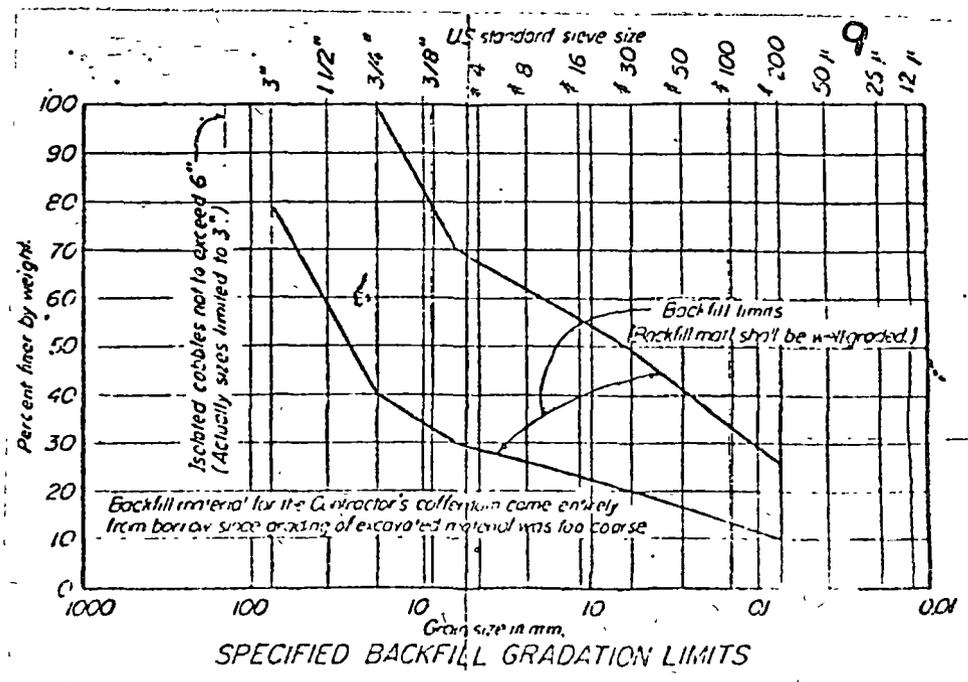
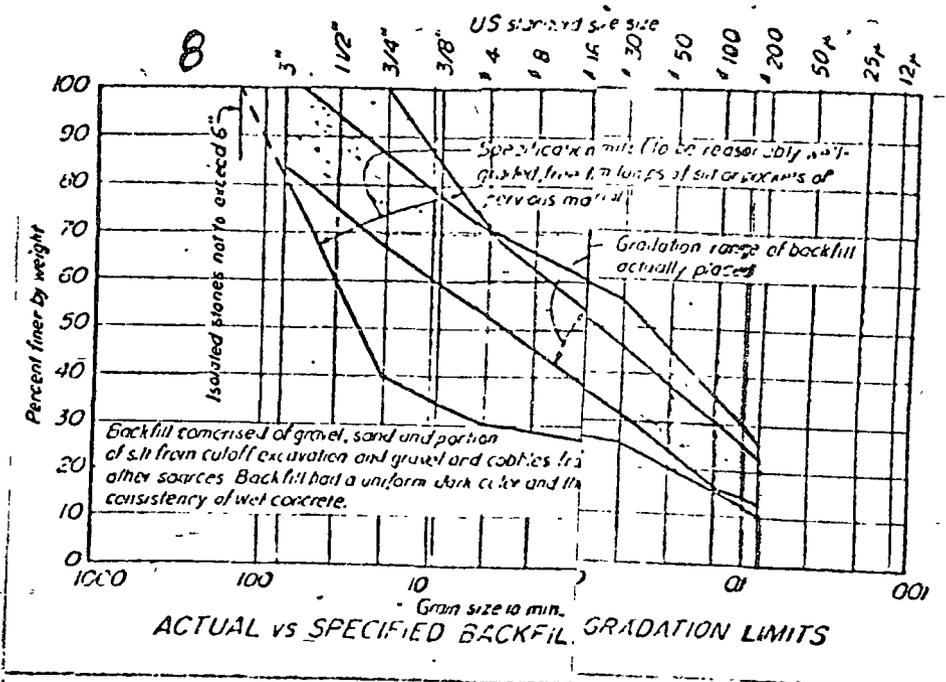
### Pruebas de Laboratorio - BENTONITA

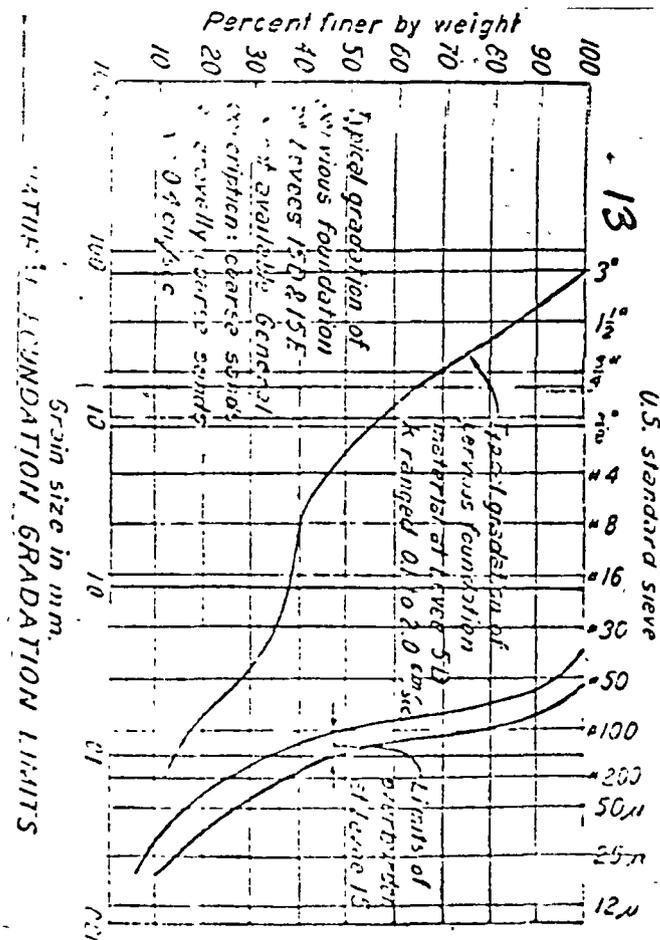
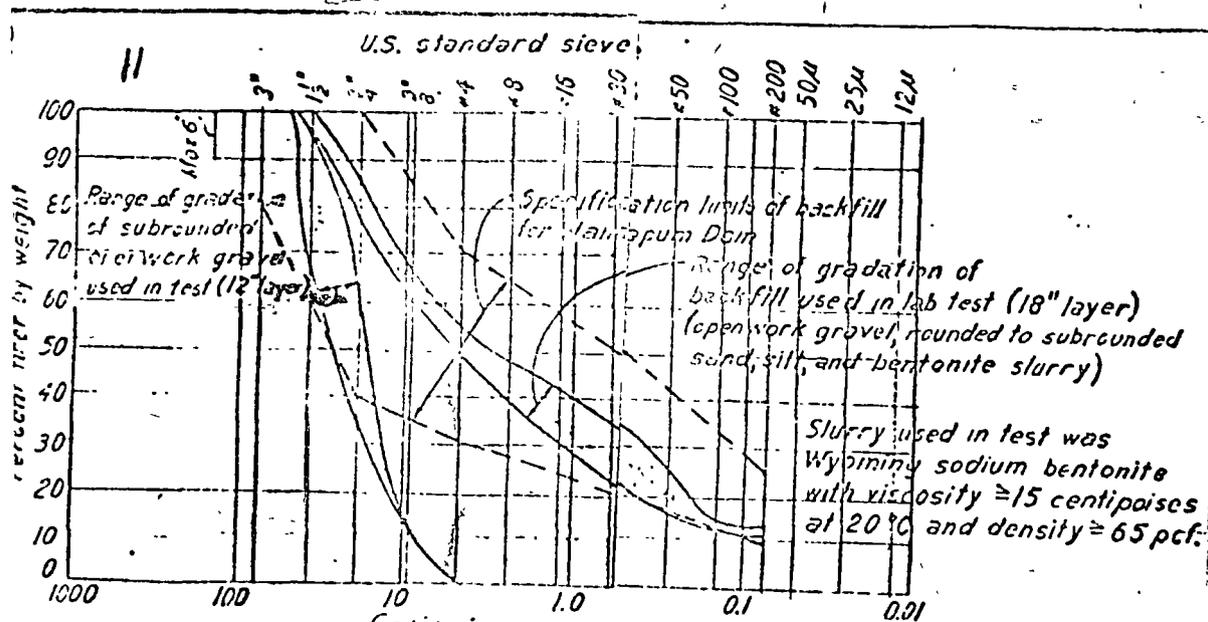
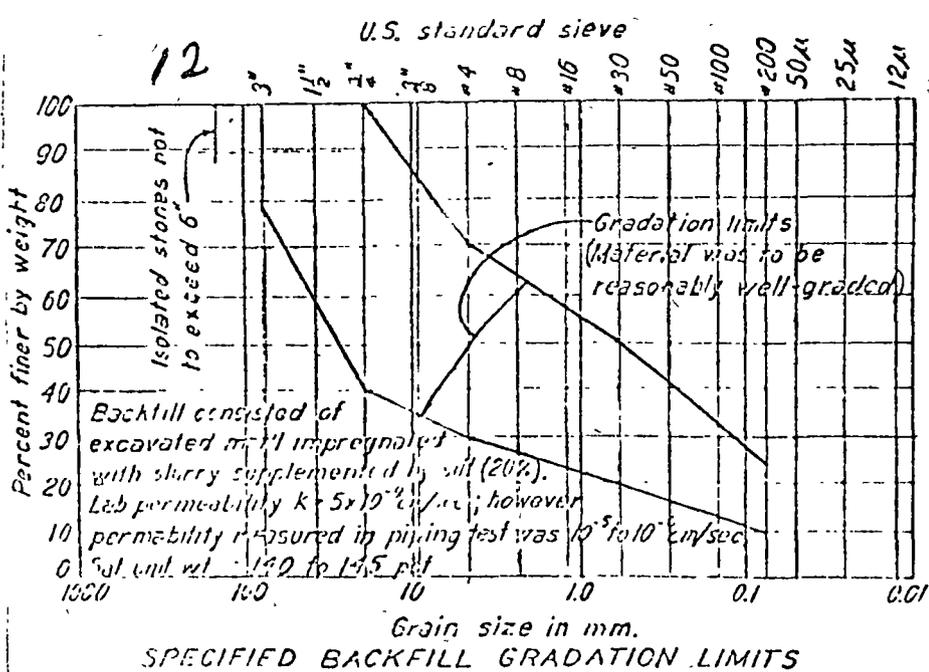
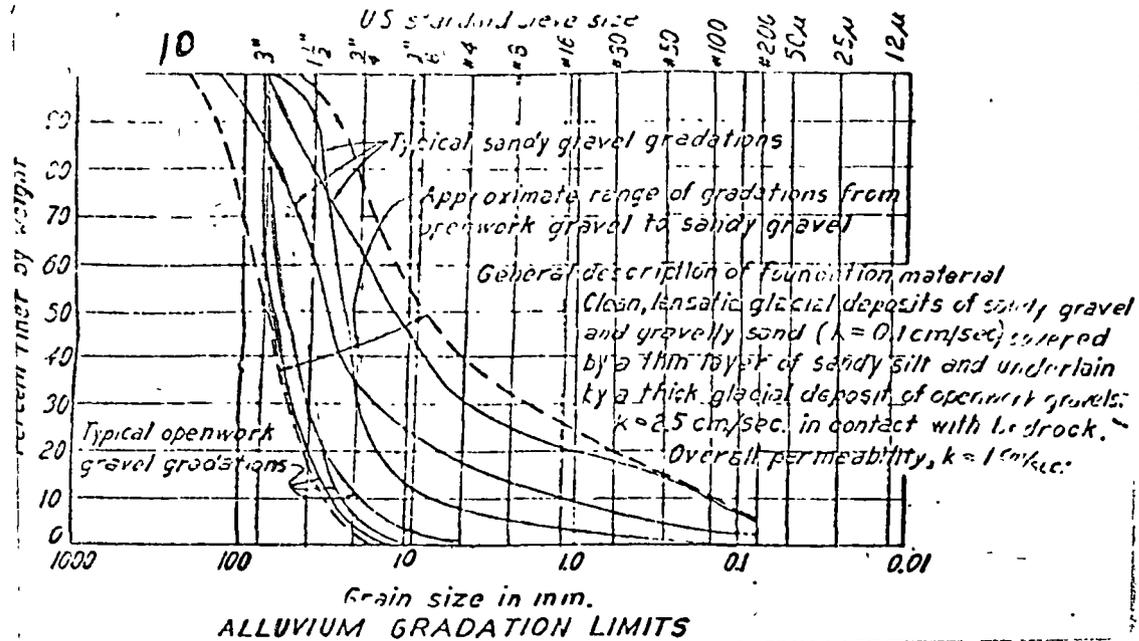


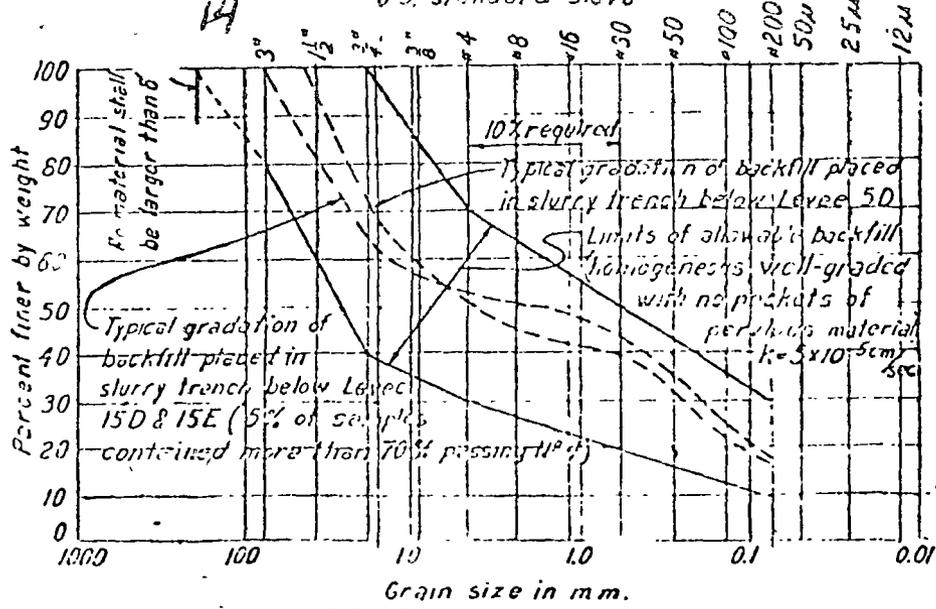
Lacustrine deposits ranging from silt to fine sand, interspersed toward the bottom with sand lenses. Silt similar to rock flour, tends to absorb slurry.



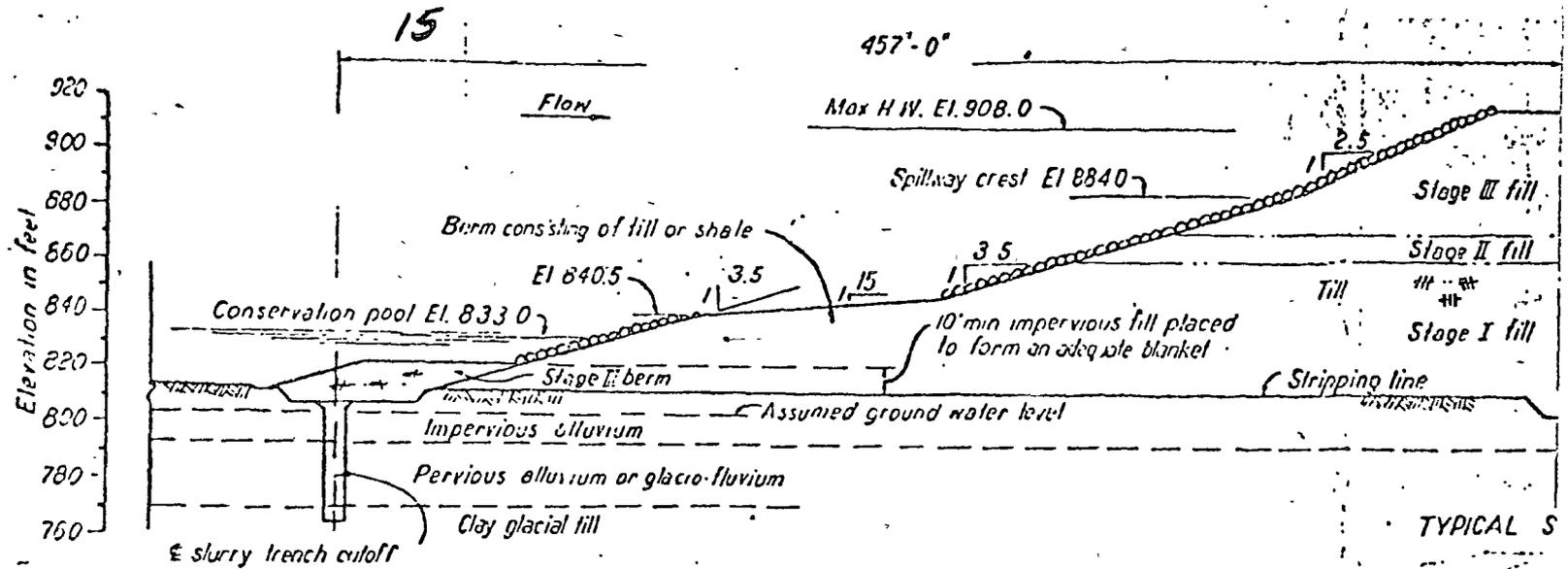
Consists predominantly of gravels and cobbles from 1/2" to 6" in size with occasional boulders up to 12". This material is mixed with about 15% of sand which becomes finer with depth. There is a gap in range of coarse sand and fine gravel.





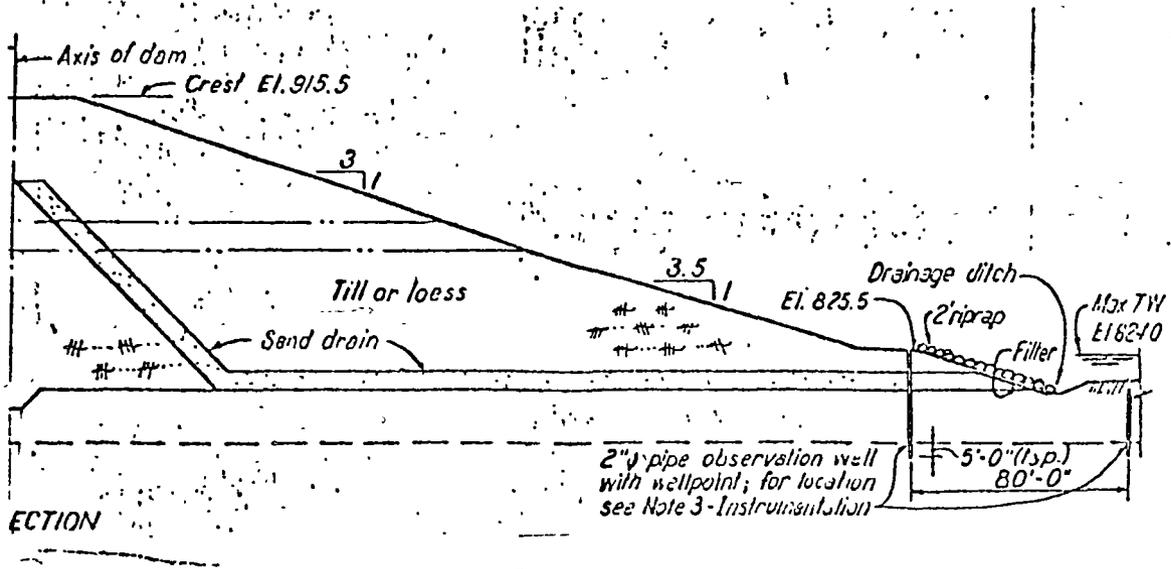


ACTUAL VS SPECIFIED BACKFILL GRADATION LIMITS





15-A





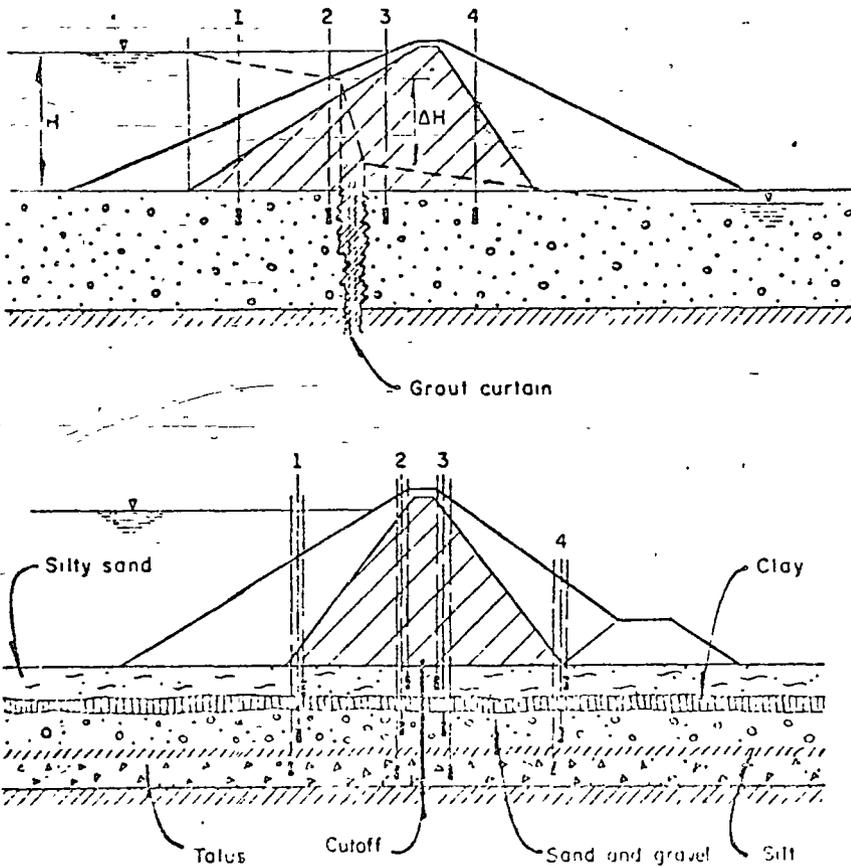
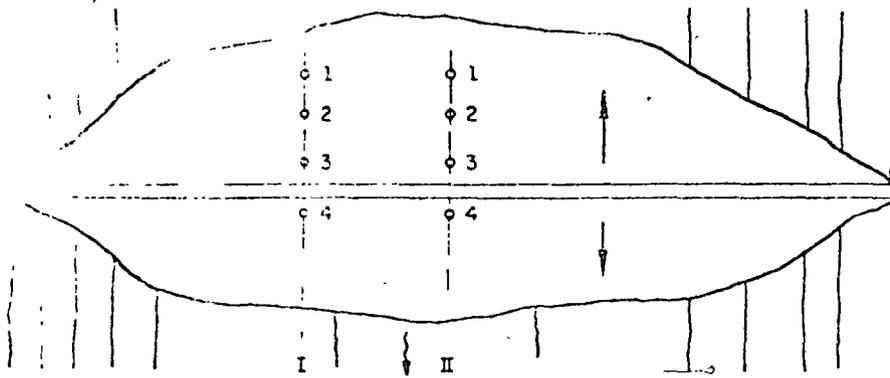
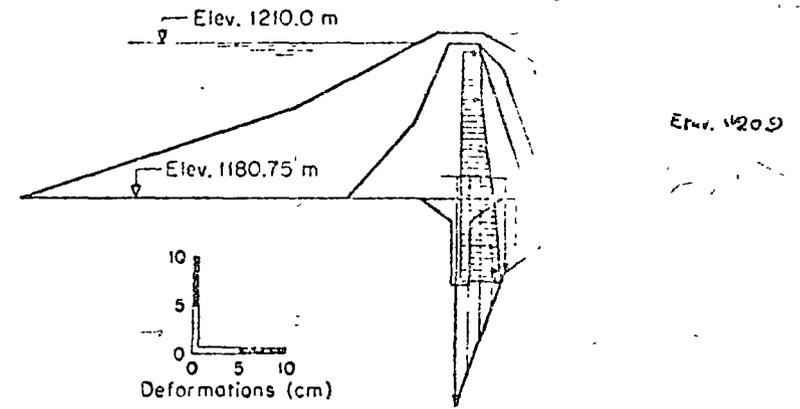
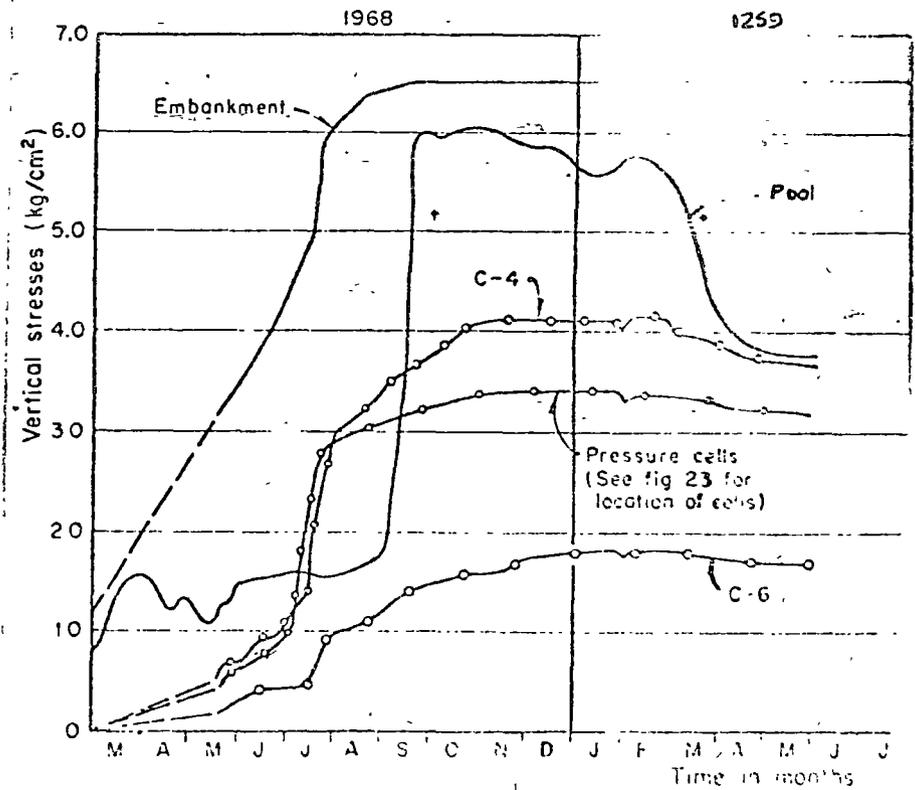


Fig. 36. Distribution of piezometric stations



Settlements and horizontal displacements at the SECTION O+200



Vertical stresses on the base of impervious core section O+200

Fig. 26. Las Pótolas Dam. Field measurements

Cutoff	Depth (m)	Method	Overhang	Slides with big blocks	Permeability of the deposit	Rigidity of the cutoff	Observations
Steel sheet piles	30	hammer driving; defects caused by boulders and blocks	not applicable		does not affect the work	relatively flexible	defects can be corrected with grouting
Grout curtain	150	use of tube-a-manchettes or the ordinary drilling	extension of grouting possible			variable with the type of grout	consolidation of the grout product according to the type of soil
Intersecting piles	100	use of heavy bits and spoons; excavation under bentonitic slurry; explosives				rigid	excessive loss of the bentonitic slurry in open gravels
Concrete panels	50	clamshell and extraction of nitric panels by rry	substitution of panels by piles	use of explosives			excessive loss of the bentonitic slurry in open gravels
Slurry trench	25	dragline and bentonitic slurry	not applicable		does not affect the work	compressible	excessive loss of the bentonitic slurry in open gravels
Cutoff wall built in shored excavations	50	small excavations; mining methods and use of explosives	trenches		amount of seepage affects the rate of construction	rigid	control of seepage with caisson wells and well points
Open excavations	30	usual equipment for excavations; use of explosives; rock treatment with grouting and dental concrete				compressible	may be restricted by the construction program of the dam

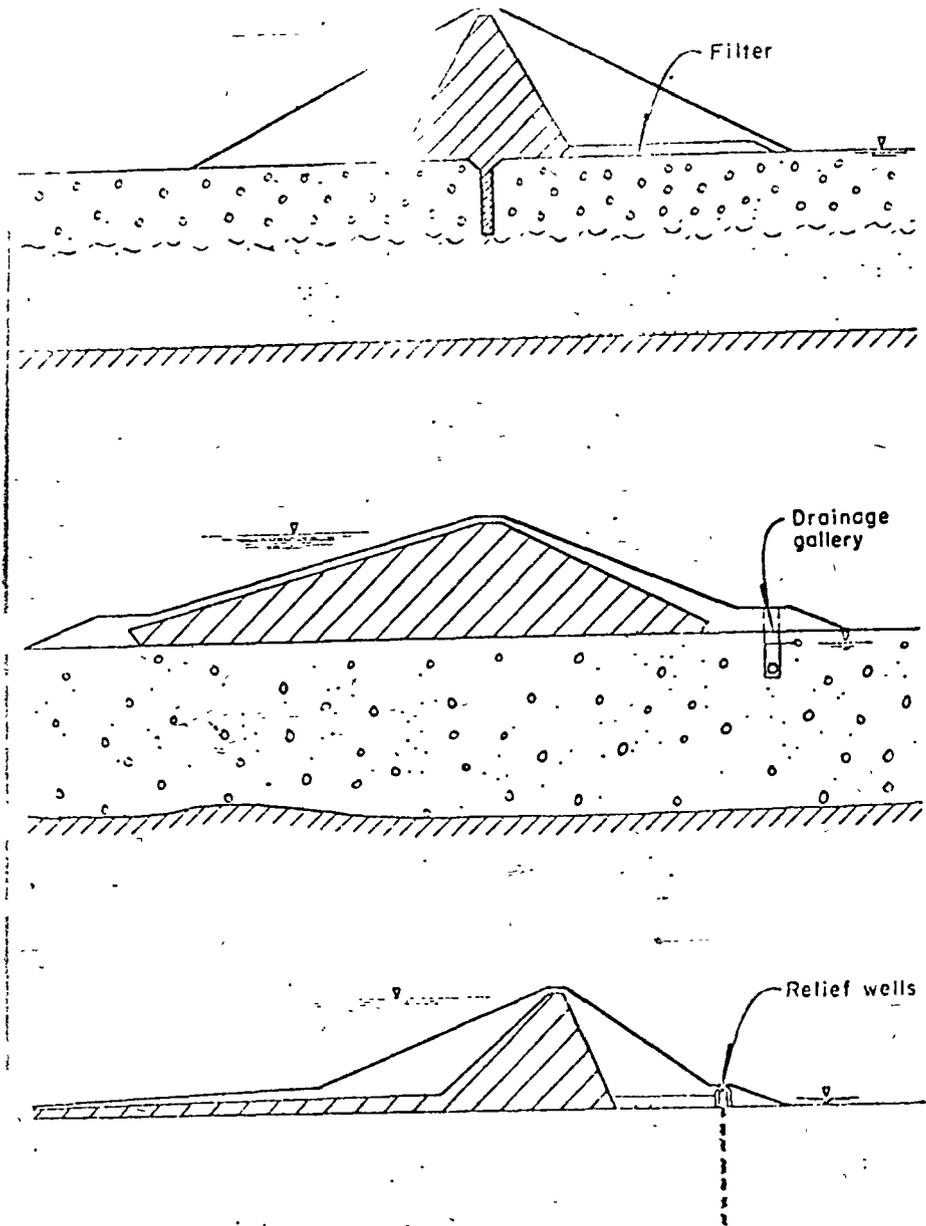
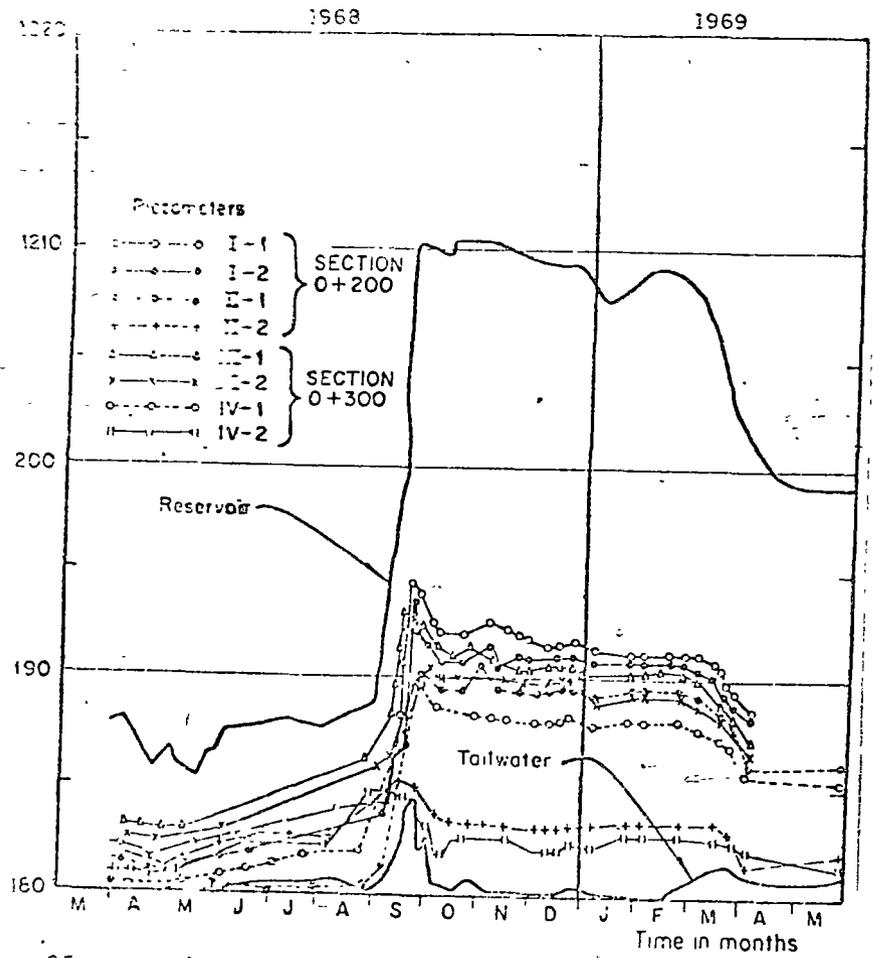


Fig. 37. Types of drainage downstream of the dam



23. Las Tórtolas Dam. Piezometric observations at Stations 0+200 and 0+300.

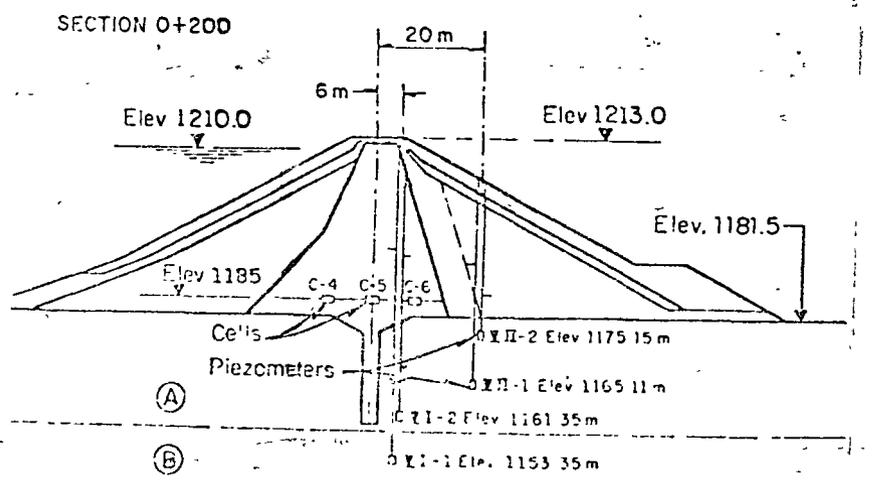


Table 6. Comparison of piezometric measured water heads

com-

Piezometer	Measurement		Computations		com-
	section		Case 1	Case 2	
	0+200	0+300	with cutoff	without cutoff	
I-1	11.0	10.5	7.1 xx 7.1	9.4	0.9
I-2	10.5	9.5	3.6 2.8	8.2	8.2
II-1	9.5	7.5	1.5 1.1	3.3	6.3
II-2	3.0	2.5	0.42 0.70	1.3	6.0

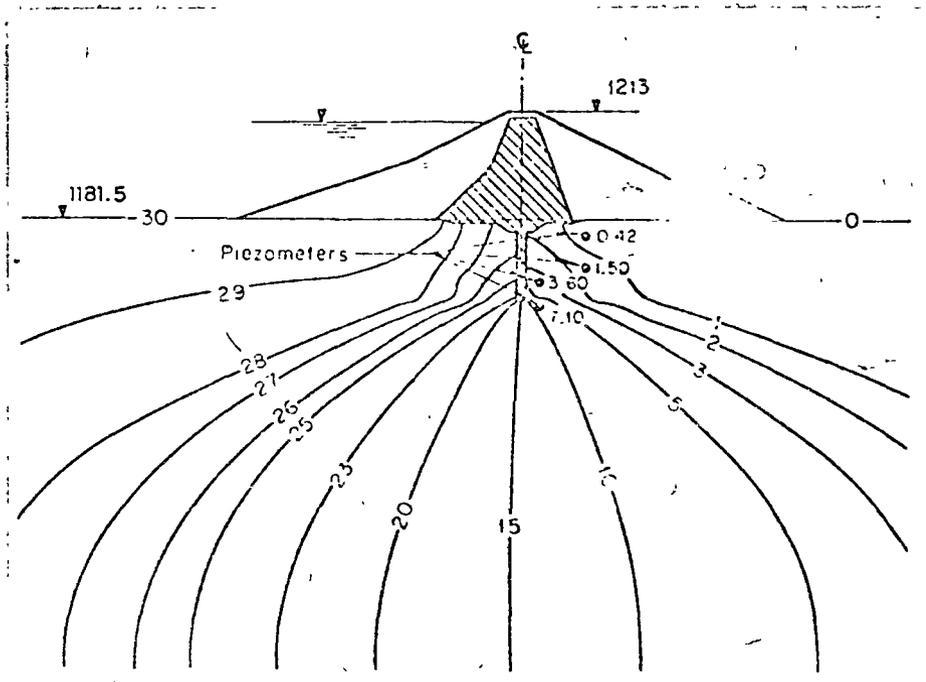
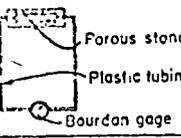
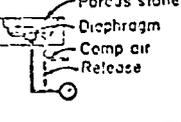
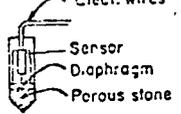


Fig. 24. Las Tórtolas Dam. Equipotential lines obtained by means of the finite-element method

Tabla 5. Tipos de piezómetros

Type	Characteristics of operation	Sketch	References
Piezometric	Simplicity. Important in soils of low permeability		Casagrande, 1949
Hydraulic	Closed hydraulic system saturated with water; usually no volume change when measuring		U.S. Bureau of Reclamation, 1963
Pneumatic	Practically no volume change when measuring; independent measurement system		Warlam and Thomas, 1965 Comisión Federal de Electricidad, 1969
Electric	Practically no volume change when measuring; independent measurement system		Brooker and Lindberg, 1965

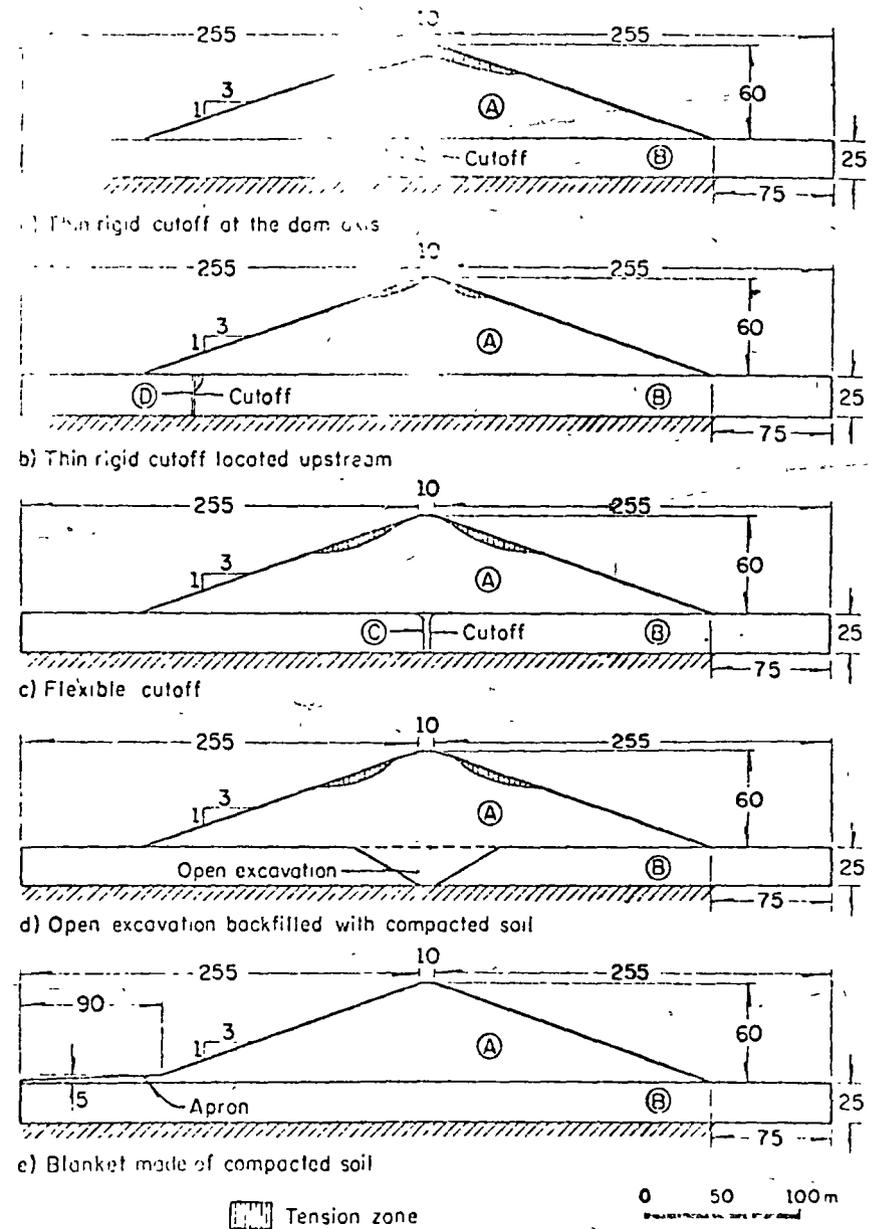


Fig. 12. Influence of the type of cutoff on the development of tension zones

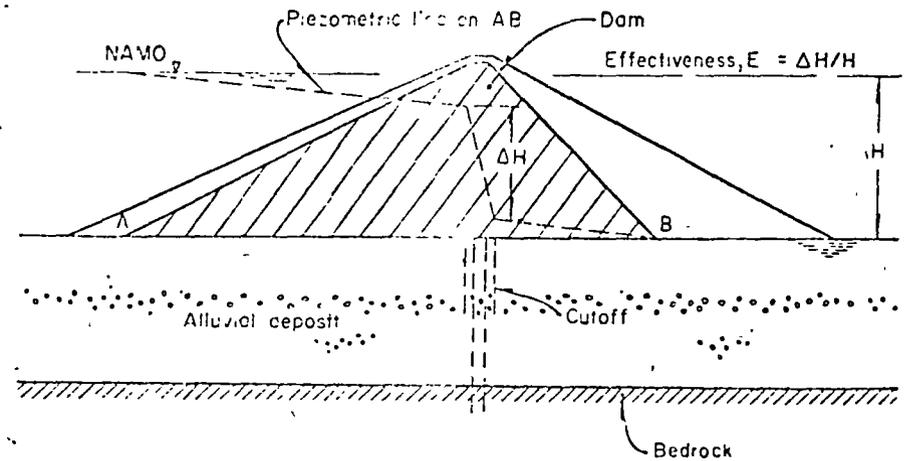
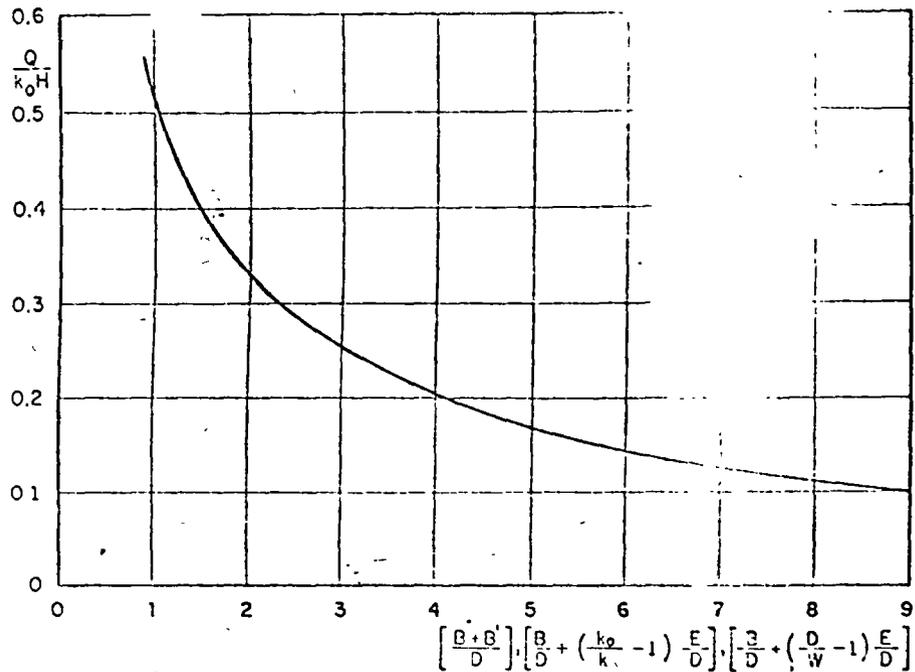


Fig. 1. Effectiveness of cutoffs

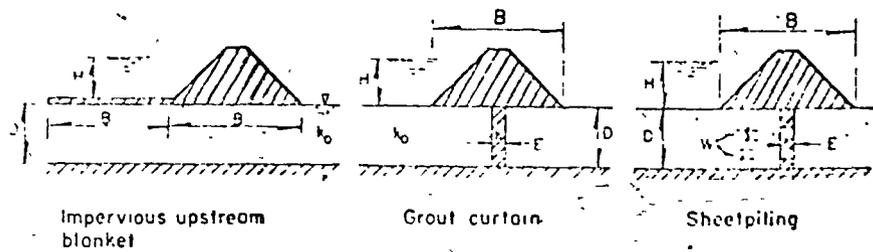


Fig. 7. Seepage losses for impervious blankets.

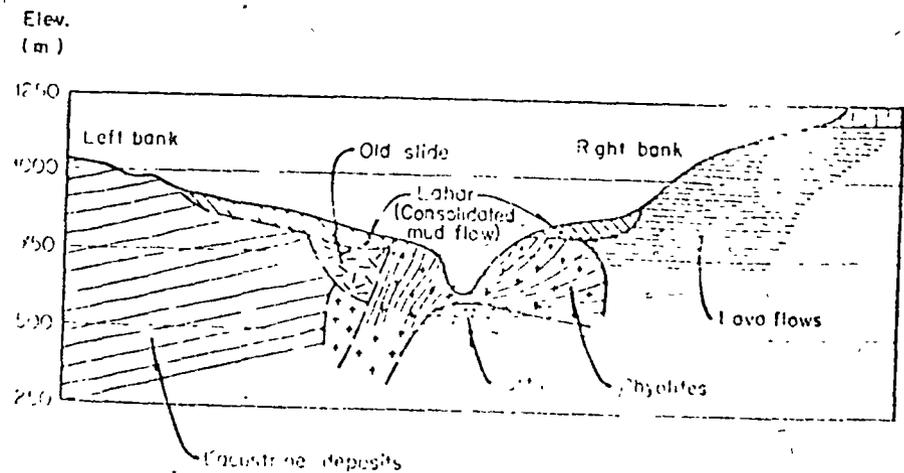


Fig. 2. Geological profile at Santa Rosa site

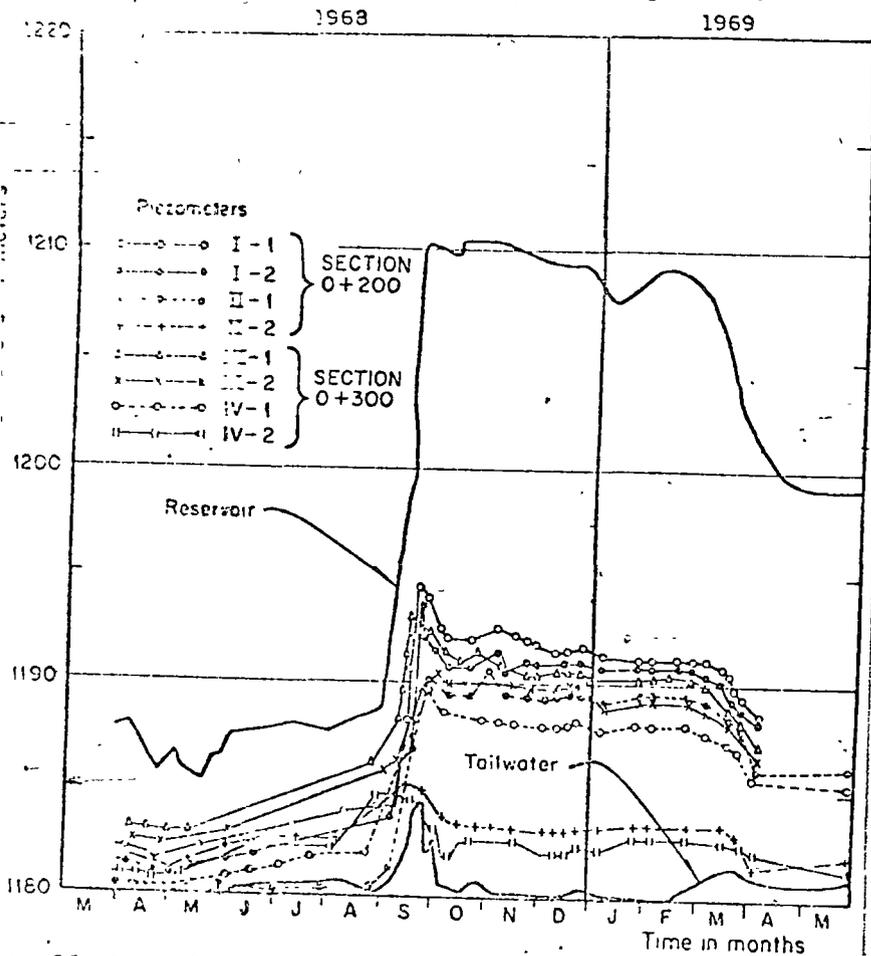


Fig. 23. Las Tórtolas Dam. Piezometric observations at Stations 0+200 and 0+300

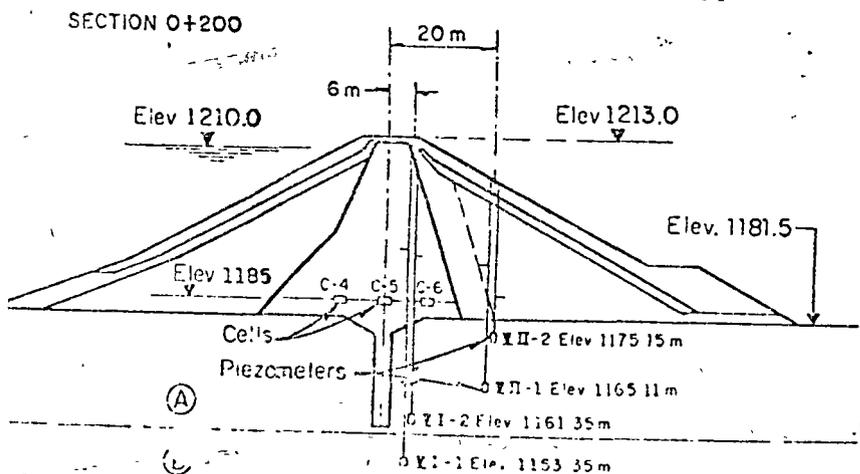


Table 6. Comparison of piezometric measured water heads

Piezometer	measurement		Computations		com-puted
	section		Case 1 with cutoff	Case 2 without cutoff	
	0+200	0+300			
I-1	11.0	10.5	7.1 xx	9.4	0.9
I-2	10.5	9.5	3.6	8.2	8.2
II-1	9.5	7.5	1.5	3.3	6.3
II-2	3.0	2.5	0.42	1.3	6.0
			0.70		

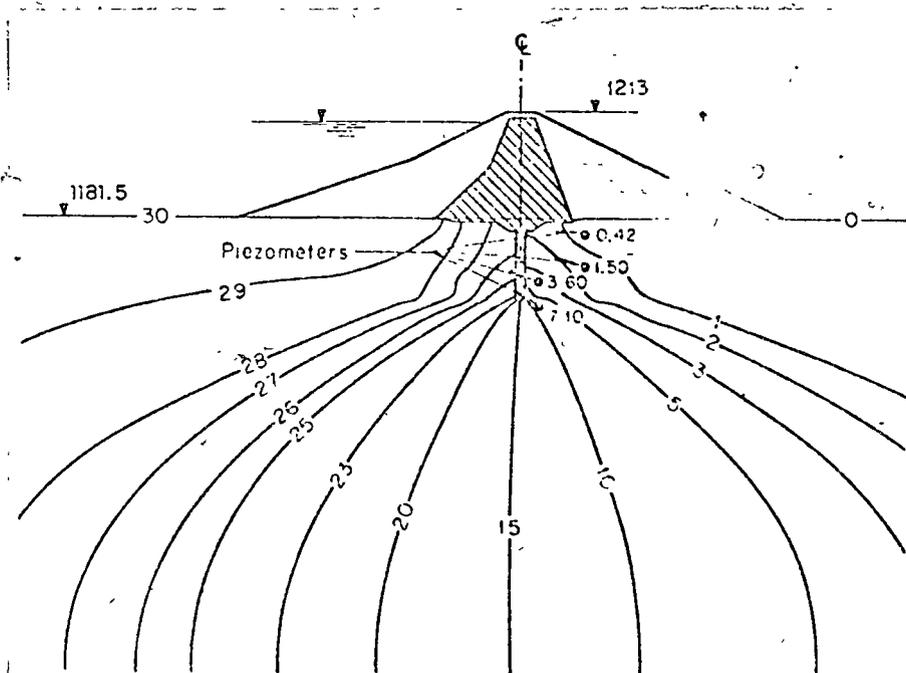
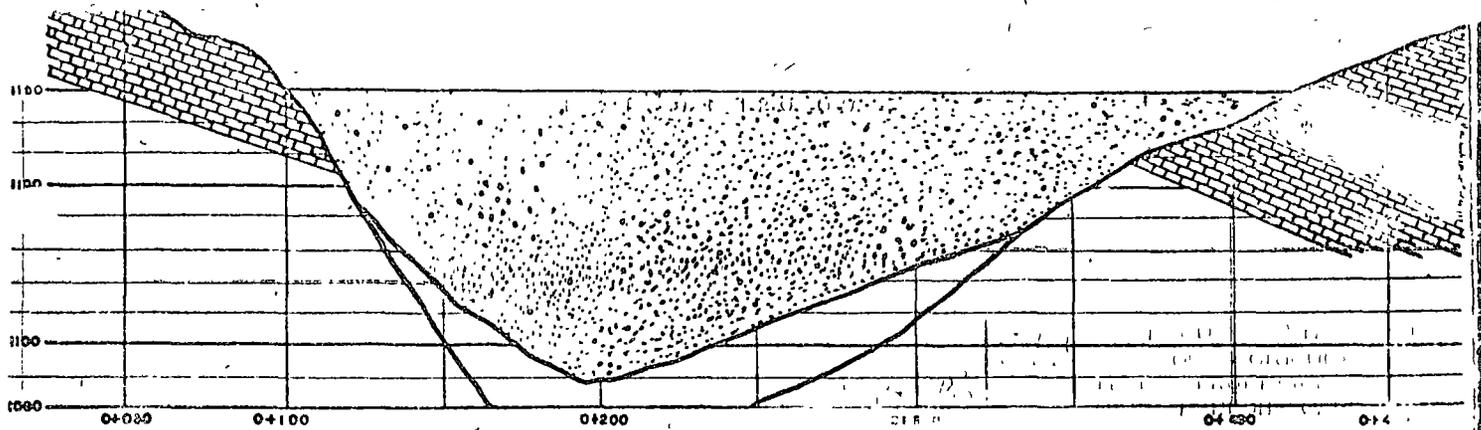
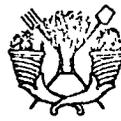


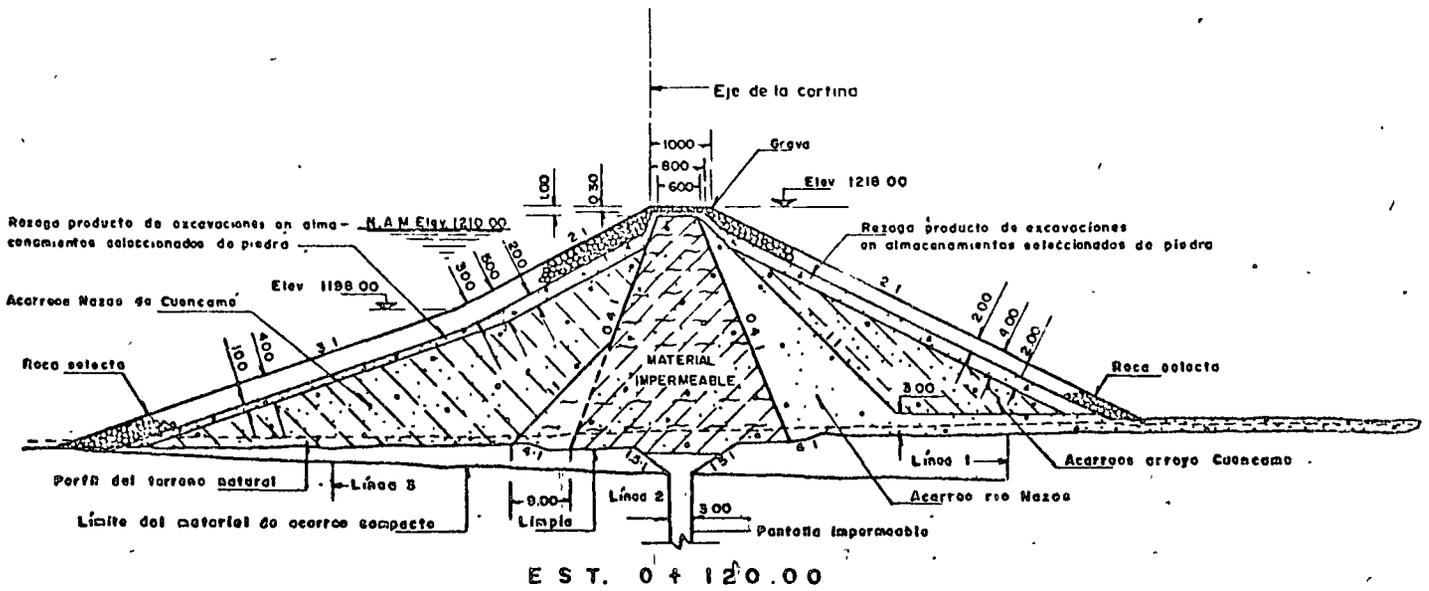
Fig. 24. Las Tórtolas Dam. Equipotential lines obtained by means of the finite-element method



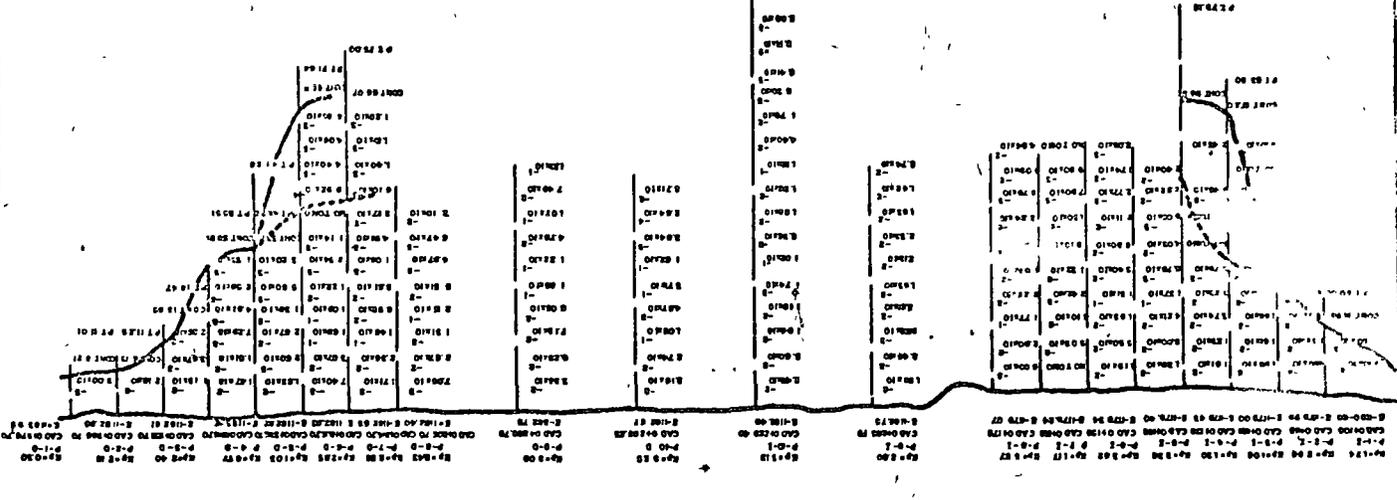
-  CALIZA
-  LUTITA
-  MATERIAL DE ACARREO COMPACTO



**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
**RAMIRO RENDON GALINDO**  
 CORTE GEOLOGICO POR EL EJE DE LA CORTINA  
 CHAPINGO, MEX | 1969 | **Fig 1**

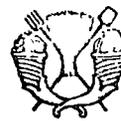
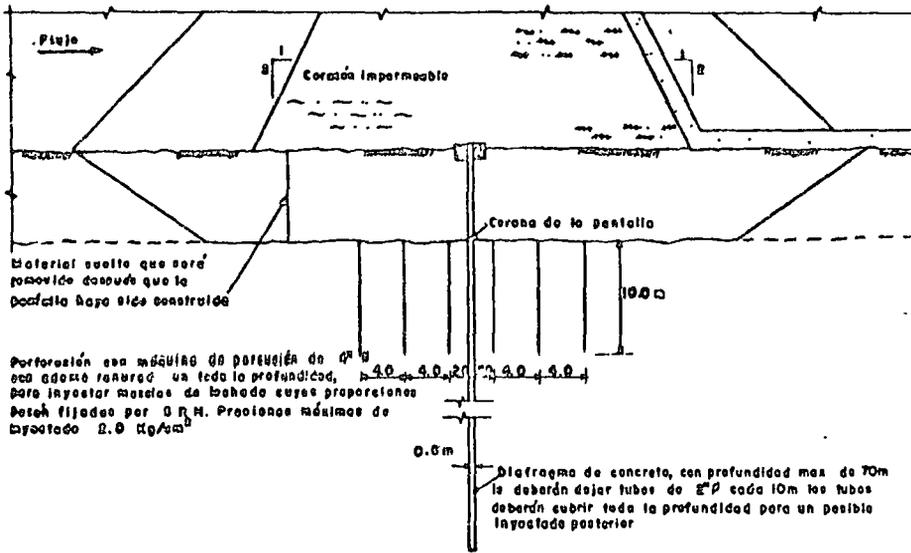


**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
**RAMIRO RENDON GALINDO**  
 SECCION MAXIMA DE LA CORTINA  
 CHAPINGO, MEX | 1969 | **Fig 2**

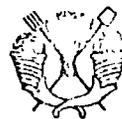
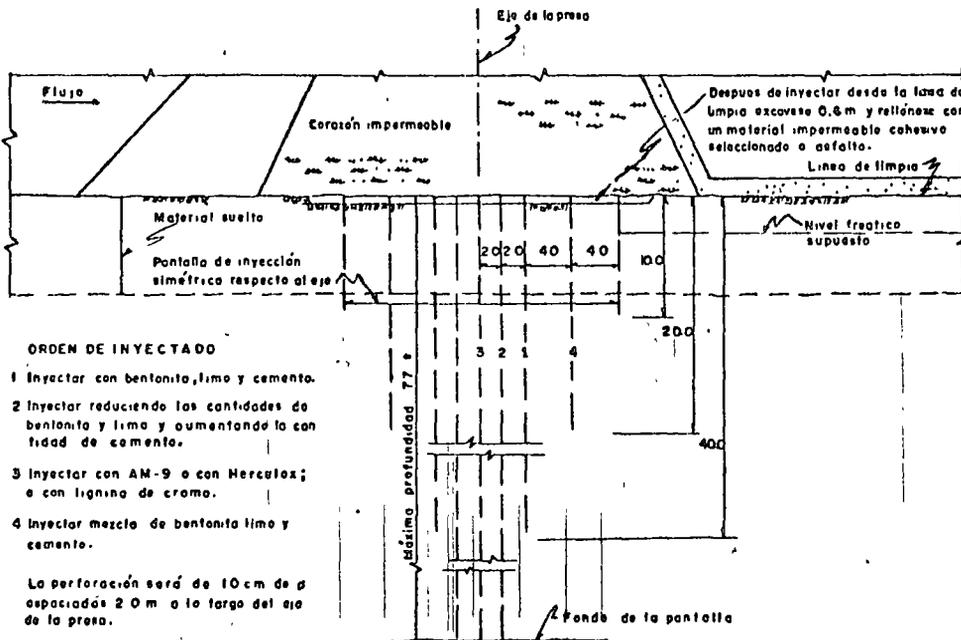


Q m <sup>3</sup> /seg	Radio	h	Thiem $K = \frac{2.3Q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \times \text{Log}_{10} \frac{r_2}{r_1}$				Darcy $K = \frac{Q}{LA}$					
			2.3 Q	$\text{Log}_{10} \frac{r_2}{r_1}$	$2.3Q \text{Log}_{10} \frac{r_2}{r_1}$	$T_1 (h_2^2 - h_1^2)$	K	$\Delta h$	i	Area	K	
							cm/seg		m	10 <sup>-1</sup>	m	10 <sup>-2</sup>
0.0865	5	36.66	0.1990	0.4771	0.0949	729.20	1.30	3.04	3.04	2445.43	1.16	
	15	39.70		0.3010	0.0599	435.52	1.36	1.71	1.14	5770.59	1.31	
	30	41.41		0.7782	0.1549	1164.41	1.33					
	5	36.66										
0.0570	5	41.52	0.1310	0.4771	0.0625	430.65	1.45	1.62	1.62	2683.76	1.31	
	15	43.14		0.3010	0.0994	271.30	1.45	0.99	0.66	6108.00	1.40	
	30	44.12		0.7782	0.1019	701.95	1.45					
	5	41.52										
0.0350	5	42.74	0.0805	0.4771	0.0384	318.50	1.21	1.17	1.17	2739.18	1.09	
	15	43.91		0.3010	0.0242	231.04	1.05	0.83	0.55	6.28267	1.01	
	30	44.74		0.7782	0.0626	549.65	1.13					

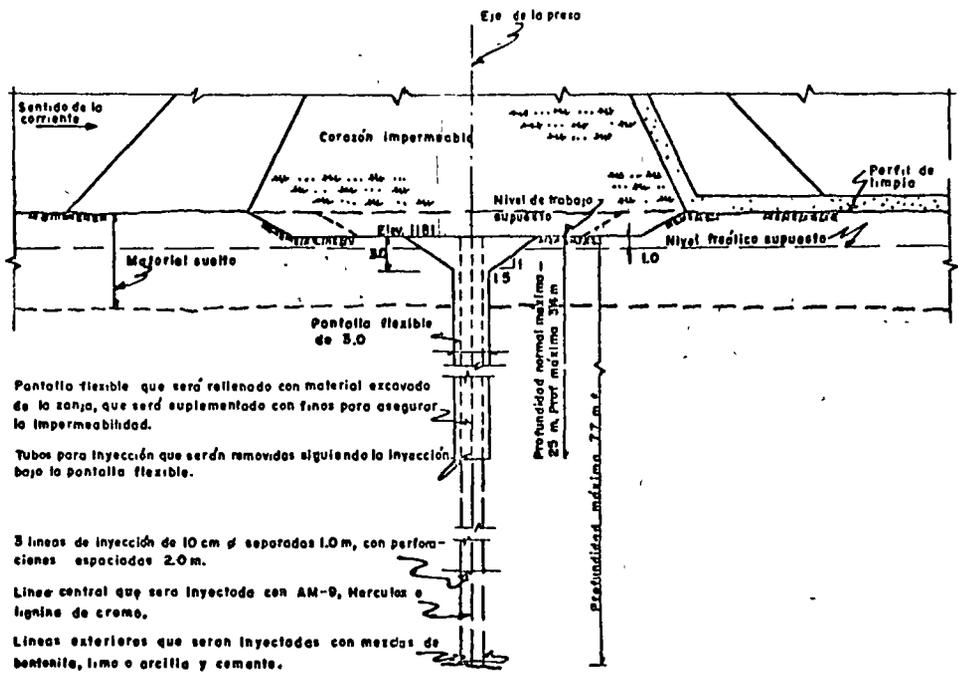




**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
**RAMIRO RENDON GALINDO**  
 SOLUCION POR MEDIO DE PANTALLA DE INYECCION  
 CHAPINGO, MEX | 1969 | FIG 5



**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
**RAMIRO RENDON GALINDO**  
 SOLUCION CON PANTALLA DE INYECCION  
 CHAPINGO, MEX | 1969 | FIG 6



Pantalla flexible que será relleno con material excavado de la zanja, que será suplementado con finos para asegurar la impermeabilidad.

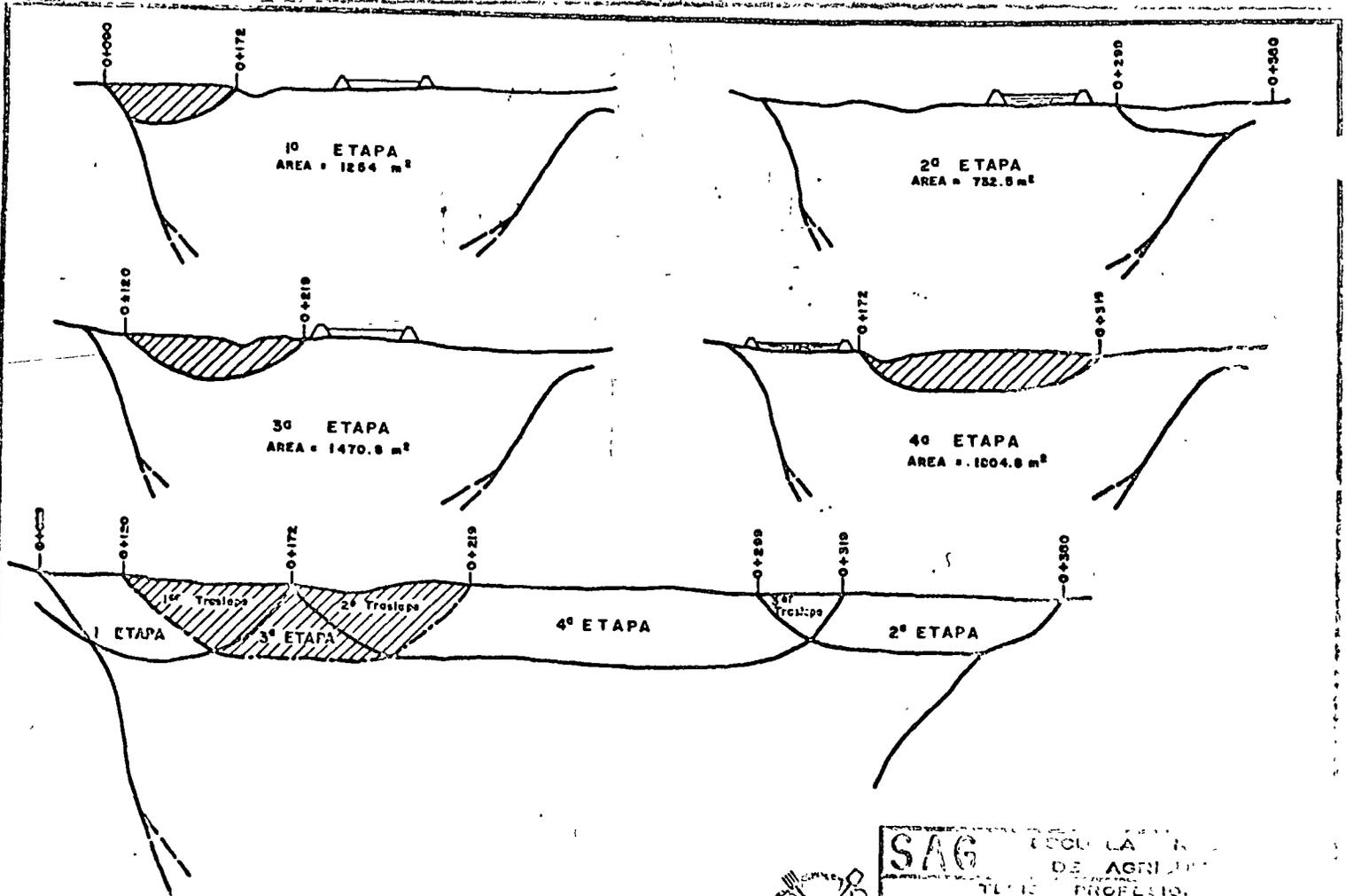
Tubos para inyección que serán removidos siguiendo la inyección bajo la pantalla flexible.

3 líneas de inyección de 10 cm  $\phi$  separadas 1.0 m, con perforaciones espaciadas 2.0 m.

Línea central que será inyectada con AM-9, Mercuro o lignina de cremo.

Líneas exteriores que serán inyectadas con mezclas de bentonita, limo o arcilla y cemento.

FIG 7

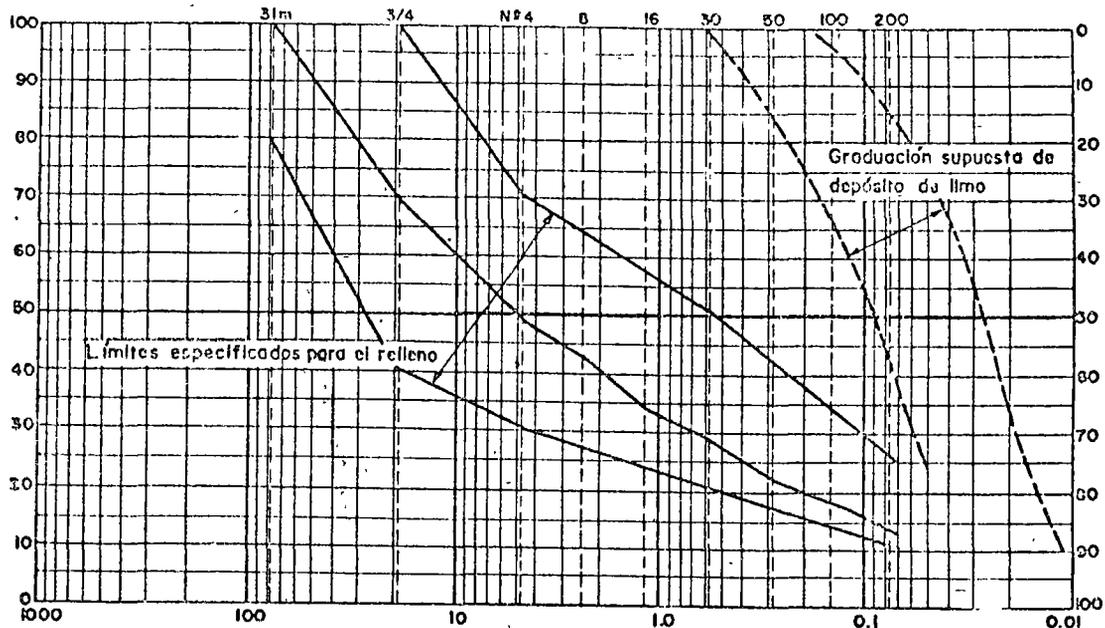


SAG SECRETARÍA DE AGRICULTURA, GANADERÍA, FOMENTO Y DESARROLLO RURAL

PROFESIONAL

ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN "PANTALLA FLEXIBLE"

CHILE, 1966



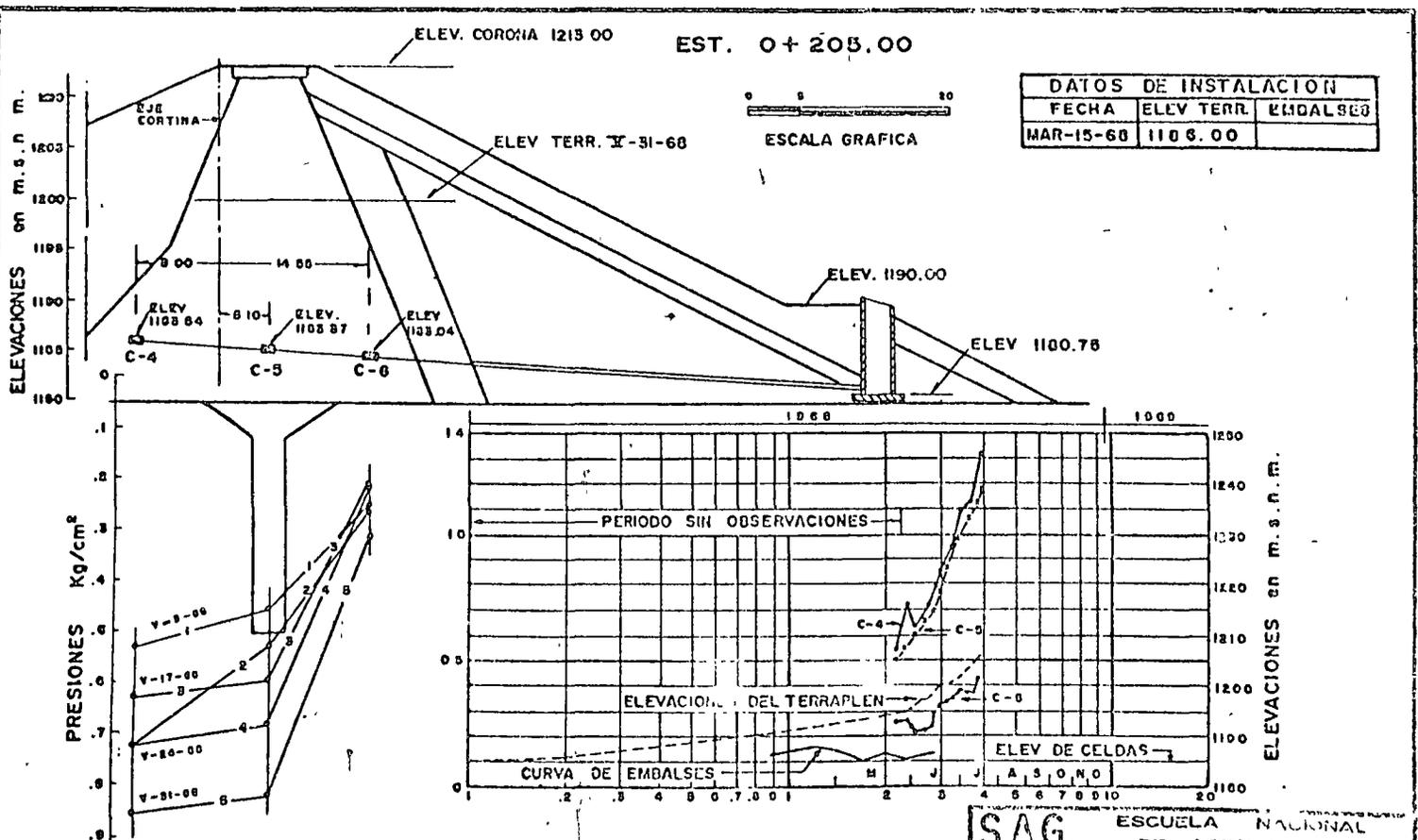
PIEDRAS	GRAVA		ARENA			LIMO O ARCILLA
	Gruesa	Fina	Gruesa	Medio	Fina	

Nota: El relleno será razonablemente bien graduado.

Se permitirán piedras aisladas de 6" de tamaño máx.

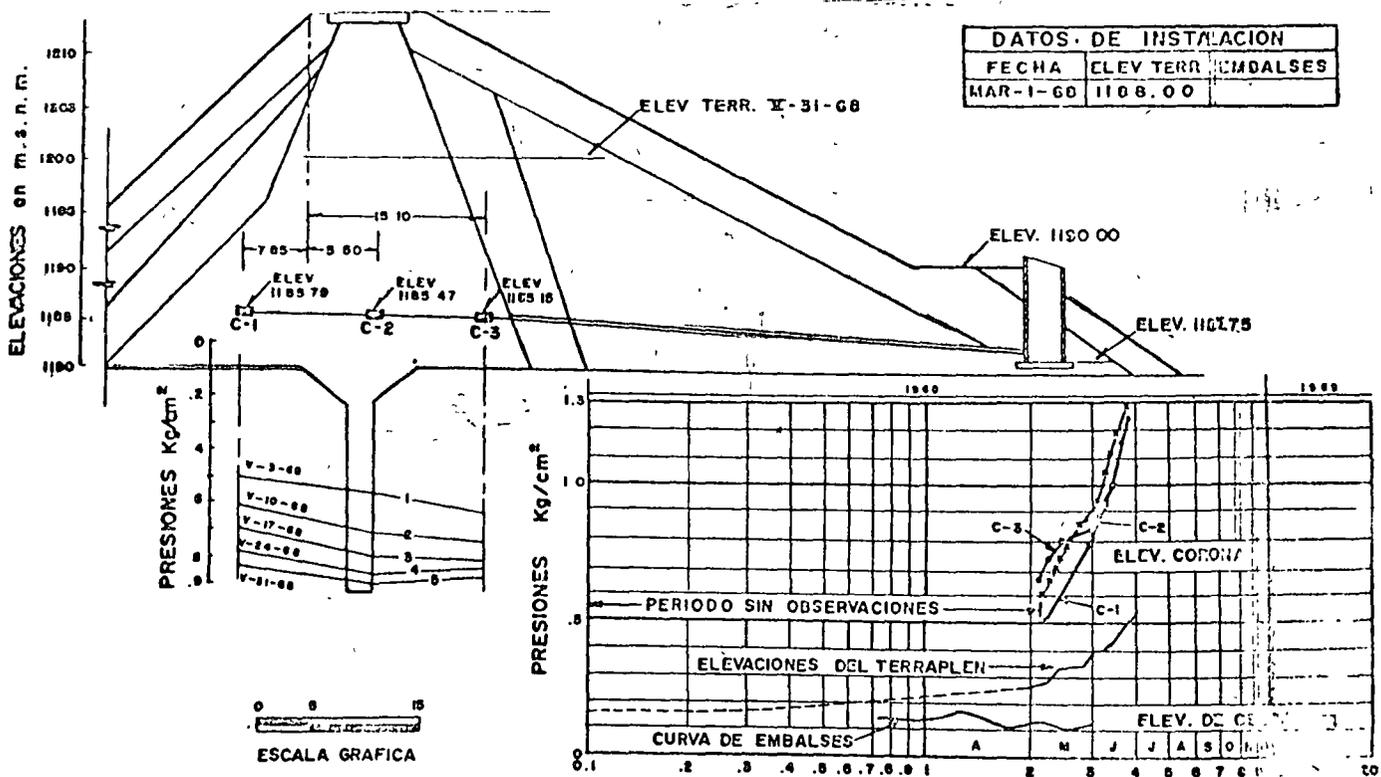


**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
**RAMIRO RENDON GALINDO**  
 LIMITES DE GRADUACION DEL RELLENO  
 CHAPULTEPEC, MEXICO | 1969 | Fig. 9



**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
**RAMIRO RENDON GALINDO**  
 LOCALIZACION CELDAS DE PRESION  
 GRAFICAS PRESIONES

DATOS DE INSTALACION		
FECHA	ELEV TERR	EMBALSES
MAR-1-60	1108.00	



**SAG** ESCUELA DE AGUAS

TESIS PRO

**NAMIRO R**

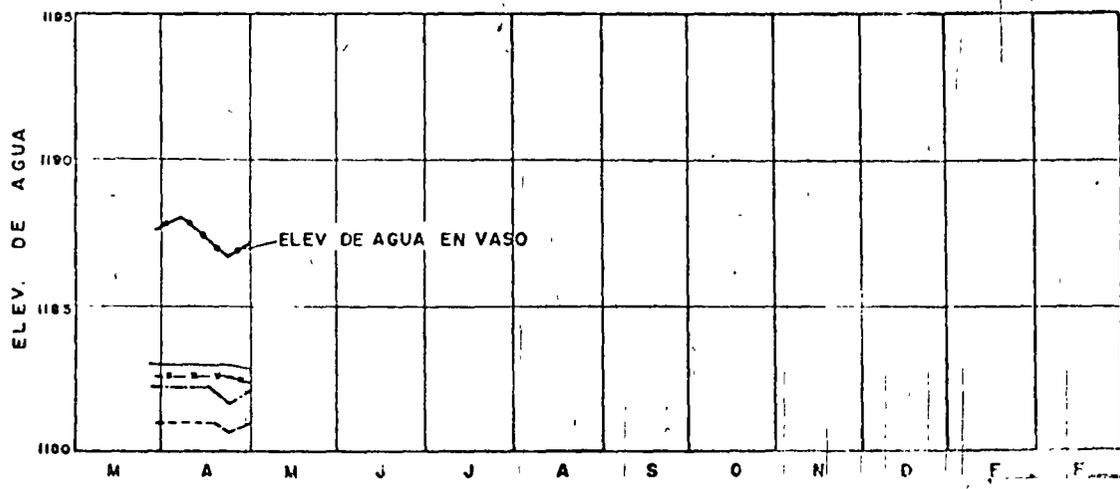
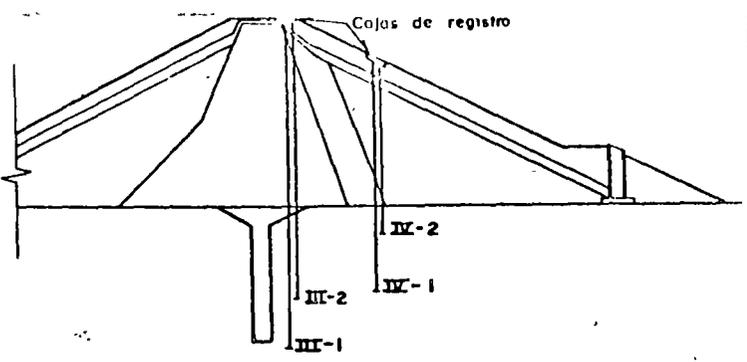
LOCALIZACION CELU. GRAFICAS

CAP. 20, MEX } 1968

*Fig 11*

**ESCALA GRAFICA**

0 10 20 40

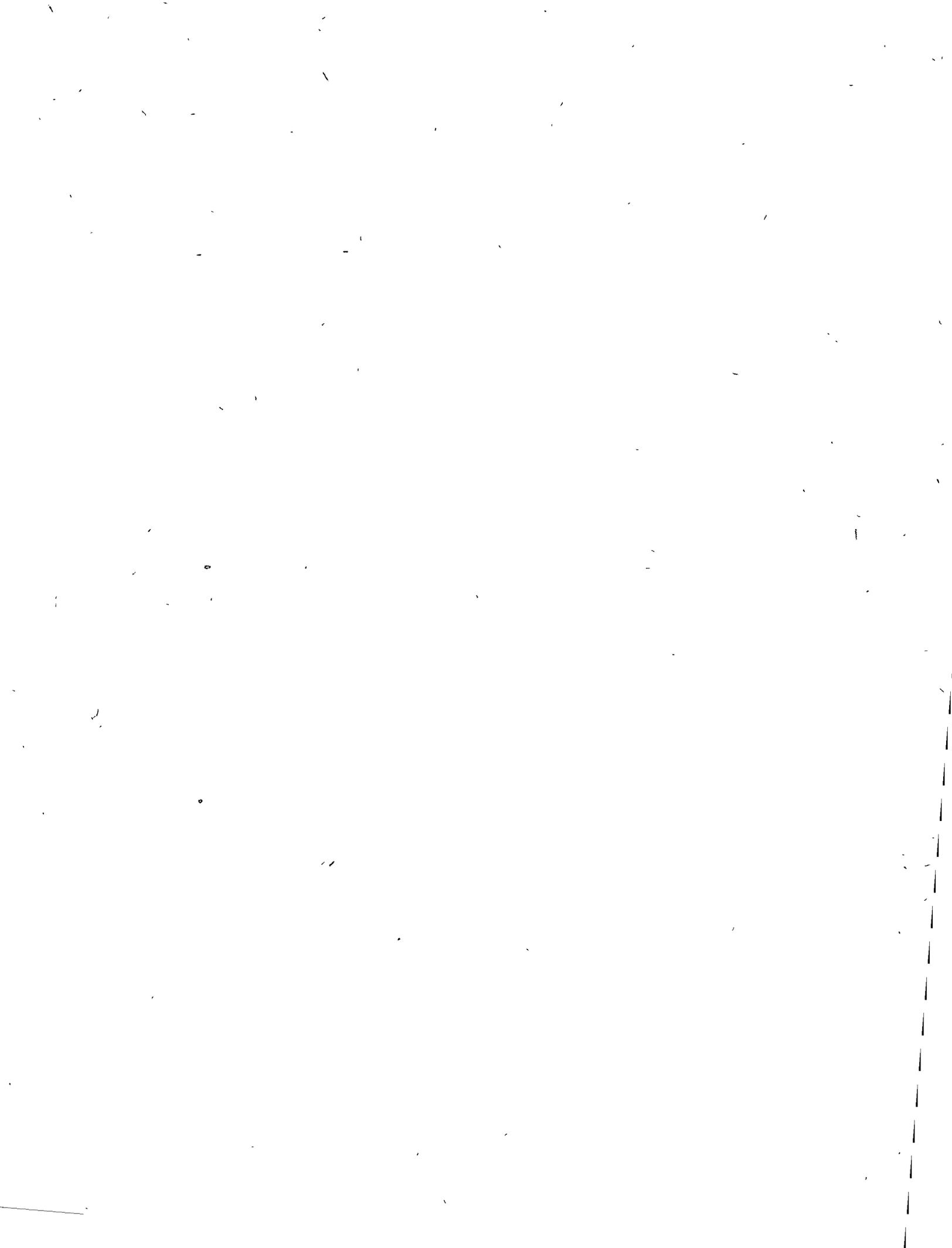


PRUEBA	RESULTADO EN OBRA	ESPECIFICADO
1.- VISCOSIDAD PLASTICA EN VISCOMETRO " RHEOMETER "	10 A 15 C.P.S.	8.0 C.P.S. MINIMO
2.- FLUIDEZ EN CONO MARSH.	38 A 45 SEG.	40 SEGUNDOS MINIMO
3.- DENSIDAD EN BALANZA DE DENSIDADES.	1.04 A 1.10	1.5 MAXIMO
4.- PRUEBA DE FILTRADO.	14 A 16 cm <sup>3</sup>	14 cm <sup>3</sup> MAXIMO
5.- FINURA SECA.	96 %	88 % MINIMO
6.- FINURA HUMEDA.	99 %	
7.- CONTENIDO DE ARENA.	10 A 15 %	
8.- LIMITE DE CONSISTENCIA	L.L = 390; LP = 309	

Pruebas de Laboratorio - BENTONITA



1976	ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA
	TESIS PROFESIONAL
	RAMIRO RENDON
	PRUEBAS DE LABORATORIO
CHAPARRAL, CALIF.	1976 TABLA 13





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



INYECCIONES Y MUROS CÔLADOS IN SITU

ING. GUIDO MARIA TERZI

## MUROS COLADOS "IN SITU"

### A- Definición:

Antes de todo conviene definir el significado de la frase:

"Muros Colados In Situ":

Cualquier muro puede ser considerado "Colado In Situ" si se usan determinados sistemas de ademes que permitan dicho colado, en contraposición con los muros precolados o pre fabricados.

Actualmente con la anterior definición, algo abreviada, se entiende el sistema para la construcción del Muro "ICOS" o Muro "MILAN" que en definitiva considera el uso de un método, para la excavación en zanjas o trincheras de varias dimensiones y tipos en presencia de Lodo Bentonítico y sucesivo colado de un muro de concreto, (Método inventado por el profesor Christian Veder de la Universidad de Padova, Italia y ahora profesor de mecánica de suelo en la Universidad de Gratz, Austria), que se generalizó en todo el mundo y que puede ser definido como sigue:

"Un Muro SUBTERRANEO" Colado In Situ, de concreto, armado o no, u de otro material, con mezclas aislantes, o flexibles.

Generalmente se usa un colado de varias características de plasticidad y/o de resistencia, según las funciones que se quiere dar a este tipo de muro.

Si se trata de una pared subterránea con funciones de simple estanque hidráulico, se puede usar una mezcla de resistencia específica comprendida entre un mínimo de 90Kg/cm<sup>2</sup> y un máximo de 140Kg/cm<sup>2</sup>.

Si en vez el muro subterráneo tiene que soportar cargas - verticales y/o horizontales, o combinadas, además de proveer unas parrillas de acero de refuerzo, según las necesidades del cálculo, se puede aumentar la resistencia específica del concreto hasta los 175/210Kg/cm<sup>2</sup> o más.

Otros tipos de mezclas serán tratados y considerados por separado siendo actualmente el muro de concreto de mayor y particular interés técnico-económico.

#### A1)- Posibilidad de Ejecución en Relación a los Terrenos:

El conocimiento de las condiciones geológicas del terreno y su particular formación es extremadamente importante para decidir si es factible la construcción de un muro subterráneo colado "In Situ", cualquier sea su función (sea de elemento impermeabilizante como corte de flujos subterráneos

que como elemento de contención o de carga).

A tal efecto es indispensable efectuar un estudio preliminar, que normalmente se ejecuta con una serie de barrenos de exploración para la extracción de muestras para la determinación de la naturaleza del subsuelo.

Sobre todo interesante, a los efectos del proyecto ejecutivo y del método de excavación por escoger, es el conocer - si se trata de grava, arena o si hay presencia de boleo, y de qué tamaño, o de otros materiales que puedan dificultar la excavación subterránea.

Un primer examen del terreno efectuado por los expertos - geólogos puede dar una idea de la posibilidad de excavación y de construcción del muro; mientras los datos sucesivos - de las perforaciones de exploración darán la certeza sobre la posibilidad de construcción.

Dicho criterio de factibilidad tiene que ser propuesto en fase de proyecto ejecutivo al especialista en la materia - que, en base a su experiencia y a las obras anteriormente ejecutadas, podrá expresar su juicio definitivo sobre la posibilidad o menos de dicha construcción.

En efecto, si se trata de Zona con Roca firme es de excluir

se el uso del muro colado In Situ a menos que no se trate de pequeñas cantidades, o simplemente para empotrarse en dicha roca de fondo o lateral.

Por lo tanto si el diafragma impermeable tiene que ser ejecutado en roca puede ser sin duda preferible una pantalla de inyecciones.

Si en vez el terreno presenta cantos o boleos de tamaño también considerable, mezclados con arena y grava puede ser posible la perforación y excavación para crear elementos de muros colados In Situ.

El establecer la factibilidad de ejecución depende, por lo tanto, del mejor conocimiento del terreno para ser atravesado.

Uno de los problemas que se presenta a menudo en la construcción de presas de tierra o de enrocamiento es la posibilidad de construir un dentellón debajo del cuerpo de la misma cortina para cortar las filtraciones.

Muchas veces la distribución extratigrafica del terreno, es caracterizada por la existencia hasta una cierta profundidad por capas de material aluvial permeable y de capas sub

yacentes de material impermeable tales como arcillas compactas o roca firme que delimita los estribos de la boquilla del valle.

Si la capa aluvial es de pequeño espesor (o limitada a pocos metros) se prevee la excavación total del mencionado material aluvial, para apoyar el desplante de la cortina directamente sobre el terreno o roca impermeable.

Si en vez el espesor aluvial es elevado (10 - 15 mts. o más) se presenta la necesidad de crear un dentellón especial para alcanzar las formaciones subyacentes para garantizar la impermeabilidad del conjunto.

La existencia de capas freáticas con elevado coeficiente de permeabilidad y la profundidad del mismo manto aluvial, pueden ser dificultades a veces insuperables para la construcción de una cortina con métodos tradicionales; porque pensar en una excavación general para prolongar el núcleo de la misma hasta el fondo reflejaría una solución antieconómica y difícilmente realizable por el enorme bombeo y para el movimiento del material mismo.

En este caso, y si el terreno por atravesar lo permite, el muro colado In Situ constituye una solución ideal para

crear una pared continua (diafragma o pantalla como se usa llamarla) perfectamente impermeable que se puede identificar como la prolongación de un dentellón que se adapta sin dificultad al perfil de la presa -(hacer croquis al pizarrón)- pudiendo ser de hecho recta, curvilínea, quebrada, etc.

Es interesante conocer esta misma factibilidad para los terrenos en los cuales se tiene que construir un muro de cimentación para cualquier edificio, puente, obra portuaria, estructura para estacionamientos subterráneos, pasos a desnivel, metro, etc., en las cuales el muro tendrá más bien características de elemento de contención o de carga, como cimentación especial.

A<sub>2</sub>)- Escoger el método adecuado:

- Después de haber determinado con la mejor aproximación posible la naturaleza del subsuelo, se puede escoger el sistema para ejecutar:

- I° La perforación y excavación.

- II° El colado del muro.

- I°: Para determinar el tipo de equipo y el método a seguir para la perforación y excavación determinaremos algunos tipos:

= Terreno Compacto con Boleos y Cantos:

Perforación a Percusión con Cinceles o Equipo Rotante

con extracción del material por circulación de lodo bentonítico (circulación directa o invertida). Los barrenos de guía o los tramos serán de limitada distancia entre ejes y entre sí.

Para dicho tipo de trabajo hay varios equipos, como torres de perforación a percusión con doble malacate, con bombeo directo y tamiz de separación del lodo bentonítico, o aparatos de perforación rotaria, con circulación invertida.

(Ver varios tipos de equipos)

(Ver croquis ilustrante pilotes secantes)

= Terrenos de mediana consistencia con grava y arena de tamaño mediano (hasta grande profundidad)

Perforación de barrenos de guía con equipos de percusión y sucesiva excavación con Almejas mecánicas (guiadas o no) siempre en presencia de lodo bentonítico.

= Terrenos limosos o limo-arcillosos con grava y arena fina hasta zonas profundas más compactas.

Excavación directa mediante (clamshel) Almejas Mecánicas

o Hidráulicas con levantamiento directo del material, creando elementos de zanjias de longitudes variables entre 4 y 7 metros, con junta de unión para el colado del muro, a tramos sucesivos.

A<sub>3</sub>)- Planeación Proyecto y Programación  
(tiempos, costos y presupuestos)

- = Establecida la naturaleza del subsuelo y escogido el método más apto para la excavación hay que pasar al proyecto ejecutivo aplicando el muro de concreto de las dimensiones y características necesarias a sus funciones.
- = El muro puede variar de espesor de un mínimo de 60cms. al máximo de 1.20 ó 1.50 mts. y se aplicará el criterio de utilizar su forma para determinar planimetrías y secciones según las necesidades estáticas y que el cálculo puede admitir.
- = Establecido el desarrollo de dicho proyecto y evaluados los metros cuadrados de muro que hay que colar, se establece un programa de ejecución en base a los volúmenes respectivos de excavación y colado.
- = Los tiempos de excavación en presencia de lodos bentoníticos dependen de la naturaleza del terreno, del tipo de

## B- Proceso Constructivo:

### B<sub>1</sub>)- Instalación y equipo:

Una vez escogido el método más apto para la excavación en el terreno en el cual deberá ser construido el muro subterráneo, se procede a la instalación del equipo necesario para la excavación y el colado.

= Antes de todo hay que prever la ubicación baricéntrica de todos los servicios principales: Almacén de cemento; planta preparadora y dosificadora de los agregados; planta de concreto; almacén de bentonita cerca de la planta de preparación y mezcla del lodo bentonítico; así como la instalación de las bombas de circulación de dicho lodo.

= Talleres e instalaciones eléctricas para los servicios generales.

= Instalación de la red de distribución y de alimentación de tuberías de agua, lodo bentonítico, aire comprimido, y de los cables de energía eléctrica .

= Establecer un espacio suficiente para recibir y habilitar el acero de refuerzo eventualmente necesario para las jaulas que tendrán que ser armadas y listas antes de los colados.

se encuentran en las excavaciones: fuertes pérdidas de bentonita por presencia de agua en presión o freática; eventuales derrumbes ocasionales, interrupciones de energía eléctrica, cantos o boleos de tamaño superior al previsto que obliguen a uso de dinamita u otros métodos de perforación, etc.

= Por consiguiente los tiempos y los costos de ejecución - pueden variar sensiblemente en base a las diferentes condiciones de los terrenos y de los equipos que se puedan adoptar.

= La experiencia de varios años puede ayudar en la evaluación y análisis de costo de dichos muros que una vez establecidos pueden ser presupuestados con bastante aproximación (variación máxima de un 5% - 10%).

equipo escogido y de los turnos de trabajo necesarios.-

= Si la operación aconseja una aceleración por razones de temporada (lluvia, avenidas y otros motivos económicos o de necesidad urgente) entonces se empleará mayor número de equipos y turnos continuos de trabajo.

= Por lo general en terrenos normales un equipo de excavación con almeja puede tener un rendimiento medio diario de 10m<sup>2</sup> con espesor de 60 a 80cms. y para profundidades medias de 20 metros.

Lo que normalmente hay que preveer es que el colado de concreto se haga en forma continua desde que se inicia al fondo de la zanja hacia su terminación a la cota superficial prevista.

(Puede quedar hasta algunos metros más abajo de la cota del Brocal de Guía).

= En base a la producción diaria programada (equipos-hombres) se establecen los tiempos de excavación y de colado, siguiendo un programa inicial de barras o de Ruta Crítica.

Naturalmente todo depende de las reales dificultades que

- = El equipo de perforación y de excavación que habrá sido escogido tendrá que ser montado y listo en proximidad de la zona donde se ejecutará el muro.
- = Se dispondrá de un almacén de piezas y refacciones varias, comprendido el carburante y los lubricantes necesarios para las máquinas, cerca del taller de reparaciones generales, que también tendrá grande importancia para el buen funcionamiento continuo del equipo.
- = Los tanques de almacenamiento, de recirculación y depuración de los lodos bentoníticos así como los tanques de alimentación en proximidad de la planta de bombeo del lodo y de la planta de reparación de concreto respectivamente.
- = Una vez instalados todos los equipos y los servicios generales será oportuno observar las necesidades del personal especializado y si la zona de trabajo no ofrece poblados cercanos es necesaria la instalación de un oportuno campamento dimensionado y acondicionado según el número de las personas que tendrán necesidad de ser alojadas, así como de su comedor.
- = Los servicios de luz y fuerza motriz podrán ser alimenta

dos por una subestación dispuesta en la cercanía del área de trabajo y a una distancia no superior a los 500 mts. para evitar pérdidas de carga.

= Si no habrá posibilidad de recibir directamente energía eléctrica desde la red de alimentación de la Comisión Federal de Electricidad, entonces será necesario instalar grupos generadores diesel-eléctricos de potencia suficiente para alimentar todo el equipo de trabajo y los servicios generales.

= Se deberá también tener algún grupo de reserva, sea por las fallas eventuales, que por la certeza de tener siempre energía suficiente para la continuidad del colado de concreto.

#### B2)- Trazo y Construcción del Brocal de Guía:

En el terraplén de trabajo, que estará siempre puesto a una cota de seguridad con referencia a los niveles de ríos o mar o para evitar otros riesgos de avenidas; se procederá al trazo y a la determinación de los niveles para la excavación y el colado del muro.

Establecido el trazo y la cota del plan de trabajo, se construirá el brocal de guía que tendrá dimensiones ligeramente

superiores, en ancho, a la del muro terminado, para permitir el libre paso de los cinceles de perforación y/o de las almejas de excavación.

El brocal de que se trata deberá tener dimensiones apropiadas para soportar la carga del equipo y al mismo tiempo evitar derrumbes de los bordes de la trinchera o de la zanja por excavarse.

A tal efecto las dimensiones de los brocales deberán ser aproximadamente las indicadas en el croquis, (es decir: espesor de las paredes entre 10 y 20 cms., según el ancho de la trinchera;

profundidad entre 1mt. y 1,50mts. en promedio;

borde externo sobresaliente entre 70cms. y 1mt.).

Todos los brocales tendrán que ser en concreto armado para la mejor distribución de la carga y resistencia a los esfuerzos.

### B3)- Excavación con uso del lodo bentonítico:

Una vez terminado el brocal de gufa en concreto armado, como indicado punto 2, se procederá con el equipo especial a la perforación y excavación.

## I RECIENTES ESTUDIOS SOBRE ACCION Y PROPIE- DADES DE LA BENTONITA.

## II INVESTIGACION DE LOS FE- NOMENOS ELECTRICOS EN LA ZONA DE CONTACTO ENTRE LODO DE BENTONITA Y MATERIAL SIN COHESION.

15

El profesor Dr. Christian Veder, Ingeniero Consultor para problemas de fundaciones, y Director técnico de la organización ICOS, ha publicado hace poco, para la Universidad de Graz (Austria) un estudio acerca del problema de sostener paredes de excavaciones profundas en forma de trinchera, por medio de barro de bentonita.

La trayectoria profesional del prof. Dr. Veder en el campo técnico, tecnológico y de construcción de la Ingeniería de Fundaciones, les confiere a las conclusiones a las que se ha llegado en las mencionadas investigaciones, la mayor autoridad e importancia.

Las presentes notas ilustran sumariamente algunos aspectos de los estudios ejecutados en laboratorio, presentando algunas fotografías características y algunos esquemas de cálculo.

## RECIENTES ESTUDIOS SOBRE ACCION Y PROPIEDADES DE LA BENTONITA

El prof. Dr. Veder explica que el hecho de que la pared de una trinchera excavada en presencia de suspensiones de bentonita no derrumba o no se abulta, no se explica solamente por el efecto del elevado peso específico del barro de bentonita, ni tampoco por la aumentada cohesión del estrato de contacto entre el suelo y dicho barro. A los dos mencionados hay que añadir un tercer aspecto: los fenómenos electrosmóticos que se desarrollan en el estrato de contacto entre suelo y barro de bentonita.

### PRUEBAS CUALITATIVAS — 1.

Se construyó, para los fines de experimentación, una caja de madera con

pared frontal de vidrio, 40 x 40 x 120 cm., reforzada en los bordes con un marco metálico. En el interior de dicha caja se colocó una lámina de vidrio corrediza, partiendo la caja en dos partes iguales.

En el primer ensayo, el barro de bentonita (peso específico: 1.20 ton/m<sup>3</sup>) fue colocado en una parte de la caja llenando la otra mitad, separada por la lámina de vidrio, con arena saturada de agua (granulometría: 1 a 2 mm.). Cuando la separación de vidrio fue removida, la masa de arena saturada se quedó en su sitio, perfectamente vertical (Fig. 1). El piso superior de la arena fue luego cargado progresivamente (Fig. 2) con una sobrecarga cuyo valor máximo llegó

(2) Suspensión de baritina (en una mitad de la caja); suelo arenoso saturado de agua (en la otra mitad):

$$E = 25 \text{ milivoltios} \quad I = 0.0 \text{ microamperios}$$

En las fotografías de figs. 4 y 5 se puede apreciar el aspecto del aparato usado para la investigación de las propiedades eléctricas de los materiales empleados.

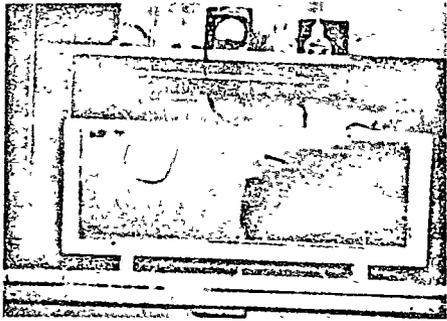


Fig. 5—Aspecto del aparato que ha sido usado para el estudio de las características eléctricas de los dos materiales opuestos. Esta gráfica se refiere al ensayo ejecutado sobre barro de bentonita y arena saturada.

La corriente eléctrica registrada en el caso (1) indica un movimiento de iones desde el barro de bentonita hacia el suelo. Indudablemente hay que suponer algún efecto ejercitado por esta corriente sobre el estrato de contacto entre los dos diferentes materiales, por lo cual la arena puede quedarse en su sitio. En el otro caso (2)

el fluido eléctrico fue igual a cero y la pared de la masa arenosa se derrumbó.

Se realizó otro experimento por medio del aparato de ensayo ya mencionado. En una parte de la caja se colocó una cierta cantidad de barro de bentonita, y la otra parte fue rellena con arena saturada de bentonita. Las características eléctricas de los dos materiales fueron medidas, sin haberse encontrado ninguna diferencia de potencial, ni de corriente eléctrica. Tan pronto como se quitó el vidrio de separación, el suelo arenoso se derrumbó. Este hecho confirma el notable papel que los fenómenos electrosmóticos pueden tener en el problema del sostenimiento de paredes de excavación por medio de barros pesados. El movimiento del agua en el interior de los tubos capilares, relacionado con fenómenos electrosmóticos, ya ha sido detenidamente estudiado por el Dr. Veder en ocasión del desarrollo de sus investigaciones acerca de las causas de ciertos derrumbes de tierra (\*).

La fig. 6 ilustra la zona de contacto entre dos distintos materiales: A y B.

(\*) Véase la Geotécnica 1957, No. 5 - Christian Veder "Consideraciones sobre posibilidad de que fenómenos electrosmóticos sean causa de algunos tipos de derrumbes de tierra".

Si hay alguna diferencia de potencial eléctrica (véase el mencionado entre los dos materiales, se formará un campo eléctrico en las proximidades del estrato de contacto, y la película que recubre las paredes interiores del tubo capilar adquirirá cargas eléctricas y el agua indicadas

También las partículas de agua contenidas en el tubo capilar adquirirán cargas eléctricas y el agua indicadas

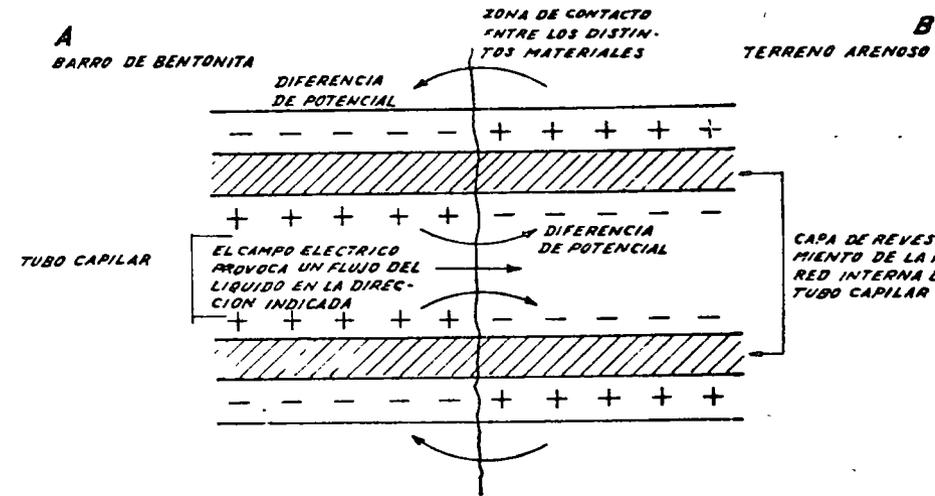


Fig. 6

una tendencia a moverse de un lado a otro, ejercitando una bien definida presión.

En la actualidad, ulteriores ensayos están siendo desarrollados, prestándose la mayor atención a los fenómenos electrosmóticos.

Hay buenas posibilidades de llegar pronto a un conocimiento satisfactorio de todos los factores que influyen en este fenómeno, el cual se presenta del máximo interés técnico, ofreciendo, además, un extenso campo de aplicación práctica.

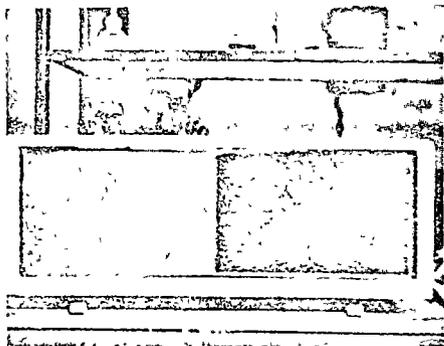


Fig. 1.—Después de haberse removido el vidrio de separación entre el barro de bentonita y la arena saturada, la pared de la arena queda en su sitio, perfectamente vertical.

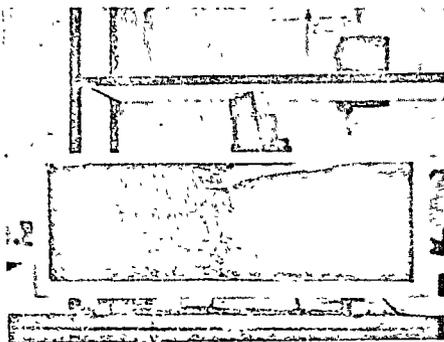


Fig. 2.—Durante el ensayo, la arena saturada ha sido cargada en la superficie por una sobrecarga que fue aumentando poco a poco hasta un máximo de 0.4 ton/m<sup>2</sup>. Esta fotografía fue tomada en el momento en que la carga de rotura provocó el derrumbe.

aproximadamente a 0.4 ton/m<sup>2</sup>. Llegada a este valor de carga, y solamente entonces, la masa de arena empezó a ceder y las grietas de rotura presentaron el mismo aspecto que

se observa en muestras de tierra sometidas a pruebas de compresión confinada.

Este hecho indica que el derrumbe no fue causado por el deslizamiento de la masa que había quedado sin soporte, sino por la sobrecarga, la cual se había excedido de la capacidad de carga de la tierra.

La fig. 3 muestra otro importante y muy interesante aspecto de las propiedades de la bentonita. El suelo puede sostenerse hasta fuera de su perpendicular. (La excavación al pie de la empinada pared de la arena se pudo realizar por medio de una cuchara especial).

Los resultados arriba mencionados y los relativos cálculos de comprobación,

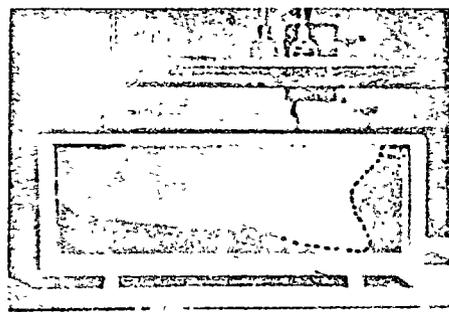


Fig. 3.—Usando la suspensión de bentonita, la pared de la masa de suelo se queda sin derrumbar aún cuando esté sensiblemente fuera de la perpendicular.

realizados según las comunes teorías de la Mecánica del suelo para presiones sobre masas de tierra, no llegan a explicar satisfactoriamente las razones por las cuales el barro de bentonita logra vencer presiones de tierra de esa magnitud, especialmente cuando la superficie de la masa de suelo está ocupada por una sobrecarga.

Con el fin de demostrar que el peso específico del fluido no puede por sí solo contrarrestar presiones de aquella magnitud, el autor juzgó recomendable comprobar experimentalmente los fenómenos, usando diferentes líquidos cuyo peso específico fuera igual al del barro de bentonita.

En consecuencia de este resultado, en el segundo experimento, en lugar de bentonita, se usó una suspensión de baritina (peso específico 1.20 ton/m<sup>3</sup>), colocando en la otra mitad de la caja el mismo tipo de suelo arenoso ya usado en el primer ensayo. Tan pronto como se quitó el vidrio divisorio, el suelo precipitó, logrando una posición estable con un talud de 35° (fig. 4).

La diferencia de comportamiento entre las dos mezclas de igual peso específico, la bentonita y la baritina, convenció al autor de que el fenómeno era bastante complicado y que algunos otros factores estaban afectándolo: por ejemplo, las propiedades

físicas, químicas o eléctricas de los materiales. Fue así que las investigaciones fueron extendidas a algunas propiedades peculiares de las mezclas usadas en los ensayos.

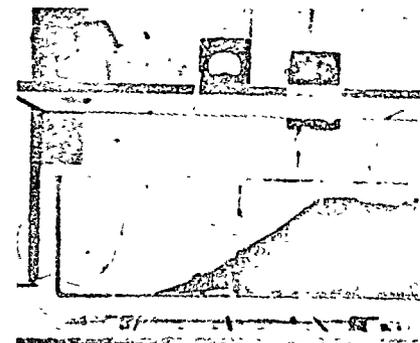


Fig. 4.—La suspensión de baritina no puede contrarrestar la presión del suelo. Después de haber removido la pantalla de vidrio, la arena se desliza abajo, tomando un perfil estable con su talud natural de 35°.

Se ejecutaron mediciones eléctricas introduciendo dos electrodos de cobre (10 x 5 cm. en sección transversal) en el fluido y en el suelo. Se dieron entonces el voltaje y la intensidad de la corriente.

Los datos que se recogieron aparecen a continuación:

- (1) Barro de bentonita (en la mitad de la caja); suelo arenoso saturado de agua (en la otra mitad):  
 $E = 25$  milivoltios  $I =$  microamperios

Si guiendo en los experimentos, se ha pensado en otro tipo de prueba de laboratorio, para mejor certificar los poderes de contención que la bentonita esta ejercitando sobre los materiales sueltos. Se ha procedido a planear una prueba de compresión triaxial, análoga a las que comunmente el geotécnico ejecuta para las normales ensayos de tierras, sobre una muestra íntimamente relacionada con la suspensión de bentonita.

Las pruebas fueron ejecutadas en el Laboratorio Geotécnico del Politécnico de Milán (Istituto di Scienza delle Costruzioni), y los datos que nos arrojan aparecen del máximo interés teórico y práctico.

Estos resultados forman parte del informe del Laboratorio del Politécnico, que a continuación se reproduce.

Pruebas de compresión triaxial de dos cilindros de arena pura sumergidos en una suspensión de bentonita.

Pruebas ejecutadas y certificadas en los Laboratorios de Geotécnica del Politécnico de Milán, Italia; Fecha del Certificado de Prueba: 12 de junio de 1959.

#### PRUEBAS CUANTITATIVAS — 1.

- Peso específico de la suspensión de bentonita: 1.05 kg/dm<sup>3</sup>.
- Peso específico absoluto de la arena: 2.65 kg/dm<sup>3</sup>.
- Granulometría de la arena: pasa en el tamiz DIN 144 mallas, y es retenida por el tamiz DIN 256 mallas, comprendida entonces entre 0.5 y 0.4 mm.
- Angulo de talud natural de la arena seca: 32°.
- Humedad de la arena: con el fin de conseguir un cilindro de arena que pudiese quedar parado antes de ser envuelto en la bentonita, se le dio un valor de  $w = 5\%$ .

Preparación de la muestra (fig. 10).

La muestra fue preparada directamente sobre la base del triaxial, por encima

del elemento poroso, constituido por un disco agujereado, cubierto con red de 100 mallas por cm<sup>2</sup>, cubierto a su vez por un papel filtro. La arena conteniendo el 5% de humedad fue ligeramente compactada hasta que los grandes vacíos quedaron eliminados, en un molde metálico  $\phi$  72 mm., en dos piezas. La altura de la muestra fue de 100 mm.

(Fig. 11, 12, 13, 14).

Antes de introducir la arena se montó una camisa de caucho de 30 mm. de alto, 69 mm. de diámetro y 1 mm. de espesor, la mitad inferior de ella sobre la base del portamuestra y la mitad superior, libre. La parte alrededor de la base se estranguló con una banda de hule.

La parte libre se encerró en el molde y se llenó de arena.

Un procedimiento análogo se adoptó para la extremidad superior, entre la muestra y la cabeza de aluminio que



Fig. 10

debía recibir la carga; esto, con el fin de impedir que la bentonita entrara directamente en la muestra y en el aparato de medición de la presión de los poros. Siendo la altura de la muestra 130 mm., el volumen neto del caucho, resultaba de 522 cm<sup>3</sup>. El peso de la arena seca empleada fue de 801 grs., al cual correspondía un índice de vacíos del 73.4%.

(Fig. 13, 14, 15).

Formada la muestra y apartado el molde metálico, la suspensión de bentonita fue introducida en la celda hasta la altura de la muestra; además, se colocó otra bentonita en la cabeza, de manera que la junta entre la camisa de caucho y la cabeza misma quedó perfectamente sellada.

La celda se cerró luego por medio de su tapa, y el pistón de carga, sin comprimir, se colocó en posición.

(Fig. 16, 17, 18).

La bentonita quedó así por una noche entera. La mañana siguiente se añadió agua, hasta llenar la celda, y se comenzó a la prueba.

La carga fue medida por medio de un resorte comprobado, colocado en la parte externa de la celda; a la carga se le sumó el peso de la cabeza (0.105 kg.) y del pistón, neto de la fricción de la junta (1.2 kg.). Este valor había sido medido con dinamómetro antes de la prueba. A este valor se le restó luego el empuje hacia arriba producido en la base del pistón por la presión en la celda.

La presión de los poros fue controlada desde la fase de preparación a

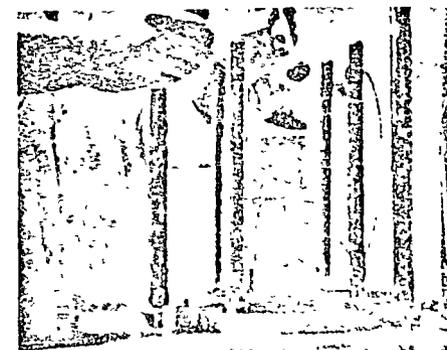


Fig. 11

Ensayos ejecutados en laboratorio para la determinación cualitativa de la resistencia de una capa de bentonita al empuje del terreno del agua en distintas condiciones.

## PRUEBAS CUALITATIVAS — 2.

### A) Técnica adoptada para formar la capa de bentonita (fig. 7, 8, 9).

Para formar la delgada capa de bentonita en contacto íntimo con la masa de arena, se colocó en posición vertical un pequeño tanque de vidrio, cuyas dimensiones son de 20 x 30 x 40 cm., el cual fue luego ocupado, la mitad de su volumen, por arena fina incoherente no compactada; la operación fue posible usando un tabique provisional de cartón, que sirvió de contención.

Por encima del piso de arena, que de tal manera se consiguió, se colocó barrido de bentonita denso, apto para formar un gel, y cuyo espesor fue de unos 10 mm.

### B) Pruebas ejecutadas.

#### I Prueba (fig. 7).

Después de haber volteado el estanque de vidrio, es decir, después de haberlo colocado en posición horizontal, se ha podido averiguar que la capa de bentonita, que se había quedado verticalmente adherida a la pared de arena fina incoherente, ha sido suficiente como para impedir el derrumbe de la masa de arena.

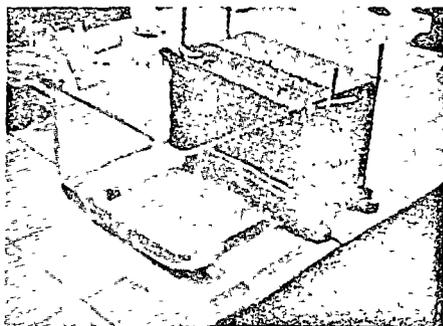


Fig. 7—Arena fina incoherente seca y sucesivamente humedecida por la bentonita (capa), sostenida por la sola capa de bentonita.

El sistema capa de bentonita-arena quedó por unas 50 horas en las condiciones arriba ilustradas, sin verificarse alteraciones en el equilibrio estático.

Se pudo observar una absorción por parte de la arena de una porción del agua de suspensión de la bentonita.

En la fotografía 7 se puede fácilmente apreciar la línea divisoria entre la arena humedecida por el agua sustraída a la capa de bentonita y la arena todavía seca.

#### II Prueba (fig. 8).

Utilizando el mismo sistema: capa de bentonita-arena, descrito en la prueba I, se introdujo agua simultáneamente en la parte vacía de la caja y

en la parte ocupada por la masa de arena. Los niveles fueron llevados hasta el borde del tanque, constituyendo en esta forma un sistema compuesto por las 3 fases: agua-capa de bentonita-arena más agua. En las condiciones descritas no se verificaron alteraciones en el equilibrio de la pared de arena sostenida por la capa de bentonita por un lapso de unas 70 horas.

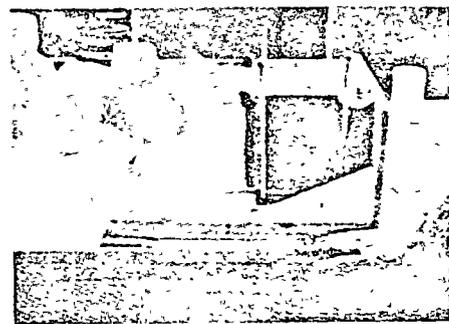


Fig. 8—Arena saturada sostenida por las dos fases capas de bentonita más empuje del agua.

Lo único que se pudo observar fue un abultamiento de la pared de la capa de bentonita en contacto con el agua, con la consecuente "descamación" de un delgado espesor de bentonita, que se asentó en el fondo del estanque.

#### III Prueba (fig. 9).

Utilizando el mismo sistema agua-capa de bentonita-arena más agua, se procedió a adelgazar mecánicamente poco a poco (usando una pequeña pátula muy cortante) la capa de bentonita, llevándola de su espesor original de 10 mm. hasta casi 2 mm.

En estas condiciones la capa de bentonita se rompió, y la pared de la arena se derrumbó. La arena asumió rápidamente su talud natural de reposo, emergida en agua.

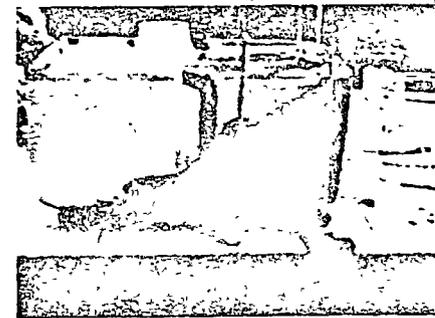


Fig. 9—Derrumbes de las paredes de arena después de haber adelgazado y eliminado la capa de bentonita.

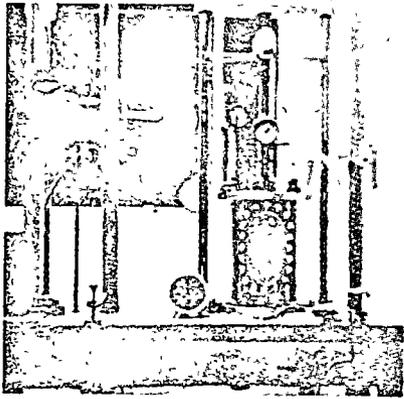


Fig. 18



Fig. 19

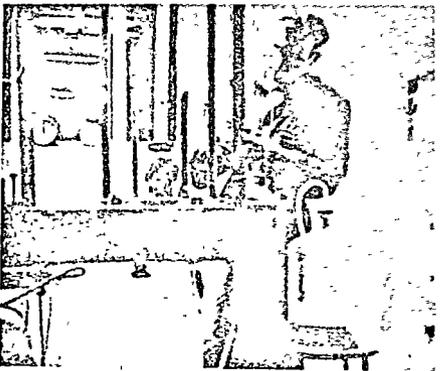


Fig. 20

12  
27



Fig. 21



Fig. 22



Fig. 23

teceden, se ha procedido a efectuar ensayos prácticos en el campo, obras en ejecución o en proyecto, por lo cual las pruebas ejecutadas, además de representar una confirmación de los datos teóricos, tienen un interés íntimamente conectado con la finalidad práctica de las obras en construcción, decir en contacto directo con la realidad.

### CIRCUNFERENCIAS DE TENSIONES DE MOHR

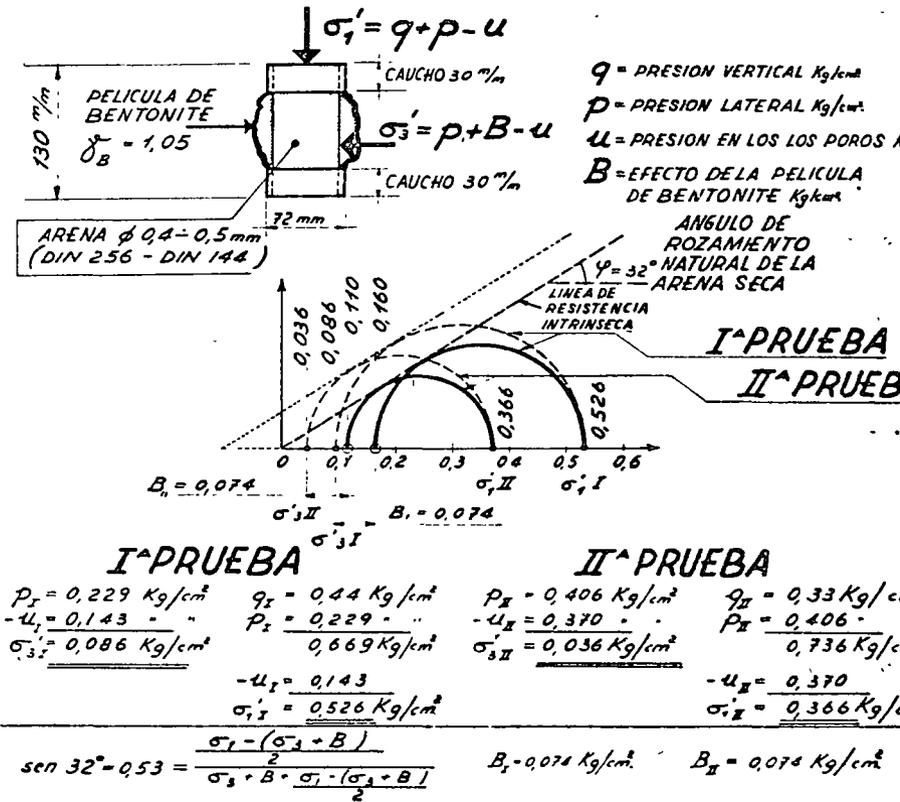


Fig. 24



Fig. 12



Fig. 15

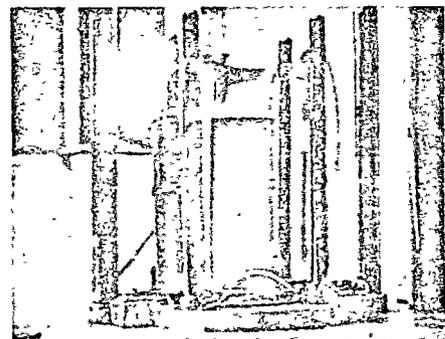


Fig. 13



Fig. 16

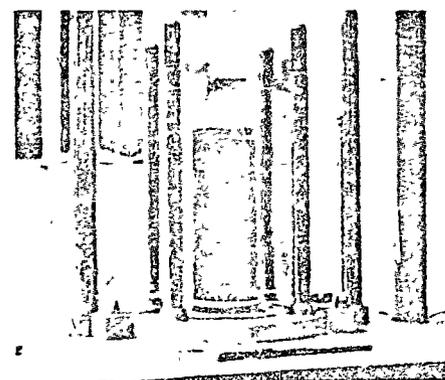


Fig. 14

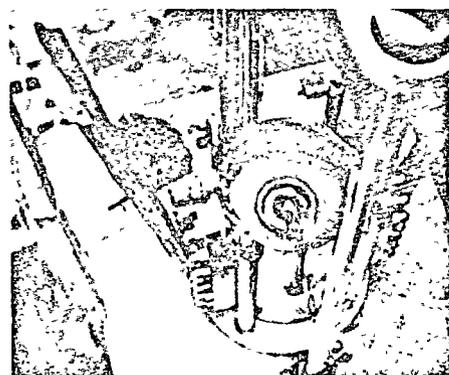


Fig. 17

la muestra hasta el final del ensayo, y estaba indicada por una columna de mercurio suficiente para balancear el menisco de agua del tubo comunicante con la base de la muestra; el menisco estaba situado a la altura del centro de la muestra.

El ensayo, sin consolidar y sin drenar, ha sido ejecutado una vez con presión en celda de 0.229 atm. = 169 mm. de Hg, y la segunda vez, con presión de 0.406 atm. = 300 mm. de Hg. La duración del ensayo ha sido de 5 h. en el primer caso, y de 1 h 10' en el segundo. La presión de los poros llegó casi de inmediato a igualar la presión de la celda: 168 mm. en el primer ensayo y 315 en el segundo; luego, con la carga, subió a 171 mm. en el primero y 312 mm. en el segundo, con cargas, respectivamente, de 0.025 y de 0.14 kg/cm<sup>2</sup>; quedó, por un cierto lapso casi constante (hasta 0.1 y 0.2 kg/cm<sup>2</sup>), luego comenzó a bajar hasta rotura; en el primer caso el descenso llegó a 105 mm. (carga 0.44 kg/cm<sup>2</sup>); en el segundo, a 272 mm. (carga 0.33 kg/cm<sup>2</sup>).

Estando en la imposibilidad de medir el diámetro, la sección ha sido estimada según la hipótesis de una deformación cilíndrica.

$$A_0 h_0 = A h.$$

Las cargas efectivas de rotura (restando el valor de la presión en los poros) resultan:

$$\text{en el 1º caso: } G_1' = 0.44 + (0.169 - 0.105) \cdot 1.36 = 0.526 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{en el 2º caso: } G_2' = 0.33 + (0.30 - 0.272) \cdot 1.36 = 0.366 \text{ Kg/cm}^2$$

La presión lateral efectiva debida a la presión en la celda, depurada de la presión en los poros, resulta:

$$\text{en el 1º caso: } G_3' = (0.169 - 0.105) \cdot 1.36 = 0.086 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{en el 2º caso: } G_3' = (0.30 - 0.272) \cdot 1.36 = 0.036 \text{ Kg/cm}^2$$

En el dibujo (fig. 24) están indicados los círculos de Mohr que representan los resultados arriba explicados.

Usando por lo tanto la fórmula:

$$\text{SEN } 32^\circ = 0.53 = \frac{G_1 - (G_3 + B)}{G_3 + B + \frac{G_1 - (G_3 + B)}{2}}$$

se obtiene el valor de B el cual representa la presión de la película de bentonita sobre las paredes del cilindro de prueba.

En efecto, sumando a la presión lateral  $G_3$  el valor de  $B = 0.074 \text{ kg/cm}^2$  (valor encontrado igual para las pruebas), los círculos de Mohr representan exactamente la línea de resistencia trínseca.

Además de los estudios teóricos de laboratorio, algunos de los cuales han sido ilustrados en las páginas que

cargado. Esta primera prueba tenía como finalidad la de establecer la posibilidad de apoyo, depósito, tránsito y preparación de materiales en las cercanías de la excavación, sin peligro de derrumbes, según las necesidades de trabajo en el desarrollo de las operaciones para la instalación de las tuberías.

b) II Prueba. (Fig. 28)

Carga simultánea del terreno sobre las dos márgenes externas de la excava-

ción por medio de 4 cargas concentradas, reproduciendo las condiciones de apoyo de los equipos para levantar y depositar las tuberías de gas en su sede definitiva. La carga necesaria se ha conseguido mediante la construcción de un cajón lleno de arena sobre 4 apoyos, cada uno de los cuales transmitía una carga de 3.52 ton. sobre el terreno. La distancia entre los apoyos resultó de 1.40 m., y la longitud del tramo de excavación interesado, de 2.00 m. Para esta prueba

PRUEBA DE CARGA PARA EL ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES LLENAS DE BARROS BENTONICOS.

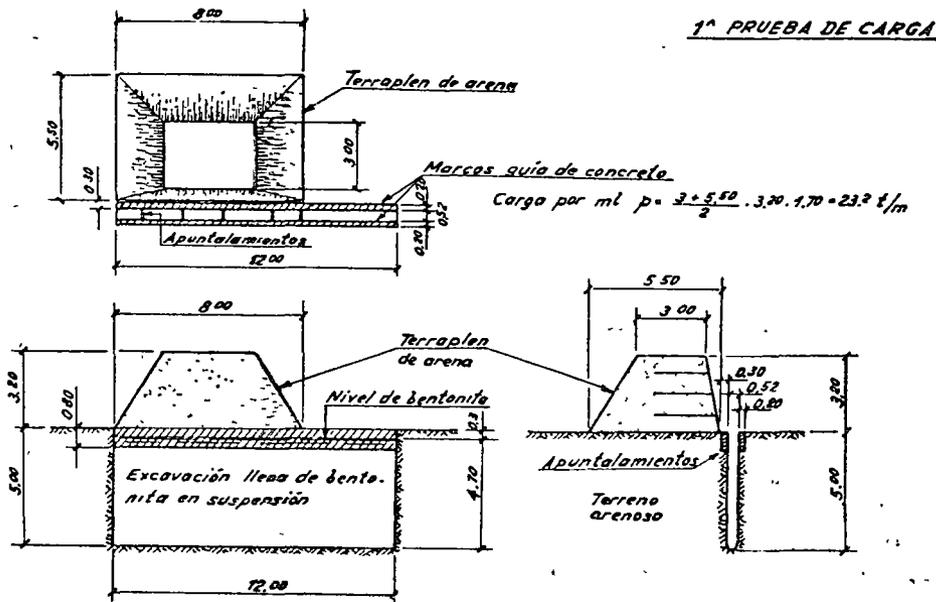


Fig. 27

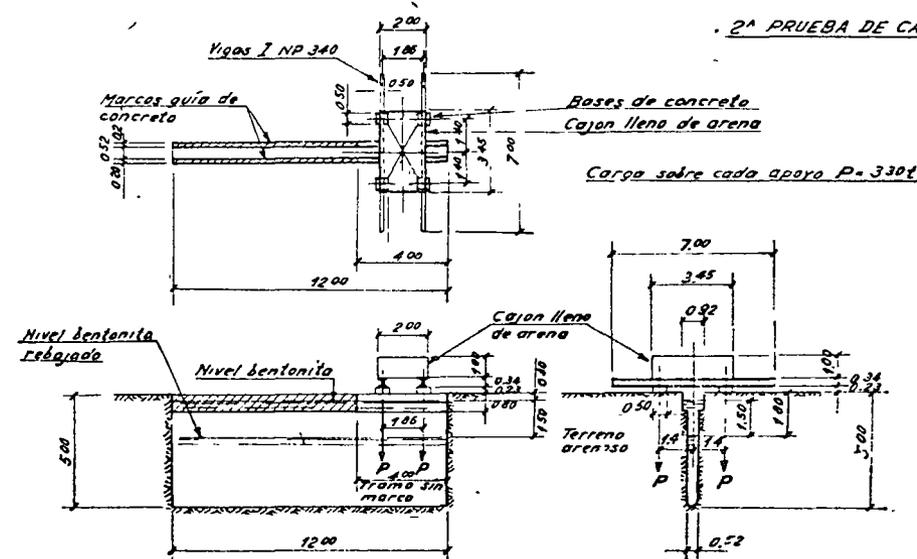


Fig. 28

se utilizó un tramo de trinchera de 4.00 m. de longitud, el cual, como ya ilustrado más arriba, había sido despojado de sus marcos-guías, después de haberse terminado la excavación.

c) III Prueba. (Fig. 29)

Su finalidad fue la de observar el comportamiento del terreno sin la acción debida a la presencia de los barros bentoníticos. Se trató de una prueba complementaria de la II. La zanja fue parcialmente vaciada de los barros hasta la profundidad de 1.50 m. desde el piso de la calle, mientras las 4 cargas concentradas de 3.52 ton. cada una estaban empujando sobre los dos lados de la excavación.

**Resultados de las pruebas.**

Los resultados de las pruebas ejecutadas se pueden ilustrar brevemente como a continuación:

a) I Prueba.

El terreno al lado de la excavación ha sido terminado de cargar el día de abril a las 4.10 p. m., quedando así cargado por 2 días, sin que se verificaran derrumbes o deformaciones de las paredes de la trinchera, la cual quedó siempre llena de barros de bentonita. Se observaron deformaciones en los marcos-guías, los cuales se despegaron del terreno por un modo de espacio.

Pruebas de carga para el estudio de la estabilidad de excavaciones llenas de barro de bentonita. Ejecutadas en Berlín (Alemania), 20-28 de abril de 1959, bajo la supervisión del "Der Senator für Bau und Wohnungswesen".

## PRUEBA CUANTITATIVA 2.

Para determinar la posibilidad de emplear el sistema de excavación en presencia de barro bentonítico, con el fin de instalar tuberías de gran diámetro para distribución de gas, se ejecutaron en Berlín (Alemania Occidental) unas pruebas de carga sobre el terreno lindando con la excavación experimental.

La presente nota describe en forma sumaria la preparación y los resultados de los ensayos.

### Problema que dio origen a los ensayos.

Los ensayos fueron planeados con vista al problema de colocar bajo tierra tuberías de gran diámetro para la distribución urbana de gas. El sistema proyectado para obtener las zanjas de colocación fue el de excavar con utensilios de almeja en presencia de barro bentonítico.

Las tuberías están proyectadas de manera tal que, en ciertos puntos, pasarán bajo los túneles del Ferrocarril Metropolitano berlinés (Subway), llegando así a una profundidad de varios metros por debajo del nivel de la calle (véase fig. 25).

Tratándose de una tubería de gran diámetro, para ser colocada en una sola pieza previamente moldeada, el problema envuelve el apoyo de los pesados equipos de levantamiento y de colocación sobre el terreno lindando con la excavación abierta. Este apoyo obviamente podría afectar directamente a dichas excavaciones (véase fig. 26).

Las pruebas de carga han sido realizadas con el propósito específico de cerciorarse acerca de la posibilidad de colocar cargas pesadas cerca de las excavaciones y para estudiar su influencia directa sobre aquéllas.

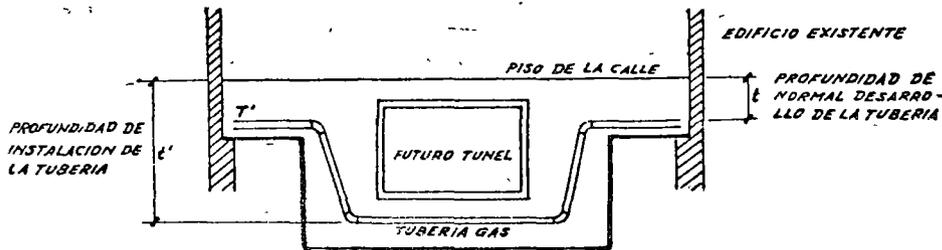


Fig. 25

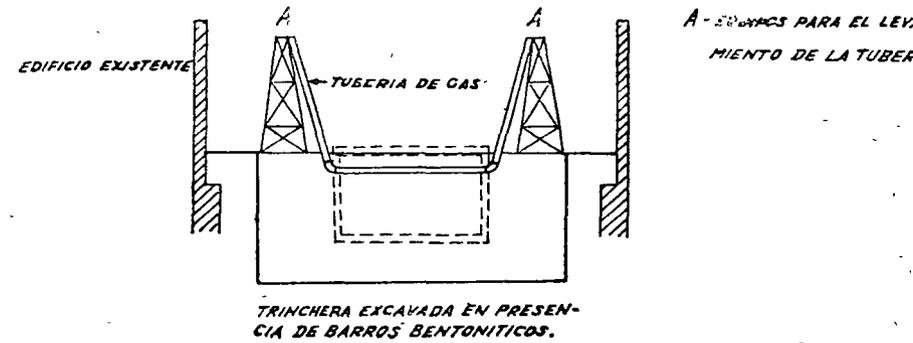


fig. 26

### Preparación y desarrollo de las pruebas de carga.

Con el fin de realizar las condiciones reales medias de una excavación del tipo de la que estaba proyectada para la tubería de gran diámetro, se excavó una trinchera de 12.00 m. de longitud, 0.50 m. de ancho y 5.00 m. de profundidad. El terreno atravesado resultó compuesto por arenas de granulometría, grado de compactación y coloración variables; clasificables, por lo tanto, como arenas gruesas, medianas y finas, según las bien conocidas características del subsuelo del área metropolitana de Berlín.

La ejecución del tramo entero de 12.00 m. de trinchera fue precedida por el vaciado de las vigas coronas (marcos-guías). Por un tramo de 4.00 m. de longitud, dichos marcos fueron luego eliminados con el fin de permitir un

control visual del comportamiento terreno, una vez extraído el barro bentonítico de la excavación.

El conjunto de las pruebas de carga preparadas y terminadas se subdividió en 3 puntos.

### a) I Prueba (Fig. 27)

Carga del terreno al lado de la zanja llena de barro bentonítico medio de un terraplén de arena. Este tramo de excavación interesado en dicha carga ha sido de 8.00 m. de longitud.

En las condiciones geométricas de la prueba, la sobrecarga sobre el terreno al lado de la zanja resultó de 1 ton/m<sup>2</sup>, y la distancia mínima de la sobrecarga del borde de la excavación fue de 0.30 m. La sobrecarga fue colocada en la margen externa del marco-guía, el cual, por obvias razones, no

estáticas de ambas "partes" tenían que ser llevadas a cabo con el mismo equipo.

versos tipos de electrodos los resultados de las pruebas fueron prácticamente los mismos.

Las pruebas reportadas arriba son, por lo tanto, solamente los primeros pasos en un estudio que puede rendir muchos resultados importantes operando, por ejemplo, diferentes instrumentos de medición electrónicos y variando los parámetros de las mediciones, tales como la concentración de lodo, varios aditivos químicos, origen del mineral (bentonita), naturaleza del material sin cohesión, etc.

f) — Al variar la distancia desde la "pared" de bentonita a los electrodos introducidos en el lodo de bentonita, ninguna diferencia significativa de las fuerzas eléctricas fue observada, mientras la diferencia era mayor cuando la distancia de los electrodos en el material sin cohesión fue variada. Utilizando di-

PRUEBAS SOBRE LA INTRODUCCION DE UNA CORRIENTE MEDIANTE ELECTRODOS INTRODUCIDOS Y DISTRIBUIDOS EN LAS DOS "PARTES" (lodos de bentonita y material sin cohesión saturado con agua), DE POLARIDAD PARECIDA Y OPUESTA A LAS NATURALMENTE EXISTENTES (arena saturada - positiva; lodo de bentonita - negativa).

En paralelo a estas pruebas de laboratorio, durante el curso de las obras para el Ferrocarril Subterráneo de Milán, fueron llevadas a cabo pruebas de campo también con el fin de observar la función de la "pared" de bentonita al apoyarse a la cara vertical de la excavación: el nivel de bentonita en las zanjas podía ser bajado a 3.0 metros más abajo de la cima de la excavación sin reducir la condición del equilibrio estático de la cara vertical de la grava y arena seca sin cohesión. El resultado de hecho obtenido, es decir, la evidencia de la existencia de potenciales eléctricos y corrientes entre las dos "partes" según el estudio

anterior ("Una investigación sobre los fenómenos eléctricos en la zona de contacto entre el lodo de bentonita y el material sin cohesión"), condujo lógicamente e inmediatamente a la idea de introducir corrientes en el sistema formado por las dos "partes" de ambas polaridades, parecida y opuesta, a las existentes espontáneamente.

Las pruebas fueron llevadas a cabo en la siguiente manera:

El tanque de prueba fue llenado a una profundidad de unos 43 cm. por capas sucesivas de arena no compactada completamente saturada. Luego, man-

ron insertados en la arena a 5-6 cm de distancia de la pared de bentonita. (Su disposición se indica claramente en la Fig. 33).

Los electrodos fueron conectados por alambre de cobre de 0.8 mm. y al principio se midió la corriente natural existente. Luego una corriente directa se introdujo en el circuito mediante una pila de 4.5 voltios que fue cambiada regularmente cada 4-5 horas. En esta forma la corriente que fluía era prácticamente constante durante las pruebas.

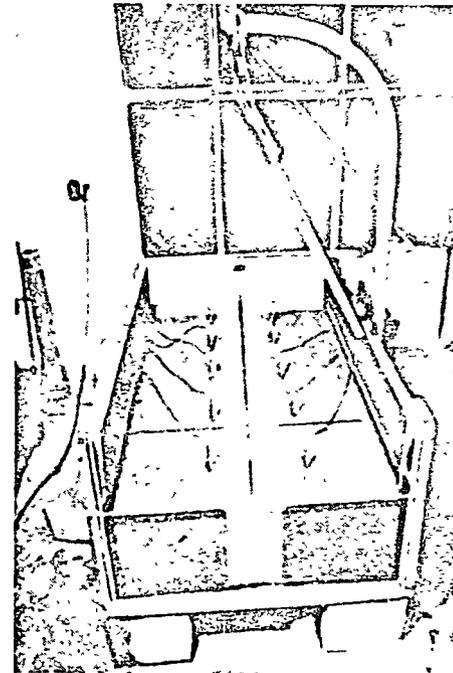


Fig. 33.—Introducción de una corriente eléctrica de polaridad natural.

teniendo en su sitio los 3 cm. de arriba del estrato del material sin cohesión, fue excavada, bajo lodo de bentonita, a un nivel constante, una zanja de 20 cm. de ancho. Cuando la zanja (la cual, como en todas las pruebas, era perfectamente vertical) había sido terminada, se introdujeron electrodos. Un electrodo de placa de latón de 1.34 m. x 0.66 m. y 0.7 mm. de grueso, fue introducida en el lodo de bentonita en el centro del tanque, y varios electrodos de varilla de latón de 50 cm. de largo y 8 mm. de diámetro fue-

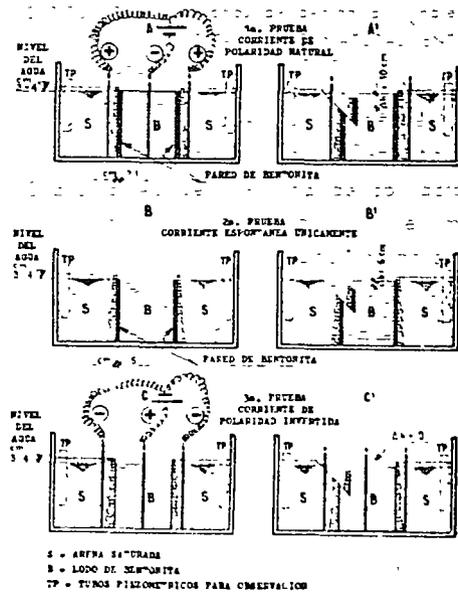


Fig. 34.—Pruebas de la introducción de una corriente eléctrica entre las dos fases.

PLACA DE VIDRIO QUE DIVIDE LOS DOS MATERIALES  
(PROMEDIO DE RETIRO - 2 mm/min)

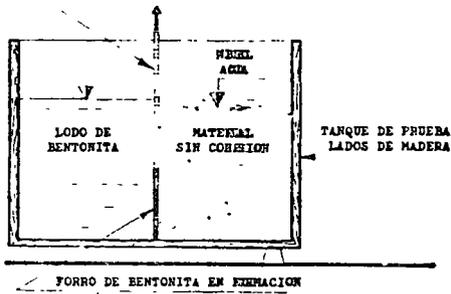


Fig. 30.—Sección esquemática a través del tanque de prueba.

#### Medición con electrodos:

Para medir el potencial eléctrico (milivoltios) y la corriente (microamperes), se utilizaron diferentes tipos de electrodos, colocados dentro del lodo de bentonita y en el material sin cohesión, a diferentes distancias de la pared de bentonita:

- pequeñas varillas redondas de latón de 20-30 centímetros de largo y 3-5 mm. de diámetro.
- placas de latón de 170 x 100 x 1.5 mm. o de 80 x 40 x 1.5 mm.
- filtros de tipo Fink (0.4 mm.) consistiendo en una varilla de cobre introducida en una solución saturada con sulfato de cobre ( $\text{CuSO}_4$ ). (El filtro Fink es parecido a un tubo de prueba

bas para fines químicos, hecho de material poroso).

#### Instrumentos de medición:

Para la medición de los potenciales que existen entre las dos "partes" fueron utilizados un milivoltímetro de bobina móvil y un microamperímetro de bobina móvil, de manufactura de la S.E.M. Recagni. Estos instrumentos miden tensiones hasta una exactitud de 0.5 mV y corrientes hasta una exactitud de 0.5 microamperes.

#### Medición de las fuerzas eléctricas espontáneas:

Las medidas obtenidas se muestran en la tabla siguiente, junto con los valores de las fuerzas eléctricas registrados cuando las corrientes y las tensiones alcanzaron estabilización.

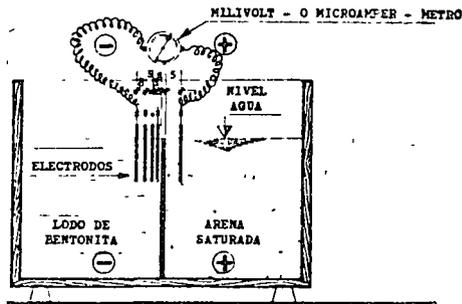


Fig. 31.—Disposición de los electrodos para medir el potencial eléctrico espontáneo y la corriente eléctrica.

Electrodo en arena natural: Polaridad +

Electrodo en lodo de bentonita: Polaridad -

Medidas tomadas entre los electrodos introducidos en la arena saturada y el lodo de bentonita:  
A una distancia de 1'cm. de la pared de bentonita (\*):

Tiempo	mV	mA
1a. lectura al comienzo:	32.50	20.00
lectura a los 3 minutos:	10.50	19.00
lectura a los 10 minutos:	9.60	19.80

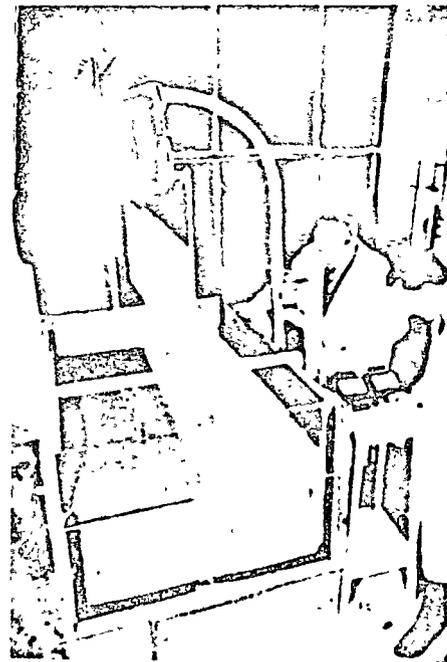


Fig. 32.—Medición del potencial eléctrico espontáneo entre las dos fases.

Lectura a los 15 minutos: 9.50 20.00

#### Conclusiones:

- Existe una polaridad definida entre las dos "partes": una polaridad negativa en el lodo de bentonita, y una polaridad positiva en el material sin cohesión húmedo o saturado de agua.
- Conectando eléctricamente las dos "partes" puede ser observada la existencia de tensiones eléctricas que varían desde unos pocos mV hasta decenas de mV.
- Conectando eléctricamente las dos "partes" puede ser observada la existencia de una corriente eléctrica que varía desde unos pocos hasta decenas de microamperes.
- Cuando las dos "partes" están colocadas en corto circuito, las tensiones y corrientes alcanzan valores de tope, y después de unos 10 minutos, se estabilizan en valores menores.
- Las tensiones y corrientes están mantenidas por períodos de por lo menos 10 días. Las mediciones no fueron hechas durante períodos más largos puesto que otras pruebas referentes a la

(\*) Mediciones a distancias de 3, 5 y 8 cm. prácticamente dieron los mismos resultados.

25

Siguiendo los ensayos de laboratorio, el Dr. Veder ha encontrado interesantes resultados sobre fenómenos eléctricos en la zona de contacto entre lodo de bentonita y los materiales sin cohesión. Dichas pruebas y sus resultados fueron certificados en los Laboratorios de Geotécnica del Instituto Superior de Ingeniería de la Universidad de Milán (Italia) e ilustrados en el 5º Congreso Internacional de Mecánica del Suelo en París, en julio de 1961.

### INVESTIGACION DE LOS FENOMENOS ELECTRICOS EN LA ZONA DE CONTACTO ENTRE LODO DE BENTONITA Y MATERIAL SIN COHESION.

Una serie de pruebas fue efectuada en el Laboratorio de Mecánica del suelo del Departamento de la Ciencia de las Construcciones del Instituto de Ingeniería de Milán con el propósito de investigar diversos aspectos de dos fenómenos en particular: la acción del soporte de lodos de bentonita sobre la superficie del material sin cohesión, y la formación de una especie de "película" de bentonita sobre las paredes del material sin cohesión, al ser puestas en contacto con estos lodos.

Al mismo tiempo, cuando estas pruebas estaban siendo llevadas a cabo, se hicieron investigaciones, por el autor, sobre fenómenos eléctricos que ocurren simultáneamente en la zona de contacto de las diversas partes bajo observación, o sea entre el lodo de bentonita y el material mismo sin cohe-

sión, (una mezcla de arena y gravilla) que fue utilizada, con una composición similar a la utilizada normalmente para el concreto).

#### Descripción del tanque de prueba:

Se llevaron a cabo las pruebas en un gran tanque con lados de madera y los extremos de vidrio a través de los cuales se podían observar los fenómenos. El tanque era de 1.50 metros de largo, 1 metro de ancho y 0.70 metros de profundidad.

Una placa de vidrio que dividía el tanque longitudinalmente, y que se deslizaba entre dos guías de madera podía ser levantada gradualmente por medio de una grúa de mano poniendo en contacto gradual el material sin cohesión bajo examen y el lodo de bentonita.

**DIAGRAMAS DE LAS PRESIONES**

- 1ª PRUEBA DE CARGA -

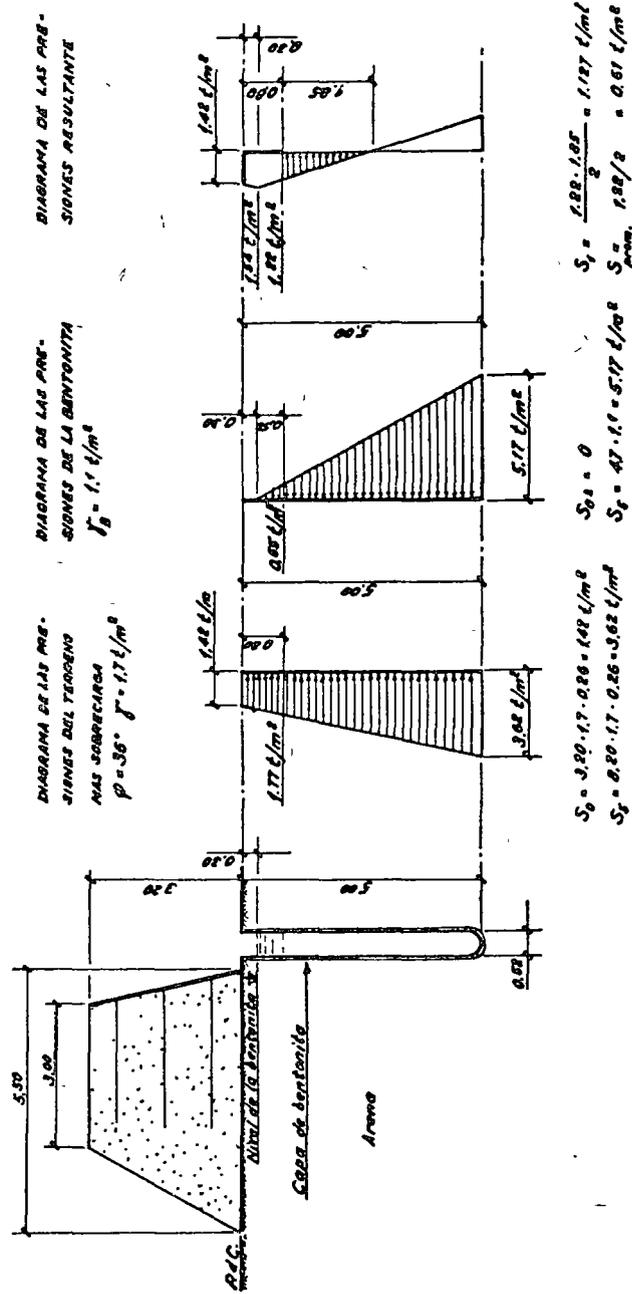


Fig. 29

La prueba ha establecido la posibilidad de cargar, al lado y en posición asimétrica con respecto a la excavación, el terreno con cargas del orden de 1.5 ton/m<sup>2</sup>, sin que dichas cargas, a pesar de su inmediata proximidad, ejerciten acciones negativas sobre la estabilidad de las paredes de la excavación.

En la documentación gráfica (véase fig. 29) se ha hecho una tentativa de establecer un balance de las fuerzas en acción. Como se puede observar en los diagramas, para contrabalancear el empuje del terreno más la sobrecarga en la parte de la trinchera, no es suficiente la acción hidrostática de la bentonita. Hace falta también la acción de las membranas (capas) de bentonita, para la cual queda por neutralizar el empuje calculado de, aproximadamente, 0.60 ton/m<sup>2</sup>.

b) II Prueba.

Finalidad de esta II prueba ha sido la de establecer la posibilidad de colocar cargas concentradas al lado y en forma simétrica a la excavación llena

de barros de bentonita y libre de marcos-guías, sin verificar derrumbes en sus paredes. La prueba ha tenido éxito completo.

La entidad de las 4 cargas concentradas iguales ha sido de 3.3 ton., y en esta, aproximadamente, reproduciendo las condiciones introducidas por un equipo de levantamiento y colocación de tubos.

c) III Prueba.

La disposición ha sido igual a la de la II prueba, mas los barros bentoníticos han sido parcialmente eliminados. En estas condiciones se ha podido demostrar, una vez más, que la acción de los barros es la base del sostenimiento de las paredes de las excavaciones. La operación de vaciar la trinchera de sus barros ha podido llegar tan solo a los 1.50 m. de profundidad, pues más allá comenzaron fenómenos de derrumbamiento tales, que la excavación se volvió inutilizable.

Nos reservamos, también para este caso estudiar el balance de las fuerzas en acción.

A través de las tres pruebas el nivel del agua en el material sin cohesión era mantenido a 3 cm. más abajo de la superficie del material. El lodo de bentonita era de una densidad uniforme de 1,060 g/dm<sup>3</sup>.

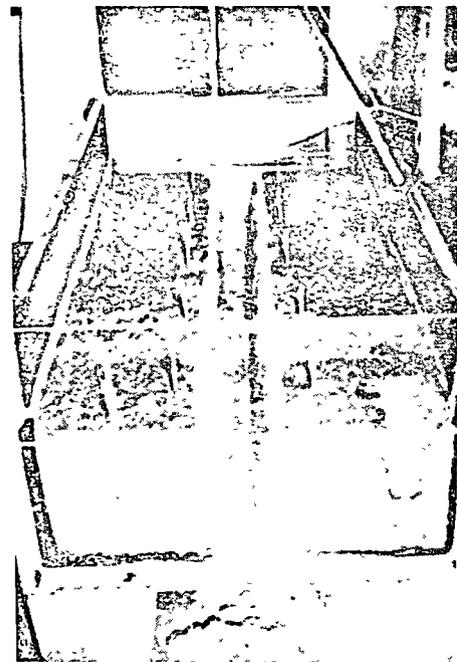


Fig. 35.—Gruesa "pared" de bentonita formada después de la introducción de una corriente eléctrica de polaridad natural.

En resumen, fue notado que:

En el primer caso: la corriente ayudó en la formación de una "pared" cuyo espesor alcanzó 2.1 cm.; se derrumbó esta "pared" cuando el nivel del lodo fue bajado por 1 h = 10 cm.

En el segundo caso, cuando no se introdujo ninguna corriente excepto la corriente natural, el espesor de la "pared" era de 1.5 cm., como normal, y la cara vertical se derrumbó cuando el nivel del lodo fue bajado por 1 h = 6 cm.

En el tercer caso: la corriente gradualmente debilitó la pared, especialmente en la zona cerca de los electrodos, y de hecho causó que se derrumbara la cara del material sin cohesión aunque el nivel del lodo de bentonita no había sido bajado, pero condujo a la formación de un sólido "revestimiento" de bentonita sobre el electrodo central.

#### Conclusiones:

- 1) —La formación de la "pared" o "revestimiento" de bentonita sobre la cara vertical del material sin cohesión, podrá ser variado introduciendo entre las dos "partes" una corriente directa eléctrica. Si la polaridad es la misma como aquélla que existe naturalmente, ésta fomentará la formación de la "pared" hacia una condición más favorable del equilibrio estático de la cara vertical del material; si la polaridad es opuesta, se debilita la "pared" hasta que esté completamente desintegrada y cause el

derrumbe de la cara vertical del material.

- 2) —Respecto a este punto, debería notarse que la introducción de una corriente eléctrica en barrenos (taladros) de pequeño diámetro ya ha sido adoptada en el campo de la exploración del suelo, con el fin de obtener variaciones del espesor del "revestimiento" de bentonita en las operaciones de perforación.

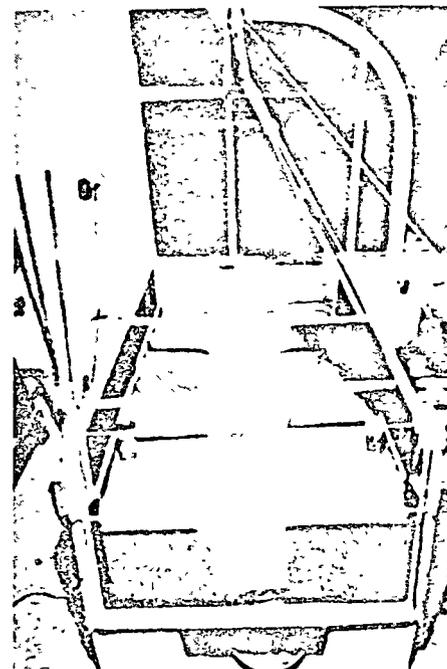


Fig. 36.—Derrumbe de la cara vertical después de la introducción de una corriente eléctrica de polaridad invertida.



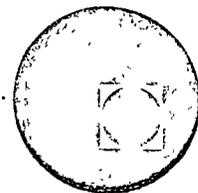
Fig. 37.—"Revestimiento" de bentonita sobre electrodo de placa que tiene polaridad positiva.

Los puntos registrados son clara evidencia de la importancia de la formación del "revestimiento" o "pared" de bentonita para el equilibrio estático al excavar subsuelos bajo lodos de bentonita. Además de permitir que el lodo ejerza eficientemente su presión hidrostática, tal "revestimiento" constituye en sí mismo, en la opinión del autor, una "membrana" con su propia resistencia, según se revela en las pruebas triaxiales reportadas en otro estudio. Parece que tal "membrana" retiene los granos individuales del subsuelo adyacente y evita también que se liberen y deslicen subsecuentemente





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU

ING. LUIS VIEITEZ UTESA

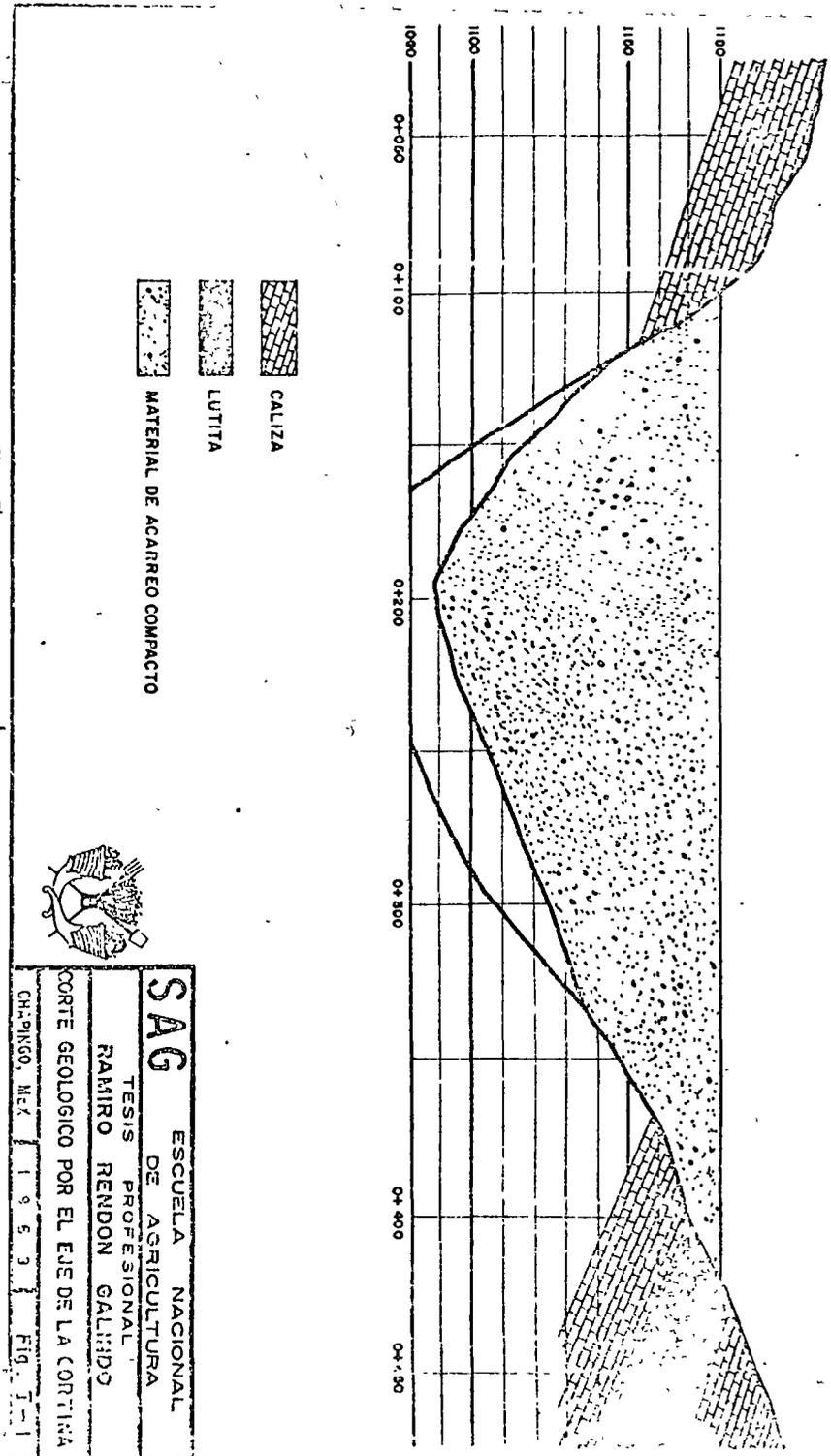
CAPÍTULO I  
ANTECEDENTES GENERALES.

1.1.- GEOLOGIA DE LA BOQUILLA.

La boquilla de la presa "Las Tortugas" se localiza en el Cañón de Fernández, y es formada por el Río Nazas al cortar la Sierra del Mulato; su constitución geológica en general es de calizas y lutitas del cretácico. Entre el cañón y parteaguas de la sierra donde tiene su origen el río, se encuentra un valle, en el cual el río ha depositado gran cantidad de materiales de acarreo.

El cañón fue fácilmente erosionado dados sus componentes calcáreos y posteriormente rellenado hasta el cauce del río por los acarreos de éste; con objeto de determinar el espesor de los acarreos, se hicieron sondeos de diferentes tipos en las distintas alternativas para la localización del eje de la cortina, encontrándose en todos los casos con un espesor superior a los 100 m en la parte más profunda. En la figura I-1, se muestra un corte por el eje seleccionado.

En ambas márgenes, las características petrográficas y estructurales de la boquilla son semejantes, debido a que el sitio es anticlinal disectado, por lo tanto ambos apoyos estarán alojados en el contacto de rocas calizas y una alternancia de calizas y lutitas.



1.1.1 - Descripción de los Materiales que se encuentran en la Boquilla.

Caliza.

Esta roca se muestra bastante resistente, formando acantilados que constituyen las partes centrales del anticlinal.

Alternancia de Caliza y Lutitas.

Estas rocas tienen un espesor total aproximado de 40.00 m, se presentan como una alternancia de caliza y lutita que cubre concordantemente a los estratos de caliza descrita anteriormente.

Las lutitas están en capas de 0.20 a 0.30 m de espesor, se muestran algo foliadas y son de color amarillento y rojizo.

Las calizas y lutitas en forma gradual y estratigráficamente hacia arriba, pasan a ser caliza arcillosa y carbonosa con intercalaciones de lentes de pedernal y yeso. En ambos márgenes, la alternancia de calizas y lutitas están cubiertas concordantemente por capas de caliza, que llegan hasta la cima del anticlinal y tienen espesores que varían de 0.30 a 0.60 m.

Estructura.

Los rasgos estructurales que se encuentran en los márgenes del sitio de la boquilla, corresponden a la de rocas estratificadas, fracturadas y en algunos grupos de estratos con cavidades de disolución.

Actitud  
de las Lutitas.

Las capas de caliza y la alternancia de lutitas y calizas que las cubren concordantemente, presentan espesores variables. El eje de la cortina es paralelo a dichas capas, esta actitud se considera favorable para la cimentación de la presa, ya que los esfuerzos de compresión serán prácticamente normales a los planos de estratificación.

Cavidades de Disolución.

Las calizas descritas, presentan pequeñas cavidades de disolución teniendo una distribución caótica, las que a grosso modo pueden considerarse como asociadas a planos de fracturas.

Depósito de Talud.

Estos depósitos se localizan en el eje de la boquilla en la margen derecha y aguas abajo del eje en ambos márgenes. Los depósitos que se encuentran en la margen derecha cubren en parte, tanto a las calizas como a la alternancia de caliza y lutitas, aún más arriba de la cota de embalse. Dichos depósitos consisten en fragmentos angulosos de roca hasta de 0.5 m<sup>3</sup>, empacados en arena y grava que se han depositado por influencia directa de la gravedad, son poco compactos y en ocasiones están cementados por carbonato de calcio.

Abanico Aluvial.

Los materiales que constituyen el abanico aluvial se presentan cubriendo a calizas y a la alternancia de calizas y lutitas de la margen iz-

quenda. Dicho abanico está formado arriba de la cota de embalse, de fragmentos de roca hasta de 4.00 m<sup>3</sup> empacados en arena y grava que han sido depositados por un pequeño arroyo; están medianamente compactos y en parte aparecen cementados por el carbonato de calcio.

Depósito Fluvial.

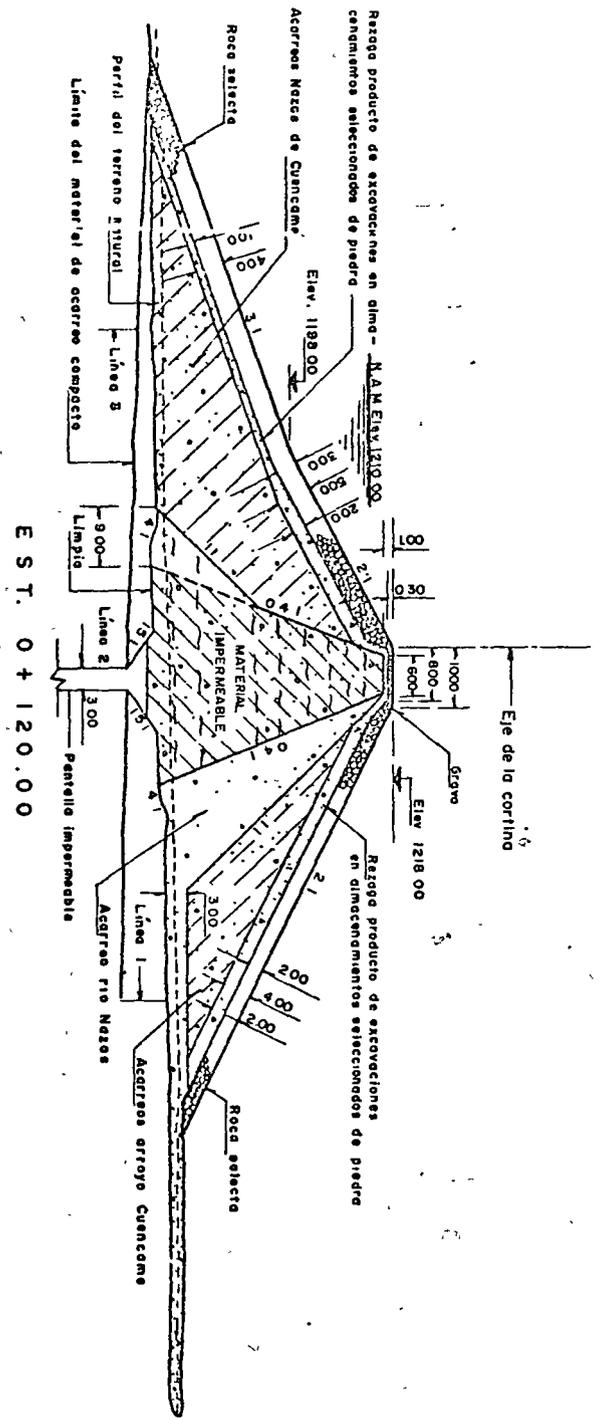
En el sitio de la boquilla, el cauce del río Nazas tiene una anchura de 350 m aproximadamente, en el cual se encuentran los materiales de acarreo, a los que se identificó como depósitos fluviales, dichos depósitos consisten en gravas y arenas con algunos boleos hasta de 0.50 m de diámetro que están poco compactos, mostrando una estructura en capas, en la cual hay intercalaciones de limos arenosos con poca arcilla. En general estos materiales son permeables y tienen poca cohesión, ya que contienen muy poco material aglutinante del tipo arcilla.

I.1.2.- TIPO DE CORTINA ADOPTADO.

Por las condiciones de cimentación, forma de la boquilla y las dudas acerca de su comportamiento, se optó por una cortina flexible del tipo de materiales graduados con un corazón central de arcilla y respaldos de enrocamiento, con los filtros y transiciones necesarias en las zonas de contacto. La figura I-2, muestra la sección adoptada.

I.2.- ESTUDIO DE PERMEABILIDAD EN EL CAUCE DE LA BOQUILLA.

Con el objeto de conocer el movimiento del agua en el subsuelo de la boquilla, se programaron estudios de permeabilidad que consisten



	<b>SAG</b>	ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA
	TESIS PROFESIONAL	RAMIRO RENDÓN GALINDO
	SECCION MAXIMA DE LA CORTINA	FIG. I-2

MEXICO, D.F. 1953

ter en pruebas mediante bombeo y pruebas tipo Lefranc. Los datos obtenidos sirven para seleccionar el mejor tratamiento a la cimentación de dicha boquilla.

#### 1.2.1.- Prueba de Permeabilidad Mediante Bombeo.

Se perforó un pozo a 50.10 m de profundidad, localizado en el centro del cauce, el cual fue adernado en los primeros 30.00 m con tubo ranurado de 45.5 cm (18") de diámetro y de 30.00 a 50.10 m, con tubo ranurado de 35.5 cm (14"). Sobre ejes perpendiculares con origen en el centro del pozo de bombeo y a distancias de 5.00, 15.00 y 30.00 m se localizaron 12 estaciones piezométricas.

En las figuras I-3 y I-4, se muestra la localización del pozo de bombeo, así como la distribución de las estaciones piezométricas. Cada pozo piezométrico se perforó hasta 45.00 m de profundidad en un diámetro de 10 cm (10"), colocando piezómetros a las profundidades de 15.00, 30.00 y 45.00 m, como puede verse en la figura I-5.

La prueba consiste esencialmente en el establecimiento de un cono de abatimiento del nivel freático mediante bombeo en el pozo central, registrando en los piezómetros los abatimientos que este bombeo produce.

La bomba utilizada fue una de 10" (254 cm) con 80' (24.50 m) de columna. Para medir el gasto se empleó el sistema Pilot para orificio calibrado reducido de 10" x 8" (25.4 cm x 20.0 cm) (ver figura I-6 y I-7).

Para la primera prueba de permeabilidad se dejó un gasto de 86.5 lts/seg una vez estabilizado el nivel del pozo. Posteriormente se hicieron pruebas para gastos de 47.00 y 39.5 lts/seg. El registro de medidas en los piezómetros puede verse en la Tabla I-1 y en las figuras I-8, I-9 y I-10 aparecen los conos de abatimiento, producidos por los gastos antes mencionados.

El cálculo de la permeabilidad se muestra en la Tabla I-2, donde se obtiene que el coeficiente de permeabilidad es del orden de  $2 \times 10^{-2}$  cm/seg.

#### 1.2.2.- Prueba de Permeabilidad Tipo Lefranc.

Con el objeto de correlacionar las pruebas de permeabilidad mediante bombeo, se ejecutaron varios pozos a lo largo del eje de la cortina con una profundidad de 50.00 m la mayor parte de ellos, con excepción de uno en el centro del cauce que se hizo a 100 m y de los que se encuentran en las laderas que varían entre 10.00 y 35.00 m.

El objeto de estos ensayos, es el de conocer la variación del gasto de filtración a través de los aluviones, al provocar un desequilibrio del nivel freático mediante la inyección de un volumen constante de agua, hasta conseguir un nuevo nivel estabilizado de la capa freática.

En el campo se procedió de la siguiente manera:

1.- Se perforó el barreno hincando simultáneamente tubería de

9

Q m <sup>3</sup> /seg	Radio	h	Thiem $K = \frac{2.3Q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \times \text{Log}_{10} \frac{r_2^2}{r_1^2}$		Darcy $K = \frac{Q}{L} \frac{r^2}{L^2}$						
			$2.3Q \text{Log}_{10} \frac{r_2^2}{r_1^2}$	$\frac{r^2}{(h_2^2 - h_1^2)}$	$\frac{\Delta h}{m}$	L Area K					
0.0265	5	36.66	0.4771	0.0949	729.20	1.30	3.04	3.04	2443.45	1.12	
	15	39.70	0.1990	0.3010	0.0599	435.52	1.36	1.71	1.14	570.50	1.31
	30	41.41									
	5	36.66	0.7782	0.1549	1164.41	1.33					
0.0570	5	41.52	0.4771	0.0625	430.65	1.45	1.62	1.62	2653.76	1.31	
	15	43.14	0.1310	0.3010	0.0994	271.30	1.45	0.99	0.66	6188.00	1.40
	30	44.12									
	5	41.52	0.7782	0.1019	701.95	1.45					
0.0350	5	42.74	0.4771	0.0384	318.50	1.21	1.17	1.17	2739.18	1.09	
	15	43.91	0.0805	0.3010	0.0242	231.04	1.05	0.83	0.55	6282.67	1.01
	30	44.74									
	5	42.74	0.7782	0.0626	549.65	1.13					

**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
**RAMIRO RENDON GALINDO**  
 CALCULOS DE PERMEABILIDAD  
 CHAPIGO, MEXICO 1968 Tomic 1-2



Los resultados mediante este tipo de prueba pueden verse en la Figura I-12. Obteníéndose un valor promedio para el coeficiente de permeabilidad de  $k = 3.0 \times 10^{-2}$  cm/seg, para un estrato superior que va desde la superficie hasta una profundidad aproximada de 60.00 m en el centro del conuco y 20.00 en las laderas. Abajo de esta capa, la permeabilidad disminuye pudiéndose considerar un valor promedio de  $k = 3.71 \times 10^{-3}$  cm/seg.

La alta permeabilidad encontrada a partir de las pruebas de bombeo y Lefranc, obliga a pensar en: interceptar totalmente los materiales permeables, disminuir su permeabilidad mediante inyecciones o en aumentar el recorrido del agua para lograr un gasto de filtración aceptable.

Estudiando las alternativas que se discuten en el siguiente capítulo, se decidió aumentar el recorrido de las filtraciones y a disminuir localmente la permeabilidad en los depósitos de talud y en el abanico aluvial de ambos márgenes.

La solución que finalmente se adoptó, incluye el aceptar un fuerte gasto de filtración, esto se debe a que aguas abajo del sitio de la boquilla existen numerosos pozos de agua en explotación, cuyo equilibrio hidrologico se supone que depende en gran parte de las filtraciones provenientes del río Nazas.

**I.2.3.- PERMEABILIDAD DE LAS ROCAS.**

La permeabilidad de las rocas en general presenta dos aspectos

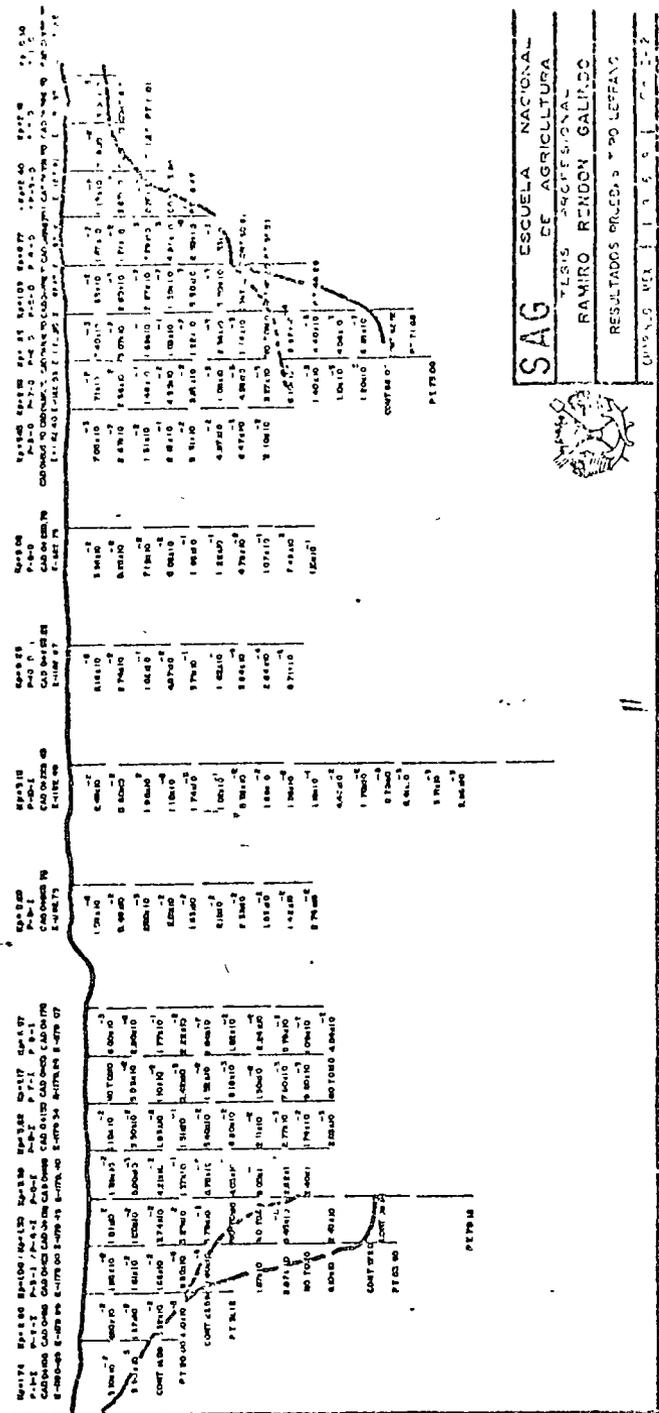
CAPITULO II

ALTERNATIVAS PARA EL TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION.

El problema de cimentación presentaba dos aspectos principales, uno reducir el paso del agua a través de ella, y el otro reducir los asentamientos probables que podrían afectar la continuidad y estabilidad de la estructura.

Cualquier solución adoptada, debería reunir las siguientes condiciones:

- a).- Reducir la permeabilidad promedio del valor natural de  $2 \times 10^{-2}$  cm/seg, a una permeabilidad promedio de  $10^{-5}$  cm/seg o menor.
- b).- Garantizar que no ocurrirán cambios repentinos en el gradiente hidráulico dentro de la pantalla misma.
- c).- Ser de tal naturaleza que pudiera ligarse satisfactoriamente, a un material relativamente impermeable especialmente en los contactos con el valle aluvial.
- d).- Ser de tal naturaleza que pudiera soportar asentamientos u otras deformaciones, sin sufrir agrietamientos de importancia.
- e).- Estar dentro del mismo rango económico de otros tipos de pantallas.



SAG ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
 RAMIRO RENDON GALINDO  
 RESULTADOS OBTENIDOS Y PROYECCIONES  
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBOTE

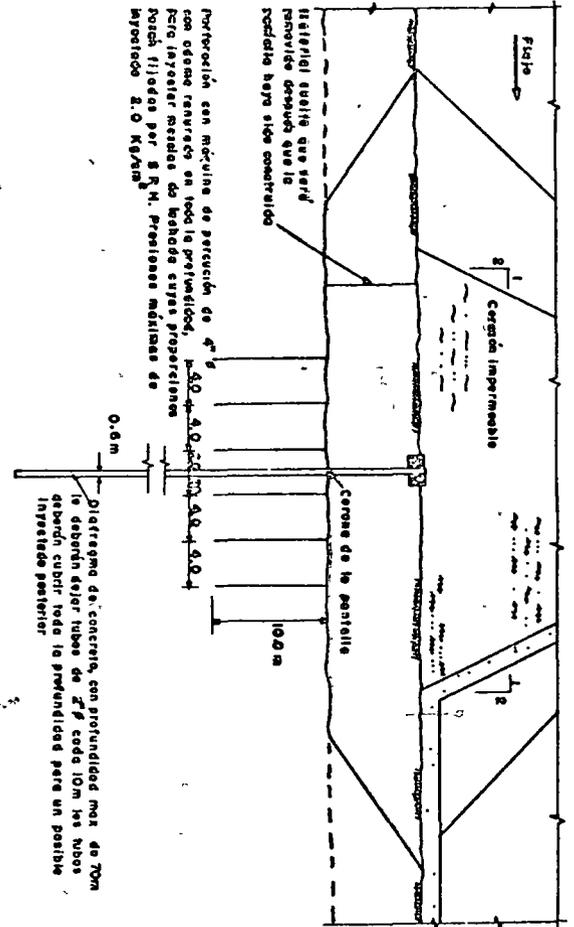


I.1.- SOLUCION POR MEDIO DE PANTALLA I.C.O.S.

La pantalla I.C.O.S., consiste en un diafragma articulado de concreto, con un espesor aproximado de 60 cm, que liga el corazón impermeable de la cortina con la roca del fondo a todo lo largo del aluvión, alcanzando en este caso, profundidades máximas de 70.00 m (Figura II-1), por lo que la construcción resulta tardada y además costosa; podría pensarse en que la pantalla llegara hasta la roca y se apoyara en el aluvión a una profundidad intermedia, pero no se puede garantizar que en esa forma no sufriría asentamientos perjudiciales para el funcionamiento del conjunto pantalla-cortina.

Además de lo anterior se hubieran presentado en la construcción de este tipo de pantalla los siguientes inconvenientes:

- a).- Los bloques de los depósitos de talud encontrados durante el programa de exploración, son más grandes que el ancho de la trinchera, por lo que éstos deberían ser barridos y tronados antes de poder ser excavados. Por otra parte sería necesario realizar excavaciones a profundidades mayores de 100 m, con el fin de encontrar la roca basal, lo cual redundaría desfavorablemente en tiempo y costo para la construcción de la obra.
- b).- En los extremos del valle aluvial, los depósitos de talud son del mismo tipo que la roca basal y por lo tanto, podría ser difícil y en algunas ocasiones imposible determinar, si el



**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
**RAIMIRO RENDON GALINDO**  
 SOLUCION POR MEDIO DE PANTALLA I.C.O.S.  
 CHAPULTEPEC, MEXICO 1969 FIG. II-1

fondo de la trinchera o perforación quedó en bloques de depósito de talud o en la roca basal.

c). Se sabe que la roca caliza que está en contacto con el valle aluvial, es cavernosa y contiene algunas juntas de disolución, por lo tanto la pantalla debería continuarse dentro de la roca. Se considera también bastante difícil el lograr un buen anclaje de la cortina de inyección en la roca, mediante un diafragma de concreto de 60 cm de ancho.

Por todas las dificultades anteriores, se pensó en no llevar el diafragma hasta la roca de fondo, sino desplantarlo sobre el aluvión a una cierta profundidad, con el inconveniente en este caso, de no poder garantizar la ausencia de asentamientos en el apoyo, perjudiciales para el funcionamiento pantalla-cortina.

En cualquiera de los dos casos anteriores diafragma apoyado sobre la roca del fondo o desplantado en el seno del aluvión, se presentaba además el inconveniente de que la probable consolidación de las capas superiores del aluvión, generarían fricción entre los materiales de acarreo y el diafragma de concreto, mismo que podría resultar fracturado por esfuerzos diferenciales. La consolidación de dichas capas, se podría evitar llenando los vacíos del aluvión por medio de inyecciones en fajas laterales a ambos lados de pantalla, hasta una profundidad en que los asentamientos no presentarían peligro de fractura.

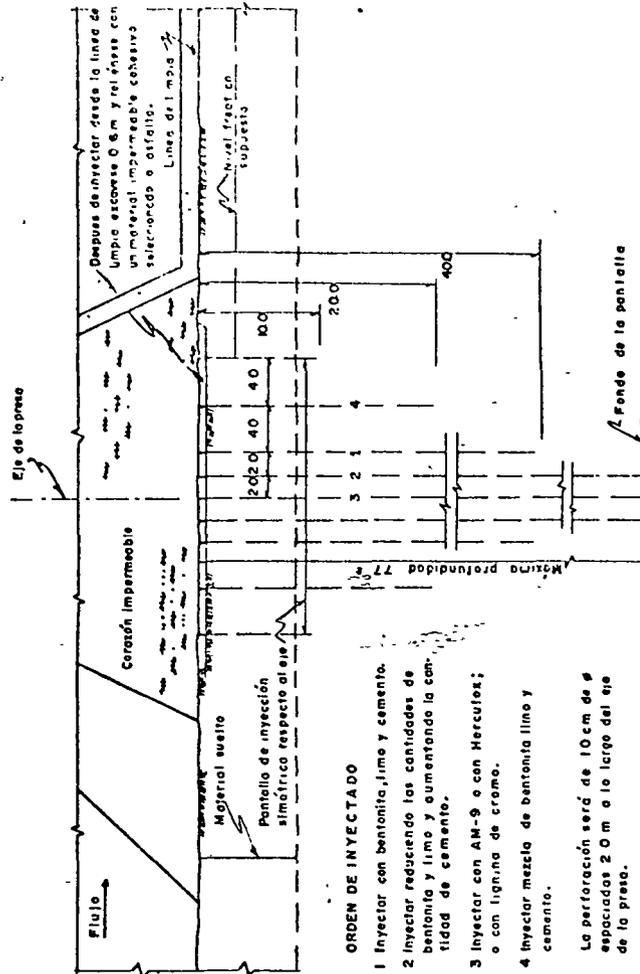
La pantalla I.C.O.S., combinada con inyecciones en la zona de asentamiento perjudiciales, presentaba una buena solución, sin embargo, fue desechada por el tiempo que requería su construcción; su alto costo y la inseguridad de la profundidad a la que se deberían llevar las inyecciones.

## II.2.- SOLUCION POR MEDIO DE PANTALLA DE INYECCIONES.

Este procedimiento consiste en formar una pantalla impermeable por medio de varias líneas de inyección (mínimo tres), que pueden llevarse hasta la roca o no. Esta pantalla puede ser flexible o rígida según el material que se inyecte. Representa una buena solución pero tiene el inconveniente, en este caso de ser un procedimiento muy lento, ya que por la naturaleza del aluvión el inyectado se deberá hacer con espaciamientos muy pequeños del orden de 1.00 m a 2.00 m y en las zonas arenosas no se pueden garantizar un buen inyectado a menos que se empleen productos químicos especiales muy costosos.

### Método de Construcción.

Para este caso en particular, la pantalla de inyecciones quedaría formada por nueve líneas de perforaciones. Las cinco líneas centrales formarían esencialmente la pantalla, las dos de aguas arriba y las dos de aguas abajo, funcionarían principalmente para proteger el fondo del corazón impermeable de la presa y atarjan el paso de las filtraciones sobre la corona de las cinco líneas centrales. El área de trabajo estaría a la elevación 1185 y tendría 30.00 m de ancho (Figura II-2).



**ORDEN DE INYECTADO**

- 1 Inyector con bentonita, limo y cemento.
- 2 Inyector reduciendo las cantidades de bentonita y limo y aumentando la cantidad de cemento.
- 3 Inyector con AM-9 o con Hercules; o con lignina de cramo.
- 4 Inyector mezcla de bentonita limo y cemento.

La perforación será de 10 cm de diámetro espaciados 2.0 m a lo largo del eje de la presa.

SAG

ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA

TESIS PROFESIONAL

RAMIRO RENDICII GALINDO

SOLUCION CON PANTALLA DE INYECCIONES

CHIAPAS, MEX | 1 9 6 3 | F.S.M.-2



Después de nivelar una corta longitud del área de trabajo debería empezarse la barreración e inyección de las líneas. Después de que la línea 1 hubiera llegado a 30.00 m de profundidad y sido inyectada, la línea 2 se empezaría a inyectar y perforar. La línea 3 se perforaría e inyectaría 2.00 m detrás de la línea 2. La línea 4 podría perforarse e inyectarse independientemente de las líneas 1, 2 y 3.

Para lograr el enlace entre la pantalla y el corazón impermeable, una vez terminadas las inyecciones se procedería a excavar el área hasta la elevación 1185.4 m, para colocar una capa de 0.6 m de arcilla cohesiva seleccionada o una capa de 0.3 m de concreto asfáltico (Figura II-2); el corazón impermeable debería colocarse directamente sobre la arcilla seleccionada o sobre el concreto asfáltico.

Limitaciones de esta Alternativa.

La pantalla de inyecciones satisface todos los requisitos señalados, excepto el de limitar el gradiente hidráulico a través de la pantalla. Las pantallas de inyección son construidas "a ciegas" y tienen que comprobarse mediante pruebas de agua y otros métodos para terminarlas satisfactoriamente. A grandes profundidades, se puede usar inyección con alta presión y hacer la comprobación con pruebas de agua para asegurar una pantalla terminada, pero cerca de la superficie donde solamente pueden usarse presiones bajas para las pruebas de agua y para la inyección, puede existir la posibilidad de no tratar satisfactoriamente una lente de grava.

El programa de obra y el costo mediante este procedimiento -- de construcción serían muy difíciles de estimar, debido a que el tiempo para la perforación y la inyección varía de barrero a barrero y de área a área.

Por los inconvenientes señalados se desechó, también esta -- solución para este caso en particular.

II.3.- SOLUCION POR MEDIO DE DELANTAL IMPERMEABLE.

Con un delantal impermeable de dimensiones apropiadas liga-- do al corazón de la cortina, se lograría reducir el gasto de filtración a tr-- vés del acarreo, hasta valores aceptables. Este procedimiento tiene el in-- conveniente de que cuando no se conocen los asentamientos que se producirán al cargar la cimentación, se pueden presentar fracturas por asentamientos -- diferenciales, sobre todo en el plano de contacto entre delantal y corazón; el que es un lugar crítico. Sin embargo, la razón principal por la que se de-- sechó esta solución, fue la de no contar con la cantidad y el tipo de arcilla -- requerido en las cercanías del sitio de la boquilla.

II.4.- PANTALLA FLEXIBLE (SLURRY TRENCH) CON PANTALLA DE -- INYECCIONES (SOLUCION ADOPTADA).

Este método consiste en la apertura de una zanja de 3.00 m -- (10') de ancho con paredes verticales y el relleno simultáneo con lodo bento-- nítico al avanzar la excavación. La función principal del lodo es la de adema-- rar la excavación y mantener las paredes de la zanja en posición vertical, al e-- jercer una presión adicional. La presión adicional fuerza al lodo a penetra

en los vacíos que tenga el material de la cimentación de tal forma que la zan-- ja penetre siempre llena.

El fondo de la zanja se comprueba mediante sondeos para tener la seguridad de que todos los depósitos de talud han sido desplazados.

Las características del material que formaría la pantalla, se -- determinan mediante pruebas de laboratorio y en base a la experiencia obteni-- da en algunas pantallas del mismo tipo realizadas en otros países, princi-- palmente en los Estados Unidos de Norteamérica.

La profundidad de la pantalla se fija tomando en cuenta costos de construcción y volúmenes de agua filtrados al considerar diferentes profun-- didades.

El gasto de filtración para cada profundidad se conoce estable-- ciendo la red de flujo correspondiente y calculándolo mediante la fórmula:

$$Q = k AF$$

donde:

Q = Gastos de filtración, en m<sup>3</sup>/seg.

k = Coeficiente de permeabilidad, en m/seg.

A = Area de filtración, en m<sup>2</sup>.

F =  $\frac{N_f}{N_e}$  Factor de forma de la red de flujo.

$N_f$  = Número de líneas de flujo.

$N_c$  = Número de líneas equipotenciales.

Con los gastos obtenidos en cada uno de los tanteos y profundidades de la pantalla, se forma una gráfica Gastos Profundidades que nos permite conocer la profundidad requerida para el gasto de filtración deseado.

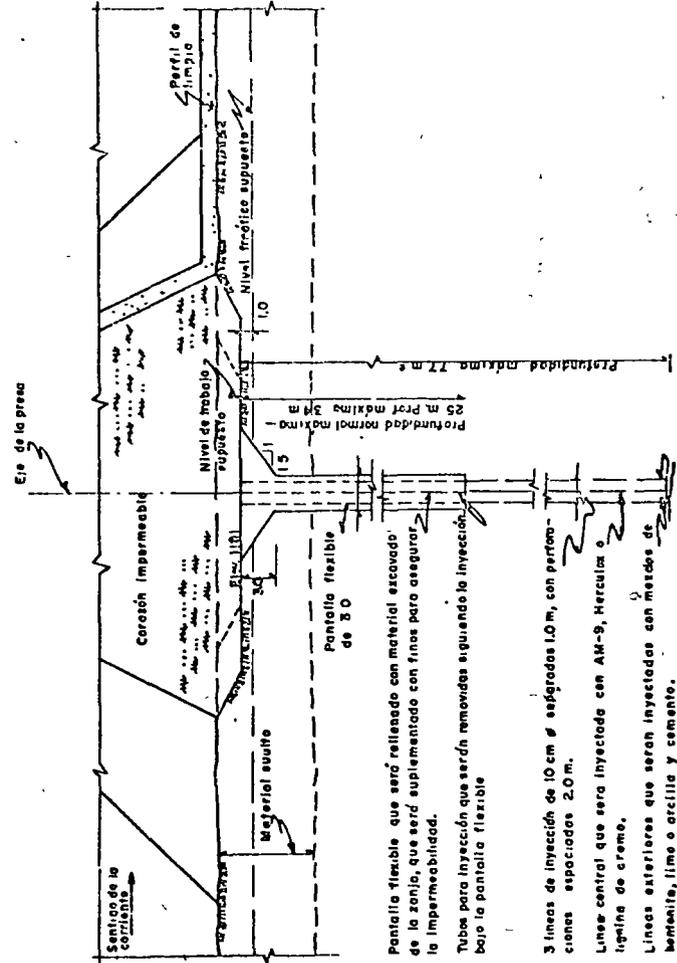
Para el caso particular de las Tórtolas, se llegó a la conclusión de que la solución de una pantalla de 3.00 m de espesor y 20.00 m de profundidad con 3 líneas de inyección a lo largo de la pantalla llegando hasta la roca del fondo, sería satisfactoria por el tiempo de construcción, ya que el volumen de agua perdido por filtración era del orden deseado, es decir, de  $0.10 \text{ m}^3/\text{seg}$  (Figura II-3).

Sin embargo, para esta solución en particular, se haría necesario además una pantalla de inyecciones en cada ladera, en las zonas que fueran a constituir los apoyos de la cortina con el fin de asegurar la continuidad de la pantalla impermeable dentro de la roca fracturada en esa zona.

Las ventajas que presentaría este procedimiento de construcción son las siguientes:

Con los 3.00 m de ancho de la trinchera y el tamaño del cucharón que se puede emplear, la remoción de los bloques de los depósitos de talud resultaría mucho más fácil que en la excavación de un diafragma de con-

22



- Pantalla flexible que será relleno con material escavado de la zona, que será suplementado con finos para asegurar la impermeabilidad.
- Tubo para inyección que serán removidas siguiendo la inyección bajo la pantalla flexible.
- 3 líneas de inyección de 10 cm  $\phi$  espaciadas 1.0 m, con perforaciones espaciadas 2.0 m.
- Línea central que será inyectado con AM-9, Herculita y ligante de crema.
- Líneas exteriores que serán inyectadas con mezcla de bentonita, limo o arcilla y cemento.

SAC ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA PROFESIONAL  
 TESIS  
 RAMIRO RENDON GALINDO  
 PANTALLA FLEXIBLE CON PANTALLA DE INYECCIONES (SOLUCION ADOPTADA)  
 CHAPINGO, MAY 1969



crdo de 0.60 m de ancho para la pantalla I.C.O.S.

El material de relleno podría quedar formado por arena y grava, productos de la excavación de la trinchera, mezclados con una proporción adecuada de limo y bentonita para asegurar el grado de permeabilidad requerido. La bentonita por utilizar, podría ser la empleada para la estabilización de la zanja durante su excavación. Por otra parte, el limo de los depósitos fluviales en el área de Las Tórtolas, se estudió en el laboratorio, comprobándose que reúnan las características necesarias para ser utilizado como componente del material de relleno. Todos estos factores, se reflejarían favorablemente en el costo de la obra.

A través de una pantalla flexible, formada por una mezcla de arena, grava, limo y bentonita, sería más económico perforar los barrenos de inyección hasta la roca subyacente, que a través de un diafragma de concreto.

La pantalla flexible complementada con una pantalla de inyecciones, sería una estructura continua y efectiva a lo largo de las laderas del cañón.

El ancho de 3.00 m de la Pantalla Flexible permitiría una buena liga con la pantalla de inyecciones que penetrará en la roca.

Por su naturaleza flexible, la pantalla seguiría el asentamiento

de la cimentación sin agrietarse, su gran ancho aseguraría bajos gradientes hidráulicos a través de ella.

Como conclusión de los estudios y razonamientos expuestos anteriormente en forma breve, para cada una de las soluciones consideradas, la Secretaría de Recursos Hidráulicos adoptó como solución definitiva para la cimentación de la cortina de la Presa "Las Tórtolas", una estructura formada por una Pantalla Flexible con Pantalla de Inyecciones. En el siguiente capítulo se expone con detalle el programa de trabajo seguido durante la ejecución de la obra.

## CAPITULO III

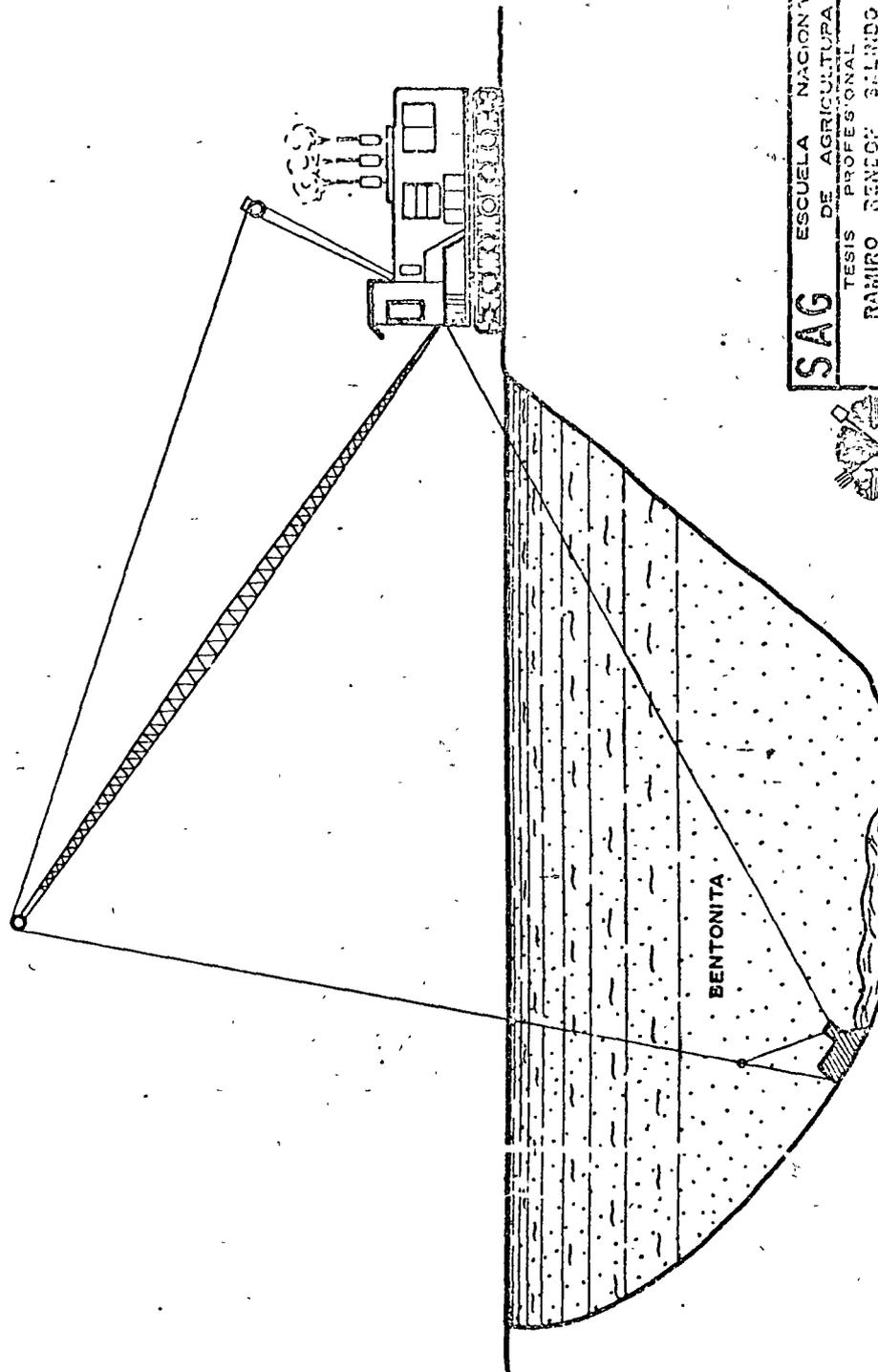
## PANTALLA FLEXIBLE

## III.1.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

Debido a que durante la construcción de alguna de las etapas de la pantalla, el agua para riego tendría que pasar por el eje de la cortina, se construyó una plataforma de trabajo arriba del nivel freático a lo largo del eje marcado para la pantalla en las zonas que así lo requirían para trabajar en seco. Sobre esta plataforma transitó una draga con bote de arrastre de  $6\frac{1}{2}$  yd<sup>3</sup> (Figura III-1), con la cual se extrajo el material de acarreo formando una zanja de 3.0 m de ancho, 20.00 m de profundidad y una longitud de 290.0 m aproximadamente desde el contacto de la roca con el acarreo en una ladera hasta el mismo contacto en la opuesta.

Al ir avanzando la excavación de la zanja, se iba substituyendo el material extraído por lodo bentonítico con el objeto de sostener la excavación. Este lodo es una mezcla de bentonita sódica y agua de consistencia viscosa con densidad no mayor de 1.5, razón por la cual al ser más pesado que el agua ejerce una presión adicional sobre las paredes, suficiente para mantenerlas en posición vertical. Durante la excavación se tuvo especial cuidado de que el lodo substituido se mantuviera arriba del nivel freático.

Durante la excavación se encontraron bloques de depósito de



SAG ESCUELA NACIONAL  
DE AGRICULTURA  
TESIS PROFESIONAL  
RAMIRO BENECIO GILINDO  
DRAGA CON BOTE DE ARRASTRE  
CHAPIGO, PEX 1968 F.V. III-1



PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

talud (grandes bloques) que el bote de la zanja no pudo extraer, para lo cual se utilizó un barrilón de 3.6 ton accionado por la misma máquina y rompiendo por punción dichos bloques, extrayendo posteriormente con el bote de arrastre el material demolido. Una vez que se terminó la excavación y estando llena la zanja con lodo bentonítico, se procedió a colocar dentro de ella el relleno que consistió en una mezcla de grava y arena bien graduada, limo y bentonita, el cual se colocó por medio de un cucharón de gajos de naranja (Orange Peel), el cual llevaba la mezcla de relleno hasta el fondo de la excavación a través del lodo bentonítico. Este sistema de colocación del relleno se hizo con el objeto de que no hubiera segregación de sus componentes y que al irse colocando no dejara bolsas que hicieran una pantalla no uniforme, para la cual el avance del relleno se inició con un talud muy tendido para que la masa se desplazara por su propio peso (Figura III-2). Al ir colocando el relleno, éste va desplazando a lodo de ademe, el cual se recupera en gran parte y se emplea en la mezcla del relleno. Los últimos 2.0 m por rellenar se colocaron usando bulldozers, los cuales empujaron lentamente los materiales dentro de la zanja partiendo de la elevación más alta, hasta obtener la elevación requerida a todo lo largo del tramo.

El relleno se formó con parte del aluvión extraído y mezclado con limo-arenoso de los depósitos localizados aguas arriba del eje de la pantalla. A la mezcla así obtenida se le añadió lodo bentonítico y se removió con tractor hasta darle la consistencia que permitió su colocación.

Los lodos utilizados para la estabilización de la zanja y los

que se mezclaron con el relleno debieron satisfacer las especificaciones relativas a Lodos del Instituto Americano del Petróleo. Para su control, se hicieron pruebas para garantizar su aceptabilidad en el campo.

Para limpiar el exceso de arenas y sedimentos al lodo bentonítico, así como para investigar y tratar el fondo de la zanja se contó con una grúa, que permitió colocar un desarenador (Air Lift) en el fondo de la zanja, accionado por un compresor.

Durante la excavación, cuando la zanja llegó a la profundidad deseada se tuvo especial cuidado en investigar la presencia de grietas, hendiduras o depresiones, estas depresiones cuando se encontraron se limpiaron con ayuda de chiflores de aire; la superficie de la roca se limpió de los azules, resto de rocas y bolsas de finos que se encontraron. Las arenas en suspensión que se depositaron dentro del lodo y cayeron al fondo de la zanja se removieron con la ayuda de un desarenador (Air Lift).

III.2. PROGRAMACION DE LA CONSTRUCCION DE LA PANTALLA FLEXIBLE POR EL METODO DE RUTA CRITICA.

Formulación del programa.

Apenas hace menos de una década, la única herramienta de que se disponía para la programación de los proyectos de Ingeniería Civil consistía en la elaboración, en forma más o menos simplificada, de un diagrama de barras, conocido como DIAGRAMA DE GANT, el cual se reducía

entre lo programado y lo realizado. De esta manera, permitió hacer las modificaciones pertinentes para conservar las actividades dentro del programa. En la figura III-4 se representa el diagrama de actividades de este segundo programa.

El siguiente inciso trata del programa que realmente se llevó en la obra y al final del mismo se hace una comparación con lo programado.

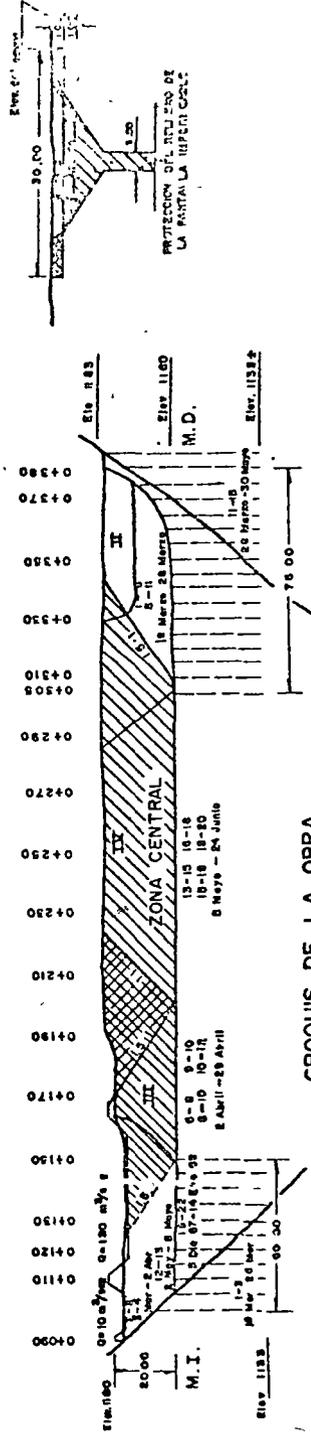
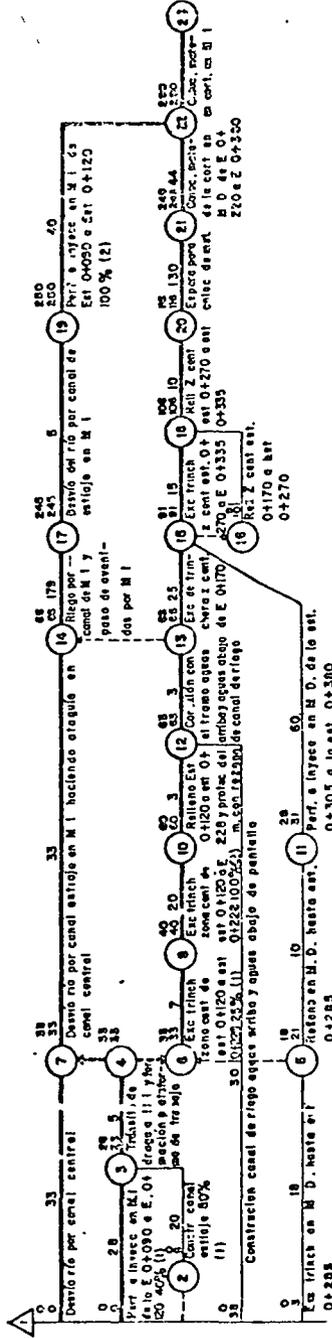
III.3.- PROGRAMA DE TRABAJO LLEVADO A CABO EN LA OBRA.

La construcción de la pantalla se programó en cuatro etapas (inciso anterior) con el objeto de permitir el paso del agua de riego por canales en el mismo cauce, efectuándose el relleno por tramos. Se programó construir en primer lugar las partes de pantalla sobre los cuales deberían efectuarse el inyectado para que así, mientras se realizara éste, se continuaría con la construcción de la pantalla. El programa quedó en la forma siguiente: construcción de un tramo de pantalla en la margen izquierda hasta la estación 0 + 172 pasando el rfo por un canal central, terminado éste se siguió con un tramo en la margen derecha hasta la estación 0 + 299; simultáneamente se inyectó el tramo en la margen izquierda.

Para la 1a. ETAPA, terminado el tramo de pantalla en la margen derecha se procedió a inyectar bajo de él y se inició la 3a. ETAPA de la Est. 0 + 120 a la 0 + 219; terminada ésta se procedió a construir la cuarta y última etapa, siendo necesario construir una canal en la margen-

30

DIAGRAMA DE ACTIVIDADES



**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
 RAMIRO RENDON GALINDO  
 DETALLES DE ACTIVIDADES  
 SEGUNDO PROGRAMA



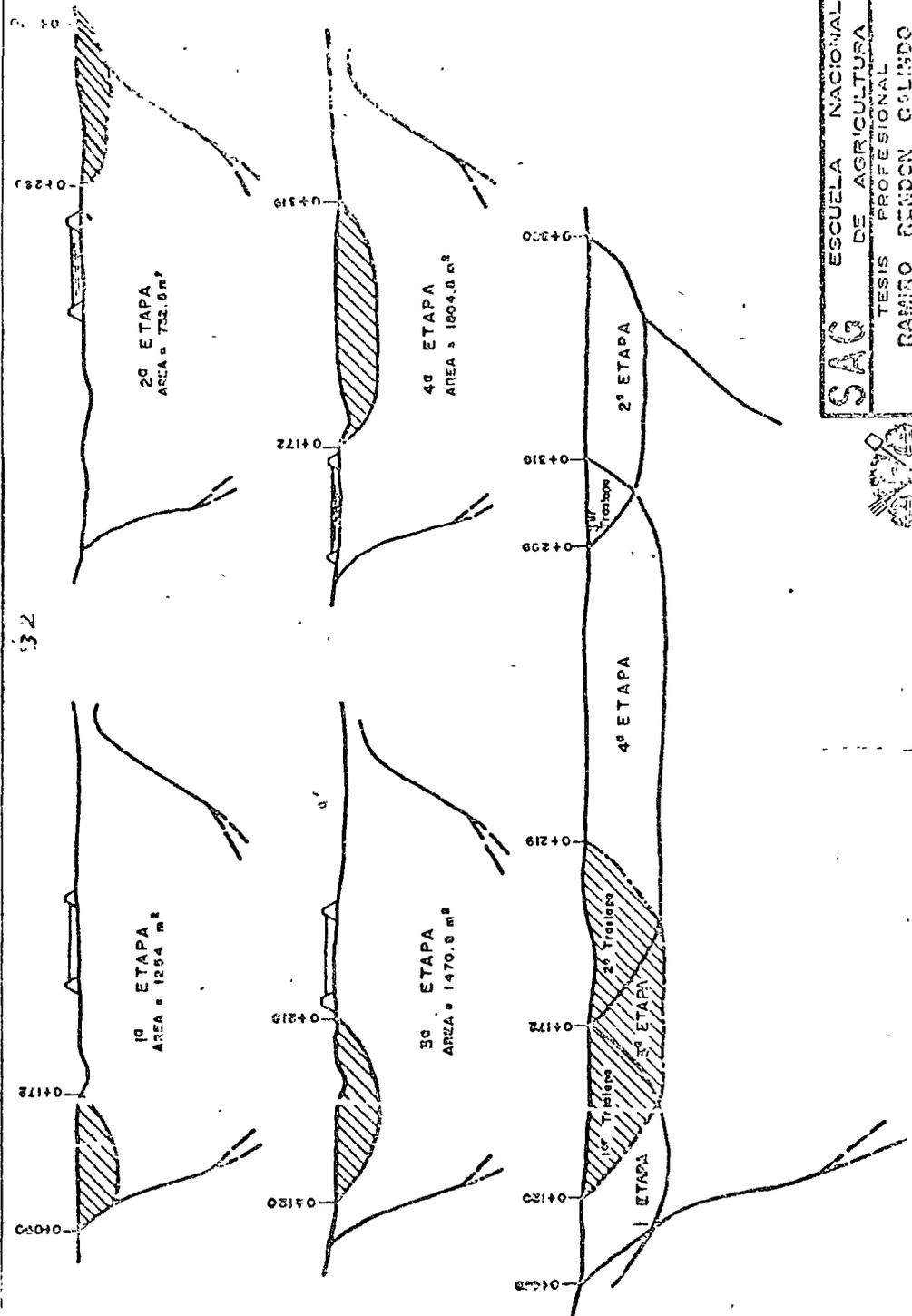
Izquierda sobre los tramos de pantalla ya construidos de 1a. y 3a. ETAPAS, los cuales se protegieron con rozaga y en su centro pequeño bien graduado. El objeto del canal fue el de dar paso a las aguas para el segundo riego y posibles avenidas en el mes de Junio. La Figura III-5, nos muestra la secuencia de cada una de las etapas. Para alimentar con bentonita las excavaciones se instaló una planta mezcladora que consistió en una bomba centrífuga marca Byron Jackson con motor Diesel, en la cual al flujo de agua se le agregaba la bentonita necesaria para obtener la mezcla adecuada, que se descargaba a un pozo de lodos; (Foto No. 1) del pozo mediante otra bomba centrífuga (marca Gorman Rupp 4" x 4" con motor de gasolina) se pasaba la mezcla a un foso de lodos, los cuales se mantuvieron en movimiento mediante otra bomba centrífuga (marca Denver con motor eléctrico), con esta bomba se enviaba también el lodo por medio de mangueras a las excavaciones (croquis de dispositivos Figura III-6).

Los bancos de material para formar el relleno fueron dos: (Figura III-6) banco de limo a una distancia aproximada de 400 m, banco de grava y arena a 150 m. Aproximadamente, ambos localizados aguas arriba del eje de la cortina; las características de dichos materiales aparecen posteriormente en pruebas de laboratorio, lo mismo que las del relleno.

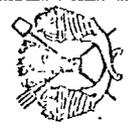
DESCRIPCION DE CADA UNA DE LAS ETAPAS DE TRABAJO.

PRIMERA ETAPA.

La excavación de la zanja se inicio partiendo de la margen iz



SAG ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
 RAMIRO RENDON COLINDO  
 ETAPAS DE CONSTRUCCION  
 "PANTALLA FLEXIBLE"  
 GUANAJUATO, MEXICO 1966



MEZCLA DE RELLENO.

Para la mezcla del relleno se utilizaron los siguientes materiales:

- 1.- Grava y Arena.
- 2.- Limo.
- 3.- Bentonita Sódica.

GRAVA Y ARENA.

Las gravas y arenas bien graduadas son materiales muy estables cuando carecen de finos. Las gravas son más estables y permeables que las arenas gruesas y éstas más que las arenas finas. Las arenas finas son muy uniformes, en cambio más permeables y menos estables que las bien graduadas. Estas propiedades dependen mucho de la graduación, forma y tamaño de las partículas. En los suelos con gruesos bien graduados basta un 12% de finos para volverlos prácticamente impermeables.

La grava y arena para el relleno de la pantalla se obtuvo del banco localizado aguas arriba del eje de la pantalla (Figura III-6). Por pruebas granulométricas se vió que se trataba de un material bien graduado, que únicamente presentaba un pequeño exceso de materiales de tamaño máximo de 6".

La densidad de la grava fue de 2.62 y la de la arena de 2.50.

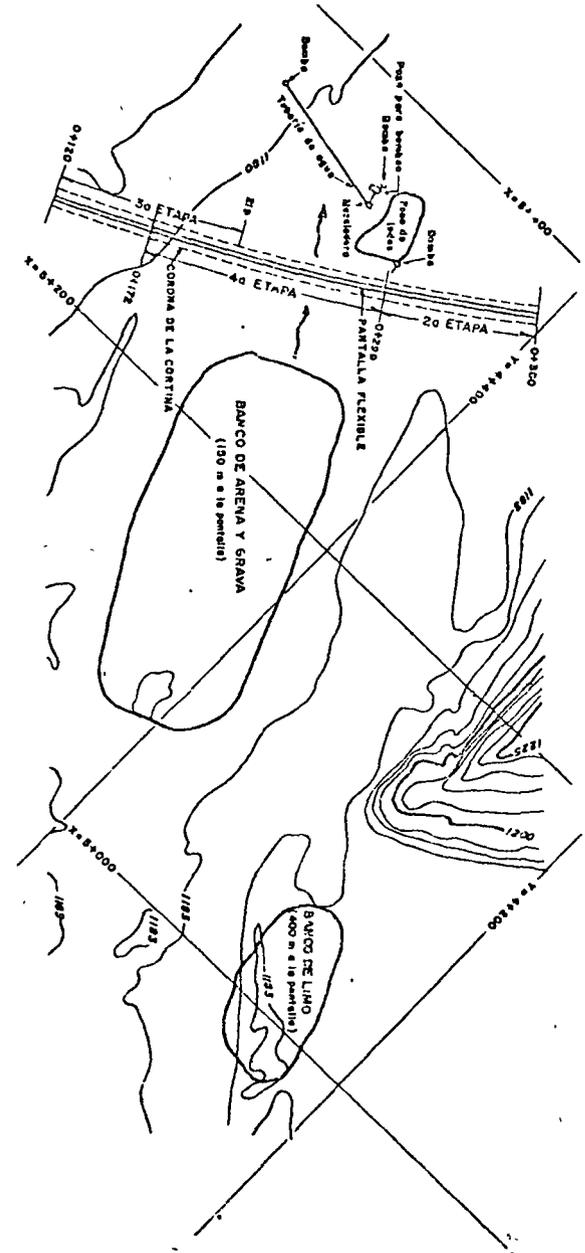


Fig. 6.



**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA  
 TESIS PROFESIONAL  
 RAMIRO RENDON GALINDO  
 LOCALIZACION DISPOSITIVOS Y BANCOS DE MATERIALES  
 CHAPIQUO, MEX 1 9 6 3  
 Fig. II-6

el peso volúmico seco óptimo de 1659 kg/m<sup>3</sup> y compactado en Laboratorio de 2094 kg/m<sup>3</sup>. La forma de los granos era redonda, característica típica de los materiales de acarreo.

L I M O.

Los limos son los finos no plásticos, sumamente inestables cuando están saturados, impermeables y difíciles de compactar. Cuando están secos, se pulverizan fácilmente dando una sensación al tacto como de harina. En los limos el agua no se adhiere con tanta fuerza a sus partículas, lo cual le proporciona mayor movilidad.

Para el relleno, el limo se obtuvo de un banco localizado aguas arriba del eje de la cortina (Figura III-6) interviniendo en un 15% en peso en la mezcla de relleno.

Sus propiedades físicas fueron las siguientes:

- 100% Pasa malla No. 4.
- 90.3% Pasa malla No. 200.
- Límite Líquido = 24%
- Límite plástico = 22.7%
- Índice de plasticidad = 1.3
- En prueba proctor:
- Peso volumétrico seco óptimo = 1600 kg/m<sup>3</sup>
- Humedad óptima = 19.5%

El material de relleno resultante de mezclar la grava arena y limo, debería llenar los siguientes requisitos de graduación.

No. de la Malla (U.S. Standard)	% que pasa. (en peso)
3"	80 - 100
3/4"	40 - 100
No. 4	30 - 70
No. 30	20 - 50
No. 200	12 - 25

Estos límites de graduación del relleno se representan en forma gráfica en la Figura III-7.

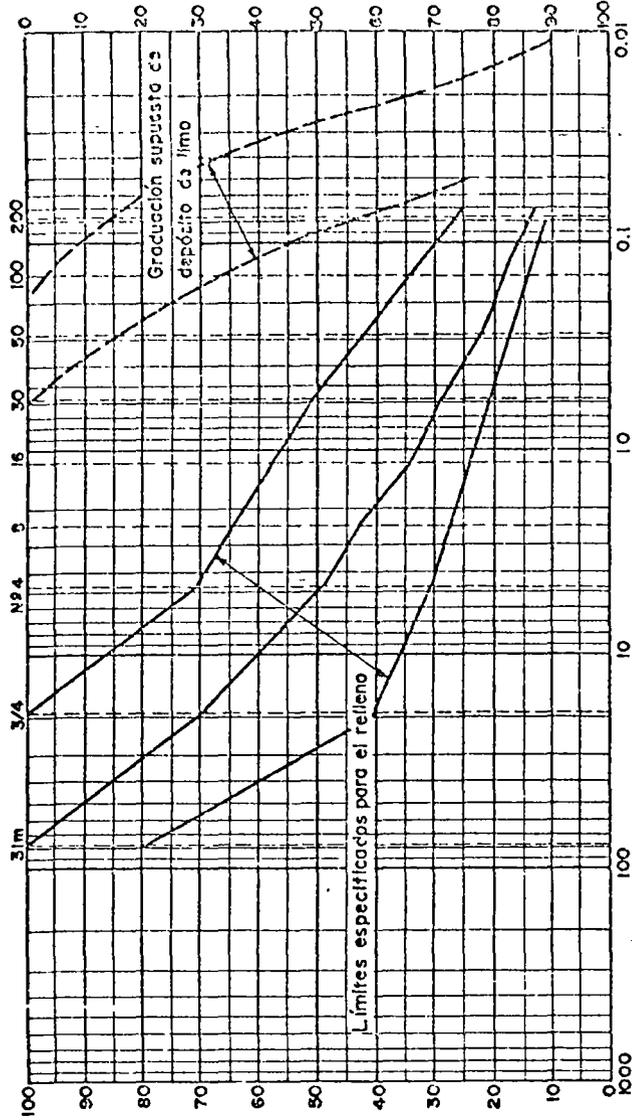
BENTONITA SODICA.

En el relleno intervino en proporción del 7% en peso ya hidratada. El control en el campo para cumplir con dicha proporción se hizo por medio de pruebas de revenimiento, de la misma forma que en concreto, obteniéndose en el Laboratorio que con un revenimiento de 10 a 15 cm, se obtenían las condiciones óptimas de trabajo.

III.5.- FUNCIONAMIENTO DEL CONJUNTO CORTINA-PANTALLA.

La pantalla flexible terminada tiene un ancho de 3.00 m a la elevación 1180.00, nivel a que se desplantará el corazón impermeable

78



PIEDRAS	Grueso	Fina	Grueso	Media	Fina	LIMO O ARCILLA
---------	--------	------	--------	-------	------	----------------

Nota: El relleno será razonablemente bien graduado. Se permitirán piedras aisladas de 6" de tamaño máx.

**SAG** ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA Y GANADERIA  
 TESIS PROFESIONAL  
 RAMIRO FANCON GALPINO  
 LIMITES DE GRADUACION DEL RELLENO  
 CUAZAPANGO, PERU 1959



de la cortina que debe quedar ligado perfectamente con ella, el ancho del corazón a esa elevación es de 31.60 m, por lo que parte quedará apoyado sobre la pantalla y parte sobre el acarreo del río, estos distintos materiales tendrán asentamientos, debidos al paso de la cortina que no serán iguales y provocarán esfuerzos en el material que forma el corazón impermeable. Si se hace la liga conservando la forma de la pantalla terminada o sea con ancho de 3.00 m, y las paredes verticales, formando un ángulo recto con el lecho del río, se tendrán una concentración de esfuerzos a lo largo de las líneas que forman el lecho alto de la pantalla (Figura III-8), lo cual es una condición desfavorable para la estabilidad de la cortina. Para reducir esta condición se amplió el contacto entre pantalla y corazón a 12.00 m, formando taludes 1.5 : 1 en la parte superior de la pantalla y rellenándose con la mezcla con que se formó ésta (Figura III-8), con este procedimiento se forma una "transición de formaciones" que disipa la concentración de esfuerzos, y tiene además la ventaja de alargar el paso de filtración en el contacto.

Programa de Trabajo y Procedimiento de Construcción.

La construcción de esta zona de transición se inició desde la elevación 1181.50, hasta 1176.00, profundidad en la cual se establecía la "liga" con la pantalla flexible.

El proceso de construcción se realizó construyendo tramos de 30.00 ó 40.00 m, dejando traslapes de 10.00 ó 20.00 m, los cuales se construían una vez terminados dos tramos contiguos. La draga

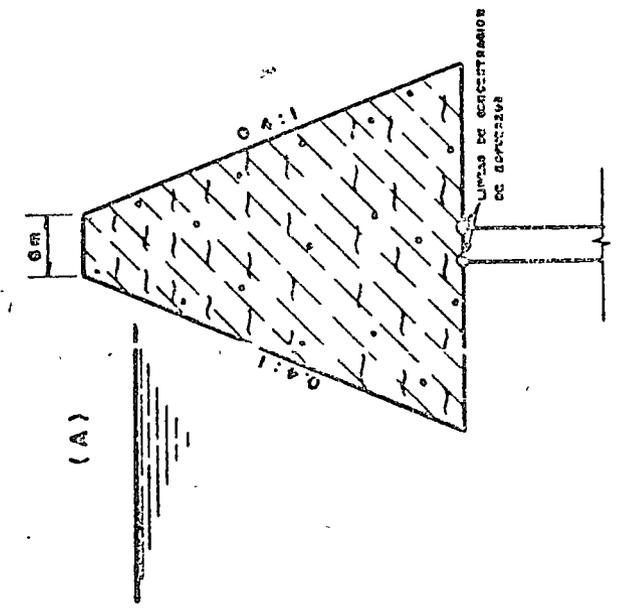
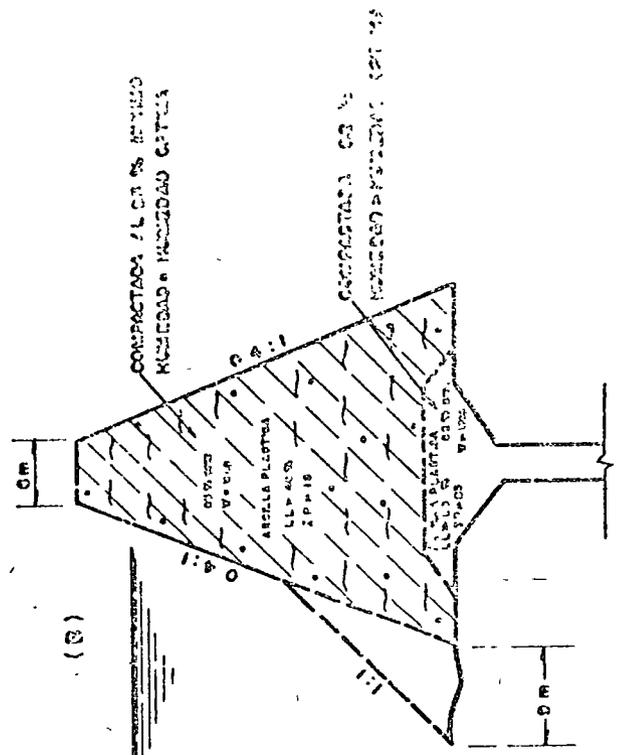
el material en esa zona, al no dar el todo un corte vertical.

Para la arcilla que quedaría en contacto con la pantalla -- y hasta un espesor de 5.0 m, se fijaron las siguientes características: -- Límite Líquido superior a 60%, índice plástico superior a 25 y compactada al 92% con humedad arriba de la óptima de la prueba Proctor Estándar. En esta forma se tendría un material plástico en la zona de mayores esfuerzos. El resto del corazón se construyó con arcilla plástica -- con límite líquido superior a 40% e índice de plasticidad superior a 15, -- compactada con la humedad óptima. Los bancos para esta arcilla se lo calizaron en la vecindad de la cortina.

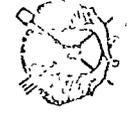
Hacia aguas arriba se amplió la base del corazón en 9.00 m, con un talud de 1:1(Figura III-8) con objeto de alargar el paso de filtración y reducir el gasto de filtración.

Con objeto de determinar las deformaciones que se presentarían en la cortina y poder determinar los asentamientos que se tendrían en la pantalla y en el acarreo sometido a carga estática se instalaron numerosos aparatos de medición en diferentes planos de la sección de la -- cortina. Su colocación se llevó a cabo durante la construcción del terraplén de los diferentes materiales que formarían la sección de la cortina. Los datos recopilados servirán para tener un conocimiento más amplio del funcionamiento de la pantalla flexible que será muy útil en el proyecto de nuevas obras.

34



SAG ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTURA TESIS PROFESIONAL RANCHO LINDOY TAMAULIPAS LICIA DEL CORAZÓN DE LA CORTINA CON LA PANTALLA FLEXIBLE



A continuación se mencionan algunos de los instrumentos instalados, así como presentación de resultados.

#### TESTIGOS HIDRAULICOS.

Estación 0+204.- Los testigos hidráulicos fueron instalados a la elevación  $\pm 1183.00$ , cuando el terraplén se encontraba a la elevación 1186.00.

En la Figura III-9 se muestra la localización de los testigos y las gráficas de los asentamientos observados, elevaciones del terraplén y embalses vs tiempo.

Se hace notar que durante los primeros tres meses, después de la instalación de los testigos, no fue posible realizar observaciones por falta de equipo, sin embargo de las mediciones efectuadas a partir del mes de Junio de 1968, pudo determinarse el asentamiento registrado por los testigos en los tres primeros meses de su instalación. El asentamiento máximo se registra en el testigo No. 1 localizado sobre la trinchera de lodos.

Estación 0+304.- Los testigos hidráulicos fueron instalados a la elevación  $\pm 1185.00$  cuando el terraplén se encontraba a la elevación 1188.00.

En la Figura III-10, se muestra la localización de los

tres testigos con sus asentamientos correspondientes hasta el 10 de Julio de 1968, se muestran también las gráficas de asentamientos, elevaciones del terraplén y embalses vs tiempo.

En esta sección tampoco se hicieron observaciones en los tres primeros meses después de su instalación. Sin embargo, de las lecturas hechas a partir del mes de Junio de 1968, se han podido determinar los asentamientos totales en cada testigo. El valor máximo observado es de 18 cm, que corresponde al testigo T-1 localizado sobre la pantalla de lodos.

#### CELDA DE PRESION.

Estación 0+205.- Las celdas de presión fueron instaladas a la elevación  $\pm 1183.00$ ; cuando el terraplén se encontraba a la elevación  $\pm 1186.00$ .

En la Figura III-11, se muestra la localización de las celdas y las correspondientes presiones registradas para varias fechas. La máxima presión registrada es de  $1.3 \text{ kg/cm}^2$  en la celda No. 4; esta presión corresponde aproximadamente a 22.00 m de terraplén sobre la celda.

En la Figura III-11, se muestran también las variaciones, de la presión de las celdas, el avance de construcción y los embalses

EST. 0+205.00

EST. 0+205.00

EST. 0+205.00

EST. 0+205.00

EST. 0+205.00

EST. 0+205.00

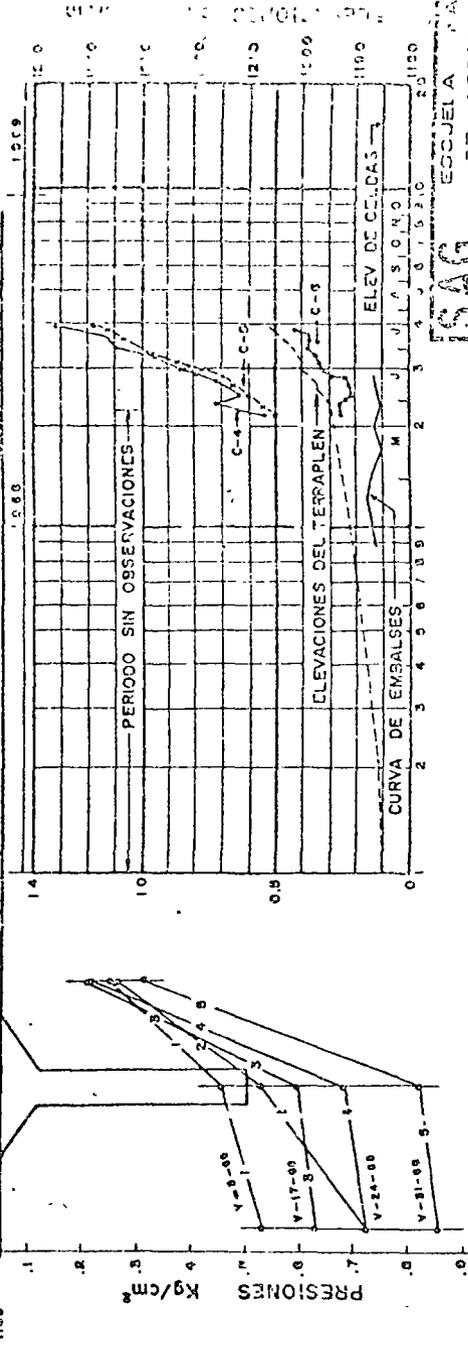
DATOS DE INSTALACION  
 FECHA: MAR-15-68  
 LOCALIZACION: ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTORES  
 CHAHUO, MEX.

ESCALA GRAFICA  
 0 5 10  
 METROS

ELEV. TERR. X-31-68

ELEV. 1190.00

ELEV. 1190.70



ESCUELA NACIONAL DE AGRICULTORES  
 TESIS PROYECTO DE CONSTRUCCION DE UN DAMPO PARA LA LOCALIZACION CELDAS DE PIEZOMETROS  
 CHAHUO, MEX.



Estación 0+205.00. - Las lecturas de presión en esta estación fueron instaladas a la cota de  $\pm 1185.70$ , cuando el terraplén se encontraba a la elevación  $\pm 1190.00$ .

En la Figura III-12, se muestra la localización de las celdas y las correspondientes presiones registradas para varias fechas. La máxima presión registrada es de  $1.33 \text{ kg/cm}^2$  en la celda No. 2; esta presión corresponde aproximadamente a 22.00 m de terraplén sobre la celda.

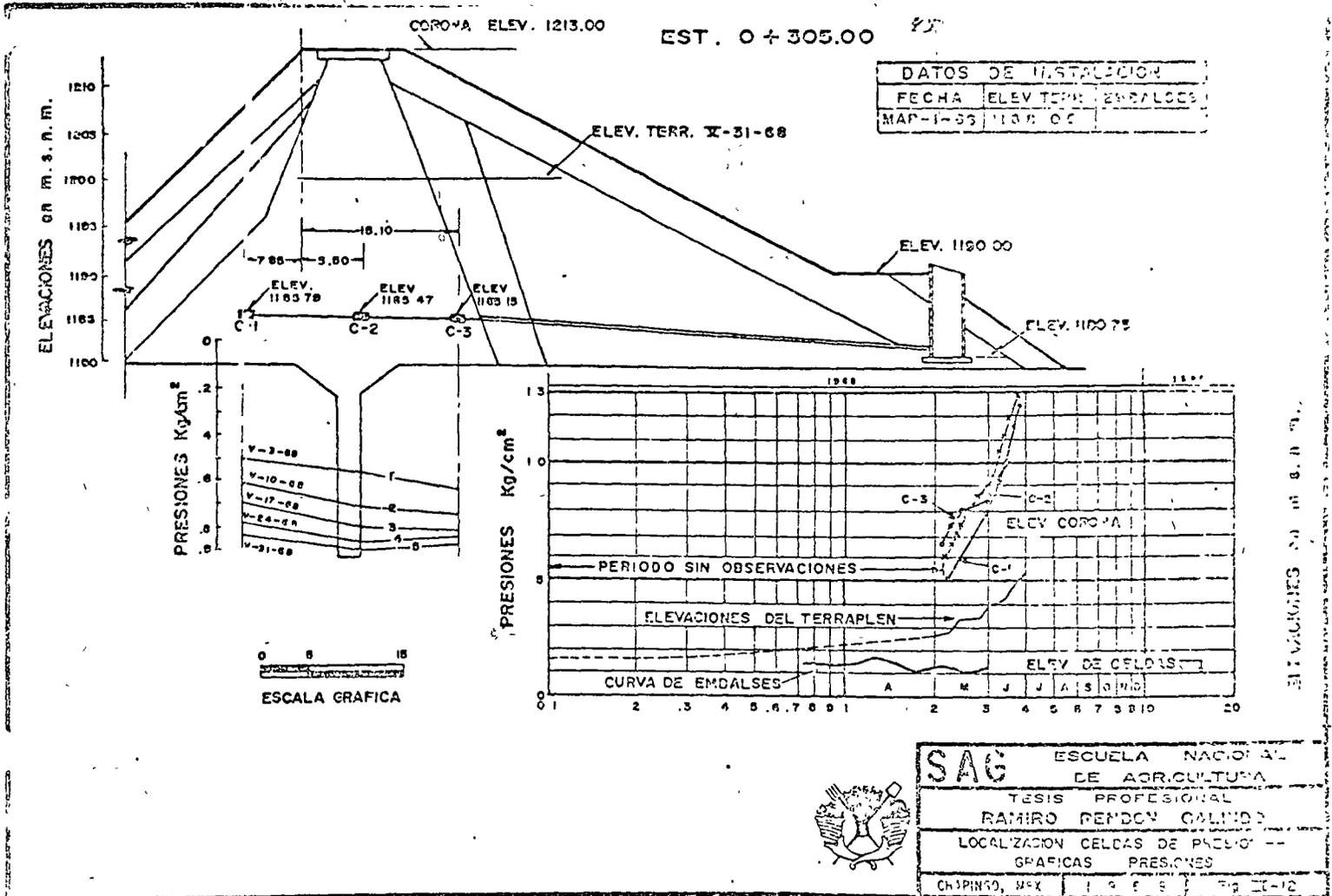
En la Figura III-12, se muestran también las variaciones de la presión en las celdas, el avance de construcción y los embalses en el vaso.

PIEZOMETROS.

Con el objeto de conocer las presiones naturales (de poro) a diferentes profundidades aguas abajo de la pantalla flexible se instalaron cuatro piezómetros Casagrande (abiertos): 2 atravesando el material impermeable y 2 atravesando el material de acarreo de la presa.

Las profundidades a que fueron instalados a partir del perfil natural del terreno son las siguientes:

25.00 y 16.50 m para los localizados en el material impermeable y de 15.00 y 5.00 m para los localizados en el material de a-

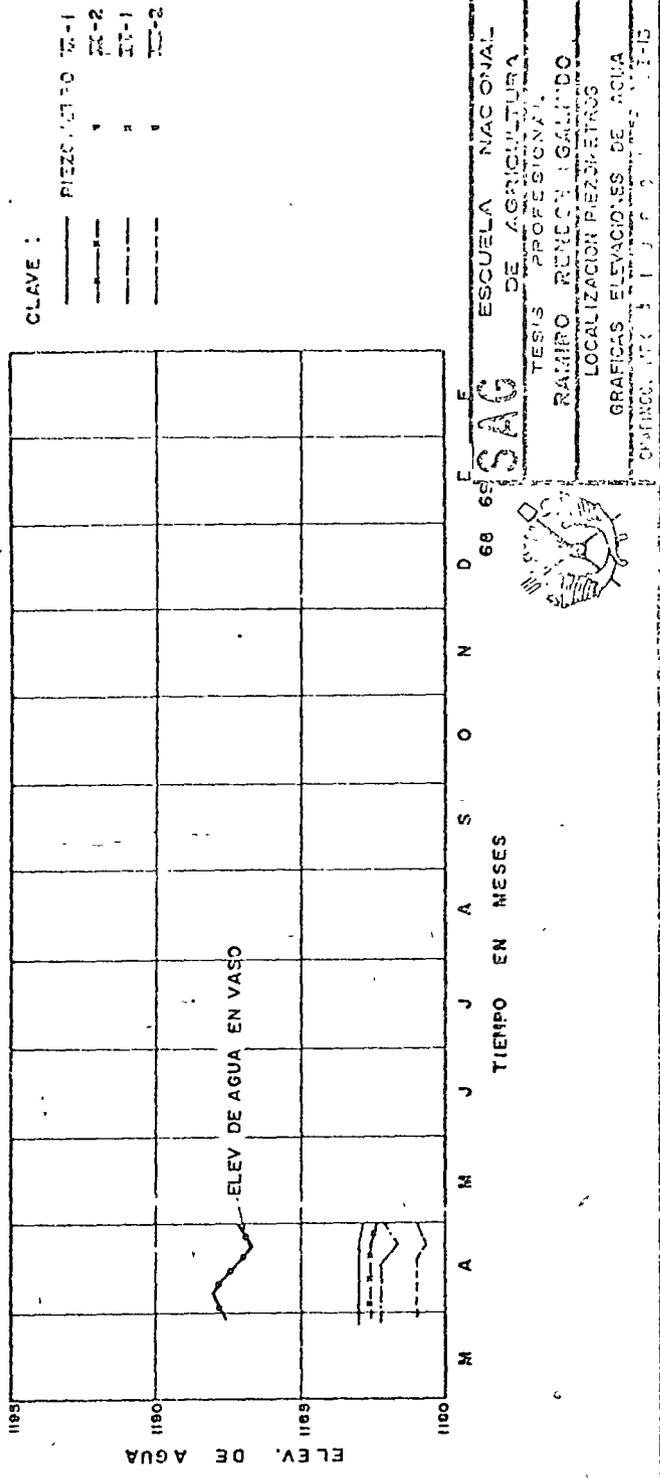
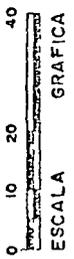
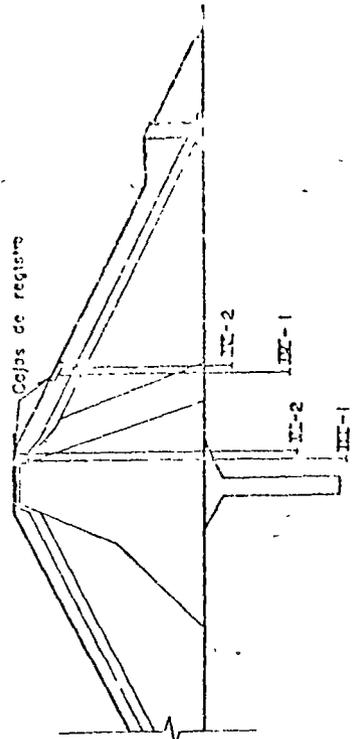


46

carred.

En la Figura III-13, se muestra la localización de los piezómetros y los resultados obtenidos hasta el 30 de Abril de 1968; se --- muestra también la gráfica de elevación de agua en el vaso.

47



las mayores presiones permitiendo la entrada de la lechada a través de las fisuras finas con mayor facilidad. Si la lechada se inyecta con alta presión, es aconsejable llevar un estricto control de los movimientos de la roca, instalando dispositivos de alarma que permitan suspender de inmediato la inyección en caso de peligro.

IV.2.- INYECCION BAJO LA PANTALLA FLEXIBLE.

El procedimiento para la formación de la pantalla central de inyección bajo la pantalla flexible, consistió en perforar tres líneas de inyección, inyectándose solamente las zonas más cercanas a los empotramientos con las laderas entre la Est. 0+306 a la Est. 0+370; para la margen derecha, y de la Est. 0+114, a la Est. 0+150 para la margen izquierda, con una separación entre línea y línea de 1.0 m.

En ambos márgenes se siguió la pantalla de inyección en su línea central de la Est. 0+370 a la Est. 0+440 en la margen derecha; y de la Est. 0+065 a la 0+114 en la margen izquierda, para unir con las inyecciones de las pantallas de liga. (Fig. IV-1).

Las perforaciones se hicieron con máquinas Overburden, cuidando de ademar la zona de la pantalla flexible y de llevarlas hasta 1.0 m en donde se encontró roca.

Los trabajos de perforación se realizaron en tres etapas. Para la primera etapa se fijó la distancia de 8.0 m para los barrenos -

consecutivos, de 4.00 m para la segunda; y de 2.00 m para la tercera. La profundidad de los barrenos quedó establecida como sigue: 45.00 m para la primera etapa, medidos a partir de la plataforma de trabajo; — 25.00 m para la segunda, medidos a partir del fondo de la pantalla flexible y de 10.00 m para la tercera también medidos a partir del fondo de la pantalla flexible.

La inyección se llevó a cabo con progresiones de 1.50 m, haciendo pruebas de presión para cada una de ellas antes del inyectado, subiendo el ademe después de haber colocado grava dentro de él, con el objeto de mantener las paredes del barreno en caso de no encontrarse roca.

Las mezclas utilizadas en la inyección fueron:

Relación Agua-Cemento	Bentonita (%)	Cantidad Sacos Cemento
5 : 1	10	20
4 : 1	6	10
3 : 1	5	10
2 : 1	3	10
1 : 1	1	10

Las presiones dadas fueron de acuerdo con la zona de

inyectado, según la siguiente tabla:

ZONA	PROFUNDIDAD	PRESION
1	39 - 45 m	5 kg/cm <sup>2</sup>
2	33 - 39 m	4 kg/cm <sup>2</sup>
3	27 - 33 m	3 kg/cm <sup>2</sup>
4	21 - 27 m	2 kg/cm <sup>2</sup>
5	15 - 21 m	1 kg/cm <sup>2</sup>

Para el caso de los barrenos en que se encontró roca, se procedió al inyectado de la misma colocando el empaque a 30.00 m para la primera progresión; en la segunda se colocó el empaque por debajo del ademe, inyectándose las rocas con las presiones y mezclas utilizadas en las galerías; las restantes progresiones se inyectaron en longitudes de 1.50 m.

Para el tratamiento de las pantallas centrales, tanto de la margen derecha como de la izquierda, se procedió en la siguiente forma: se inició la perforación e inyección de la línea aguas abajo; se continuó con la línea aguas arriba; y por último, se perforó e inyectó la línea central.

previamente se hicieron pruebas de tener una idea de la permeabilidad y de la capacidad de absorción de los consumos de agua con los consumos de inyección propiamente dichos. Estas pruebas consistieron en lo siguiente: Una vez llevado el pozo a toda su profundidad, se inició la prueba colocando el inyector a la profundidad adecuada a la progresión que se va a probar, se inyectó agua a presión y una vez que se estabiliza ésta, se continúa con la inyección de agua por unos 10 minutos aproximadamente y se toma un promedio para obtener el gasto en litros por minuto de agua de consumo.

En algunos barrenos se dio el caso de que, durante la perforación se perdía agua; en estos casos se suspendió la perforación y se inyectó el barreno hasta sellarlo.

#### Mezclas.

Las mezclas que se usaron en las galerías y en general en todos los trabajos de inyectado en roca fueron a base de agua, cemento y arena cuando el consumo de lechado fue considerable. Las relaciones usadas fueron las siguientes:

Agua - Cemento.	Agua - Cemento - Arena.
5 : 1	1 : 1 : 0.25
4 : 1	1 : 1 : 0.50
3 : 1	2 : 1.5 : 1.5
2 : 1	2 : 1.5 : 2
1 : 1	2 : 1 : 2

Agua - Cemento.

Agua - Cemento - Arena.

2 : 1.2 : 2.5

2 : 1 : 3

En el tramo final de las galerías tanto en la margen izquierda como en la derecha se hicieron perforaciones en forma de abanico con intervalos de  $10^{\circ}$  cada uno, orientados en forma perpendicular al rumbo del contacto de la Formación Aurora con la Formación Kiamichti. En la margen derecha se hicieron 6 pozos desde  $10^{\circ}$  a  $60^{\circ}$ . En la margen izquierda se hicieron 6 pozos con intervalos de  $10^{\circ}$  y cuatro pozos intermedios a  $5^{\circ}$  con una profundidad variable.

#### Presiones.

Las presiones de acuerdo con las especificaciones fueron de  $0.35 \text{ kg/cm}^2$  por metro de profundidad, pero se cambiaron a  $0.45 \text{ kg/cm}^2$  por metro de profundidad con el objeto de igualar las presiones en las últimas progresiones de ladera con las progresiones de galerías.

#### IV.4.- INYECCIONES EN LAS LADERAS.

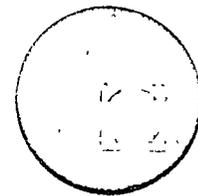
Para la formación de la pantalla de inyecciones en las laderas se utilizaron máquinas perforadoras de carro STENUICK con motor de rotación neumático, con un diámetro de perforación de 3". Los barrenos se hicieron en una línea paralela a los ejes de las galerías y a una distancia de 6.00 m de las mismas. (Fig. IV-1).

La separación para las diferentes etapas de inyectado,





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU

EFFECTIVIDAD Y CONTROLES DE TRATAMIENTOS  
DE INYECCION

6 de diciembre de 1973

ING. JUAN MANUEL ESCAMILLA

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.  
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

## EFFECTIVIDAD Y CONTROLES DE TRATAMIENTOS DE INYECCION

EFFECTIVIDAD DE  
INYECCIONES

IMPERMEABILIZACION: Medición de gasto en secciones determinadas antes y después del tratamiento; pruebas de agua antes y después. Piezómetros

$$E = \left(1 - \frac{Q_u}{Q_a}\right) * 100$$

CONSOLIDACION: Resistencia en compresión después del tratamiento debe ser mayor que antes del mismo. Comparar  $Q_{después}$  con  $Q_{fijada inicio de Obra}$  (Mínima necesaria para el fin requerido).

OBJETIVO EN LOS TRATAMIENTOS:

Conseguir la impermeabilización o consolidación de una formación en un tramo dado al menor costo y tiempo posibles

METODO:

Diseñar un tratamiento de principio o inicial y modificarlo de acuerdo con las condiciones reales encontradas en el campo, deducidas a partir de una serie de CONTROLES.

CONTROLES  
TRATAMIENTO  
INYECCION

TECNICOS

CAMPO

PERFORACION  
EQUIPAMIENTO  
INYECCION

GABINETE

CONDICIONES INICIALES  
PLANOS DE AVANCE  
ANALISIS PLANOS

ECONOMICOS

ESTIMACION DIARIA  
COMPARACION SEMANAL AVANCE COSTO  
REPORTE SEMANAL OBRAS

INFORME FINAL TECNICO-ECONOMICO

## CONTROL DE LOS TRATAMIENTOS DE INYECCION

Antes de iniciar un tratamiento es preciso estimar en forma lo más aproximada posible la cantidad de inyección ( $m^3$ ), que se va a requerir en función del índice de vacíos del material a tratar.

Para rocas con fisuración normal el índice de vacíos variará entre 1% y 3% y para el caso de suelos granulares tal valor ascenderá - - hasta 25 o 35%

Entre los valores anteriores la gama de índice de vacíos puede decirse que es infinita y particular de cada formación, pensando en situaciones complicadas como contacto suelo-roca, formaciones escoráceas, zonas falladas, etc. Sin embargo antes de iniciar un tratamiento debe tenerse un panorama de hasta donde es necesario inyectar en un problema dado.

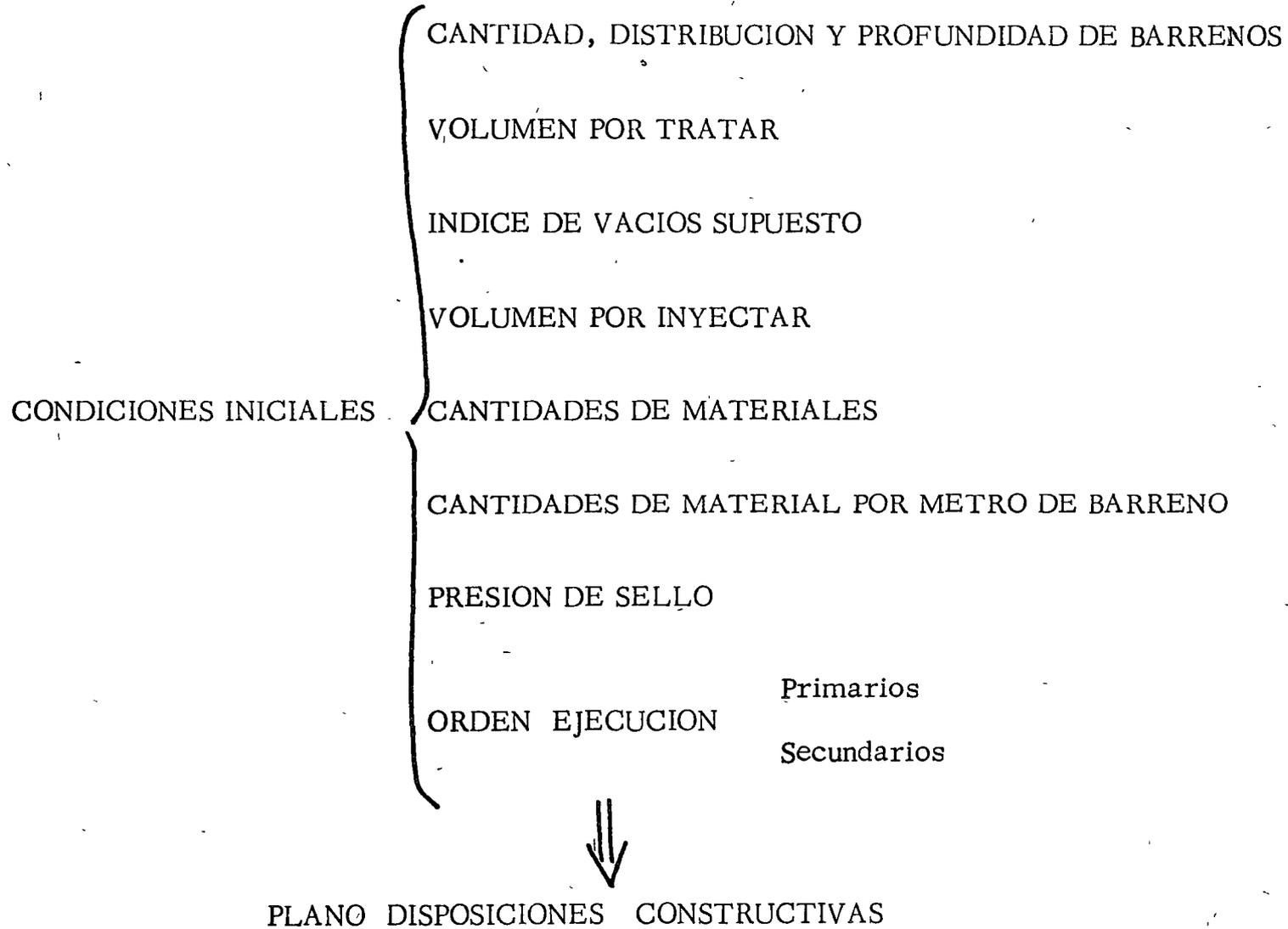
Al inyectar una formación, la presión de inyección hace un efecto de prensado o exprimido de la mezcla y entonces el material sólido efectivamente depositado en las fracturas será una fracción del volúmen total inyectado; tal fracción dependiendo de las presiones de - - inyección se estima del orden del 30 al 50% del volumen total para valores de presión entre 25 y 60  $Kg/cm^2$ . Procediendo en esta forma es posible conocer a groso modo el volumen por inyectar, --

que dividido entre el número de barrenos y longitudes de cada uno de ellos nos dará una idea del consumo por metro de perforación.

La presión de inyección es una variable importante que se fija en función de la carga hidrostática que hay que vencer, las pérdidas de carga que se tienen en la misma inyección y el grado de impermeabilización o consolidación deseado. Usualmente la presión neta se fija en 15 a 20 kg/cm<sup>2</sup> cuando se inyectan lechadas de cemento o cemento/arcilla (no hablamos de inyecciones de contacto o relleno) y de 10 kg/cm<sup>2</sup> cuando se inyectan productos químicos en los cuales mas que una penetración o rompimiento de fracturas se requiere una impregnación de la masa inyectada.

Determinado el volumen por inyectar y la presión, nuestro problema se reducirá a interpretar diariamente la evolución de la inyección.

CONTROLES TECNICOS GABINETE



VOLUMEN TEORICO POR TRATAR 7,700 m<sup>3</sup>

MATERIALES

		Indice de vacios	Volumen x inyectar	C/B	C puro	Gel	M.L.	Canti
Basalto	5,190 m <sup>3</sup>	20%	1,038 m <sup>3</sup>	10%	90%			C/B =
Boleos y grava	1,760 m <sup>3</sup>			104 m <sup>3</sup>	934 m <sup>3</sup>		840	
Suelos	750 m <sup>3</sup>	2,510 m <sup>3</sup> - 27%	685 m <sup>3</sup>	80 %		20%		CP
				545		140	525	C/B =

Consumos cemento para distintos gastos

0-1	1/s — 50 kg/m
1-2	1/s — 50 kg/m
2-3	1/s — 100 kg/m
3-5	1/s — 250 kg/m
>5	1/s — 300 kg/m

Si P 0.7 p proyecto mantener relación hasta que selle el barreno

M.L.

Cantidades de mezclas/m

Mezclas empleadas

840

$$C/B = \frac{104}{840} = 170 \frac{\text{Lt}}{\text{m}}$$

C/B: C/A = 0.5 (= 420 kg/m<sup>3</sup>)  
B = 8% (= 35 kg/m<sup>3</sup>)  
Si = 1% (= 14 kg/m<sup>3</sup>)

$$CP = \frac{934}{840} = 1,120 \frac{\text{Lt}}{\text{m}}$$

525

$$C/B = \frac{685}{525} = 1,300 \frac{\text{Lt}}{\text{m}}$$

CP C/A = 0.5 (=420 kg/m<sup>3</sup>)  
B= 2% (= 9 kg/m<sup>3</sup>)

$$\text{Gel} = \frac{140}{525} = 270 \frac{\text{Lt}}{\text{m}}$$

Gel Silicato 3.4 70 %  
Agua 30 %  
Acetato Etilo = 6% respecto silicato

## CONTROLES DE LABORATORIO Y DE CAMPO

Durante la realización de los trabajos es necesario controlar que las mezclas de inyección sean las especificadas, para lo cual se preparan muestras determinándose en ellas su viscosidad por medio de cono Marsh, porcentaje de agua libre y tiempo de fraguado.

Los datos anteriores que en el caso de inyección de mezclas de cemento se deben efectuar diariamente, en el caso de inyección de productos químicos (geles de silicato de sodio-acetato de etilo) debe de realizarse a cada hora, sobre todo cuando llega a una nueva remesa de productos.

En cada turno ha de procederse a verificar viscosidad, y resistencia del gel en probetas de 24 Hrs de edad.

Indipendentemente de lo que pudiéramos llamar trabajo de laboratorio de campo, debe haber un chequeo diario por parte del Ingeniero que vigilará en forma estricta, la forma en que se están elaborando las mezclas poniendo especial atención en verificar que el equipo esté trabajando adecuadamente, que las medidas de agua y bentonita sean exactas, que los sacos de cemento se vacian bien, que no haya válvulas tapadas, que los manómetros funcionen adecuadamente y que los obturadores no dejen escapar mezcla.

CONTROLES TECNICOS CAMPO

PERFORACION (HOJA POR BARRENO)	{ LONGITUD TOTAL PROFUNDIDAD CAMBIO MATERIAL Y CORTE GEOLOGICO SIMPLIFICADO VELOCIDAD DE PERFORACION PROFUNDIDAD PERDIDA LODO PROFUNDIDAD GRIETAS O DISCONTINUIDADES MAYORES MEDICION GASTO / M CONTROL VERTICALIDAD
EQUIPAMIENTO TUBOS INYECCION	{ LONGITUD LISA LONGITUD PERFORADA LONGITUD TOTAL
INYECCION (HOJA POR BARRENO Y POR FASE)	{ PROGRAMA DE INYECCION POR TURNO (NOMBRE Y ORDEN EN QUE SE TOMARAN LOS BARRENOS) PROGRAMA DE INYECTADO: VOLUMEN/ PROYECCIONES Y PRESION DE SELLO. POR BARRENO Y POR FASE INYECCION VAINA INYECCION CEMENTO/BENTONITA INYECCION GEL INYECCION CEMENTO PURO

CONTROL INYECCION PROPIAMENTE DICHA CAMPO	INYECCION MEZCLAS CEMENTO	VISCOSIDAD (MARSH) f = DIARIAMENTE
		AGUA LIBRE f = DIARIAMENTE
		RESISTENCIA COMPRESION f = EVENTUAL
	INYECCION GEL	VISCOSIDAD f = DIARIAMENTE
		TIEMPO DE FRAGUADO f = PROBETAS CADA HORA Y CADA QUE LLEGUE PRODUCTO
		RESISTENCIA (PENETROMETRO PORTATIL ) SOBRE PROBETAS CADA 24 HORAS DE EDAD

Diariamente al inicio de cada turno el sobrestante debe contar con un programa de inyección en el que se especifiquen claramente: -- los barrenos que se van a inyectar y su orden, las profundidades en que se harán las progresiones, los consumos en que se harán los cambios de relación y las presiones de sello (ver forma de programa de inyección).

Para saber que es lo que pasa en cada barreno, se llevará por cada uno de ellos una hoja en la que se anotarán los datos de perforación, geología simplificada, fechas, consumos y presiones en inyección de vaina, de cemento bentonita, gel, etc.

Los resultados de las observaciones mencionadas se registran diariamente en los planos de avance, que sirven para visualizar en forma objetiva las eventualidades del desarrollo del tratamiento.

Los planos de avance que pueden ser de dos tipos: Aquellos en que el tratamiento se realiza por aureolas de 6 a 10 barrenos cada una y aquellos en que se tienen una gran cantidad de barrenos distribuidos en un área grande.

Como su nombre lo indica el plano de avance dará la pauta para programar la continuación del tratamiento ya que permite detectar las zonas que van requiriendo más inyección, En tal plano deberá registrarse gráficamente: volumen inyectado por progresiones ( $m^3/m$ ) para mezclas estables y  $kg/m$  para mezclas inestables, presión de sello y fecha.

Es conveniente insistir que únicamente las informaciones que se toman en el curso de la perforación e inyección de los barrenos; son elementos que disponemos para hacer la interpretación y síntesis del tratamiento, por eso, mientras más datos se tomen, -- más armas tendremos para ir modificando el tratamiento de -- acuerdo con las condiciones reales hasta lograr un trabajo exitoso.

Aparte de las observaciones realizadas en el transcurso de los -- trabajos de inyección tales como volúmenes, presiones, accidentes geológicos, es necesario hacer un reconocimiento periódico de la zona, que se está inyectando, por medio de nivelaciones de puntos dispuestos en el área y sus alrededores, medición de la evolución de los gastos en los barrenos y si se trabaja en un túnel de gastos en el frente por medio de vertedores convenientemente dispuestos.

En tratamiento de consolidación será preciso hacer mediciones entre columnas de los marcos, y entre los adyacentes que nos pongan sobre aviso de un movimiento de la masa de terreno. En zonas rocosas con problemas de estabilidad se acostumbra instalar -- extensómetros o deformómetros que registren movimientos durante o después del tratamiento de una zona peligrosa.

## CONTROLES TECNICOS GABINETE

ANALISIS PLANOS AVANCE

- 1: CONSUMOS Y PRESIONES IGUALES A LO SUPUESTO
- 2: CONSUMOS MAYORES A LOS SUPUESTOS SIN LEVANTAR PRESION  $\Rightarrow$  CAMBIAR MEZCLA A MAS GRUESA
- 3: CONSUMOS MENORES A LOS SUPUESTOS  $\Rightarrow$  CAMBIAR MEZCLA A MAS FINA, AUMENTAR PRESION
- 4: BARRENOS DE CONTROL EN ZONAS DUDOSAS
- 5: DETERMINACION DE INDICE DE VACIOS REAL AL FINAL DE LA OBRA. EXPERIENCIA PARA OBRAS FUTURAS.

CONTROL ECONOMICO

Aparte del control técnico de los trabajos de perforación e inyección, comentado en los párrafos anteriores, no hay que perder de vista el control económico de la obra y la recopilación sistemática de datos - que nos permita planear mejor nuestras obras futuras.

El control económico consiste en tener conocimiento exacto de las cantidades de obra efectuadas diariamente en los distintos turnos, su concentración semanal y finalmente su estimación mensual apro bada por el cliente. Debe tenerse muy en cuenta el hecho de que las obras de inyección salvo casos excepcionales tienen una dura- ción del orden de 1 1/2 a 3 meses y por tanto solo el control sema nal de estimación y Costo nos permitirá reaccionar oportunamente ante situaciones no consideradas en el presupuesto.

Para llevar un control diario efectivo, debe diseñarse para cada obra una hoja en la cual se incluyan en forma ordenada todos los conceptos previstos para ejecutarse.

Para conocer la evolución de la obra se acostumbra el reporte - - semanal que debe incluir datos técnicos, avance de obra y costos (ver forma adjunta) con objeto de poder conocer en forma expedita cualquier variación de la técnica y su origen, el avance de la obra con respecto al último programa aprobado, el estado económico gene ral y las necesidades de personal, equipo y almacén.

Finalmente deberemos de realizar al terminar cada tratamiento una síntesis del mismo que nos permita aprovechar la experiencia adquirida en obras futuras, conociendo más profundamente valores como índice de vaciós reales, rendimientos, etc. que habrán de conducirnos al objetivo inicial de lograr el mejor tratamiento al menor - - costo y el menor tiempo.



centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU

TRATAMIENTOS DE CONSOLIDACION POR MEDIO DE  
INYECCIONES A ALTA PRESION

13 de diciembre de 1973

ING. JUAN MANUEL ESCAMILLA

## TRATAMIENTOS DE CONSOLIDACION POR MEDIO DE

### - INYECCIONES A ALTA PRESION

#### ANTECEDENTES

Con el objeto de resolver en forma definitiva el problema de drenaje de aguas negras y pluviales de la Ciudad de México, se está llevando a cabo la construcción de tres túneles denominados Interceptores - - Central y Oriente y Emisor Central, que con un recorrido de 70 Km en total desembocan en la presa Requena. La construcción de los - túneles mencionados viene a ser una primera etapa del proyecto, con - sistiendo la segunda en la prolongación de los Interceptores Central y Oriente por medio de túneles excavados a través de las arcillas de alta plasticidad y comprensibilidad que subyacen a la ciudad de México. De hecho una parte de los Interceptores Oriente y Central están exca- - vados principalmente en la denominada Zona de Transición del Valle de México.

Dentro de los 70 Km de túneles correspondientes a la primera etapa del proyecto, se ha realizado la excavación a través de una gran varie- - dad de formaciones geológicas encontrándose desde suelos depositados en forma muy heterogénea hasta roca sana. Tan diversas condiciones, han planteado problemas complejos de inestabilidad de las masas de - roca, que en algunas ocasiones hicieron necesaria la intervención de -- métodos auxiliares de construcción que impartieran al terreno caracte- rísticas de estabilidad adecuadas para ser excavadas en forma acetable- - mente segura.

En este trabajo se describen los derrumbes ocurridos en las cercanías de las lumbreras 3 y 7 del Emisor Central, en los Kms 7+262 y 15+804 respectivamente, los cuales, por su magnitud, obligaron a suspender la excavación del túnel para efectuar en esos sitios tratamientos especiales de inyección para recomprimir el terreno.

Derrumbe ocurrido en el Km 7+262 (cercano a la Lumbrera No. 3)

GEOLOGIA

La lumbrera No. 3 del Emisor Central, se construyó a partir de una plataforma ubicada en un pequeño montículo y tiene 145 m de profundidad. Durante la excavación de esta lumbrera se tuvieron grandes problemas constructivos en vista de que su cuerpo está cruzado por varias zonas de falla que incluso obligaron a emplear ademe metálico entre las cotas -135 y -145. El material de este sitio está constituido por andesitas y riolitas del terciario medio y superior, atacadas por agentes erosivos e intemperizadas previamente a la actividad volcánica del cuaternario. En el perfil adjunto, se presenta la litología y los planos de falla inferidos a partir de las muestras de sondeos y de observaciones visuales en el campo.

## PLANTEO DEL PROBLEMA

Terminada la excavación de la lumbrera se procedió a iniciar los frentes denominados 3-2 y 3-4. Desde el inicio de los trabajos a partir de este último frente se tuvieron fuertes empujes laterales que obligaron a atacar el túnel en media sección, ademandando con marcos metálicos espaciados entre sí a cada 0.60 m, con forro de madera para evitar en lo posible la descompresión del terreno. Entre las estaciones 0+003 a 0+016 los empujes fueron de tal magnitud que obligaron a la construcción de una bóveda de concreto con su losa, que tuvo como fin ligar los marcos en que se apreciaron movimientos. Cuando la excavación alcanzó la estación 0+030 - - - empezó a notarse un flujo de agua proveniente del frente, en pocas horas los marcos entre las estaciones 0+020 y 0+030 sufrieron un asentamiento brusco de 0.70 a 1.00 m.

Después, desapareció el flujo y volvió nuevamente con mayor fuerza, arrastrando material en volúmenes tan importantes que obligaron a la salida precipitada del personal, posteriormente, el derrumbe se generalizó invadiendo todo el tramo excavado hasta entonces en ambos frentes hasta lograr un ángulo de reposo de  $10^\circ$  y con un volumen estimado del orden de  $3200 \text{ m}^3$ .

El material derrumbado consistía de bloques de roca andesítica de diversos tamaños que estaban dentro de una matriz de material -- limo-arenoso.

Al cabo de algunos días se investigó desde la lumbrera que ya no había más movimiento de material y se procedió a iniciar los trabajos tendientes a restablecer el frente.

### SOLUCION PROPUESTA

En vista de que el material derrumbado cubría el acceso a la lumbrera y aparte estaba en proceso de excavación el frente 2-3, solo quedaba la alternativa de iniciar los trabajos de recuperación del frente -- desde una plataforma de trabajo construida en la lumbrera en la elevación -134. El trabajo se dividió en las siguientes fases principales - (plano adjunto)

#### 1.- Trabajos desde superficie y lumbrera

1.- Desde la superficie: Perforación de barrenos de diámetro grande e inyección con mezclas a base de cemento y arena, para llenar la caverna dejada por el derrumbe.

2.- Desde la lumbrera, perforación e inyección

a) Aureolas de ataguía (A, B, C) para contener el flujo de material hacia la lumbrera.

- b) Aurcolas de techo (K, L, M) para formar una bóveda que impidiera la caída del material.
- c) Aureolas de anclaje ( I a VI) consistentes en barrenos equipados con varillas de acero e inyectados para dar una armazón a la masa de suelo-roca .
- d) Comprobación de la efectividad de la ataguía desde la lumbrera por medio de inclinómetros.

## II.- Trabajos desde el túnel

- 1.- Excavación del frente 2-3 hasta llegar a la zona invadida por material derrumbado y limpieza del mismo.
- 2.- Perforación de tres barrenos de control desde del paño de la lumbrera, frente 3-4, para conocer el espesor de la zona tratada por la ataguía.
- 3.- Avance en media sección dejando un tapón de material tratado de 5.00
- 4.- Tratamientos sucesivos de 16 m de profundidad para avances de 12.00 m(dejando siempre un tapón protector no menor de 4.00 m) que interesarán un cilindro con diámetro tal que cubra 3.00 sobre de la clave y 2.00 abajo de la media sección.
- 5.- Avance del túnel en media sección (12.00 m)
- 6.- Tratamiento de media sección superior simultáneamente al tratamiento de media sección inferior del tramo anterior.

Los pasos 4, 5, 6 se realizarían tantas veces como fuera necesario hasta salir de la zona peligrosa, además, la excavación de la sección superior se debería realizar extremando precauciones (túneles piloto adelantados, excavación sin explosivos, instalación inmediata de marcos y concreto lanzado simultáneo)

### TECNICAS ADOPTADAS DE PERFORACION E INYECCION

En el plano adjunto se presentan vistas de frente y cortes que muestran la disposición de los barrenos en las distintas aureolas.

### PERFORACION

La perforación se ejecutó en la siguiente forma:

En superficie, empleando máquinas de alto rendimiento montadas sobre camión, se perforaron los barrenos A a G de 9 3/4"Ø para ademar en 6"Ø hasta donde fuera posible.

Cuando las condiciones del terreno lo requerían se hicieron cementaciones para continuar la perforación. Al encontrar cavernas a nivel del túnel, se introdujeron tubos de P.V.C. rígido para depositar la inyección presisamente en el sitio necesario.

Desde la lumbrera se emplearon máquinas rotarias pues había la necesidad de cortar con diamante el acero de refuerzo de la pared de la lumbrera. Se adoptó una tubería tipo Wire Line, que permitiera mantener la perforación ademada mientras se instalaba un tubo de inyección. También se utilizó una perforadora Oberburden que ademaba los barrenos en 3"Ø permitiendo la instalación de los tubos de inyección.

Por último, desde el túnel como no había la necesidad de barrenar acero de refuerzo, se prefirió el empleo de perforadoras neumáticas como el Roc-601, habriendo agujeros de 3"Ø para instalar tubos de inyección 1 1/2"Ø.

INYECCION

La inyección de los barrenos de superficie se hizo desde la boquilla del pozo conectando la descarga de las bombas al ademe o al tubo de inyección. Por otra parte, desde la lumbrera y el túnel, la inyección se realizó empleando obturadores dobles de copa de cuero o de neopreno, moviéndolos en progresiones ascendentes de 33 cm cada una en toda la longitud del tubo de inyección.

Una vez que el tubo de inyección se instalaba en la perforación, se fijaba al terreno por medio de la inyección de vaina. Posteriormente, se iniciaba la consolidación del terreno propiamente dicha aplicando tantas fases

de inyección como fueran necesarias para alcanzar presiones de - -  
30 kg/cm<sup>2</sup> en toda la longitud del barreno.

La recompresión o consolidación de los terrenos tratados en esta forma  
se produjo al crear con las venas de lechada inyectada a alta pre-  
sión, panales confinantes de la masa suelo-roca.

En el cuadro de estadísticas es posible observar la disminución de - -  
absorción (tn/m.e índice de vacíos) conforme va progresando el tratami  
miento desde zonas como la araguña, en la cual hay muchas fugas de -  
lechada, hasta terrenos más o menos sanos inyectados en el último --  
tratamiento desde el interior del túnel, de cuyo análisis puede conclu  
irse que el método de consolidación adoptado fué satisfactorio.

#### MEZCLAS DE INYECCION

Durante el desarrollo de los trabajos se procuró ir inyectando las mez  
clas más adecuadas para evitar el desperdicio de material, tales mez-  
clas fueron las siguientes:

Concepto	Composición por m <sup>3</sup>					
	Cemento Kg	Agua Lts	Bent. Kg	Silicato sodio Kg	Arena Kg	Yeso
Tapón	858	490	--	--	422	
Barrenos Sup.	500	810	75		--	
Cementación Barr. Sup.	M1-838 M2-1,100	630 550	42 84			84 104
Barrenos Lum. y Túnel	Base: 1:520 2:520 3:520	820 820 820	32 32 32	-- 4 7		

En algunas zonas arenosas detectadas en los barrenos de ataguía se inyectaron cantidades limitadas de gel de silicato de sodio y acetato de etilo.

Los criterios que se establecieron para el cambio de tipo de mezcla se basaron en la absorción del terreno y en la presión de inyección, procediéndose de la siguiente manera.

**CEMENTACIONES DE SUPERFICIE**

Volumen máximo M1= 3.00 m<sup>3</sup>

Presión máxima de inyección M1 ó M2 = 10 kg/cm<sup>2</sup>

## INYECCION LUMBRERA Y TUNEL

Cambio de mezcla cada 3.00 m<sup>3</sup>

Si la presión con cualquier mezcla es 15 kg/cm<sup>2</sup> continuar con la misma mezcla hasta alcanzar la presión de sellado.

### DESARROLLO DE LOS TRABAJOS

Cuando se inició el tratamiento de consolidación atacando desde la plataforma en el interior de la lumbrera (aureolas A, B, C, K, L, M y I a VI) y desde la superficie (barrenos A a G) — el frente 2-3 estaba aún bastante retirado de la lumbrera 3. Conforme se desarrollaba el programa propuesto, se excavó el frente 2-3 hasta llegar a la comunicación con el frente 3-2, separados únicamente por un tapón de roca de 5.00 m de espesor. Antes de continuar la excavación se instalaron dos inclinómetros que iban de la plataforma de trabajo a empotrarse 2.00 m abajo de la plantilla del túnel, cuyo objeto era comprobar la efectividad de la ataguía formada por las aureolas A, B y C una vez que empezara a quitarse el suelo derrumbado del frente 2-3.

Simultáneamente a la excavación por el frente 2-3, se llevó un registro diario de los inclinómetros.

11

Al no detectarse ningún movimiento horizontal se concluyó que la ataguía cumplía plenamente sus funciones y en esta forma se continuó la excavación hasta la lumbrera.

Con el objeto de conocer el espesor de los terrenos compactados por las aureolas de ataguía se efectuaron tres sondeos de exploración, los cuales también servirían para definir los tratamientos de consolidación desde el túnel. En estos barrenos se determinó la velocidad de avance de la herramienta de perforación, como una medida indirecta para conocer el grado de compactación de los materiales, así mismo se midieron los aportes de agua de estos barrenos hacia el túnel, los cuales fueron insignificantes (menos de 0.5 lt/seg.). A la luz de estos resultados se decidió excavar hasta la estación 0+011 en donde se construyó un tapón de concreto lanzado desde el cual se apoyó el Tratamiento Interior No. 1

En el cuadro anexo se presentan los datos estadísticos de perforación e inyección de todos los grupos de barrenos (superficie, ataguía, etc.)

En la obra se llevó siempre un registro diario en planos de avance, con los cuales siempre fué posible conocer la absorción y la presión de sello de los barrenos de inyección. Además, los tres últimos barrenos

de cada uno de los tratamientos se empleaban para controlar la calidad del mismo. Haciendo observaciones similares a las indicadas para los barrenos de exploración, cuando se consideraba que el tramo por excavar estaba suficientemente recompactado se continuaba el avance del túnel, observando continuamente la calidad del terreno con penetrómetro de bolsillo, aunado ésto a un control visual estrecho de las condiciones de estabilidad.

Para alcanzar el terreno sano fueron necesarios tres tratamientos interiores que cubrieron de 0+011 a 0+030, 0+022 a 0+038 y 0+034 a 0+050, denominados 1, 2 y 3 respectivamente.

La excavación en estos tramos se realizó sin explosivos en media sección superior primero y posteriormente ataque del banco con un desfazamiento de 20 m aproximadamente. A los lados de la media sección superior, en línea paralela al eje del túnel se llevaron túneles pilotos adelantados con el objeto de detectar cualquier situación anormal por anticipado. Además, adelante de la lumbrera, en la -- Est. 0+070 ( a partir de la misma) se instaló un extensió<sup>s</sup>metro para registrar cualquier movimiento de la masa rocosa. A medida que proseguía la excavación, la roca fué recibida con marcos metálicos y se cubría con una capa de 15 cm de concreto lanzado.

13

Todas estas precauciones fueron necesarias para poder continuar la excavación del túnel dominándose en tal forma el deslizamiento mas importante que se presentó durante la construcción.

#### Derrumbe ocurrido en Km 15+804 (cercano a Lumbreira No. 7)

Otro deslizamiento de importancia fué uno ocurrido en el Km - - - 15+804 ( a 795 m al sur de la lumbreira No. 7) cuando el túnel se -- estaba excavando a través de terrenos areno-limosos de compacidad variable correspondientes a la llamada Formación Tarango, constituida por abanicos aluviales consolidados que tuvieron su origen - - hacia el plioceno superior.

Es digno de mencionar el hecho que en estos terrenos se encuentran bolsas de arena con agua a presión y por otra parte la resistencia en compresión de estos depósitos varia en forma por demás errática a - lo largo del trazo del túnel.

#### PLANTEO DEL PROBLEMA

El trabajo se realizaba a traves de los materiales arriba descritos sin mayores problemas en sección completa, recibiendo la roca con marcos metálicos espaciados entre si a cada 1.20 m, cuando sobrevino un

deslizamiento de material que fluyó de la clave hasta adoptar un --  
talud de reposo de  $10^\circ$  aproximadamente, con un volumen estimado  
de  $8,00 \text{ m}^3$ , simultáneamente al derrumbe, aumentaron las filtra-  
ciones en el frente de 5 lts/seg. a 30 lts/seg.

Presumiblemente el deslizamiento fué debido a que a un mismo - -  
tiempo se reunieron condiciones de poca resistencia en el frente y  
acción de presión hidrostática alta sobre el material y por tanto las  
soluciones deberían encaminarse a lograr los siguientes aspectos:

1. - El relleno de la bóveda dejada por el deslizamiento
2. - Recompresión del terreno afectado por el derrumbe y consolida-  
ción del material derrumbado para poder excavar posteriormente  
a través de él.
3. - Abatimiento de la presión hidrostática en una zona importante - -  
alrededor de los terrenos tratados y de la futura excavación.

Con el objeto de estimar el alcance de las zonas descomprimidas y --  
poder diseñar la distribución de los barrenos en la forma más adecua-  
da antes de iniciar los trabajos se realizaron sondeos de exploración.

### SOLUCION PROPUESTA

Los barrenos de exploración citados anteriormente permitieron cono-  
cer que el material derrumbado se extendió por 10.00 m adelante del

frente y 5.00 m arriba de él. Teniendo en cuenta el volumen derrumbado ( $800 \text{ m}^3$ ) se pensó que era factible el relleno de la bóveda y la recompresión del terreno desde el túnel, empleando para ello seis aureolas de tratamiento, con seis barrenos cada una ( ver plano adjunto).

Terminados los trabajos de relleno y consolidación, debería de abatirse la presión hidrostática de los terrenos tratados por medio de barrenos de drenaje debidamente localizados, controlando los resultados por medio de dos piezómetros.

Por último, antes de reiniciar los trabajos de excavación, sería preciso verificar el grado de compactación logrado con el tratamiento, para lo cual se ejecutarían barrenos de control en los que se determinaría sistemáticamente la velocidad de perforación y el gasto de agua a medida que avanzaran (fig. 1 y 2)

En el plano adjunto se presenta la distribución de aureolas y barrenos de tratamiento, drenaje y control así como el cuadro de resumen de los trabajos efectuados.

## TECNICAS EMPLEADAS DE PERFORACION E INYECCION

### PERFORACION

Los trabajos de barrenación se hicieron con perforadoras Long Year 34 con motor eléctrico, empleando lodo de bentonita como fluido de perforación. En algunas ocasiones fué necesario cementar los barrenos para contener los caídos de los mismos. Una vez terminada la perforación se instalaron tubos de inyección, a través de los cuales se hizo el tratamiento en forma muy semejante a la explicada en el caso anterior, es decir, después de la fijación del tubo con la inyección de vaina se inyectaron fases sucesivas de mezclas estables similares a las antes anotadas, hasta alcanzar presiones de  $30 \text{ kg/cm}^2$  en toda la zona inyectada, lográndose en esta forma el relleno de la caverna dejada por el derrumbe, la consolidación del material derrumbado y la recompresión de las zonas afectadas, por medio del bronqueamiento repetido del material debido a la formación de panales *Conjuntamente*

### PERFORACION DE DRENAJE Y CONTROL

En el plano general se muestra la implantación de los barrenos de drenaje y de los barrenos de control. En los primeros se hicieron mediciones regulares del gasto de agua que aportaban, en tanto que en los segundos se registró en primer lugar la velocidad de avance de la - - -

herramienta de perforación (gráfica No.1). Cuando se terminó la perforación de estos barrenos, se instaló en sus extremos un piezómetro que permitiera apreciar la disminución de la presión hidrostática a medida que se realizaban los barrenos de drenaje, los cuales se suspendieron cuando se alcanzaron presiones residuales de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  o menos, medidas en los piezómetros.

El análisis de las gráficas consumo-presión de inyección, del tratamiento de consolidación, mostraron tanto que la caverna había sido rellenada como que las presiones eran ya uniformes en toda la masa, así mismo, las mediciones de compacidad y presión hidrostática residual efectuadas en los barrenos de control permitieron concluir que era posible reanudar la excavación del túnel, para lo cual debería de procederse en tal forma que se evitara en lo posible la descompresión de los terrenos tratados y en particular de la clave del túnel y de las partes laterales arriba del eje, de acuerdo con la secuencia de operaciones que se explica a continuación.

### PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION

Fase 1.- Excavación y ademe de un túnel piloto en la parte alta del túnel de sección trapezoidal de  $1.50 \times 1.50$

Fase 2.- Instalación de marcos metálicos espaciados a cada 0.75 m en la media sección superior, con forro de madera e inyección con mortero del espacio entre terreno y madera.

Fase 3.- Excavación del banco, desfasado 20 m con respecto al frente de la media sección, instalación de columnas de marcos, rastras, tomapuntas, forro e inyección de contacto.

Fase 4.- Revestimiento de concreto

Durante las fases anteriores se tuvo especial cuidado en mantener los barrenos de drenaje en buenas condiciones de funcionamiento.

A medida que se realizaba la excavación del túnel, se mantuvo una - - observación estrecha del terreno tratado, el cual se notó bastante seco y muy bien recomprimido por un intenso bronqueamiento con venas de cemento inyectado a alta presión, al grado que fué necesario el empleo de palas neumáticas para efectuar la excavación.

CONCLUSIONES

Los tratamientos efectuados permitieron el restablecimiento de las actividades de excavación del túnel. La recompresión del terreno - por bronqueamiento repetido demuestra ser un método apropiado en la solución de problemas de inestabilidad de masas suelo-roca.



"IX CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL"

"NUEVO METODO PARA CONSTRUIR UN MURO SUBTERRANEO DE CONCRETO ARMADO DE UN ESPESOR DETERMINADO, COLADO EN SITIO Y CON FLEXION INICIAL (PRETENSADO)".

3.4.1.2.1 CIMENTACIONES

Autor	Ing. Nicolás Jurina
Coautor	Ing. Guidomaria Terzi Taverna
Dependencia	ICOS de México, S. A.
	Ingenieros Civiles

- SINOPSIS -

El objeto de la presente memoria es el de exponer un nuevo procedimiento de construcción para ampliar el campo de aplicación de los muros subterráneos colados en el sitio con el fin de obtener ventajas técnico-económicas.

El novedoso procedimiento actual está basado en el concepto fundamental de someter un muro subterráneo de concreto colado en sitio, a una flexión preliminar que resulte antagónica del empuje del terreno, en la fase de excavación, manteniendo constantemente en compresión la sección del concreto en su totalidad.

De tal forma se obtiene, con respecto a los muros tradicionales, un aumento del momento resistente y por lo tanto un posible aumento de profundidad de excavación, reduciendo apoyos, tirantes y puntales, ahorrando en el concreto y acero de refuerzo, pudiéndose al fin de la operación recuperar los cables de acero utilizados para la preinflexión.

= PONENCIA. =

15 de Agosto 1973

Las estructuras, denominadas muros, diafragmas o pantallas, construídas en el subsuelo mediante colados de concreto u otro material, en trincheras o zanjas más o menos profundas y de diferente anchura, excavadas en presencia de lodos bentoníticos, son actualmente de uso corriente y bien conocidas.

Dichos muros, diafragmas o pantallas, sirven para interceptar corrientes de agua subterránea y, por lo tanto, su uso como elementos de impermeabilización es notorio.

Para obtener la resistencia necesaria a eventuales cargas y en particular a cargas elevadas determinadas por las presiones del terreno y/o del agua y/o eventuales sobrecargas, el calculista de dichos muros puede recurrir, según la técnica actual, a los siguientes sistemas:

- A la adopción de colados de concreto armado:

El armado puede ser de acero normal R-30 o de

alta resistencia R-42, tipo corrugado y estar dispuesto según los planos tradicionales de las obras de concreto armado;

- Al empleo de diversos espesores de muros:

El espesor se determina en función de la rigidez necesaria, de manera tal que no sobrepase los límites de las tensiones internas admitidas por el concreto;

- Al empleo de tirantes o apuntalamientos:

Esto permite, en el caso de empujes externos muy fuertes, disminuir los claros flexibles;

- A la adopción de secciones especiales:

Se eligen secciones transversales de grandes momentos de inercia, tales como secciones en "T", en "H" y similares;

- A la adopción de muros con curso planimétrico curvilíneo:

Dicha configuración tiende a crear una colaboración entre los elementos del muro para obtener un efecto de arco, de lo cual son un ejemplo los muros circulares o elípticos. En dicho tipo de construcción se encuentran, sin embargo, casos en los que, por razones de volumen de ocupación, de ejecución o económicas, no es posible obtener en la práctica, según los programas arriba indicados, un diafragma o un muro cuyas características satisfagan por completo las necesidades estáticas requeridas.

El objeto de la presente memoria es el de exponer un procedimiento que ha sido inventado por el Ingeniero Nicolás Jurina (1), para la construcción de un muro o diafragma subterráneo, colado en el sitio, que elimine la antes mencionada dificultad de la

(1) Dr. Ing. Nicolás Jurina: Jefe del Departamento de Estudios y Proyectos de ICOS, S.p.A., de Milán, Italia.

técnica tradicional y satisfaga mejor las actuales exigencias técnico-económicas, que pueden ser:

- La de ampliar el campo de aplicación de los muros subterráneos colados en el sitio, también a obras para las cuales su realización ha presentado hasta ahora muchas dificultades, o ha resultado anti-económica, o prácticamente imposible;
- La de reducir el volumen ocupado por las secciones resistentes;
- La de facilitar las excavaciones para cuya protección se proponen los muros de que se trata.
- La de reducir las tensiones unitarias en el concreto de dichos muros;
- La de eliminar las tensiones de tracción en el concreto, en particular para los muros que tie

nen funciones de estanques hidráulicos, especialmente en ambiente agresivo;

- La de facilitar las operaciones de puesta en obra de las armaduras metálicas, reduciendo su peso y su volumen;
- En fin, la posibilidad de obtener ventajas económicas reduciendo las cantidades de concreto y acero de refuerzo empleados, en relación a los muros tradicionales.

El nuevo procedimiento que estamos tratando para la construcción de muros o diafragmas subterráneos de concreto, es del tipo en el que, según la técnica ya conocida, en el interior de una trinchera excavada en el terreno, en presencia de lodos bentoníticos se introduce ante todo una armadura metálica y se efectúa luego el colado del concreto desde abajo hacia arriba, de forma tal que las paredes de la trinchera asumen directamente la función de encofrado.

Este procedimiento se caracteriza esencialmente por el recurso de introducir en la trinchera una serie de barras de acero o cables especiales, según un perfil arqueado y, después de fraguado el concreto, someter dichas barras o cables a una tracción destinada a comunicar al muro una preflexión de un sentido y unos valores cualesquiera convenientes de tensión.

El novedoso procedimiento actual, está basado en el concepto fundamental de someter el muro a una flexión preliminar que resulte antagónica del empuje del terreno, incluso antes de que éste llegue a producirse de modo natural en el momento en que se prosiga con las excavaciones, para la protección de las cuales se propone el muro.

De hecho se ha comprobado con sorpresa que las tensiones internas en el concreto, en la fase de inflexión preliminar del muro, resultan en la práctica inferiores a las que en el cálculo teórico --

corresponden a las fuerzas de inflexión aplicadas ;  
ésto se debe a la intervención de la reacción del terreno, que se opone a la deformación del muro en el momento en que ésta tiende a producirse.

En otros términos, se ha podido comprobar que, con un muro o diafragma del tipo arriba indicado, en el que las paredes de la trinchera constituyen el encofrado y, por lo tanto, resultan estrechamente adherentes a la superficie del muro mismo, en el momento en que se crea dicha preinflexión, el empuje horizontal originado por la misma se opone inmediatamente a un empuje del terreno, esencialmente igual y de signo contrario, que evita que se formen tensiones internas de tracción en el concreto.

Estas tensiones internas unitarias resultan en cada instante de la preinflexión, determinadas por la suma algébrica de la acción provocada artificialmente y de la acción contraria del terreno que reacciona.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU ( DEL 6 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1973 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. SR. JESUS JORGE ACEVES RIVAS Wake 166-1 México, D. F. Tel: 5-61-65-60	S O L U M, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F.
2. SR. PEDRO BARRERO COBE Gabino Barreda No. 19 México, D. F.	S O L U M, S.A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 120
3. SR. RAUL BLACKALLER CUELLAR Pitagoras 1235-26 Col. del Valle México, D. F.	S O L U M, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 120
4. ING. OSCAR BORREGO ELIZONDO Edif. E-3 Depto. 32 Torres de Mixcoac México 19, D. F.	COMITE ADMINISTRADOR DEL PROGRAMA FEDERAL DE CONSTRUCCION DE ESCUE- LAS Fresnos 380 Col. Florida México 20, D. F. Tel: 5-54-65-23
5. ING. JOSE MANUEL CAMPOS PIÑA Palenque 672 Col. Vertiz Narvarte México, D. F. Tel: 5-59-07-51	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodín 265 México, D. F. Tel: 5-63-37-00
6. ARQ. CARLOS CARRANCO MUÑOZ Odised No. 54 Lomas de Axomiatla México 20, D. F. Tel: 5-93-37-87	CONSTRUCTORA AELA AXOMIATLA, S. A. Av. Chapultepec 246-200 México, D. F. Tel: 5-33-13-33
7. ING. JORGE EFRAIN CASTILLA CAMACHO Agustín Melgar No. 1 Depto. 1 México 11, D. F. Tel: 5-53-40-18	ECOTEC, S. A. Londres No. 44 Coyoacán México 21, D. F. Tel: 5-44-20-85

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU ( DEL 6 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1973 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
8. ING. RAUL CUÉLLAR BORJA Brasilia 49 Col. Lindavista México 14, D. F. Tel: 5-86-52-50	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodín 265 México, D. F. Tel: 5-63-37-50
9. ING. EDUARDO DEL RIO MUÑOZ DE COTE Arboleda No. 215 Lomas de Chapultepec México, D. F. Tel: 5-20-51-73	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULI- COS Atenas No. 30-2o. Piso Col. Juárez México 6, D. F. Tel: 5-91-01-84
10. ING. ANTONIO ECHEVERRIA GARCIA 2a. Cerrada Calle 10 No. 226 Col. Granjas San Antonio México 13, D. F.	ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEA- CION, S. A. Av. Paseo de la Reforma No. 2165 México 10, D. F. Tel: 5-70-11-55
11. ING. JORGE FLORES OCHOA Patricio Sanz 408-602 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-43-64-90	STAG, S.A. CIMENTACIONES Patricio Sanz 33-102 Col. del Valle México 12, D. F. Tel: 5-43-43-50
12. ING. ALFREDO FRANCO MORALES Cerro de los Remedios No. 24 México, D. F. Tel: 5-49-62-89	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULI- COS Atenas No. 30-2o. Piso México, D. F.
13. ING. NESTOR GARAY ROMO E. Rébsamen No. 11 Cd. Satélite Edo. de México Tel: 5-62-02-54	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 México, D. F.
14. ING. ANTONIO GARCIA ILLA Maximino Avila Camacho No. 57-4 Ciudad de los Deportes México, D. F. Tel: 5-63-38-57	S O L U M, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 370

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU ( DEL 6 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1973 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
15. ING. RICARDO JAVIER GONZALEZ GONZALEZ Presa Nejapa 151-4 Col. Irrigación México, D. F. Tel: 5-57-54-28	S O L U M, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
16. SR. FRANCISCO GONZALEZ SANTOYO Trujillo No. 633 México, D. F. Tel: 5-86-31-70	S O L U M, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
17. SR. BASILIO GRANADOS SANDOVAL Av. Atzacapotzalco 465 No. 202 México, D. F. Tel: 5-61-13-03	S O L U M, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
18. ING. HUGO GUTIERREZ ZEBADUA Calzada Ignacio Zaragoza 287-2 México 9, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Ródano No. 14 Col. Cuauhtémoc México, D. F. Tel: 5-53-71-33 Ext. 2665
19. ING. JUAN JOSE HANELL CAMPBELL Bovedas No. 17 México, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma México, D. F. Tel: 5-20-58-50
20. ING. PEDRO HERNANDEZ MACEDO Costa No. 169 Col. Aguilas México 20, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Atenas No. 30-2o. Piso Col. Juárez México 6, D. F. Tel: 5-93-34-89
21. SR. RUBEN HERNANDEZ MONTALVO Calle País No. 6 Int. 13 Col. Ticoman México 14, D. F.	S O L U M, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU ( DEL 6 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1973 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
22. ING. JAVIER HERNANDEZ UTRILLA México, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodín No. 265 México, D. F. Tel: 5-63-37-00
23. ING. SERGIO HIGUERA GIL Retorno 813 No. 15 Col. Centinela México 21, D. F. Tel: 5-49-64-01	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 69-7o. Piso México, D. F. Tel: 5-35-65-04
24. ING. JESUS JEAÑO GUTIERREZ Mollendo No. 947-8 México, D. F.	S O L U M, S.A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F.
25. ING. RAUL LOPEZ CALVILLO Atlamaya No. 9 San Angel México 20, D. F. Tel: 5-48-08-27	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
26. ING. ROMAN MANUEL MARTIN DEL CAMPO Calle Eje Satélite No. 12 Viveros del Valle Tlalnepantla Edo. de México	AIN, S. A. Blvd. M. Avila Camacho No. 6"A" 12o. Piso México, D. F. Tel: 5-57-69-64
27. ING. SERGIO MENESES RUBIRA Hda. de Sta. Ana y Lobos 74 Echegaray, Edo. de México Tel: 5-60-10-50	ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION S. A. Av. Paseo de la Reforma 2165 México 10, D. F. Tel: 5-70-11-55
28. ING. ANTONIO MOSQUEDA TINOCO México, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS México, D. F.
29. ING. MARIO PADILLA OROZCO México, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS México, D. F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU ( DEL 6 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1973 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
30. ING. JESUS MIGUEL PEREZ GONZALEZ Via Silva 135-7	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Mariano Otero 600-A Tel: 2-11-75
31. ING. JOSE FRANCISCO PONCE CORDOVA Sur 77 No. 254-1 México 13, D. F.	ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION, S. A. Paseo de la Reforma No. 2165 México 10, D. F. Tel: 5-70-11-55
32. ING. CARLOS J. PONCE RAMOS Cerro Dos Conejos No. 167 Col. Romero de Terreros México 21, D. F. Tel: 5-54-27-02	ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION S. A. Av. Paseo de la Reforma 2165 México 10, D. F. Tel: 5-70-11-55
33. SR. ROBERTO RAMIREZ ROBLES C. Alarcon 18-8 México 1, D. F. Tel: 5-22-30-09	S O L U M, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
34. ING. JORGE RIVERA GALINDO Emiliano Zapata 201-1 Col. Portales México 13, D. F. Tel: 5-32-99-72	ESTUDIOS DE INGENIERIA Y PLANEACION S. A. Av. Paseo de la Reforma 2165 México 10, D. F. Tel: 5-70-11-55
35. SR. MODESTO RIVERA SERRANO Calle 32 No. 40 Col. Santa Rosa México 14, D. F. Tel: 3-92-06-19	S O L U M, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
36. ING. ENRIQUE ROBLEDO SERNA Fco. Pimentel 82-2 Col. San Rafael México, D. F. Tel: 5-35-95-14	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 136-11o. P. México, D. F. Tel: 5-35-33-09

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU ( DEL 6 DE NOVIEMBRE AL 13 DE DICIEMBRE DE 1973 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
37. SR. HUMBERTO JAVIER RODRIGUEZ J. Edisón 42-9 México 4, D. F. Tel: 5-66-81-51	S O L U M, S. A. Minerfa No. 145 Col. Escandón México 18, D. F.
38. ING. MAURICIO ROUSSELON FERNANDEZ México, D. F.	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS México, D. F.
39. ING. EZEQUIEL SAAVEDRA NIETO Tenayuca 148-8 México 13, D. F. Tel: 5-75-86-10	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda 23 Lomas México, D. F. Tel: 5-40-34-38
40. ING. FCO. JAVIER TORROJA SABATER Sinaloa 125-A Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-25-40-95	CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A. Melchor Ocampo 171 México, D. F. Tel: 5-18-00-80 Ext. 193
41. ING. ARMANDO WONG RAMOS Calle 7 Edificio 57-B Dpto. 203 Unidad Lomas de Sotelo México, D. F. Tel: 5-57-70-42	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma 136-12o. Piso México, D. F. Tel: 5-35-31-92
42. ING. JOSE LUIS ZURITA GUTIERREZ Aguascalientes 77-2 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-84-55-19	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS ( DPTO. DE PRESAS ) Paseo de la Reforma 136-12o. Piso México, D. F. Tel: 5-35-31-92

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO  
INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU

Ing. Jesús Alberro A.  
Profesor Investigador  
Instituto de Ingeniería  
UNAM

Ing. Horacio Escalante Arías  
Jefe de Inyectado y Pruebas de  
Permeabilidad  
S.R.H.  
Atenas # 30-2° Piso

Ing. Heriberto Estrada Guadarrama  
Superintendente  
Solum, S.A.  
Minería 145-Edif. 1-1er. Piso

Ing. Juan Manuel Escamilla  
Superintendente  
Solum, S.A.  
Minería 145-Edif. 1-1er. Piso

Ing. Jacques Grenet Martial  
Gerente General  
Cimentaciones Mexicanas, S.A.  
San Juan de Letrán No. 76-1 Piso

Ing. Miguel Palacios Nieto  
Geólogo  
Comisión Federal de Electricidad  
Rodano 14-4 Piso Of. de Geología

Ing. Guidomaria Terzi Taverna  
Director General  
Icos de México, S.A.  
Madrid 37-7 Piso Col. San Rafael

Ing. Luis Vieitez Utesa  
Gerente Técnico  
Solum, S.A.  
Minería 145-Edif. 1-1er. Piso



En esencia se podría decir que en la fase de preinflexión se almacenan en el concreto, a las diversas profundidades del muro, unas tensiones internas que pueden ser restituidas sucesivamente con la manifestación real del empuje del terreno, en la fase de excavación, manteniendo constantemente en compresión la sección del concreto en su totalidad.

En el momento en que el muro está en fase de preinflexión, se encuentra todavía completamente metido en el terreno y es asimismo posible poner en acción la preinflexión misma, de modo que se oponga a la reacción del terreno, tanto por un lado como por el otro; ésto permite obtener punto por punto, a las diversas profundidades del muro, unas tensiones internas cualesquiera prefijadas, tales que, sumadas a las que se derivan del empuje externo en la fase de excavación, resulten contenidas entre valores elegidos a voluntad, y en particular entre los límites de seguridad del concreto.

En conclusión:

con la flexión preliminar del muro (o preinflexión)  
se disponen previamente en el concreto unas tensio-  
nes internas de signo contrario a las que se irán -  
generando sucesivamente a consecuencia del empuje  
activo que se manifiesta en la fase de excavación,  
lo que permite tener en las diversas fases la sec--  
ción del concreto siempre comprimido y por lo tanto  
en reacción total.

Para la ejecución de un muro pretensado (en flexión)  
según el presente novedoso procedimiento, es necesa  
rio llegar a un concepto de realización basado en  
la posibilidad de empleo de materiales de caracte--  
rísticas de resistencia más sobresalientes.

El estudio de un muro pretensado según el presente  
procedimiento, introduce por primera vez en el cam-  
po de los muros colados en el sitio el uso de acero  
de elevadísima resistencia, como por ejemplo, ace--  
ros armónicos u otros tipos de calidad especial.

Las armaduras de tipo tradicional desaparecen y son sustituidas por cables o barras de acero armónico - envueltos en vainas protectoras especiales que pueden ser de plástico o de otros materiales.

Estos aceros especiales en forma de barras o cables se introducen antes del colado del concreto con todo y sus vainas protectoras.

Según una primera disposición, estas barras o cables quedan sujetos en el concreto solo por su parte terminal inferior en un corto trecho, de modo que se tenga un anclaje seguro de su extremidad con el concreto, anclaje que permite someterlos a tracción -- desde la parte superior del muro.

Esta disposición puede realizarse ya sea introduciendo los cables o barras al mismo tiempo, conjuntamente con las vainas correspondientes antes de efectuar la colada del concreto, que introduciendo solo las vainas protectoras antes de la colada, e --

insertando después los cables o barras en las vainas, una vez fraguado el concreto.

En este segundo caso, las extremidades inferiores de los cables o barras podrán fijarse con inyecciones de cemento o con medios mecánicos adecuados de tipo conocido.

Según otra solución, se dispone en la base del muro unos medios de inversión conectados a dichas vainas protectoras, los cuales permiten emplear un tramo de cable en forma de horquilla o lazo, cuyas dos extremidades vayan a la parte alta del muro y se someten a tracciones al mismo tiempo.

Esta solución permite recuperar los cables cuando su función resulta superflua, sacándolos de sus respectivas vainas. Esta posibilidad de recuperación puede obtenerse también con el uso de los mencionados medios mecánicos de anclaje, con tal que éstos

Últimos estén provistos de los adecuados medios para su posterior extracción.

Los cables se disponen en el concreto de un modo particular, dictado por las condiciones de flexión que se quieren obtener en el muro; dicha disposición se realiza mediante soportes especiales que permiten hacer seguir al cable líneas curvas; más o menos sinuosas, para hacer frente a las condiciones de vinculación de los muros en las diversas fases de ejecución práctica.

Los soportes pueden ser formados por simples jaulas de gusa muy ligeras, a las cuales van ancladas dichas vainas según el perfil posible; y podrán formarse según la técnica acostumbrada. Esta solución se prefiere especialmente en el caso de que como se ha dicho anteriormente, se prevé la recuperación al menos parcial de los cables, ya que en tal caso a esta armadura se le confía la misión principal de sustentación, en las condiciones estáticas de obra acabada.

Las partes terminales superiores de los cables o de las barras de acero armónico no se sumergen en el concreto del muro, como se hace para las armaduras actualmente en uso, sino que se anclan por medio de soportes especiales (cabezas o placas de amarre) que permiten conectarlas a dispositivos (hidráulicos o de otro tipo), para ponerlas en tensión de tal manera que el valor de la tensión pueda modificarse a voluntad según los planos dictados por las condiciones de trabajo del muro.

Este procedimiento novedoso permite efectuar variaciones graduales en las flexiones generadas en el muro, por lo que puede considerarse dotado de una importante flexibilidad de funcionamiento para las diversas fases de excavación; y, precisamente, merced a la posibilidad de recoger de nuevo y modificar las tensiones de los cables.

En las condiciones finales de trabajo, en el caso que no sea económicamente factible la recuperación

de las barras o cables, cuando la estructura creada entre en funcionamiento normal, las barras o los cables de acero armónico de gran resistencia pueden conectarse de manera estable a la masa del concreto que constituye el muro, mediante inyecciones de lechada de cemento, o de otra mezcla, en el interior de dichas vainas, alcanzándose así, por una parte, la protección de las estructuras metálicas y, por otra parte, unas condiciones de estabilidad del mismo muro.

En los croquis que se anexan, está representado, a título puramente ilustrativo, un muro conforme a la presente descripción, con la disposición esquemática de una armadura de acero armónico, para obtener la preflexión de la estructura.

En dichos dibujos se nota:

- la figura 1: una sección vertical esquemática - del muro.

- las figuras 2A y 2B: representan secciones horizontales del muro con dos alternativas de ejecución.
  
- las figuras 3A, 3B y 3C: muestran algunos diagramas comparativos de las tensiones unitarias en el concreto, en las diversas fases de carga o sollicitación del muro.

La figura 1 representa en sección una posible forma de ejecución de un muro, colado en el terreno a partir de una determinada cota "Q" y destinada a resistir al empuje horizontal del terreno (dirección T), en el momento en que se efectúe una excavación hasta la cota S.

La estructura de concreto de dicho muro, comprende una armadura metálica constituida por una jaula de fierro normal, que constituye el soporte (2) y por una serie de cables de acero de tracción (3) dispuestos según un trazo adecuadamente estudiado.

Los cables (3) están contenidos cada uno dentro de una vaina (4) que le permite el deslizamiento después del fraguado del concreto; las vainas (4) están todas ancladas en la jaula (2) de manera que mantienen los cables (3) en la disposición y trazo previstos en el proyecto.

Por medio de los anclajes inferiores (5) los cables (3) están fijados a la parte inferior del muro; o en el caso que los cables se tuvieran que recuperar en lugar de ser anclados en la parte inferior, serán dispuestos en forma de anillos o ganchos.

En cambio, en la parte superior, los cables (3) están fijados por medio de unos anclajes regulables (6) y comprenden medios especiales para poder agarrar sus extremidades y someterlos a tracción; además, los relativos medios para bloquearlos en una posición correspondiente a un determinado valor de dicha tracción.

El resultado de la tracción ejercida sobre una serie de cables (3), dispuestos como en la figura 1, es una preflexión del muro, que se traduce en un empuje en el sentido de la flecha P que, estando terminada la excavación, ayuda a compensar el empuje T.

En la figura 2A está representada una vista en sección de la estructura del muro de la figura 1, siendo en ella visible la separación longitudinal entre los cables (3).

En la figura 2B, está representada la sección de una variante de ejecución del muro, en la que se hace uso de sucesivas secciones en T; en este caso, se prefiere disponer los cables (3) al pié de la T para disponer así de un brazo superior.

En la figura 3A está representada una sección parcial esquemática de un muro construido con arreglo a la técnica tradicional y al lado de dicha sección

hay un diagrama de las tensiones internas que solicitan o cargan la estructura al final de la excavación.

Como se ilustra en dicha figura, el eje neutro (7) separa la parte  $\sigma_c$  del concreto, que resulta comprimida y trabaja correctamente, de la parte  $\sigma_T$  de concreto sometida a tracción, en la cual, por lo tanto, trabaja solamente la armadura metálica (8).

En el caso del muro pretensado en flexión, conforme a la presente novedosa solución, en cambio, se puede hacer de manera tal que el diagrama de las tensiones internas, determinadas solamente por los esfuerzos aplicados por medio de los cables (3), sea como está indicado en  $M_0$  (figura 3b). Con  $M'$  se indica el diagrama de las tensiones determinadas -- por la parte del empuje del terreno compensado por la preinflexión del muro. La combinación de  $M_0$  y  $M'$  indica claramente la presencia en la estructura de

esfuerzos únicamente de compresión.

En el momento en que se efectúa la excavación total, se pone de manifiesto el empuje útil del terreno, empuje que por estar parcialmente absorbido en la fase precedente, determina una carga en la estructura representada por el diagrama  $M''$  (figura 3c). La combinación de  $M''$  con  $M_1$  da un diagrama igual a  $M_2$  que está invertido respecto a  $M_1$  pero que sigue indicando la presencia, en la estructura del muro, únicamente de esfuerzos de compresión.

Por otra parte, la combinación de los diagramas  $M'$  y  $M''$  representa el efecto conjunto del empuje del terreno.

Es evidente que en la presente y novedosa solución quedan comprendidos los cambios o modificaciones de espesor del muro, distancia entre eje o tipo de los cables, así como el uso de sección resistente diferente, siempre que se beneficie o utilicen el el --

concepto de preinflexión. De hecho, estas variantes, que están en relación con las necesidades estáticas requeridas por los diversos problemas que se le pueden presentar al ingeniero, constituyen el cambio de variabilidad en el cual puede aplicarse dicho novedoso procedimiento.

### R E S U M E N

Con el sistema de construcción de muros subterráneos colados en el sitio pretensados en inflexión conforme a la presente descripción, se obtiene, respecto a los muros tradicionales, las siguientes ventajas:

- el momento resistente puede ser más que duplicado, sin aumentar por esto el espesor del muro;
- la profundidad de excavación del terreno puede aumentarse en más de un 50%, también sin aumentar el espesor del muro;

- para muro de una sección particular, las posibilidades de resistencia y de profundidad de excavación permitidas aumentan en medida total más sensible;
- existe la posibilidad de aumentar los límites máximos de excavación hasta ahora alcanzados dada la mayor rigidez de los muros pretensados en inflexión;
- a igualdad de profundidad de la excavación se eliminan los puntales interiores de sostén facilitando los trabajos de la obra.
- se reduce el número de apoyos intermedios: tirantes, troqueles, puntales, etc.
- se obtiene una garantía de impermeabilidad del muro evitándose cargas a tracción en el propio concreto y eliminando así los riesgos de cuarteaduras y, por lo tanto, se logra una protección eficaz en ambientes agresivos;
- se facilita la colocación de las armaduras normales dado el menor peso y manejabilidad de las mismas.

- existe la posibilidad de introducir en la excavación armaduras sin solución de continuidad, incluso para el muro muy profundo, empleando cables que se pueden introducir de modo continuo. Esto permite, además, trabajar en espacios reducidos sin particulares dificultades;
- existe, en fin, la posibilidad de recuperación y nuevo empleo de los cables utilizados para la preinflexión (pretensado).

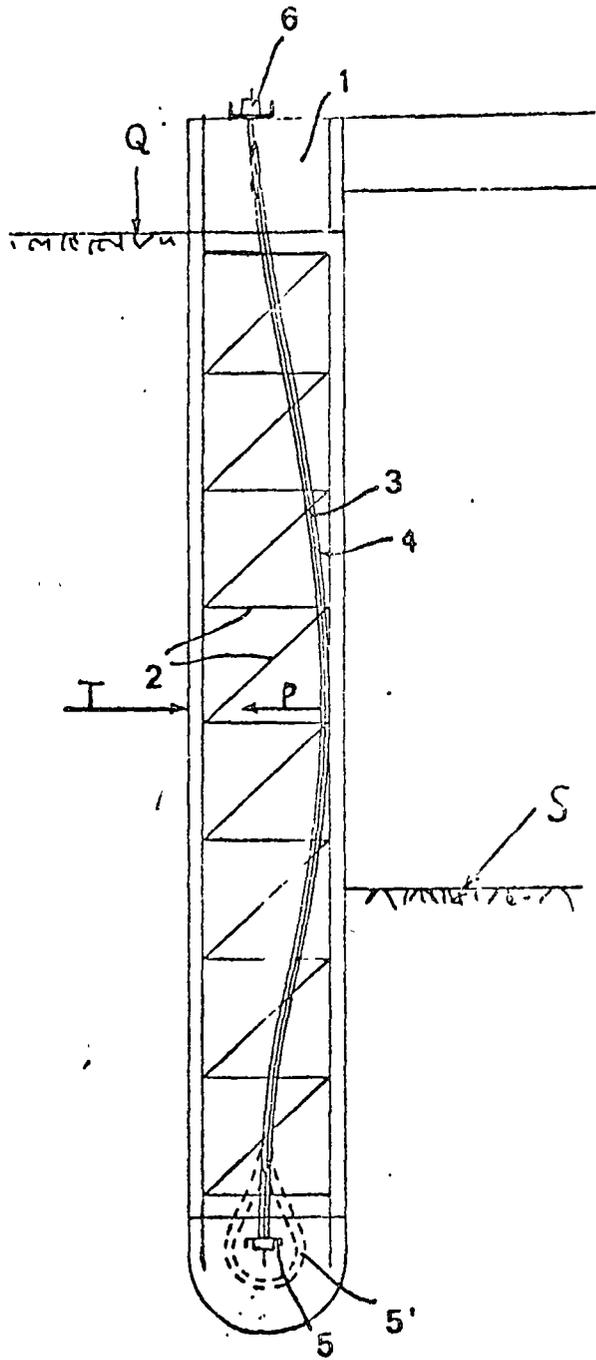


FIG. 1

FIG. 2a

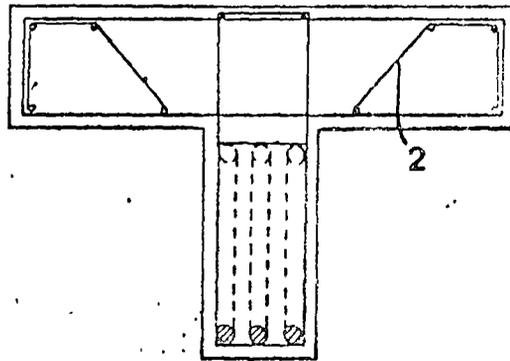
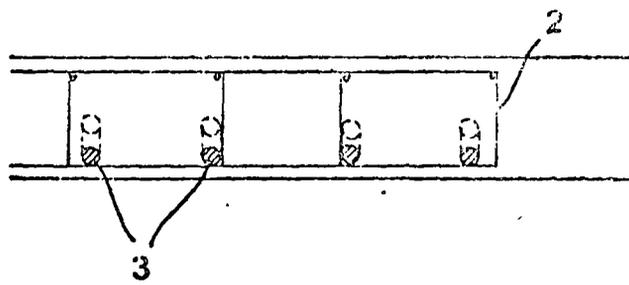


FIG. 2b

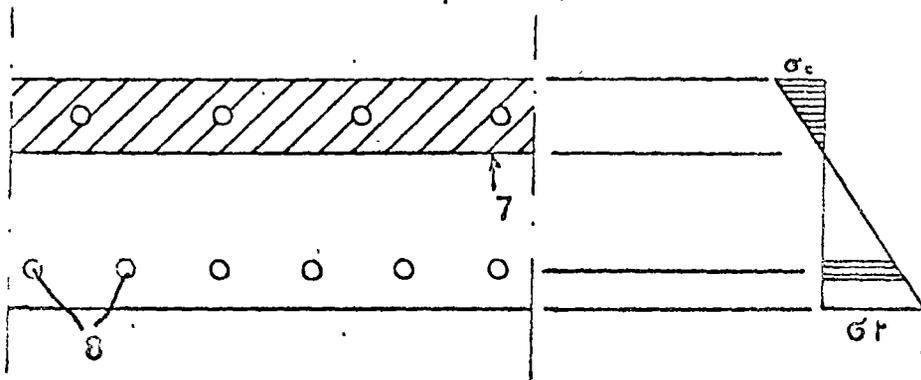


FIG. 3a

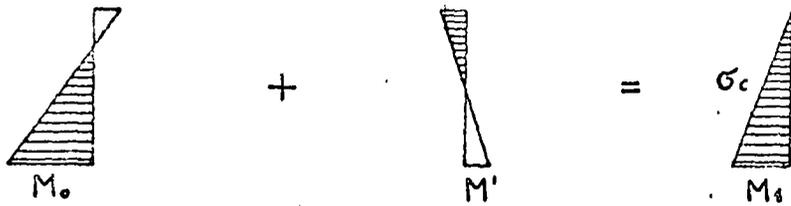


FIG. 3b

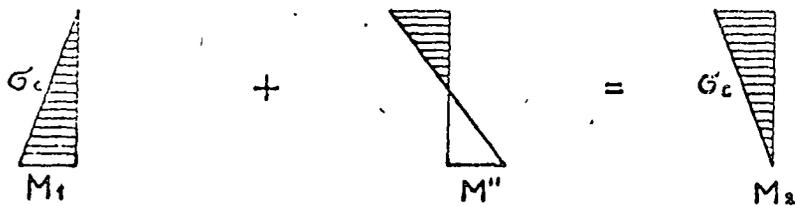
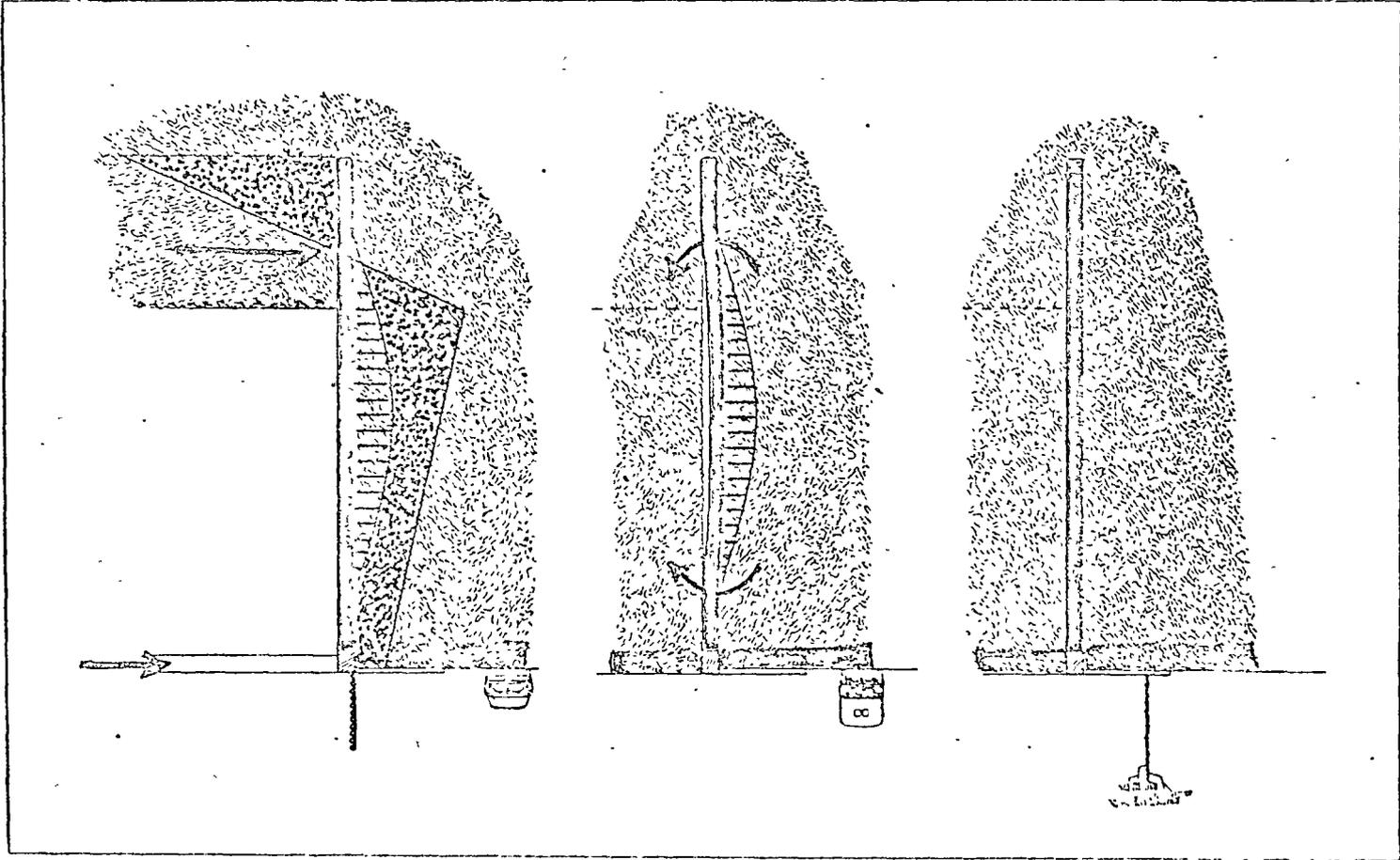


FIG. 3c





B5)

## COMPORTAMIENTO DE LA BENTONITA DURANTE LA EXCAVACION:

La bentonita, en virtud de su elevado peso específico, ejerce una fuerte presión sobre las paredes de las excavaciones y penetra en el terreno alrededor de él haciéndolo impermeable; mientras que por lo que se refiere a su acción contra los derrumbes, se pueden hacer las siguientes consideraciones:

La bentonita encerrada en la excavación debe resistir a la presión del suelo y, si hay presencia de una falda de agua, resistir también a su empuje.

El empuje del suelo es de modesta entidad y se reconoce por la fórmula:

$$\sigma_{r_0} = \gamma \cdot r_0 \cdot m \sigma \quad (1)$$

en donde:

$\sigma_{r_0}$  = empuje radial del terreno;

$\gamma$  = peso específico del terreno;

$r_0$  = radio del agujero (o distancia entre las paredes)

$m_G$  = función de la profundidad  $z$  y del ángulo de rozamiento del terreno  $\varphi$  (para valores  $\frac{z}{r_0} > 8$ , el valor de  $m_G$  sube muy despacio y se aproxima al valor que tenemos con  $z = \infty$ ).

puesto como ejemplo:

$$z = m. 100;$$

$$\gamma = 1,20 \text{ (arena y grava en presencia de agua)}$$

$$\varphi = 34^\circ$$

$$r_0 = 0,3 \text{ m.};$$

obtenemos:

$$m_G = 0,72 \text{ (leído en el Diagrama)}$$

y por consecuencia:

$$\sigma_{r_0} = 1,2 \cdot 0,3 \cdot 0,72 = 0,26 \text{ t/mq} = 0,026 \text{ kg/cmq.}$$

La presión del agua es la hidrostática y, suponiendo la mesa de agua a 10 m. de la superficie, en la cota - 100 m., tendremos:

$$\sigma_a = 90 \text{ t/mq} = 9 \text{ kg/cmq.}$$

por la cual la carga específica total que acciona desde el externo hacia las paredes del agujero resulta:

$$\sigma_{\text{tot.}} = 9,00 + 0,026 = 9,026 \text{ kg/cmq.}$$

y la carga que acciona desde el interno por efecto de la bentonita a la misma profundidad de m. 100 resulta:

$$\sigma_b = (H + h_a + h_p) \cdot \gamma_b$$

en donde:

H = m. 100 profundidad del agujero.

$h_a$  = m. 3 altura de la bentonita en el tubo, por encima del agujero;

$h_p$  = m.  $\frac{20}{1,2}$  = m. 16,7, altura debida a la presión de salida de la bentonita por el cincel (2 atm.);

$\gamma_b$  = 1,2 t/mc, peso específico de la bentonita;

por lo cual:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= (100 + 3 + 16,7) \cdot 1,2 = 144 \text{ t/mq} = \\ &= 14,4 \text{ kg/cm}^2 > 9,026 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Como se puede apreciar, la resistencia de la bentonita es mucho más grande del valor de la presión ejercida por los agentes exteriores, de manera que la excavación queda enteramente asegurada contra el derrumbe de sus paredes.

Por lo que se refiere a la acción de penetración de la bentonita en el terreno se pueden hacer estas otras consideraciones:

En virtud de la mayor presión ejercida por la bentonita hacia

paredes de la excavación, y de su tixotropía, se produce una penetración de la misma en el terreno circunstante, con acción impermeabilizadora y de consolidación. - Como ejemplo, se calcula la penetración de la bentonita a través de un agujero  $\phi$  600 mm. a la profundidad de 30 metros en terreno constituido por arcilla y ripio, <sup>manteniendo el nivel freático</sup> con (la mesa de agua) situada a 5 metros.

La bentonita penetra en el suelo solamente a través del fondo semiesférico del agujero, resultando la parte superior ya empapada por lo cual tenemos:

$$v = k \cdot I = K \frac{-dp}{\gamma} = \frac{dr}{dt} \cdot n = \frac{q}{2\pi r^2}$$

e integrando

$$\int_{r_0}^{r_1} \frac{dp}{\gamma} = \frac{q}{2\pi k} \int_{r_0}^{r_1} \frac{dr}{r^2}$$

$$n \int_{r_0}^{r_1} r^2 \cdot dr = \frac{q}{2\pi} \int_{t_0=0}^t dt$$

resulta

$$\frac{1}{\gamma} (p_0 - p_1) = \frac{q}{2\pi k} \left( \frac{1}{r_0} - \frac{1}{r_1} \right)$$

$$n \cdot \frac{r_1^3}{3} - n \cdot \frac{r_0^3}{3} = \frac{q}{2\pi} \cdot t$$

siendo:

$\gamma = 1,2 \text{ t/mc.} = \text{peso específico de la bentonita;}$

$$p_0 = (3.300 \cdot 1,2) + (1.000 \cdot \underline{a})$$

en donde  $\underline{a}$  es la presión en kg/cm<sup>2</sup> en el fondo del agujero, debida a la acción de la bomba de alimentación.

Para  $\underline{a} = 2 \text{ kg/cm}^2$  tenemos  $p_0 = \underline{5.960 \text{ cm.}}$

$p_1 = 2.500 \text{ cm.};$

(k) = coeficiente de permeabilidad de la suspensión de bentonita que se acepta =  $1 \text{ cm/min.};$

$r_0 = \text{radio del agujero} = 30 \text{ cm.};$

$n = \frac{V_a}{V_e} = \text{relación entre la velocidad aparente y la velocidad efectiva que se acepta en la medida de } 0,30;$

2) (t) = tiempo necesario para que la bentonita forme el gel, que se acepta en  $\frac{1}{2} \text{ min.}$

tenemos:

$$\frac{1}{1,2} (5.960 - 2.500) = \frac{q}{27k} \left( \frac{1}{30} - \frac{1}{r_1} \right)$$

$$0,3 \frac{r_1^3}{3} - 0,3 \cdot \frac{30^3}{3} = \frac{q}{27k} \cdot \frac{1}{2}$$

desde la cual, resolviendo, se obtiene:

$$(r_1) = 88 \text{ cm.}$$

por lo cual la penetración de la bentonita en el suelo será:

$$r_1 - r_0 = 88 - 30 = \underline{\underline{58 \text{ cm.}}}$$

Esta penetración depende en primer término del coeficiente de permeabilidad (naturaleza del terreno), del tiempo necesario para la formación del gel (con mezclas especiales el tiempo puede ser ajustado entre límites bastante extensos), y de la excedencia de la presión interna con respecto a la externa.

26) TIEMPO DE ACCION DE LA BENTONITA:

Con el finde examinar la duración de la acción de la bentonita en los terrenos tratados con ésa, el laboratorio Geotécnico del Politécnico de Zurich (Suiza), ha hecho interesantes experimentos.

He aquí los resultados: el terreno impregnado de bentonita ha sido sometido a una presión de 20 atm. de agua, por un lapso ininterumpido de 18 meses, sin que se haya podido apreciar la mínima expulsión de bentonita; así que la eficiencia de este tipo de impermeabilización puede considerarse de duración ilimitada.

Los iones de Ca libre, presentes en el agua, no alteraron de ninguna manera la estructura o la superficie de la bentonita.

Aún en presencia de aguas que contengan sales de cal, la bentonita conserva por lo visto sus propiedades. La disminución del coeficiente de permeabilidad producida después de este tratamiento, una vez llegada la estabilización, ha sido prácticamente nula.

De hecho, se obtuvo una baja desde  $1.10^{-7}$  cm/min. hasta  $1.10^{-6}$  cm/min.: diferencia enteramente menospreciable y que sirve para confirmar la absoluta impermeabilidad de los terrenos impregnados de bentonita, aún en presencia de presiones muy fuertes.

#### ESTABILIDAD DE LAS PAREDES DE EXCAVACION, DESPUES DE HABERSE SACADO LA BENTONITA:

56) Una Vez efectuada la excavación, la bentonita puede ser convenientemente diluida. Para la estabilidad de la excavación, es necesario ahora que las paredes impregnadas de bentonita puedan resistir a la sola presión del terreno, pues la presión ocasionada por el agua es neutralizada por la columna existente en la excava-

ción que se acepta prudencialmente de densidad 1.

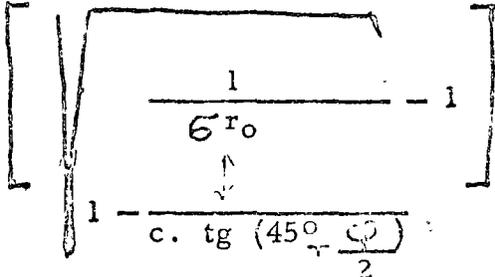
Refiriéndonos al ejemplo del que se trata en el capítulo relativo al comportamiento de la bentonita, para un agujero de 60 cm. de diámetro y de profundidad 100 m., la presión del suelo resulta por la fórmula:

$$\sigma_{r_0} = \gamma_{s_0} \cdot m \sigma \quad (1) \quad \text{Ver } \underline{\text{pág. 1}}$$

y aceptando los mismos valores del ejemplo mencionado:

$$\sigma_{r_0} = \frac{1,20}{1.000} \cdot 0,72 \cdot r_0 \quad (\text{en kg/cm}^2 - r_0 \text{ en cm}),$$

en tanto que el espesor mínimo del terreno impregnado por la bentonita, necesario para la estabilidad de las paredes, según la fórmula es:

$$s = r_0 \left[ \sqrt{\frac{l}{\sigma_{r_0}} - 1} + \frac{l}{c \cdot \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)} \right] \quad (2)$$


siendo

$r_0$  = 30 cm., radio del agujero;

$c$  = 0,3 kg/cm<sup>2</sup>. cohesión del terreno impregnado por la bentonita.

$\varphi$  =  $34^\circ$ , ángulo de rozamiento interno del suelo (arena y grava);

$R_0$  =  $r_0 + s$ , radio externo mínimo del terreno impregnado por la bentonita.

Resolviendo el sistema de las ecuaciones (1) y (2), se obtiene:

$$s = 6 \text{ cm.}$$

espesor menospreciable si se compara con la penetración calculada en el ejemplo arriba mencionado.

Se puede, por consiguiente, declarar que aún después de ser extraída la bentonita de la excavación, sus paredes resultan estables.

### 91. CONSIDERACIONES TEORICAS SOBRE DIAFRAGMAS IMPERMEABLES EN RELACION CON LA PANTALLA ICOS:

Para que una pantalla subterránea de cualquier tipo pueda funcionar de manera eficaz, es indispensable que ofrezca una impermeabilidad casi absoluta. Son suficientes fallas de escape de entidad aparentemente menospreciable, para que el diafragma pierda toda su práctica importancia.

Extractamos de una importante publicación de Döschler "Flujo de

la mesa de agua" (Edición J. Springer, Wien, pág. 81, 83), las siguientes interesantes consideraciones:

La cantidad de agua que pasa a través de un estrato permeable, parcialmente sellado por una pantalla y limitado superiormente por una platea de cimentación e inferiormente por una capa impermeable, se obtiene por la fórmula:

$$q = \frac{\pi \cdot k \cdot \Delta h}{4 \left( \frac{\pi \eta}{2 T} - 1 \right) n \cdot \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} \cdot \frac{T - t}{T}} \quad (1)$$

en donde:

- $q$  = cantidad de agua; (CARGA en  $m^3$ )  
 $k$  = coeficiente de permeabilidad del estrato permeable  
 $\Delta h$  = diferencia entre el nivel del agua en correspondencia del corte puesto a la distancia  $\eta$  aguas arriba de la pantalla y el que corresponde a la pantalla misma;  
 $\eta$  = distancia entre el corte considerado y la pantalla;  
 $T$  = espesor de la capa permeable;  
 $t$  = profundidad de la pantalla.

Si  $t = 0$ , es decir, si no hay pantalla, de la ecuación (1) resulta la

cantidad de agua máxima:

$$q_{\max} = k \cdot \Delta h \cdot \frac{T}{2\eta} \quad (2)$$

Aumentando, al contrario, la profundidad  $t$  de la pantalla, el flujo del agua disminuye.

La disminución relativa del flujo, representada por la relación

$$\frac{q_{\max} - q}{q_{\max}}$$

sale de las ecuaciones (1) y (2)

$$\frac{q_{\max} - q}{q_{\max}} = \frac{\ln \cdot \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{t}{T}\right)}{\ln \cdot \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{t}{T}\right) - \frac{\pi \eta}{2T}} \quad (3)$$

en donde:  $n$  representa el número de fallas de flujo.

Se puede representar gráficamente el curso de la disminución relativa del flujo en función de la relación de cierre  $\frac{t}{T}$  del corte del flujo.

Es notable la lenta disminución del flujo relativo, aumentando el cierre. De hecho, para  $t = 0,999 T$  y por consecuencia con una

falla libre de apenas un milésimo de T, la disminución del flujo resulta solamente del 29%; mientras para  $t = 0,5 T$ , resulta del 2%: es decir, como si la pantalla no existiera.

De gran importancia resulta además el número de las fallas de flujo y su posición. Si en lugar de una falla  $T - t$  tenemos  $n$  fallas cada una de una altura  $\frac{T - t}{n}$  distribuidas de manera uniforme a lo largo del corte, de la ecuación (3), considerando el corte dividido en número de  $n$  capas del espesor  $\frac{T}{n}$  y en número de  $n$  pantallas de profundidad  $\frac{t}{n}$ , con la sola substitución de  $T$  y  $t$  con  $\frac{T}{n}$  y  $\frac{t}{n}$ , obtenemos:

$$q_{\max} - q = \frac{\ln. \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{t}{T}\right)}{2} \quad (4)$$

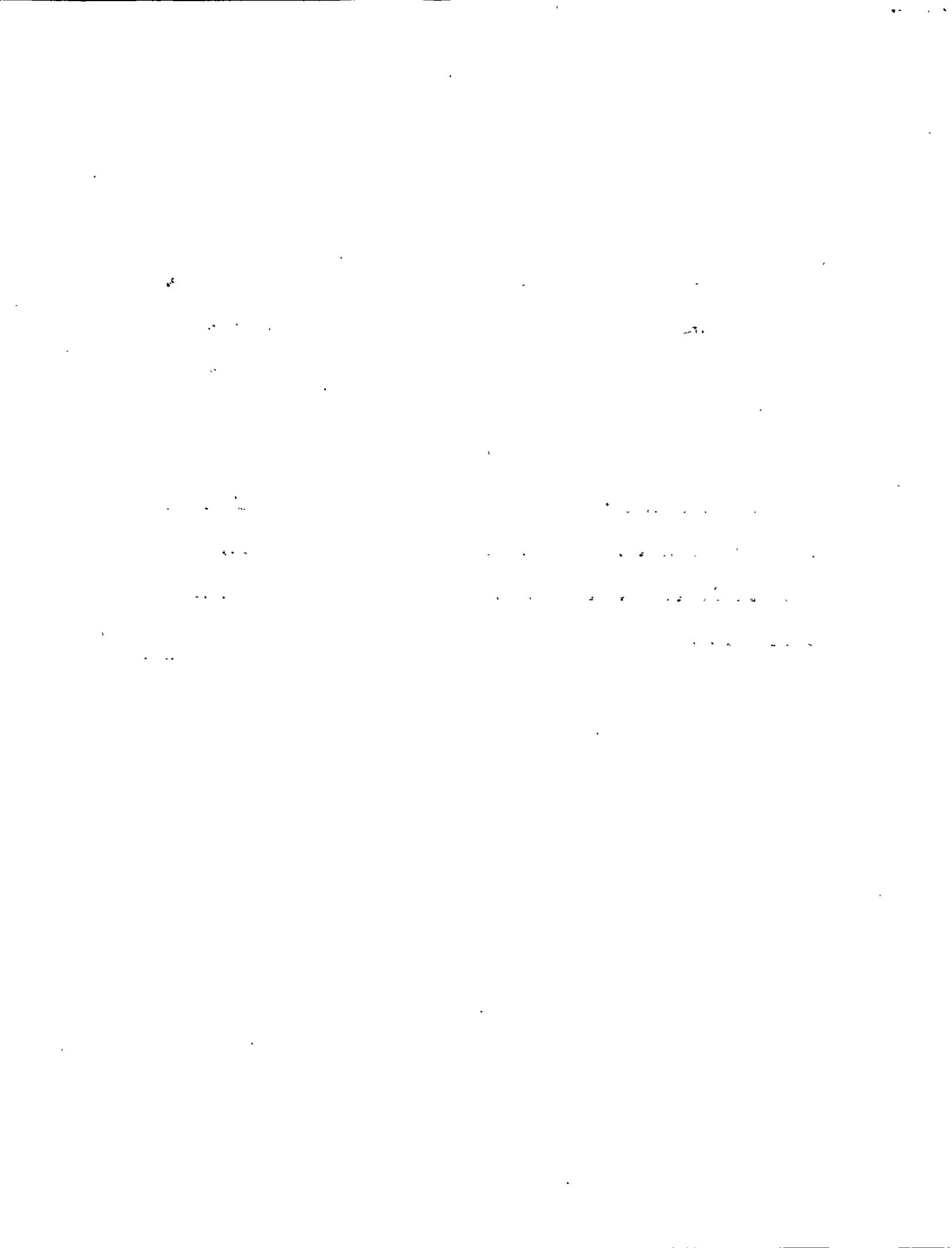
$$q_{\max} \quad \ln. \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{t}{T}\right) - \frac{n \cdot \pi}{2 T}$$

Resulta claro que aumentando la cantidad de las fallas del flujo, quedando fija la superficie de la falla total, la pantalla pierde rápidamente su eficacia.

Por supuesto, las consideraciones expuestas hasta ahora tienen

un valor general y por lo mismo se refieren tanto a las pantallas colocadas entre una platea de cimentación y un estrato inferior impermeable, como a todos aquellos otros casos en que, usando dentellones, núcleos arcillosos, inyecciones de cemento u otros procedimientos, se trata de eliminar o reducir el flujo de aguas de filtración.

Esas mismas consideraciones demuestran que para obtener un resultado seguro, es imprescindible que el sellado sea prácticamente perfecto, lo que con una pantalla se obtiene con absoluta certeza.



# Tipo de BENTONITA PARA MUROS COLADOS "in situ".

Bentonitas:

(Blanca)

Definición:

El Material: Es Un Mineral

que se define: Arcilla PLASTICA

de la familia de la MONTMORILLONITA

Análisis Químico:

SiO<sub>2</sub> = 59.36%

Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> = 20.68%

CaO = 1.99%

Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> = 2.96%

Na<sub>2</sub>O = 3.66%

MgO = (indeterminado)

Humedad= 10%

Propiedades Físicas:

Viscosidad Plástica: 5 ± 10 c.p.s.

Densidad: 1.052

Peso Volumetrico  
(suelto): 0.77 gr./c.c.

Peso Volumetrico  
(apisonado): 0.99 gr./c.c.

## Fabricación y Regeneración del Lodo Bentonítico.

### Descripción Sumaria:

#### =Proporcionamiento:

=Bentonita: de 7% a 10% por 1.000 lt /agua

=Aditivo: (icosit-1) del 5% al 7% del peso de Bentonita para aumentar el fenómeno de abultamiento del lodo o sea activarlo (se puede preparar o comprar la bentonita en polvo ya activada, pero no es aconsejable por varias razones:

Mayor Costo, deficiencia de rendimiento, porcentaje fijo del aditivo; a *veces* se necesita variarlo según la naturaleza del suelo y del agua en la excavación).

Se define una bentonita de buena calidad cuando con una concentración ponderal (definida como el cociente del peso de la bentonita entre el peso del agua en un volumen dado de lodo en por ciento) del 6% al 6.5%

se obtiene una viscosidad MARSH de 39 a 43 seg., una viscosidad plástica de 9 a 11 c.p.s. y una densidad de 1.05.

#### =Depuración del lodo:

Durante la excavación y el colado del muro de concreto, el lodo bentonítico sufre alteraciones en su constitución, por la cual se necesita corregirlo o en extremo sustituirlo.

Los percances más comunes que sufren los lodos de perforación son:

- =1) Fugas o pérdidas através de las grietas del terreno. Cuando las fugas son grandes se puede añadir aserrín ( a veces cemento ).
- =2) Incorporación de Arcillas al lodo; lo que hace que aumente en exceso su viscosidad. Se quita recirculando el lodo (o en casos especiales añadiendo fosfato o tanato de sodio, *etc.*)
- =3) Contaminación por agua salada, yeso, o cemento; hacen flocular el lodo; puede aumentar el espesor de "cake " y perder su poder estabilizante de las paredes.
- Se puede corregir con agente desfloculante (pirofosfato o exametato Sódico o lignosulfito); pero son demasiado costosos y complejo el uso, por lo cual conviene en la práctica de obra desechar el lodo.
- =4) Incorporación excesiva de arena durante la perforación y antes del colado por sedimentación en el fondo.

=Rebombear el lodo hacia la planta para limpiarlo e recircularlo.

=Mediante batería portátil de hidrociclón o desarenador para la filtración y recirculación local. (en proximidad de las mismas máquinas excavadoras y antes del colado de concreto)

---

=Control de calidad de los Lodos Bentoníticos.

---

El control de calidad de los lodos bentoníticos se puede hacer en el campo mediante un pequeño laboratorio portátil o instalar

una recámara de 3.00m x 3.00m <sup>en el</sup> area de la planta de preparación o bombeo, para efectuar las siguientes pruebas:

1)= Viscosidad plástica: (FANN) entre 5 y 25 =centipoises= con Reómetro de Baroid (otros autores entre 10 y 35)

El indicador (o carátula) del Reómetro da los esfuerzos cortantes en centipoises, por lo tanto la viscosidad plástica ( $\eta_p$ ) en centipoises es igual al esfuerzo cortante aplicado para mantener una velocidad de 600 R.p.m. menos el esfuerzo cortante aplicado para mantener la velocidad de 300 R.p.m.

GEL-CERO : Prueba Inmediata.

GEL DIEZ minutos: Prueba ~~inmediata~~ después de 10 minutos.

El punto de fluencia (en lb/100p<sup>2</sup>) es la prolongación de la prueba

anterior, de viscosidad ya que por obtener su valor se hasta la diferencia de las lecturas de 600 R.p.m. y 300 R.p.m. a la lectura de 300 R.p.m. y esto nos da el punto de fluencia.

2)= Densidad: con la Balanza de Baroid lectura directa de la densidad:

Entre 1.03 y 1.10 (óptimo 1.05)

3)= Viscosidad: con cono de MARSII y un cronómetro: lectura tiempo de vaciado del cono: de 35 a 50 seg (alta desde 25 a 45)

4)= Volumen de Agua libre y CAKE:

(prueba no indispensable en el campo)

Con PRENSA - FILTRO BAROID

=Cantidad agua libre que gotea en la bureta graduada: No mayor

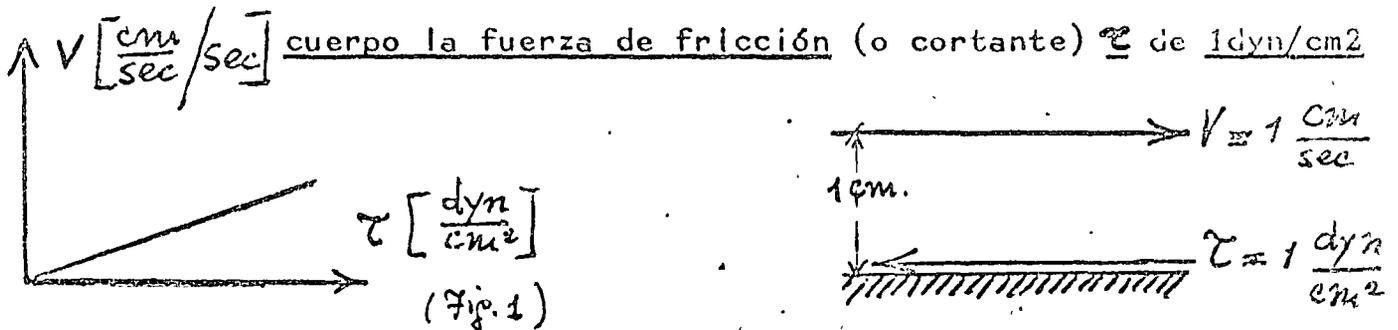
= EXPLICACION DE LA PALABRA "THIXOTROPIA"

= Viscosidad: (plástica =  $\eta_p$ ) se mide con el reómetro de Baroid

= Relación entre  $\frac{\tau}{V} = \eta_p = (\eta_p)$  con dimensión:  $\frac{\text{dyn}}{\text{cm}^2} \cdot \text{sec}$ .

= La unidad de medida es = 1 Poise (Esfuerzos cortantes en centipoises).

= Es decir que: "Un cuerpo tiene una viscosidad de 1 Poise si la velocidad de 1cm/sec. a la distancia de 1cm. provoca en el



$$1 \text{ Poise} = \frac{\text{dyn} \cdot \text{sec}}{\text{cm}^2} \quad (p = \text{pond} = 1 \text{ gramo-peso})$$

$$1 \text{ dyn} = \frac{1 \cdot \text{g} \cdot \text{cm}}{\text{sec}^2} = 1.02 \times 10^{-3} p$$

= THIXOTROPIA: La Thixotropia es una transformación reversible e isotérmica (de igual temperatura) de SOL-GEL-SOL.

Se definen sustancias Thixotropicas si su viscosidad se modifica (cambia) con el tiempo debido a un tratamiento mecánico (con mezcladora); es decir: si la sustancia (por ejemplo: todo tipo de pintos) viene mezclada, ella se presenta como un líquido; pero dejada descansar la sustancia se consolida.

Este proceso (procedimiento) es Reversible y puede ser repetido infinitas veces.

de 5m/m ni menor de 1m/m

El CAKE debe

Conservar propiedad flexible y adherente y no quebradiza . -

5)= Contenido de arena:

Con tubo medidor de contenido de arena (sand-content tube)

No tiene que ser mayor del 3% . -

6)= P.H. = El estado eléctrico del lodo se mide con indicadores de.

P.H. (papel de tornasol)

debe quedar comprendidos entre 7 y 10 (preferiblemente 8)

7)= Proporcionamiento: (Laboratorio)

Relación agua-Bentonita debe ser del 5% al 8% (7% y 10%) . -

Para suspensiones Thixotrópicas la línea de la relación  $\frac{\tau}{V}$  no pasa por el origen (línea de Bingham) como en la fig. 1, PERO está movida a la derecha.

La Intersección de línea ideal de Bingham con la abscisa dá el valor llamado límite de deslizamiento de Bingham (en práctica dicha línea no es recta sino ligeramente curva como en la fig. 2).

Por un deslizamiento ideal de Bingham vale:

$$\tau < \tau_0 \quad \dots \quad V = 0$$

$$\tau > \tau_0 \quad \dots \quad V = \frac{1}{d} (\tau - \tau_0) = \frac{V}{\tau} (\tau - \tau_0)$$

en donde:

$V$  = Velocidad del movimiento al corte.

$\tau$  = Esfuerzo de corte.

$\tau_0$  = Límite de deslizamiento de Bingham.

$d$  = Viscosidad diferencial =  $\frac{\tau}{V}$

= La Thixotropía está caracterizada por dos parámetros:

1º Por la resistencia del GEL dejado en descanso por un tiempo  $t_0$  definido (corresponde a  $\tau_0$ , fig. 2)

2º Por las constantes de velocidad de consolidación.

La Consolidación en general es una reacción de primer orden.

La formación del GEL se debe a la formación de una estructura (a forma de casita hecha con barajas) provocada por los esfuerzos de adherencia entre las partículas en suspensión.

= La Thixotropía se mide con el (Viscosímetro) "REOMETRO DE BAROID" (Ver. pruebas de viscosidad plástica) ya indicado anteriormente.

= La Demostración Gráfica de la Thixotropía viene indicada por el "LIMITE DE DESLIZAMIENTO DE BINGHAM"

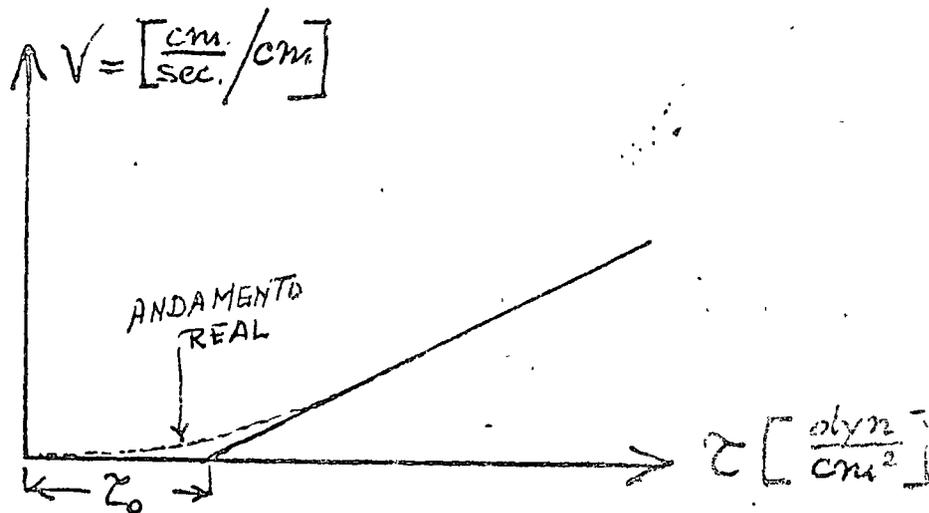


fig. 2

B- El Proceso Constructivo del Muro Subterráneo Colado "In Situ"  
es el siguiente:

1º) Construcción del Brocal de Gufa.

2º) Excavación Mediante Equipo Especial:

La excavación se efectúa en zanjas o trincheras de ancho y largo determinado y en presencia de Lodo Bentonítico; dicho lodo, substituyendo perfectamente cualquier forma de ademe, permite excavaciones en materiales de diferente naturaleza y de profundidad notable (máximo actual 450 pies en Manicoagan No. 3, (Canadá) y en "La Villita", Mich. 92 mts.)

3º) Limpieza Del Fondo:

Terminada la excavación, hasta la cota determinada, y por el ancho y largo establecido, se debe proceder a la limpieza del fondo, sobre todo para evitar que las arenas finas se depositen creando un falso apoyo y, peor aún, se mezclen con el concreto del colado, disminuyendo su resistencia unitaria.

Dicha limpieza se ejecuta mediante especiales bombas sumergidas que hacen circular el lodo através de un ciclón y un separador volviendo a recircular la bentonita limpia.

4º) Colocación del Acero de Refuerzo:

Sucesivamente y si es necesario según el cálculo se procederá a introducir en la zanja, siempre en presencia del lodo, una parrilla de acero de refuerzo.

5º) Colado Del Concreto:

Se procede en consecuencia al colado del concreto que se e-

fectúa desde abajo hacia arriba mediante un tubo de colado (tubo "Tremie" o sea: tubo-embudo).

Un Factor Muy Importante: La parte inferior de dicho tubo tiene que quedar siempre sumergido en el concreto, por lo menos un metro o más, a segunda de la profundidad del colado y por lo tanto de su misma carga y presión en el fondo.

El Colado Debe Ser Contínuo para evitar que se formen vacíos en el tubo de colado que progresivamente viene retirado cada 2.50/3.00 mts. desmontando sus tramos y recuperándolos; además el riesgo es que si se forma un vacío durante la fase de colado, se crea una junta fría y peor aún se pone en contacto la bentonita con el colado y el empuje desde abajo hacia arriba, difícilmente se puede repriminar, con grave pérdida ejecutiva, y deficiencia técnica que puede obligar a vaciar y excavar todo lo colado.

Siguiendo el colado se observa cómo el lodo bentonítico sube y se desborda desde el Brocal y se pierde completamente, dejando en su lugar el concreto que se está fraguando para formar el muro deseado.

A veces, y solamente si el lodo no es tan alterado o contaminado, se puede pensar de rebombearlo através de un aparato - especial a filtros rotativos y centrífugos para volverlo parcialmente a recuperar y enviarlos a la planta para su regeneración y nueva utilización.

A los asistentes a los cursos del Centro de Educación

Continua

La Facultad de Ingeniería, por conducto del Centro de Educación Continua, otorga constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en el diploma, deberán entregar copia del mismo o de su cédula profesional a más tardar 15 días antes de la terminación del curso, en las oficinas del Centro, con la Sra. Sánchez.

El control de asistencia se efectuará al terminar la primera hora de cada día de clase, mediante listas especiales en las que los interesados anotarán personalmente su asistencia. Las ausencias serán computadas por las autoridades del Centro.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

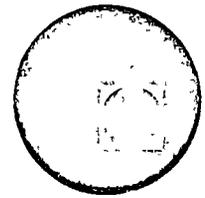
Al finalizar el curso se hará una evaluación del mismo a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes.

Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



**CURSO DE INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU**

**TEMA ASPECTOS GEOLOGICOS**

**ING. MIGUEL PALACIOS NIETO**

## INYECCIONES Y MUROS COLOCADOS IN SITU

### ASPECTOS GEOLOGICOS.

#### 1.- GENERALIDADES.

Con el fin de comprender el comportamiento de un material al ser inyectado, ya sea para mejorar las condiciones físicas o de impermeabilidad en los sitios de construcción, es preciso recurrir a las Ciencias Naturales, entre ellas, la Geología nos enseña el origen y formación de las rocas. Por medio de la geología podremos comprender el arreglo o acomodo de los diferentes elementos ó partes que forman el material por inyectar como:

*factores geológicos*

Tipo de roca.

Arreglo o acomodo de los diferentes bloques unitarios que forman el maciso rocoso.

Fracturación.

Fragmentación.

Granulometría.

Grado de cementación.

Porosidad.

Permeabilidad.

Relleno de Fracturas.

Etc.

Conociendo los factores anteriores, podemos tener una idea de como será la respuesta del terreno por tratar a los diferentes métodos de inyección; ya que el comportamiento de los terrenos es a veces incomprensible, ni las matemáticas pueden pre

A la dos.

veerlo. No es mas que con la ayuda de otras ciencias como la geología, la química, la hidráulica, la geohidrología y la geotecnia, relacionándolas en conjunto, pueden ser de gran ayuda para la solución adecuada y modo mas conveniente de inyectar un material.

1.1.- QUE SE ENTIENDE POR INYECTABILIDAD.

Por inyectabilidad se entiende la aptitud a penetrar de líquidos pastosos dentro del medio que se va a inyectar, para obtener un tratamiento adecuado, es requisito indispensable el conocimiento previo y completo que se pueda obtener de las características geológicas de la roca, justificándose ampliamente - gastos considerables en trabajos de exploraciones e investigaciones de caracter geológico antecedentes a las pruebas de inyección. La eliminación de incognitas o factores inciertos, pueden conducir a economías en el diseño o programa de inyecciones y ejecución de los mismos.

1.2.- CIENCIAS NATURALES, GEOLOGIA, GEOLOGIA APLICADA Y GEOTECNIA.

Dado que el tratamiento de inyección se lleva a cabo en suelos ó rocas, y siendo la geología una de las ciencias naturales que estudia: el origen, formación, depósito, alteración y erosión de las rocas, nos servimos de ella para obtener dicha información que nos servirá de guía para aplicar los métodos de inyección; sin embargo, habrá que recordar y aclarar a los Ings. que la geología por ser una ciencia natural no es una ciencia --

A la tres.

exacta y además es una ciencia descriptiva, que basa sus postulados sobre observaciones directas de campo; esto es, relaciona:

EFEECTO -----> CAUSA

además, difiere en la profundidad y alcance regional del sitio - por estudiar, en cambio, la geología aplicada a la ingeniería difiere en que utiliza la información proporcionada por la geología en la solución a los problemas de la ingeniería. Por tanto, la geología aplicada no es en sí una división de ciencias geológicas, sino mas bien es el "ARTE" ó la técnica del uso de la información y aplicación de métodos para resolver problemas inherentes a la práctica de la ingeniería.

<sup>Algunos</sup> Los geólogos, <sup>de los</sup> generalmente son pesimistas, acerca de los efectos adversos de algunas características geológicas, - en los sitios de construcción ó de los materiales. Esto se debe a la ignorancia de conocimientos y empleo de nuevas técnicas de ingeniería ó en una deficiencia en la experiencia práctica de métodos de construcción.

Este modo de pensar, difiere de la forma de razonar del Ingeniero, ya que la lógica del diseño en ingeniería está basado sobre los principios de como diseñar una estructura para resistir fuerzas producidas por una causa natural de intensidad -- calculada, es decir relacionada la

CAUSA -----> EFECTO

A la cuatro.

por tanto habrá que comprender el porqué de la diferencia entre el modo de pensar entre el Geólogo y el Ingeniero.

Como la geología es una ciencia descriptiva y la geología aplicada es propiamente un arte, los ingenieros con ayuda de las ciencias de la tierra y nociones adecuadas de <sup>geología</sup> ~~ingeniería~~, han ido gradualmente transformando la geología aplicada a una nueva rama del conocimiento humano conocida como GEOTECNIA, la geotecnia no es una ciencia puramente descriptiva, sino que utiliza la geología aplicada y las matemáticas, obteniendo y midiendo los valores de las propiedades físicas de las rocas, y graficándolos obtiene el comportamiento de las rocas a los esfuerzos sometidos. Esta ciencia aporta nuevas técnicas y equipos de medición para describir los materiales cualitativa y cuantitativamente en valores numéricos representativos, para poder ser aprovechados y empleados por los ingenieros.

En vista que la reproducción de las características del terreno por inyectar son difíciles y prácticamente imposibles de reproducir en laboratorio, se recomienda tomar con reserva los resultados si no se tiene una visión amplia de las condiciones geológicas del terreno, como también del sitio de donde fué tomada la muestra. Así mismo, cuando se hacen intervenir consideraciones matemáticas, las ciencias naturales nos indican que no puede haber ó existir una regla generalizada, por lo que deberá confiarse mas de las observaciones que se obtengan de los ensayos en cada uno de los

A la cinco.

sitios por tratar, sacando provecho de las deficiencias o irregularidades que presente el terreno.

Con esta breve exposición, se tendrá una idea mejor del alcance, desarrollo y transformación de la geología como ciencia auxiliar de la ingeniería.

DIAGRAMA 1

## 2.- CLASIFICACION GEOTECNICA DE LOS MATERIALES (Suelos y Rocas).

Las obras ingenieriles se llevan a cabo en terrenos de diferente naturaleza y composición, por lo que los "materiales" (Suelos y rocas) pueden clasificarse de acuerdo con la ciencia ó disciplina técnica que se aplique, diferenciándose en sus características que pueden ser:

a) propiedades físicas b) origen c) de composición; por lo tanto, la clasificación del término suelo puede diferir desde el punto de vista geológico, edafológico y de mecánica de suelos; no así el término roca que es común para las demás ciencias.

Se sugiere en este curso adoptar el término "materiales" para fines prácticos en trabajos de ingeniería, que agrupe tanto a los suelos como a las rocas, ya que sobre ellas se llevan a cabo los trabajos de inyección.

Los terrenos podrán dividirse en materiales suaves y materiales duros; los primeros corresponden a los suelos y los segundos corresponden a las rocas.

## 2.1.- ANISOTROPIAS DE LOS MATERIALES.

En la mayoría de los problemas de ingeniería, las propiedades de los materiales depende mas de las separaciones geológicas que de la resistencia propia del material, por tanto se trata de un medio discontinuo.

La resistencia y <sup>deformabilidad</sup> deformidad del material, depende va mas de su estructura que la del material constitutivo. Estas dos propiedades citadas son anisotrópicas, y esa anisotropía puede obtenerse con una validez estadística de su anisotropía morfológica.

En cualquier proyecto de ingeniería se deben considerar no solo el tipo y magnitud de las discontinuidades en el interior del macizo, sino también la relación entre estas discontinuidades y las dimensiones del proyecto.

Una zona rocosa natural que ha de ser objeto de un estudio ingenieril, puede clasificarse en uno de los siguientes tipos, cada uno de los cuales se estudia según ensayos y análisis diferentes.

a) Continuo (monolítico): La roca se compone de material sano sin anisotropías morfológicas; son aplicables a este tipo las teorías clásicas, elástica y plástica de resistencia de materiales.

b) Aparentemente continuo.- Está representado por los suelos y los macizos rocosos con juntas, tales que <sup>estadísticamente</sup> ~~estadísticamente~~ pueden considerarse en su conjunto homogéneas, si bien formado por un --

número ilimitado de elementos unitarios, formando el campo de aplicación de la mecánica de suelos.

c) Discontinuas.- Es el caso de los macizos, parcial o completamente agrietados, pero que en relación a las dimensiones estudiadas - no pueden considerarse estadísticamente homogéneos. En ellos hay que aplicar los procedimientos de la mecánica de un medio discontinuo, es decir el de la mecánica de rocas.

## 2.2.- SUELOS Y ROCAS COMO MATERIALES INYECTABLES.

Una vez entendido y adoptado el significado práctico de los puntos anteriores, pasaremos a clasificar los materiales como:

- a) Materiales cohesivos
- b) Materiales friccionantes

Puede definirse la cohesión, como la propiedad que mantiene en contacto a los granos por medio de una fuerza distinta a la gravedad. Los materiales cohesivos serán aquellos depósitos formados por granos o partículas de granulometría fina: estos materiales pueden tener ciertas características como:

Porosidad primaria o secundaria, permeabilidad, contenido de agua, grado de cementación y compactación que puede imprimirles cierta resistencia.

A este tipo de materiales pueden incluirse un grupo variado de rocas sedimentarias como las arcillas, limos, gravas,

arenas aluviales y boleas, en su forma litificada pueden considerarse las lutitas, limolitas, areniscas brechas, conglomerados, tobas, cierto tipo de calizas etc.

Los materiales macizos o friccionantes podemos considerarlos como aquellos materiales de granulometría mayor que los anteriores, ó aquellos constituidos por bloques unitarios de rocas. Estos últimos pueden estar formados por rocas ígneas, metamórficas y algunas sedimentarias; las rocas sedimentarias se consideran según su grado de litificación y de estratificación, lo que las hace considerar dentro del segundo grupo.

Como una conclusión de lo anterior, puede decirse que siendo las rocas materiales anisotrópicos debido a sus características geológicas como físicas, su comportamiento es diferente en cualquier dirección y sentido, por lo tanto no se puede generalizar el comportamiento de los materiales a la inyección.

# INYECCIONES DE MATERIALES

## ROCKS

Granulares o Plásticos

Masivas o friccionantes

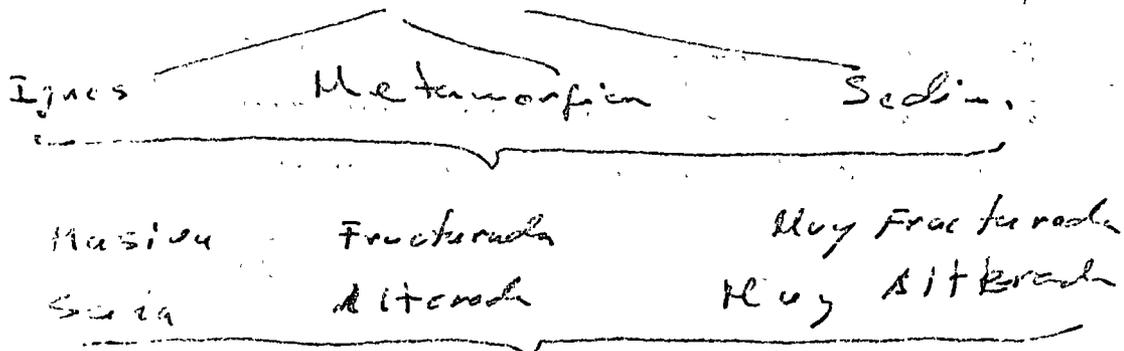
Propiedades Físicas

↓  
Estructura Geológica del sitio  
y lugar dentro donde se ubique el sitio por  
tratar dentro de la estructura geológica

Condiciones Topográficas: local de prof. elevación y  
distancias y relación del perfil del terreno con  
el sitio por inyectar.

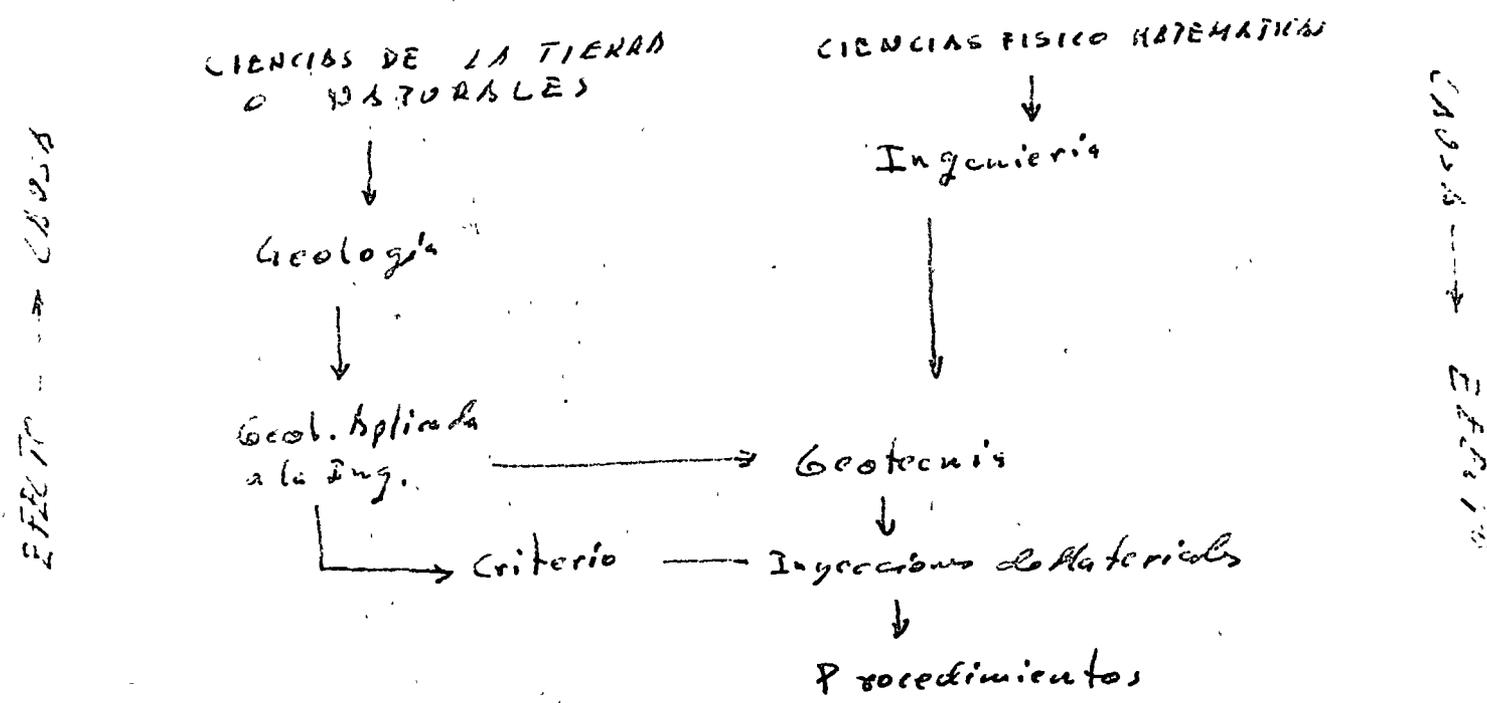
↓  
Evaluación y crítica por inyecciones desde el punto de  
vista geológico

# TIPOS DE ROCA



Disposicion y arreglo de las caracteristicas anteriores (ESTRUCTURAS GEOLOGICAS)

## DIAGRAMA N° 1



## ALGUNAS PROPIEDADES FISICAS DE LAS ROCAS QUE DEBEN CONSIDERARSE PARA EFECTOS DE INYECCIONES

Debido a las características geológicas como físicas, los materiales anisotrópicos se comportan de una manera diferente en cualquier dirección y sentido, por lo que no puede generalizarse el comportamiento de las inyecciones dentro de todos los materiales.

Algunas propiedades físicas que deben cuidadosamente considerarse en el tratamiento de inyección son :

### a) Densidad.-

La densidad en los dos grupos en que se han dividido los materiales, es de importancia conocerla para el tratamiento de inyecciones; ya que una roca densa será menos porosa y por consiguiente - opondrá mayor resistencia a la unyectabilidad de líquidos. Las rocas igneas o inetamórficas tienen mayor densidad que las rocas sedimentarias y hay que recordar, que la densidad influye en la porosidad y por lo tanto en la cantidad de agua dentro de los poros que será necesario desalojar para que los líquidos inyectados pueden penetrar dentro del material.

### b) Porosidad y Permeabilidad.-

Los materiales granulares por estar constituidos por partículas, éstas les imparten una variación en cuanto a en porosidad y permeabilidad, debido a : su composición mineralógica, tamaño, grado de arredondamiento y cementación de sus partículas y al acomodo de las mismas que hacen variar el contenido de agua y su resistencia. En este grupo de materiales, pueden incluirse las arcillas, limas, gravas, arenas, limolitas, areniscas, brechas y conglomerados pero cementados y cierto tipo de tobas y de calizas; en cambio, dentro de los materiales friccionantes, como las rocas masivas o igneas y metamórficas, éstas tienen la característica de encontrarse invariablemente fisnidadas, fracturadas y fragmentadas, dando como resultado un macizo rocoso formado por numerosos bloques unitarios de roca de forma y dimensiones variadas.

Los aspectos físicos anteriores deberán tomarse en cuenta en vista de que ellos intervienen para hacer del macizo rocoso una roca menos densa, debido al aumento de vacíos originados por los planos de separación de sus fracturas; por tanto en este tipo de materiales es importante conocer estadísticamente el grado de fracturación, frecuencia, longitud, separación y abertura de los diferentes sistemas de fracturas así como tipo de relleno de las mismas que presenten cada bloque unitario de roca que constituyen el macizo rocoso por tratar, con el fin de apreciar y de limitar la zona de influencia a la que deberá estar restringida la zona por inyectar.

Como ejemplos de materiales masivos ó friccionantes se pueden citar las rocas como los basaltos, andesitas, riolitos, granitos, esquistas cuarcitas y algunos tipos de tobas.

### 3.1 COMPORTAMIENTO DE LIQUIDOS DENTRO DE LOS MATERIALES.

El flujo de líquidos a través de los materiales granulares siguen las leyes de Darcy, o sea tienen permeabilidad propiamente dicha; en cambio, en las rocas masivas los líquidos se comportan de acuerdo al tamaño, forma, distribución y arreglo de las figuras ó fracturas así como de su continuidad que exista dentro de los bloques unitarios de roca en el macizo rocoso, comportándose el paso de los fluidos a través de dichas fracturas como conductos de secciones variables e irregulares, (Permeabilidad por fisuración) que no siguen las leyes de Darcy, debido a que el paso de líquidos se transforma en flujo turbulento desafiando el tratamiento riguroso y matemático, siendo necesario apoyarse en gran medida en fórmulas empíricas o semiempíricas para la solución de los problemas prácticos. Además el flujo turbulento es variable, variando las condiciones respecto al tiempo.

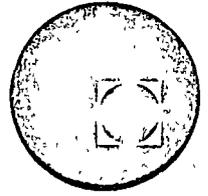
### 4.- ESTRUCTURA GEOLOGICA

Las características geológicas estructurales del sitio por tratar, son de un gran interés, ya que puede tratarse de rocas plegadas, masivas, lajeadas, estratificadas etc. que nos darán la relación que guardan las demás rocas con rocas que se van a tratar; así mismo, se podrán conocer los sistemas de diaclasado ó fracturación predominante (control estructural) en el sitio por tratar, ya que en la mayor parte de los casos, la permeabilidad de las rocas estará controlada además de la porosidad y fracturación, por las condiciones geológicas estructurales de la roca y de la posición dentro de dicha estructura geológica en donde se ubique el area por tratar.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



**CURSO DE INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU**

**Maestro. Luis Vieitez Utesa**

## INYECCION EN ROCAS.

La inyección en rocas es el conjunto de técnicas que pone en práctica el ingeniero civil para hacer penetrar fluidos de composición y características controlables en el interior de las fisuras, fracturas, fallas y huecos de las mismas, para lograr uno o varios de los objetivos siguientes:

- a).- Reducir la filtración de agua bajo presas o hacia excavaciones a cielo abierto o subterráneas situadas debajo del nivel freático.
- b).- Lograr recintos estancos en grandes depósitos subterráneos de combustibles o de agua.
- c).- Controlar la subpresión y el exceso de presión de poro bajo estructuras o en el apoyo de presas, en combinación con un drenaje adecuado.
- d).- Rellenar cavernas o huecos en formaciones naturales de roca o en derrumbes.
- e).- Consolidar las cimentaciones o apoyos de presas, de centrales generadoras y de otras estructuras pesadas similares.
- f).- Sellar y consolidar roca débil delante de túneles o en derrumbes de excavaciones.
- g).- Reparar daños excesivos por voladuras en la roca, alrededor de túneles y excavaciones.
- h).- Transmitir esfuerzos a la roca intacta vecina, alrededor de túneles o tuberías de presión.
- i).- Preesforzar el revestimiento de túneles y excavaciones para reducir su espesor.
- j).- Romper o bronquear la estructura de masas de roca alterada o descompuesta y crear, con las venas de inyección, nuevas estructuras estables.
- h).- Ligar revestimientos, anclas y demás elementos de refuerzo de excavaciones o túneles a la roca vecina, para que trabajen en combinación con ésta, como un todo.

Conviene, al hablar de inyecciones en roca, no sólo referirse a la técnica de la inyección propiamente dicha, sino también a todas aquellas otras que participan directa o indirectamente en el proceso para dar un producto ingenieril útil.

Las técnicas que directa o indirectamente participan en la inyección de rocas, pertenecen a diversas disciplinas científicas y prácticas. Por ejemplo: Numerosas técnicas de la Geología participan en todas las etapas de la inyección, pero principalmente en la planeación y diseño de la misma y en su control, como ya se ha visto en lecciones anteriores.

La Química aporta técnicas indispensables en la preparación de las mezclas. Las principales cualidades de una mezcla, la inyectabilidad, de la que depende la penetración de la mezcla en el terreno; la estabilidad, de la que depende el buen comportamiento de la mezcla durante la inyección; la resistencia, de la que depende, a fin de cuentas, la efectividad de la mezcla en el lugar; y la economía, se obtienen, en gran medida, gracias a la química del cemento y sus aditivos y a la química coloidal y de geles tixotrópicos.

La Ingeniería Mecánica por su parte, ha intervenido en el perfeccionamiento de técnicas de bombeo y de perforación. Con las primeras se han fabricado bombas de doble pistón que permiten inyectar a grandes distancias ( más de 800m) y a muy altas presiones ( más de 100 K/c<sup>2</sup>); las segundas han producido máquinas de muy alto rendimiento -- ( 30m/hora), combinando la percusión y la rotación con la inyección de aire a alta presión.

También son logros mecánicos dignos de mencionarse, las plantas automáticas y semiautomáticas de fabricación de mezclas y de bombeo en las que un solo operario puede controlar la inyección de varias decenas de barrenos.

La Mecánica de Rocas y la Mecánica de Fluidos, han aportado técnicas para entender el comportamiento de los líquidos más o menos viscosos, que se transportan a presión a través de fisuras de rocas y la res -

puesta de las rocas durante el paso de los mismos y a través del tiempo, cuando estos líquidos fraguan y adquieren resistencia.

La Geotécnia, en fin, amalgama y combina todas las demás técnicas, haciendo que el conjunto produzca un resultado ingenieril práctico.

El proceso general es el siguiente:

Con técnicas de geología se ubica el problema en cuanto a localización y tipos de rocas, arreglo estructural de las mismas, principales accidentes y discontinuidades que manifiestan (fallas, cavernas, fracturas y fisuras), definición de las condiciones hidráulicas más importantes que prevalecen en el macizo rocoso. (niveles freáticos, corrientes subterráneas, áreas permeables) e identificación de los puntos de debilidad evidentes (inestabilidad, permeabilidad) en relación con las obras que estén bajo consideración.

Mediante la geotecnia se analiza toda esta información geológica, se acota el problema y se apuntan sus posibles soluciones. Tratándose tanto de inestabilidad como de permeabilidad, una de las soluciones a considerar es la inyección de las rocas. Para precisar su factibilidad, la geotecnia requiere de información adicional que le proporcionan otras técnicas: Por ejemplo, con ayuda de la Mecánica de Rocas podría entrar en detalles del grado de inestabilidad de las masas de roca antes y después del tratamiento de inyección, o del rango de presiones que deberá utilizarse durante el tratamiento para hacerlo efectivo, sin desorganizar la estabilidad de dichas masas.

Por otra parte, podrá servirse de la información que se tenga de equipo de perforación y de bombeo para poder comparar las necesidades del tratamiento (extensión y duración que se exigen del mismo), contra rendimientos y capacidades de las máquinas.

Aparejada a estas informaciones, se obtiene la información física y química de posibles diseños de mezclas. Todo ello pesa en las consideraciones y estudios de la factibilidad del tratamiento de inyección.

4

Si la inyección de roca se aprueba como solución, se procede a su realización, la cual se efectúa por aproximaciones sucesivas, combinando las aplicaciones prácticas de todas las técnicas mencionadas. La geotecnica entonces lleva la coordinación y el control de todas ellas, programando su intervención ordenada y observando estrechamente, mediante instrumentos adecuados, las consecuencias de esa intervención.

Vista así, la inyección de rocas es un proceso geotécnico que combina las técnicas mencionadas de la mejor manera posible para solucionar problemas de inestabilidad o de permeabilidad en rocas, en relación con obras importantes de ingeniería.

En las lecciones siguientes se precisarán algunos de los aspectos de aplicación o realización de la inyección en rocas. Aquí, de momento, se tratará sólo de ilustrar, con un par de ejemplos muy condensados, en los que la solución adoptada fue la de inyección, cómo se combinan las técnicas en la planeación y el planteamiento de dicha solución.

#### EJEMPLO DE CONTROL DE FILTRACIONES:

Para abrir dos nuevos frentes de excavación en un tramo difícil de un túnel para drenaje, de gran longitud, se decidió construir una lumbrera más, intermedia entre otras dos que hasta la fecha de la decisión no habían podido utilizarse plenamente por haber encontrado serios problemas de infiltraciones en basaltos.

En los basaltos es donde se han tenido algunos de los problemas de filtración más grandes que se hayan encontrado nunca, porque pueden contener cualquiera o todos los tipos de discontinuidades posibles; aberturas tabulares o juntas, canales estrechos o cavernosos y poros o vesículas.

La geología que se tenía reconocida hasta el momento, incluido lo que se había encontrado en la excavación de las otras dos lumbreras y parte del túnel, revelaba la presencia de corrientes de tobas alternadas con coladas basálticas dentro de un bloque hundido de una estructura de graben. Los basaltos estudiados estaban de poco a muy fracturados-

y había indicios de fallas en las cercanías.

La localización de la nueva lumbrera, que, por razones topográficas y de distancia a las otras dos, estaba obligada dentro de un radio de 100m, se precisó con tres sondeos. Los sondeos se localizaron de manera que se cumpliesen tres objetivos:

- a).- Determinar si dentro de ese radio penetraba a profundidad una falla, que, en las fotografías aéreas, aparecía próxima a la zona .
- b).- Conocer la estratigrafía y estructura del subsuelo desde la superficie hasta 20m por debajo del nivel del túnel y,
- c).- Reconocer la variación de las condiciones hidráulicas del sub-suelo con la profundidad; en especial las posiciones de los niveles freáticos y los rangos de permeabilidad.

Logrados dichos objetivos y una vez coordinadas la información del geólogo y las necesidades del constructor, (que debería, por exigencias de programa, construir la lumbrera en 8 meses), se estableció la localización definitiva, en la que resultó una profundidad de lumbrera de 143m (diámetro de la lumbrera: 6.00 m)

La estratigrafía del lugar es: 5m de basalto muy lajeado, 7m de conglomerado y 13m de arenas; debajo, 55m de tobas, 2m de conglomerado, 22m de basaltos algo fracturados, nuevamente tobas (25m) y finalmente basaltos vesiculares muy fracturados en su parte superior, y de más a menos fracturados conforme se profundiza. en la colada. No se encontraron indicios de falla. El nivel freático se encontró en el conglomerado de poco espesor que aparece a la profundidad del contacto de las tobas superficiales con la colada superior de basalto. Las tobas resultaron ser impermeables, respecto a los basaltos (< 25 U.L.) y los basaltos muy permeables (> 25 U.L.).

Ante esta situación se plantearon tres posibles alternativas para poder excavar la lumbrera:

- 1).- Excavar bombeando desde el interior el agua que se encontrase,

en los volúmenes suficientes para permitir trabajar.

- 2).- Bombear por el exterior hasta 115m de profundidad, para abatir el nivel de aguas en la primera colada de basalto y congelar la segunda colada de basalto, para hacerla impermeable en forma provisional.
- 3).- Tratar por inyecciones ambas coladas de basalto; la segunda hasta unos 20m por debajo de la plantilla del túnel.

Se compararon las tres alternativas en costos, en tiempos de ejecución y en seguridad del trabajo.

La primera alternativa era relativamente más económica, pero los rendimientos de excavación serían muy bajos, como se había confirmado en la excavación de las dos lumbreras anteriores, y la seguridad del trabajo poco garantizable, especialmente por fallas eventuales en el suministro de energía, estando excavando en las zonas más permeables.

La segunda alternativa era menos dilatada y más segura que la anterior, pero era más cara y de más compleja preparación, previa a la ejecución, sobre todo en lo referente a la congelación.

La tercera alternativa, prácticamente tan segura como la segunda, podría resultar cara y lenta si se exigía que el tratamiento precediera en su totalidad a la excavación.

Finalmente, se optó por la alternativa del tratamiento por inyección, pero diseñando una variante que permitiese alta velocidad de perforación e inyección, precediendo ésta a la excavación en una distancia de 20m solamente. Esta distancia se consideró suficientemente segura para que se formara un tapón de roca tratada que impidiera el paso del agua por el fondo de la excavación.

Hasta esta etapa de los acontecimientos, la intervención de la geología y la geotecnia, fueron la base para fijar las estrategias de acción. Después de definida la solución, la ejecución quedaba en manos

de las técnicas de perforación, de dosificación de mezclas, de bombeo y de transmisión de las mezclas de los puntos de bombeo al terreno por tratar. Es decir, tomaban un papel preponderante las técnicas químicas, físicas y mecánicas.

Por ejemplo:

Para perforar se usaron máquinas de alta capacidad que operan, con empuje hidráulico, martillos a percusión y rotación.

Como fluido de perforación se usó aire a presión y detergentes que permitieron levantar el corte de la perforación con altos rendimientos. Se perforaron 20 pozos de 7 1/4" de diámetro y 160m de profundidad, dispuestos en zig zag, alrededor de la lumbrera, a una distancia media de 3.75m de su perímetro, con velocidad de hasta 80m de perforación por turno.

Se discutió, en varias ocasiones, si deberían hacerse dos círculos de barrenos o sólo uno y si debían ser las perforaciones a nivel de la primera colada de basalto independientes de las que llegaran a la segunda colada. La solución más segura, evidentemente, era la de dos líneas y con perforaciones independientes, pero resultaba excesivamente dilatada y costosa. Las consideraciones de programa fueron determinantes y pesaron para inclinar la solución hacia una sola línea de barrenos en zig zag, llevados a toda la profundidad por tratar. El riesgo calculado de esta solución significaba no tener completamente seca la excavación. Se previó manejar del orden de 100 l/seg, al llegar a la máxima profundidad, en contraste con los más de 300 l/seg, que se habían tenido que manejar durante la excavación de las otras dos lumbreras.

El proceso de la inyección propiamente dicha, se discutirá en una próxima lección.

#### EJEMPLO DE ESTABILIDAD DE UNA EXCAVACION EN TUNEL

Un tramo en zona urbana de un túnel para drenaje a profundidades variables entre 28 y 32m y de 5.0m de diámetro interior, debía comuni -

car dos lumbreras, una excavada toda en roca y la otra solamente en su tercio inferior. La topografía superficial a lo largo del eje, - revelaba que la superficie de la roca formaba varias depresiones antes de profundizarse definitivamente bajo los suelos del valle contiguo a la segunda lumbrera descrita. Se efectuaron diez sondeos en la zona, localizados longitudinal y transversalmente al eje del túnel, con los que se definió: a).- la profundidad de la superficie de la roca en cada punto explorado; b).- las características de la misma, principalmente en lo concerniente al tipo de roca, su fracturamiento y los materiales que rellenaban las fracturas; y c).- las características de los suelos del valle que descansan sobre la roca. Del estudio geológico y geotécnico de las muestras, se concluyó que el túnel tendría un techo de roca sobre la clave que sería menor de 4m en una longitud de una 100m y, dentro de ésta, en un tramo de unos 20m los suelos del valle penetrarían en la sección del túnel. La roca es basalto muy fracturado con las fracturas rellenas de material del valle.

Los suelos del valle son gravas y arenas acuíferas en espesor de 2m - sobre la superficie de roca y el resto son limos y arcillas muy blandos pero impermeables. El problema principal resultaba ser la estabilidad del túnel al estar excavando con poco o ningún techo de roca y, en segundo término, aparecía el riesgo de que, a través de la capa de grava y arena, se filtrara mucha agua al túnel, pudiendo causar el abatimiento del nivel freático y la consolidación de las arcillas y los limos. La situación se hacía más delicada por la presencia de construcciones sobre buena parte del trazo del túnel.

Se consideró la posibilidad de cambiar el trazo del túnel, pero tanto hacia un lado como hacia el otro, la superficie de la roca descendía aún más. También se pensó en cambiar el nivel del túnel, en ese tramo, para excavarlo a más profundidad, todo en roca, o a menos profundidad, todo en suelos; pero ello suponía formar un sifón que daría serios problemas de mantenimiento durante la operación del drenaje. De sechadas estas posibilidades, se decidió atacar el túnel en el trazo y al nivel elegidos, para lo cual habría que idear un sistema de avance seguro. Una de las proposiciones fue atacar por fracciones la sec

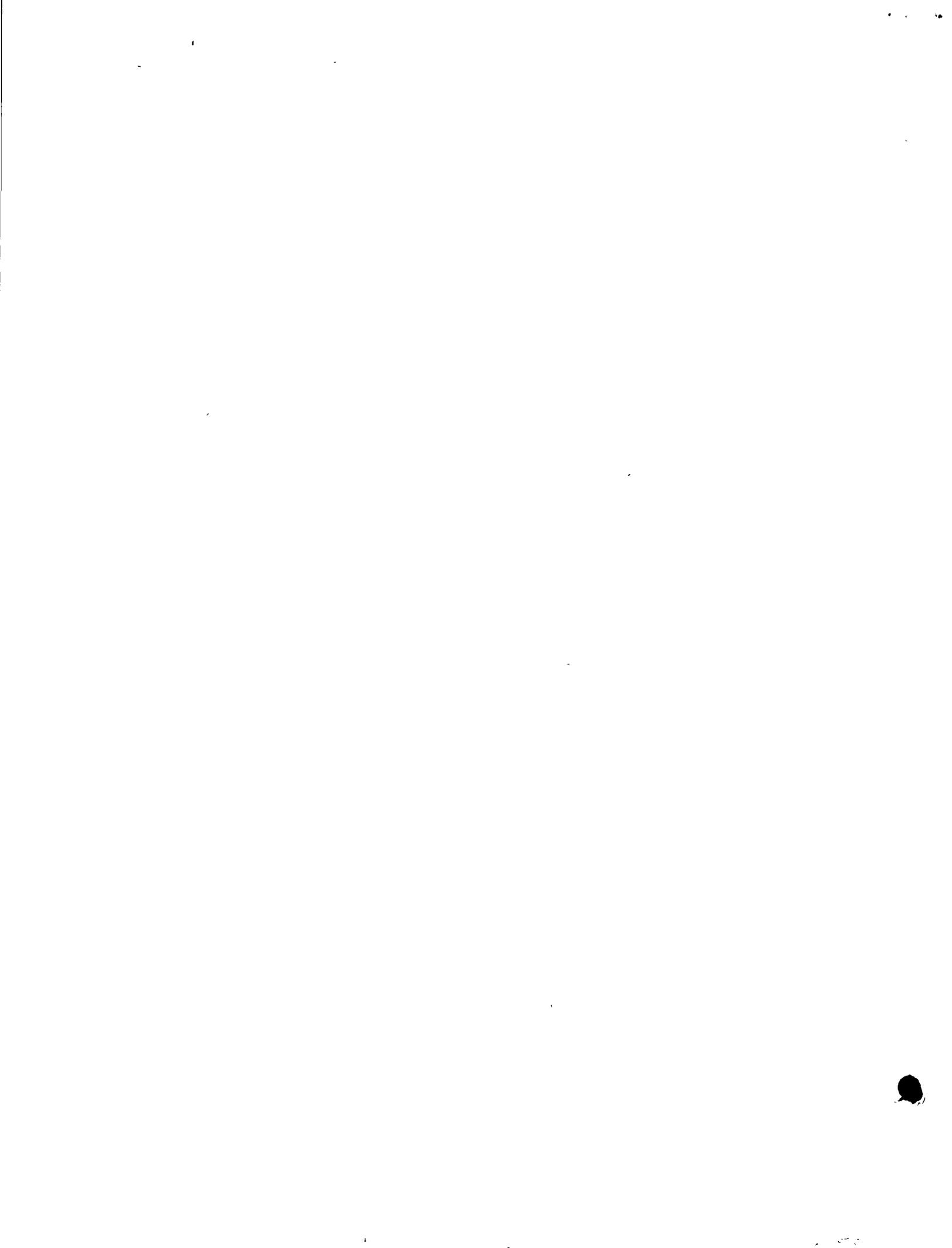
ción del túnel, llevando adelante lanzas y varillas de acero, en el perímetro de la sección superior, para reforzar la clave, pero resultaba un proceso sumamente lento, caro y no cien por ciento seguro. La otra proposición, que se aprobó finalmente, fue la de inyectar para consolidar la zona de contacto roca-suelos y a la vez impermeabilizar en lo posible el estrato de gravas y arenas.

Estudiado el tratamiento con detalle, se vió que parte del mismo (50m) podría hacerse desde superficie, aprovechando una calle secundaria transversal al eje del túnel. El resto, por falta de acceso desde superficie, tendría que hacerse desde el interior del túnel con las consiguientes interferencias al proceso de ataque. Para decidir el tratamiento desde superficie, hubo que pesar estos factores: por un lado, el estorbo del tratamiento desde el túnel, que afectaba directamente los programas de avance, ya que se tenía que parar éste para inyectar una semana de cada tres; por el otro, la cantidad de barrenación muerta que quedaba en el tratamiento desde superficie y las molestias que se ocasionaban al vecindario; además, en esta solución cada barreno inyectado constituía un pilote de pequeño diámetro empujado en la roca; alrededor de 110 pilotes de este tipo restringirían el proceso de deformación por consolidación a que estaba sujeto el subsuelo en la zona y ocasionarían movimientos diferenciales de serias consecuencias para las casas habitación.

La presión de programa y los costos, inclinaron la balanza hacia el tratamiento desde superficie en esos 50m, pero condicionado a ejecutarse con las menores molestias posibles al vecindario y con el requisito de cortar todos los bastones de inyección a 12m bajo la superficie, para eliminar el efecto de pilotes y permitir al subsuelo continuar con su antiguo proceso de consolidación.

Hubo necesidad entonces de instalar una planta de mezclas y bombeo de inyección adaptada a las dimensiones de la calle y se tuvo que utilizar equipo de barrenación de alto rendimiento, adecuado al espacio, que consistió en una perforadora a rotación de alto rendimiento (20m/hora) que adema a la vez que perfora, la cual se utilizó para la parte de -

suelos, y una perforadora con martillo neumático que se usó en la parte de roca. Dentro del túnel se utilizó otra perforadora con martillo neumático.



PROCEDIMIENTOS GENERALES SOBRE DIFERENTES  
TECNICAS DE INYECTADO EN ROCA Y ALUVIONES

ING. HORACIO ESCALANTE ARIAS.

México, D.F., octubre de 1973.

PROCEDIMIENTOS GENERALES SOBRE DIFERENTES  
TECNICAS DE INYECTADO EN ROCA Y ALUVIONES

## PROCEDIMIENTOS GENERALES SOBRE DIFERENTES TECNICAS DE INYECTADO EN ROCA Y ALUVIONES

### GENERALIDADES

Una vez terminado el estudio geológico y de permeabilidad del sitio en que se pretende ejecutar una obra y este se ha encontrado favorable para la realización de la misma, se procede a proyectar la, dentro de lo cual se hace un programa tentativo para la impermeabilización y consolidación del subsuelo en que se desplantará la estructura.

Este programa tentativo del tratamiento estará de acuerdo con el tipo de obra en que se va a aplicar. Por ejemplo, si se trata de la cortina de una presa, se tomará en cuenta el tipo de formación en que se desplantará, para adaptar la forma de pantalla de impermeabilización adecuada y ver la necesidad de hacer consolidación de la roca en la zona de desplante de la cimentación. En la construcción de un túnel se pueden presentar problemas tales como la impermeabilización de la formación dentro del proceso de excavación, de relleno de los huecos entre el revestimiento y las excavaciones, de consolidación etc. Existen también problemas de impermeabilización de juntas o fracturas en las estructuras de concreto, en el amacice de macizos rocosos, etc.

### PANTALLAS DE IMPERMEABILIZACION

Generalmente este tipo de pantallas se utiliza en la construcción de presas, con el fin de formar una zona impermeable a lo

largo de la estructura, prolongándose hasta las laderas en las que se empotra la cortina. Sin embargo, también se utilizan cuando se presentan problemas de filtraciones en las excavaciones de una cimentación, en la excavación de lumbreras, túneles, etc.

Una pantalla puede estar formada por perforaciones profundas inyectadas, y estar compuesta de una o varias líneas de pozos, también puede ser un muro formado con concreto o materiales plásticos y flexibles. En el primer caso, cuando se trata de rocas ya sea con fracturas abiertas, fisuras finas o kársticas, en el que se requiera la ejecución de perforaciones inyectadas localizadas en uno o varios planos verticales o inclinados, generalmente se programa la pantalla por el procedimiento de ir perforando e inyectando los barrenos por etapas y progresiones, entendiéndose por Etapa el localizar y ejecutar perforaciones adicionales, a la mitad, entre perforaciones previamente ejecutadas e inyectadas en una etapa anterior y la progresión consiste en perforar, lavar e inyectar un tramo del pozo el cual se determina por las condiciones geológicas, de tal manera que hasta puede ser toda la profundidad del pozo.

En la I Etapa o inicial, se perforan e inyectan los pozos a una equidistancia, en la que se debe tomar en cuenta las características de la roca, tratando de que cada perforación rellene el máximo de las grietas, juntas y huecos, aplicando la mayor presión de inyectado permisible sin que se presente comunicación de la mezcla con otra perforación adjunta no inyectada de la misma Etapa. En la práctica se ha demostrado que esta I Etapa cuando se trata de pantallas

en presas, sea de 10.0 m entre pozo y pozo, obteniéndose una zona \_  
aceptable de influencia de la mezcla inyectada. Una vez terminado el \_  
tratamiento en su I Etapa ya sea en toda la longitud de la pantalla o  
en una sección considerable, se efectuará la II Etapa con pozos inter\_  
medios a los de la primera, con lo cual el tratamiento se reduce en \_  
espaciamiento a la mitad (Fig. 1).

Tomando en cuenta los consumos de mezclas obtenidos al in-  
yectar la I y II Etapas, se programará una III Etapa que será de po-  
zos intermedios a los de las Etapas anteriores reduciendo la equidis-  
tancia inicial entre pozos a la cuarta parte, de una manera semejante  
se procederá con las Etapas subsecuentes si el resultado no ha sido \_  
satisfactorio.

El procedimiento de ir programando las Etapas, mencionado \_  
anteriormente, es aplicable a cada una de las líneas de que se compon  
ga la pantalla cuando ésta este formada de ellas.

#### PROCEDIMIENTOS DE INYECTADO EN ROCA

Adaptando el procedimiento más conveniente para cada caso, \_  
tomando en cuenta la estructuración de la roca, el inyectado se puede  
hacer por el procedimiento de:

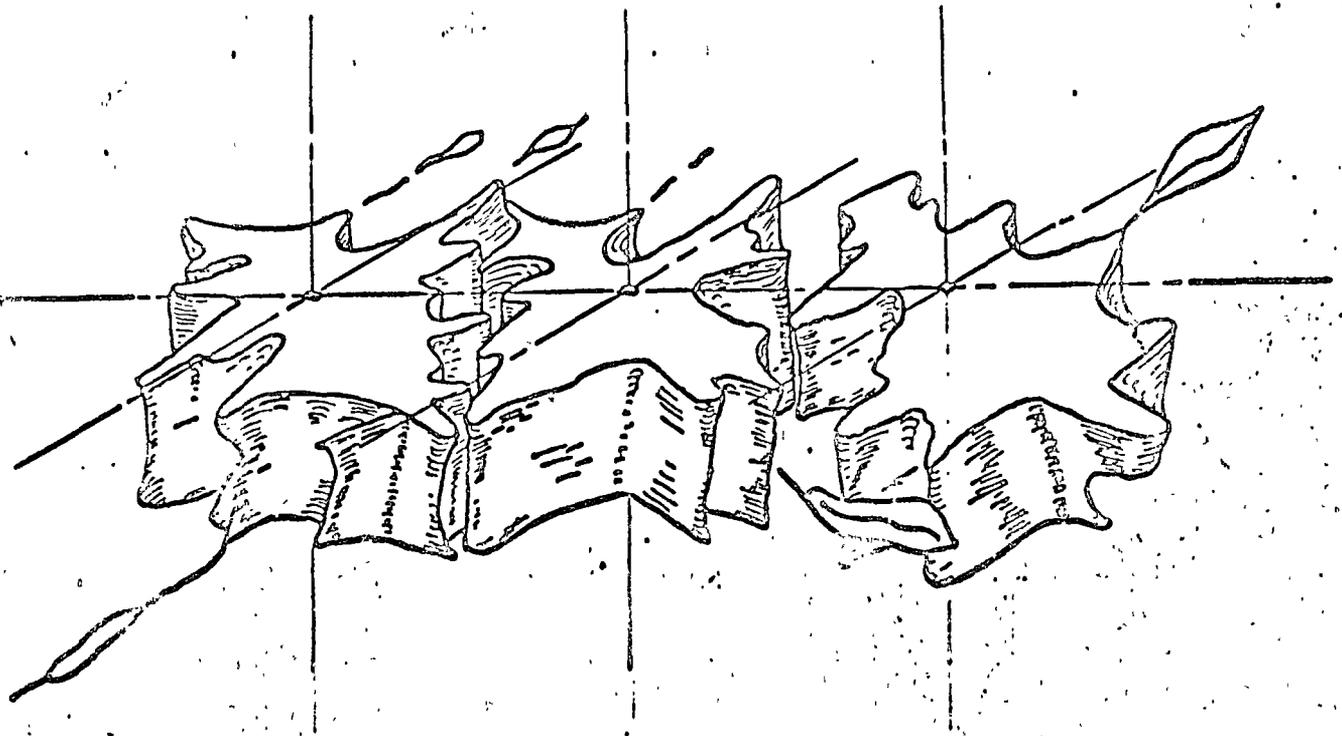
Progresiones Ascendentes.

Progresiones Descendentes.

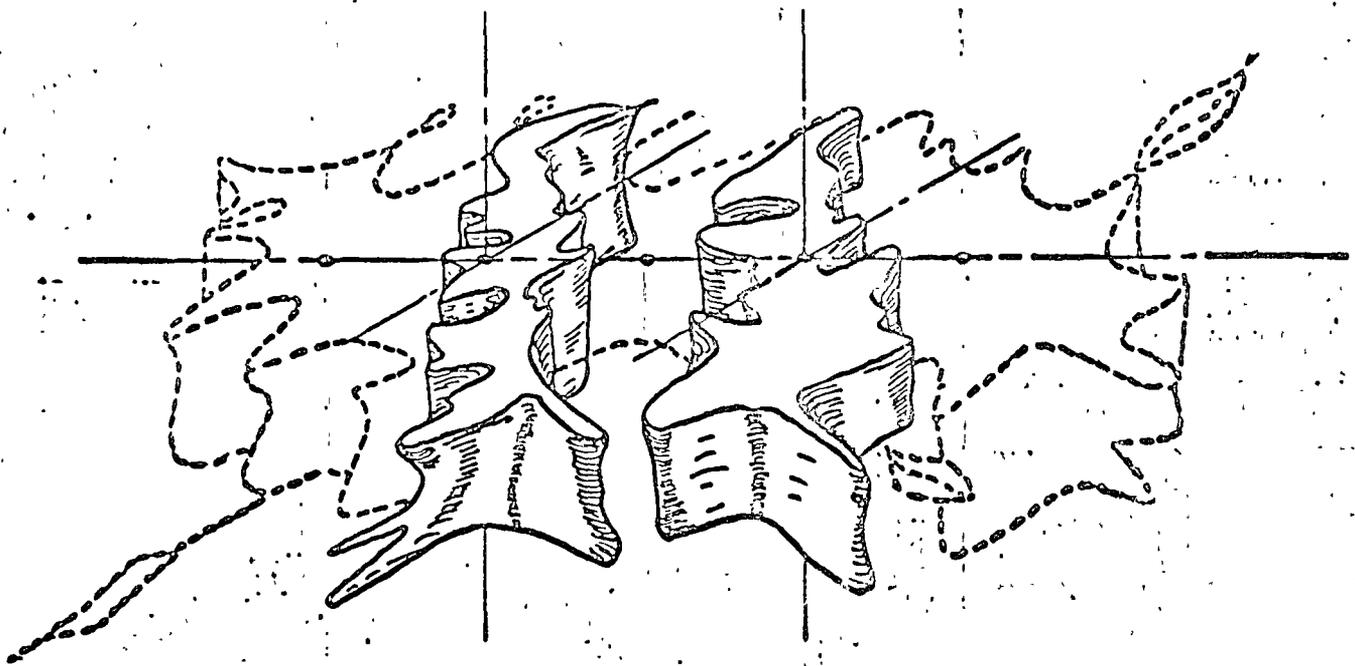
Inyecciones en Serie.

#### PROGRESIONES ASCENDENTES

El inyectado de las perforaciones por medio de este procedi-  
miento, que implica una de las formas para la construcción de una pan-



INYECCION I ETAPA



INYECCION II ETAPA

MODO Y EXTENSION EN ROCA FRACTURADA

talla impermeable, se hace perforando cada barreno hasta su profundidad total y se inyecta en progresiones sucesivas como siguen:

a).- Una vez perforando el pozo a su profundidad total programada, se lavará concienzudamente para remover y extraer todos los residuos de la perforación.

b).- Se colocará en empaque en el extremo superior de la 1a. progresión, se hará una prueba de presión y se inyectará.

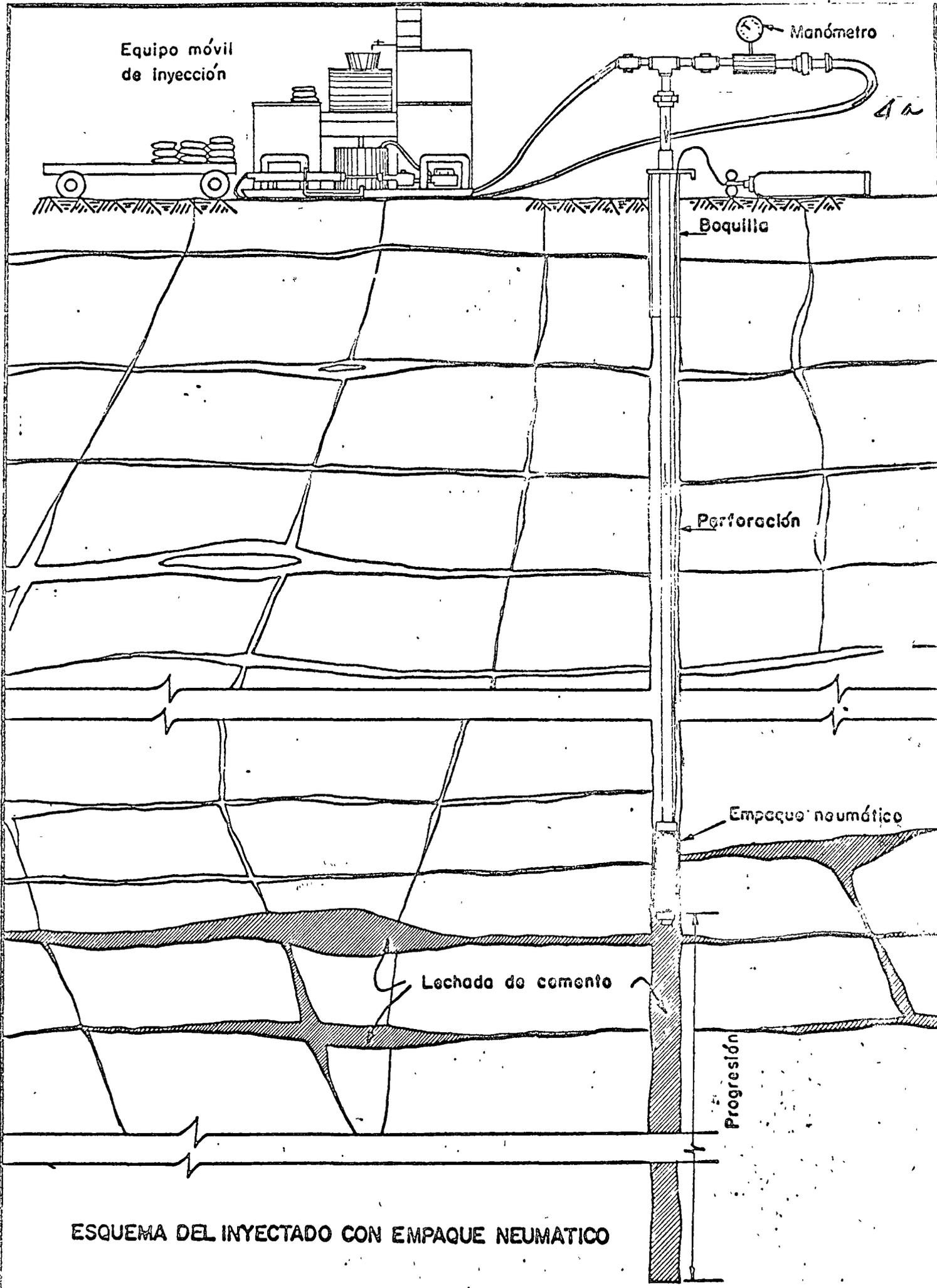
c).- En seguida se removerá el empaque, colocándose en la parte superior de la segunda progresión, haciendo circular agua para remover la lechada del tubo de inyectado y se hará la operación de prueba de presión e inyectado.

d).- Lo anterior se repetirá hasta la última progresión, con lo que la perforación quedará inyectada hasta la parte superior de la roca o dentellón.

e).- Cuando el pozo ha sido inyectado hasta la zona más alta, deberá ser llenado hasta la superficie con lechada espesa.

El lavado de una perforación de inyectado, será inmediatamente después de terminada, se inyectará agua de circulación continua, bajo presión, desde el fondo del pozo, utilizando la tubería de perforación o una especial, y se suspenderá cuando el agua del lavado se clarifique. Si no hay retorno por pérdida de agua, la bomba deberá trabajar a su máxima capacidad durante un tiempo considerable.

Cada progresión deberá ser probada con agua limpia y se aplicará una carga continua hasta llegar a la presión requerida para el inyectado, con objeto de obtener el gasto en litros por minuto. Habrá zonas que no permitan esto, por su permeabilidad, pero debe procurarse



Equipo móvil de inyección

Manómetro

Boquilla

Perforación

Empaque neumático

Lechada de cemento

Progresión

ESQUEMA DEL INYECTADO CON EMPAQUE NEUMÁTICO

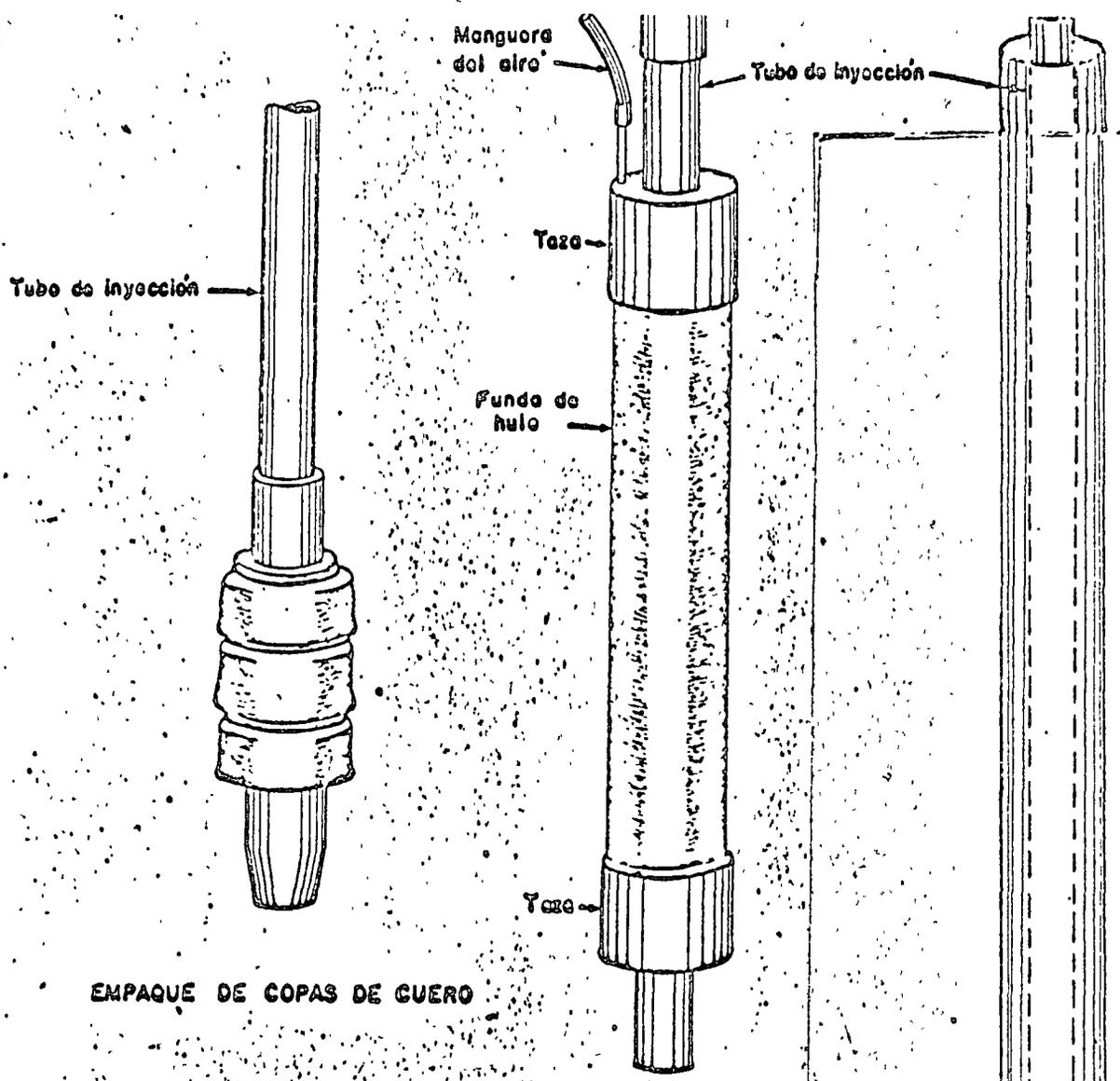
llegar a dicha presión. Cuando se nota un aumento en el consumo de agua, se prolongará el tiempo de la prueba, ya que esto indica que las fracturas se están lavando, debiendo tener cuidado si se presentan fugas hacia la superficie a través de aberturas o perforaciones adyacentes.

La importancia de ejecutar las pruebas de presión antes de la iniciación del inyectado de una progresión, consiste en comprobar el estado del equipo antes de principiar el trabajo, dosificar la mezcla con que se empezará el inyectado de acuerdo con el volumen de agua consumido y la velocidad de toma. Además, los datos obtenidos con la prueba son útiles para la cuantificación del tratamiento.

En el caso de que al perforar se localicen pérdidas de agua o aire, se suspenderá ésta, lavandose y haciendose las pruebas de presión e inyectado, colocando el empaque 1.0 m arriba de la pérdida. Transcurrido un tiempo mínimo de fraguado, se continuará la perforación hasta su profundidad total.

Existen tres tipos de empaque para trabajos de inyección que son los más usuales o sean el de copas de cuero, el mecánico y el neumático (Anexo 2).

En este procedimiento de inyectar por progresiones ascendentes utilizando empaques, una de las mayores ventajas que se obtienen es que al aplicar presiones mayores a un tramo profundo de la perforación, no se corre el peligro de dislocar la roca en los tramos superficiales, además se puede tener mayor control del tramo que se está inyectando en lo relativo a cantidades de mezcla de toma y dosificación de la misma. La mayor ventaja que tiene este procedimiento es



EMPAQUE DE COPAS DE CUERO

EMPAQUE NEUMATICO

Empaque Mecánico

Empeque

EMPAQUES UTILIZADOS PARA LA INYECCION



FIG 2

la economía en tiempo, debido a que por lo general se hace la perforación en su profundidad total evitando movimientos de equipo para inyectar y perforar un mismo pozo.

#### PROGRESIONES DESCENDENTES

En este procedimiento de inyectar perforaciones, las operaciones para su ejecución en progresiones sucesivas, una vez programada la longitud de los tramos son como sigue:

a).- Cuando se ha perforado el tramo por inyectar se lava cuidadosamente para remover y extraer todos los residuos de la perforación.

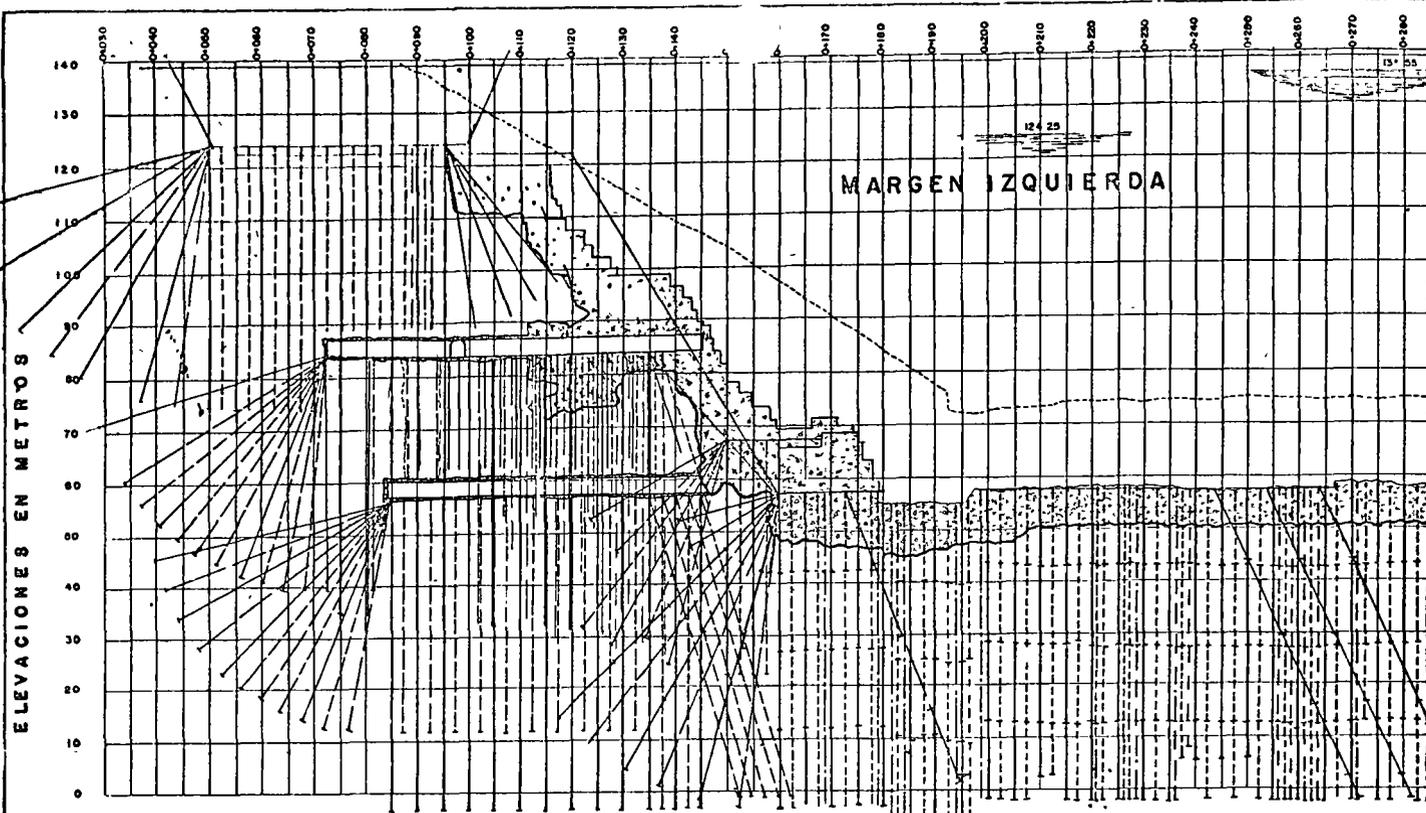
b).- Se coloca un emboquillado o empaque mecánico en la parte superficial del pozo, se le hace la prueba de presión con agua y se inyecta.

c).- Para continuar con la segunda progresión, se deberá esperar que la mezcla haya alcanzado su fraguado final en las grietas inyectadas, para luego reperfilar y continuar con la perforación del siguiente tramo, haciendo el lavado, la prueba de presión y el inyectado.

d).- El procedimiento anterior se repite hasta la progresión más profunda con lo que el pozo quedará inyectado en su totalidad, debiéndose rellenar finalmente por gravedad con una lechada espesa.

Si al estar efectuando la perforación se localiza pérdida de agua o aire debido a una fractura abierta o caverna, se debe suspender la perforación para proceder a la operación de inyectado, transcurrido el tiempo de fraguado se continua hasta el límite inferior de





N.º ESTACION	PROGRESIONES				LIB. CEMENTO	LIB. ARENA	LIB. AGUA	LIB. CEMENTO	LIB. ARENA	LIB. AGUA	LIB. CEMENTO	LIB. ARENA	LIB. AGUA	LIB. CEMENTO	LIB. ARENA	LIB. AGUA	LIB. CEMENTO	LIB. ARENA	LIB. AGUA		
	1	2	3	4																	
0+030																					
0+040																					
0+050																					
0+060																					
0+070																					
0+080																					
0+090																					
0+100																					
0+110																					
0+120																					
0+130																					
0+140																					
0+150																					
0+160																					
0+170																					
0+180																					
0+190																					
0+200																					
0+210																					
0+220																					
0+230																					
0+240																					
0+250																					
0+260																					
0+270																					
0+280																					

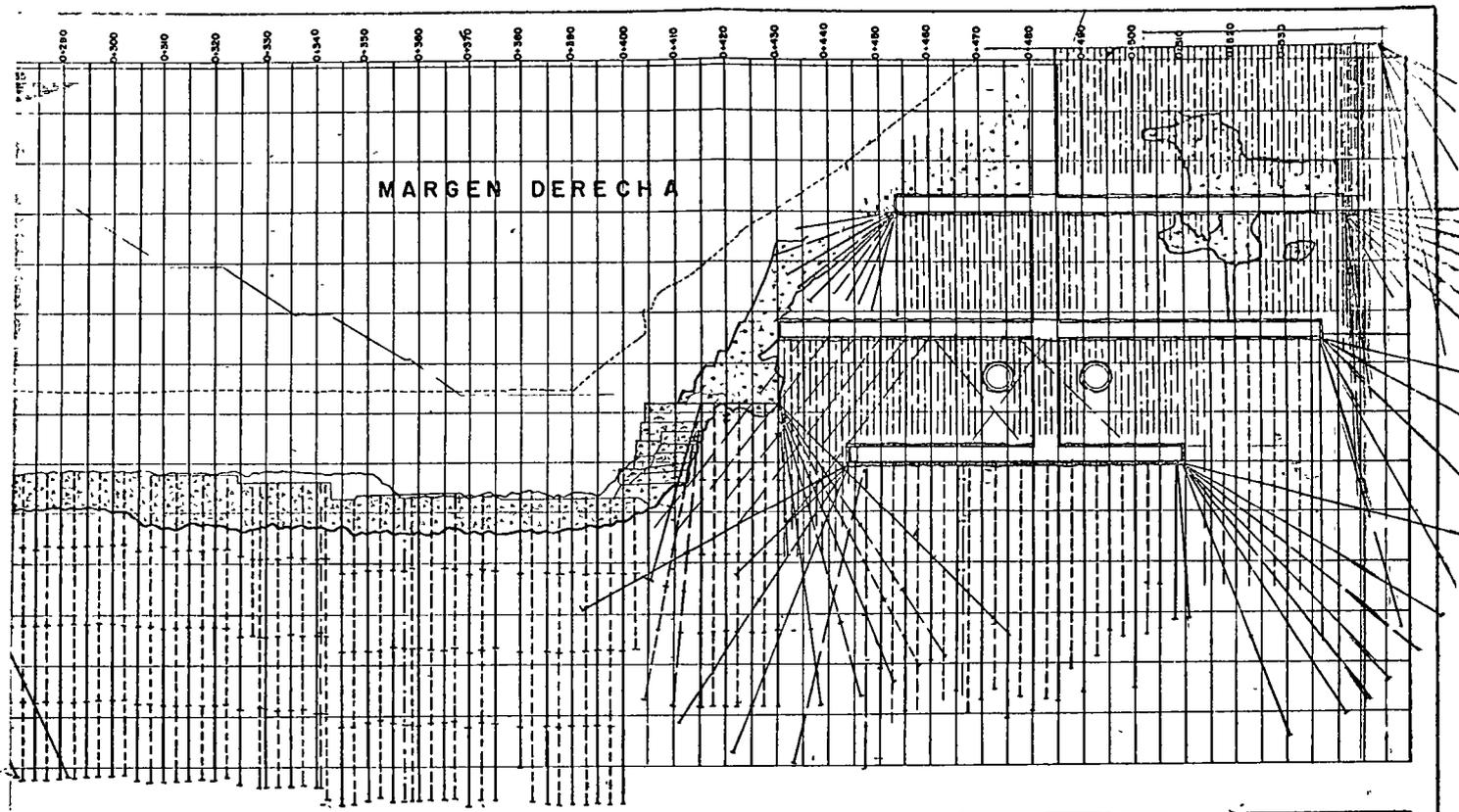
OFICINA FORANEA  
 P.O. BOX 1000  
 SAN CARLOS DE GUAYAMA, P.R.  
 INGENIERO EN JEFE  
 MR. JUAN BOTOLINI, E.

- PSI = PRESION EN LIBRAS POR PULGADA
- S = NUMERO DE SACOS CEMENTO
- F = FECHA DE INYECTADO
- I = I ETAPA
- II = II ETAPA
- III = III ETAPA
- IV = IV ETAPA O EVENTUALES
- FIN = FIN DE PROGRESION
- PERDA = PERDIDA DE AGUA
- AC = RELACION AGUA CEMENTO QUE SE ANOTA EN LA HOJA DE REGISTRO

PERDIDA DE AGUA A 820 FT FONDO 537 SACOS.



68



0+280	0+290	0+300	0+310	0+320	0+330	0+340	0+350	0+360	0+370	0+380	0+390	0+400	0+410	0+420	0+430	0+440	0+450	0+460	0+470	0+480	0+490	0+500	0+510	0+520	0+530	0+540	0+550	0+560	0+570	0+580	0+590	0+600	0+610	0+620	0+630	0+640	0+650	0+660	0+670	0+680	0+690	0+700	0+710	0+720	0+730	0+740	0+750	0+760	0+770	0+780	0+790	0+800	0+810	0+820	0+830	0+840	0+850	0+860	0+870	0+880	0+890	0+900	0+910	0+920	0+930	0+940	0+950	0+960	0+970	0+980	0+990	1+000
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

MARGEN DERECHA

PROGRESIONES		PROGRESIONES		PROGRESIO F S																																																																																																
ESTACIONES	ALCANTARILLAS	ESTACIONES	ALCANTARILLAS	TOTAL	ESTACIONES																																																																																															
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	
0+000	0+010	0+020	0+030	0+040	0+050	0+060	0+070	0+080	0+090	0+100	0+110	0+120	0+130	0+140	0+150	0+160	0+170	0+180	0+190	0+200	0+210	0+220	0+230	0+240	0+250	0+260	0+270	0+280	0+290	0+300	0+310	0+320	0+330	0+340	0+350	0+360	0+370	0+380	0+390	0+400	0+410	0+420	0+430	0+440	0+450	0+460	0+470	0+480	0+490	0+500	0+510	0+520	0+530	0+540	0+550	0+560	0+570	0+580	0+590	0+600	0+610	0+620	0+630	0+640	0+650	0+660	0+670	0+680	0+690	0+700	0+710	0+720	0+730	0+740	0+750	0+760	0+770	0+780	0+790	0+800	0+810	0+820	0+830	0+840	0+850	0+860	0+870	0+880	0+890	0+900	0+910	0+920	0+930	0+940	0+950	0+960	0+970	0+980	0+990	1+000

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS  
 DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 DISTRITO DE RIEGO DE TEHUANTEPEC, OAX.  
 PRESA "EL MARQUEO"  
 REGISTRO DE INYECCIONES  
 PANTALLA DE TIELLO

1902-P-2-12



la progresión.

Este procedimiento de inyectar por progresiones descendentes, tiene la desventaja de que al ir incrementando las presiones de inyectado en las progresiones más profundas, se aplican éstas también a los tramos superiores ya tratados, aunque aparentemente <sup>v</sup>en benéfico porque reinyecta las grietas en las cuales se presentó retracción de la mezcla por el fraguado ó la decantación de la misma. Generalmente es perjudicial aplicar mayor presión de la programada, ya que ocasionan dislocamiento y altos consumos. Además presenta la desventaja de ser anti económico por el considerable movimiento de equipo para perforar, lavar e inyectar cada progresión en un pozo.

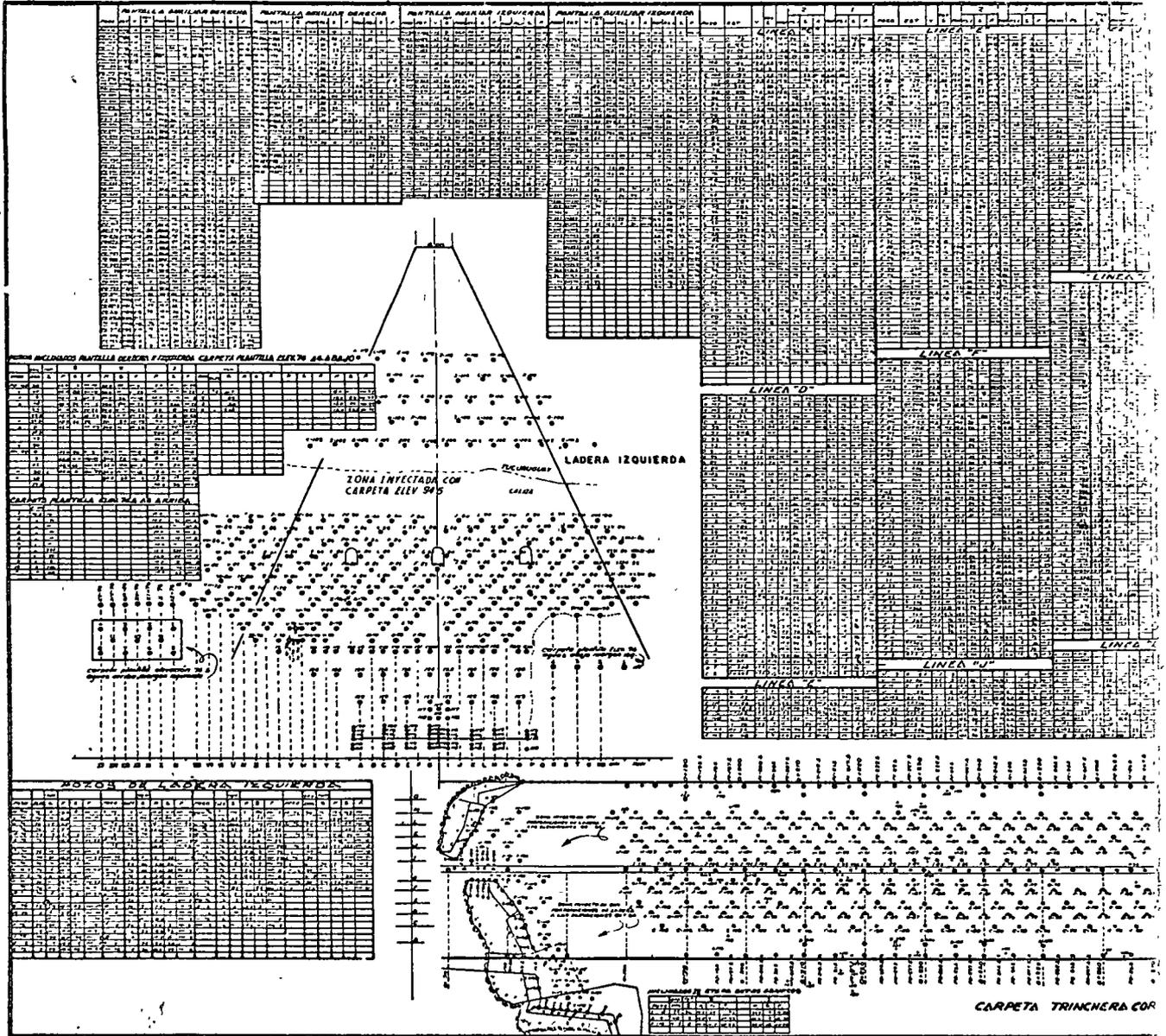
En algunos casos en que no se pueda aplicar el procedimiento de progresiones ascendentes, debido a las condiciones de fracturamiento de la roca se modifica el de progresiones descendentes, utilizando empaques para limitar el tramo por inyectar con lo que se evita se apliquen presiones altas sobre tramos ya inyectados.

#### INYECCION EN SERIE

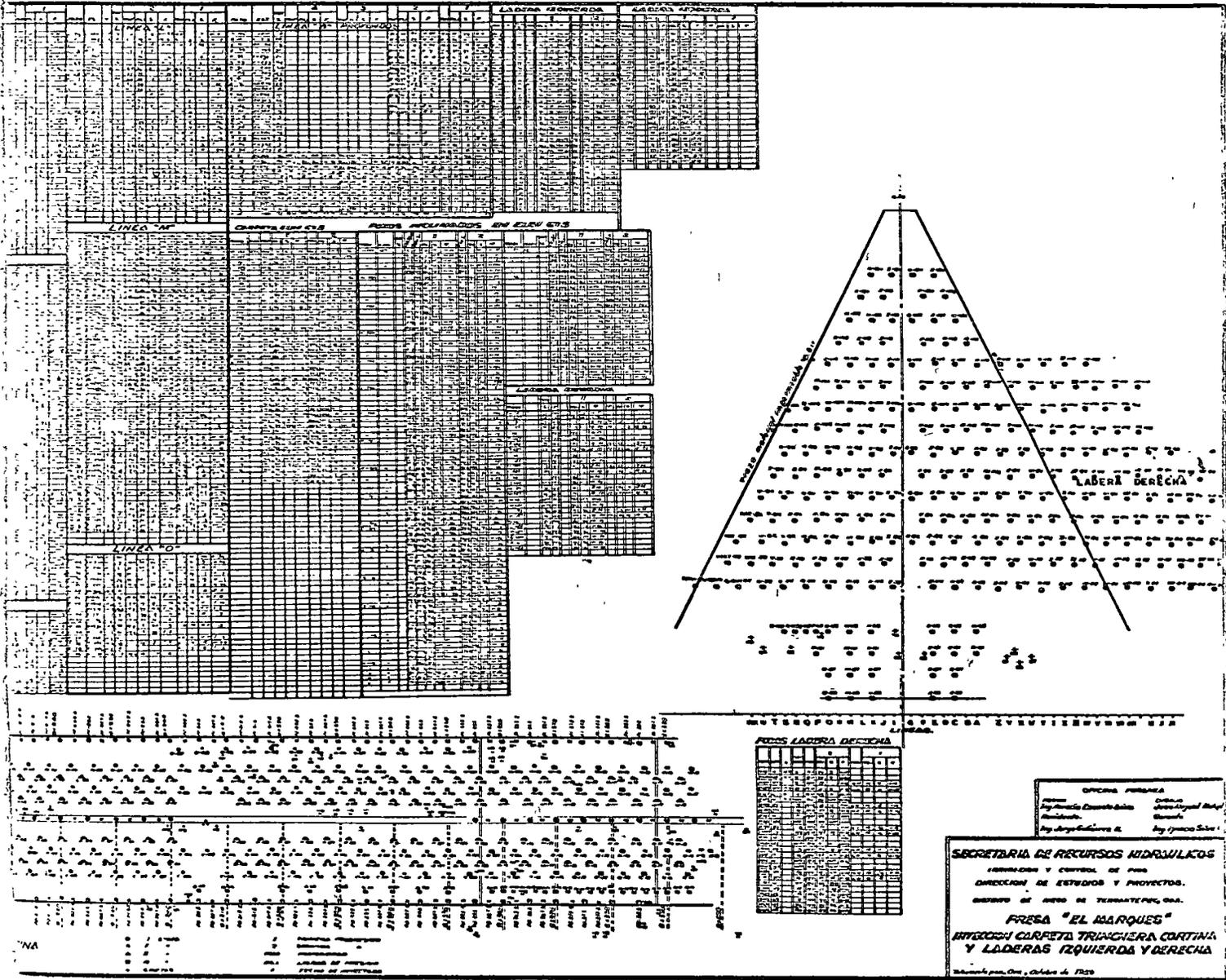
Este procedimiento consiste en ir formando la pantalla, impermeabilizando la roca por zonas de arriba hacia abajo, haciendo una primera serie hasta la profundidad programada para la primera zona, procediendo a hacer el tratamiento con perforaciones profundas inyectadas por Etapas, las cuales deben ser lavadas cuidadosamente, probadas a presión de agua e inyectadas.

La segunda serie consiste en nuevas perforaciones que llegarán a la profundidad de la segunda zona, haciendo el tratamiento tam-











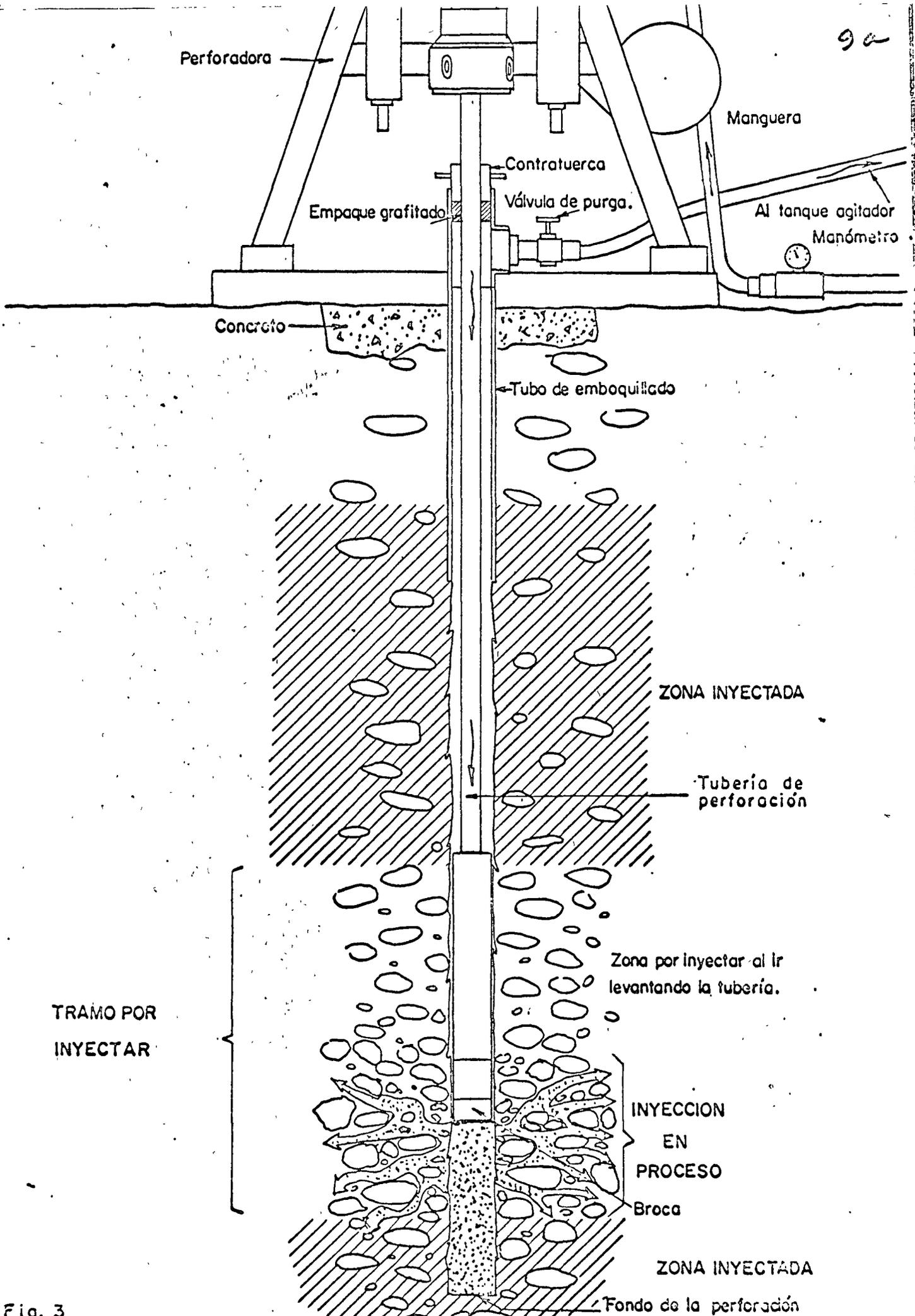


Fig. 3

tubo e instalándose la conexión con la bomba de inyección. Se levanta el tubo a una longitud pequeña (que no exceda de 0.30 m) y se inyecta la mezcla hasta que se introduzca el volumen calculado a la presión programada; se vuelve a levantar el tubo y se inyecta nuevamente, y así sucesivamente hasta la superficie del terreno (Fig. 4).

En algunos casos se ha aprovechado la tubería de ademe cuando se perfora con máquina rotaria; sin embargo, esto es muy peligroso debido a que por lo regular se presentan resurgencias de la mezcla al rededor del tubo y la pared del pozo, aprisionándolo, haciendo muy difícil su extracción, sobre todo a profundidades de consideración.

Otro inconveniente, es el de que cuando se hinca el tubo en el terreno y se requiere mayor profundidad, es necesario acoplar tubería, presentándose el problema anterior; además, el tratamiento se efectúa sin conocer las condiciones del terreno, ya que se cuenta únicamente con la resistencia de éste al introducir el tubo.

En este procedimiento se han adoptado mejoras, tales como utilizar una lanza de inyección colocada en la parte inferior del tubo, por la cual se inyecta la mezcla, ó cuando se perfora utilizando ademe, se introduce dentro de éste, hasta el fondo, un tubo liso con un check en el extremo inferior, después se retira el ademe y se rellena la parte exterior del tubo y la pared del pozo con un mortero de poca resistencia. El check evita que este mortero se introduzca en el tubo. Una vez fraguado el mortero, se procede a inyectar, acoplado al extremo superior del tubo la conexión hacia la bomba de inyectado, levantándolo progresivamente. Al inyectar la mezcla que sale por el check, ésta debe romper con la presión del inyectado, con lo que

bién por Etapas y así sucesivamente se proceda hasta llegar a la zona más profunda programada.

Este procedimiento es poco usual debido a la gran cantidad de perforación que se requiere para su ejecución, ya que cada uno de los pozos son independientes para el inyectado de las zonas.

#### INYECCIONES EN UNA SOLA PROGRESION

Además de los procedimientos de inyectado en roca antes descritos, que generalmente se utilizan como de impermeabilización, se tiene el de inyectar un pozo en una sola progresión, que por lo general se utiliza en el tratamiento de consolidación o amacice de rocas en áreas de cimentación, este procedimiento consiste en un conjunto de perforaciones poco profundas inyectadas formando una cuadrícula o una red de triángulos equiláteros que se le denominan carpeta o tapete.

En este procedimiento también se hace el inyectado por Etapas, acortando la distancia entre los pozos a medida que se avanza con las Etapas. El procedimiento consiste en perforar el pozo hasta la profundidad programada de consolidación, lavandose cuidadosamente haciendo la prueba de presión de agua e inyectandose, todo ésto en una sola progresión.

#### PROCEDIMIENTOS DE INYECCION EN ALUVIONES

Los métodos más conocidos para inyectar aluviones no son semejantes a los utilizados para inyectar rocas fisuradas, debido a que es imposible mantener abierto, sin ademar, un pozo de cierta profundidad.

Uno de los procedimientos es el de inyectar la perforación

De arriba hacia abajo, aprovechando la perforación rotaria de la máquina. Es necesario empotrar en la boca de la perforación un tubo de ademe hasta determinada profundidad. Este tubo deberá tener una adaptación en la boca para prensar un empaque grafitado, a través del cual para la tubería de la perforación, como se indica en la figura No. 3.

Una vez perforado un tramo, se inyecta la mezcla por la tubería de perforación, levantándola progresivamente de acuerdo con la presión y el volumen de mezcla que se desee inyectar ó que vaya considerándose como zona inyectada. La corona de perforación impide la formación de bloqueos en la tubería, al circular la mezcla y retornar al tanque de agitación por la purga situada en la boca del pozo.

Cuando el tamaño de los huecos y el tipo de mezcla lo ameritan, se puede cerrar la purga del emboquillado, con lo cual toda la mezcla será inyectada, con el inconveniente de que al perforar e inyectar también se inyectan todos los sedimentos de la perforación. Con este procedimiento se pueden tratar aluviones a gran profundidad, que contengan bloques difíciles de atravesar con otro tipo de perforación; sin embargo, el control del inyectado es muy difícil de llevar.

Debido al procedimiento de ir inyectando según avanza la perforación, no es posible ir tratando por separado las capas más permeables, ó de ir adaptando el tipo de mezclas más convenientes de acuerdo con la permeabilidad.

El procedimiento de ir inyectando aluviones de abajo hacia arriba, es el más sencillo, necesitándose introducir un tubo hasta la profundidad máxima que se desee inyectar, limpiando el interior del

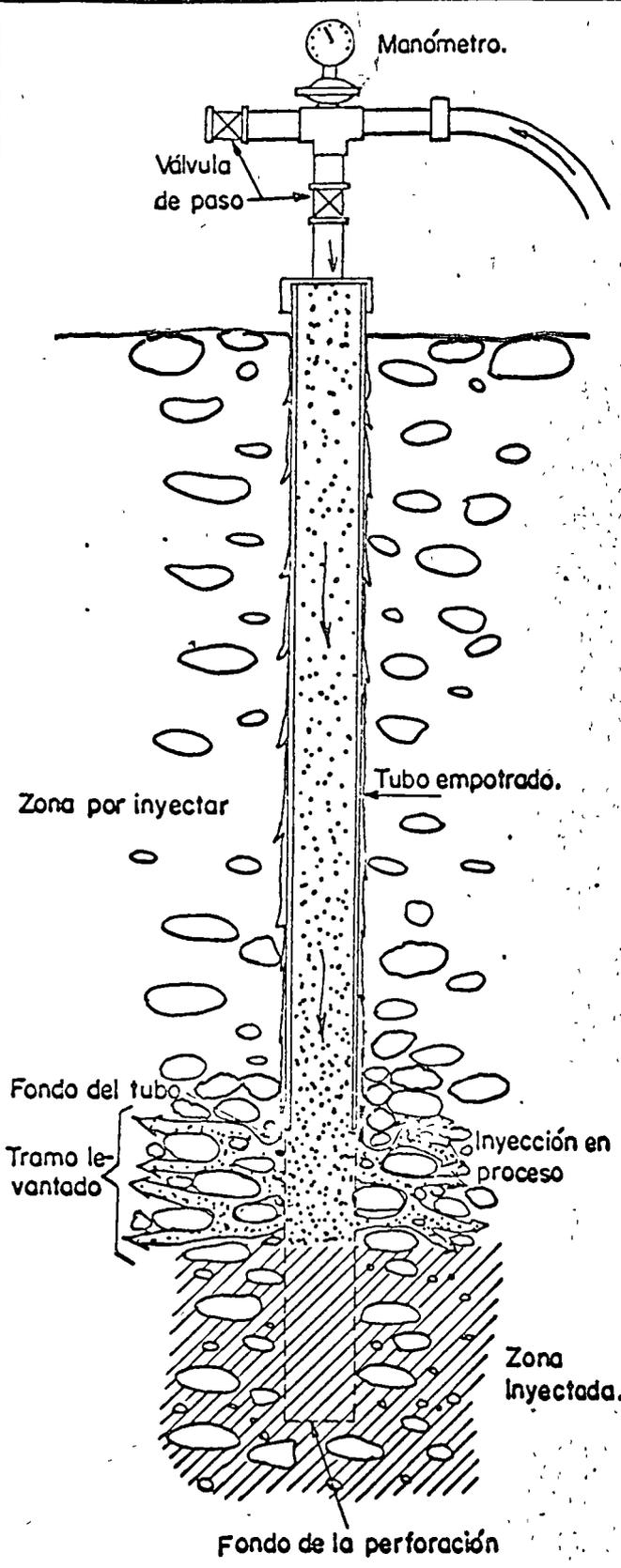


Fig. 4

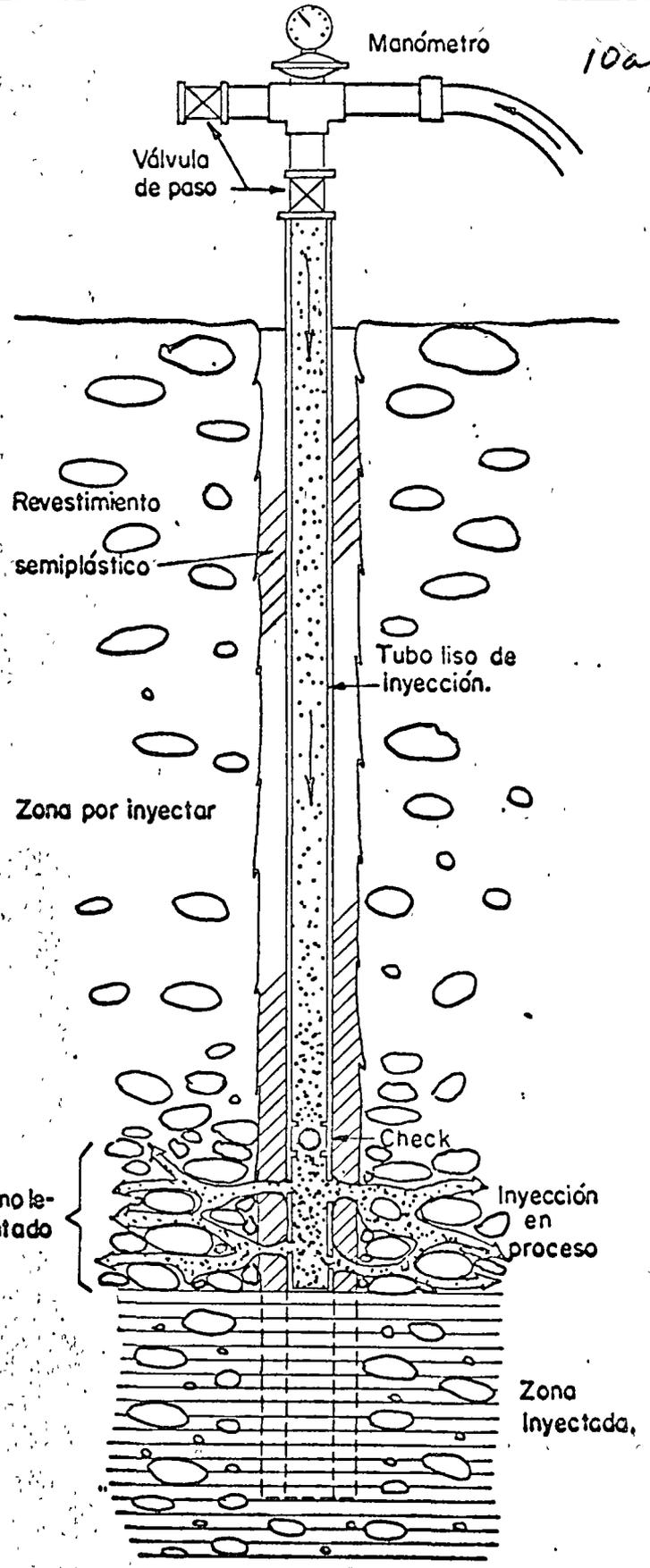


Fig. 5

principia la mezcla a introducirse dentro del aluvión (Fig. 5).

La inyección de aluviones, utilizando el tubo de manguitos, patentado por la Sociedad Soletanche, consiste en que una vez perforado y ademado el pozo hasta el límite más profundo que se desea inyectar, se introduce dentro del tubo de ademe, y hasta el fondo, un tubo de 0.05 m (2") de diámetro. Este tubo debe estar perforado con cuatro perforaciones cada 90°, sobre un mismo plano, y cada sección de perforaciones a una equidistancia de 1.0 m. Cada una de ellas estará recubierta por un tramo de 0.05 m, de tubo de hule, que tiene la función de una válvula, ya que permite salir la mezcla por las perforaciones, pero no retornar al tubo (a este tubo de hule es al que se le denomina manguito).

Simultáneamente al ir extrayendo la tubería de ademe, se va rellenando el espacio anular entre las paredes del pozo y el tubo de manguito con una mezcla de cemento-arcilla, hasta la boquilla de la perforación, dejándose fraguar. Este mortero forma un recubrimiento semi-plástico, que fija el tubo al terreno.

Al colocar una sonda de dos obturadores opuestos (Fig. 6), centrada en una sección de perforaciones, e inyectar agua ó mezcla a presión, tiene que romperse el recubrimiento plástico y, por estas roturas, se inyecta el tramo de la perforación.

Las presiones que se aplican para hacer la rotura, pueden ser bajas ó muy altas, dependiendo del estado de las paredes de la perforación, de la composición del mortero de recubrimiento ó de la elasticidad del terreno. Algunas ocasiones no se logra romper el

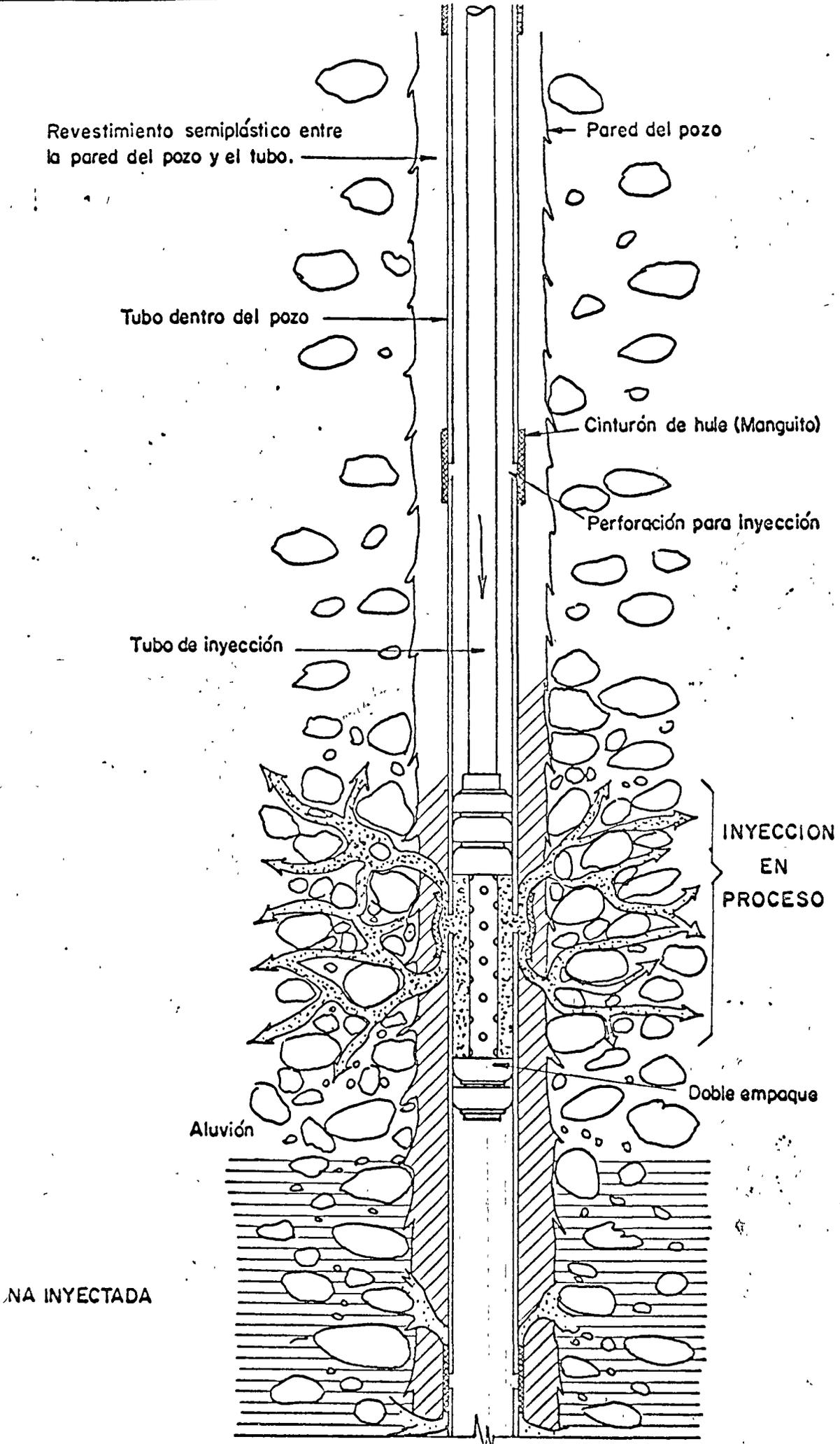


Fig. 6

recubrimiento, por un desprendimiento ó caído en el pozo al estar levantando la tubería de ademe, ó por utilizar más cemento del debido en el mortero de recubrimiento.

En general, la composición de este mortero es determinante para el éxito de la operación, ya que si es demasiado plástico, por falta de cemento, no se romperá fácilmente, desprendiéndose del tubo y ocasionando resurgencias a lo largo de éste, llegando a salir a la superficie.

Por lo anterior, se recomienda hacer ensayos de morteros de recubrimiento a fin de escoger el más indicado para cada zona por tratar.

La presión que se aplica para romper el mortero de recubrimiento, debe ser superior a la de inyectado; sin embargo, de una idea de la que se debe aplicar en éste, por ser sensiblemente proporcional, teniendo en cuenta que con el tiempo el mortero endurece más y se requiere mayor presión para romperlo.

La presión que se aplica al inyectar los aluviones para impermeabilizarlos, y que está en función de la permeabilidad de los mismos, no es independiente de la presión de rotura del recubrimiento, ya que efectivamente se rompe también el terreno, pero cuando los huecos en los aluviones son bastante abiertos, únicamente se rompe el recubrimiento y en seguida continúa la impregnación del terreno.

El inyectado de la mezcla para impermeabilizar, se hace también utilizando la sonda de dos obturadores opuestos, colocada en el centro de la sección de un manguito y bombeando a presión la mezcla.

Como se podrá observar en este procedimiento, las operacio-

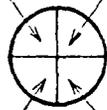
MARGEN IZQUIERDA

CALIZA

C L A V E

Perforación de la roca

Inyección de la roca



Perforación aluviones

Inyección aluviones

Línea A \_\_\_\_\_

" B - - - - -

" C - · - · - ·

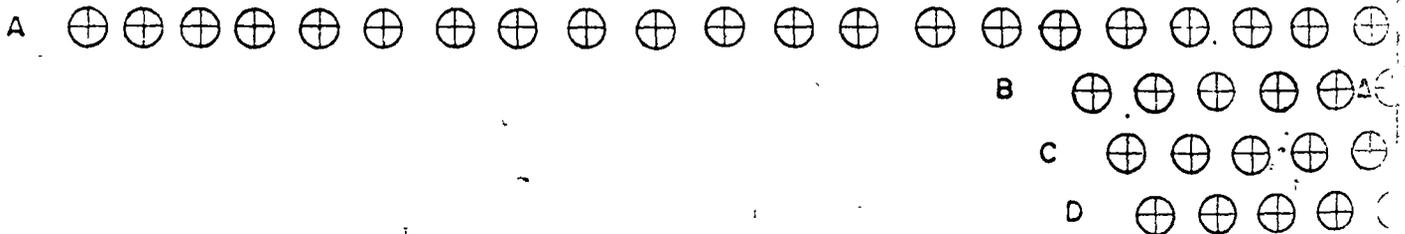
" D - · - · - ·

Δ Perforaciones de efectividad del trabajo

- K = 16 x 10<sup>-5</sup>
- K = 3.6 x 10<sup>-5</sup>
- K = 6.5 x 10<sup>-6</sup>
- K = 2.9 x 10<sup>-6</sup>
- K = 4.3 x 10<sup>-6</sup>
- K = 7.2 x 10<sup>-6</sup>
- K = 3.0 x 10<sup>-5</sup>

Pruebas Lefranc en zona de aluviones, K en cm/seg

Pruebas Lugeon en zona de roca

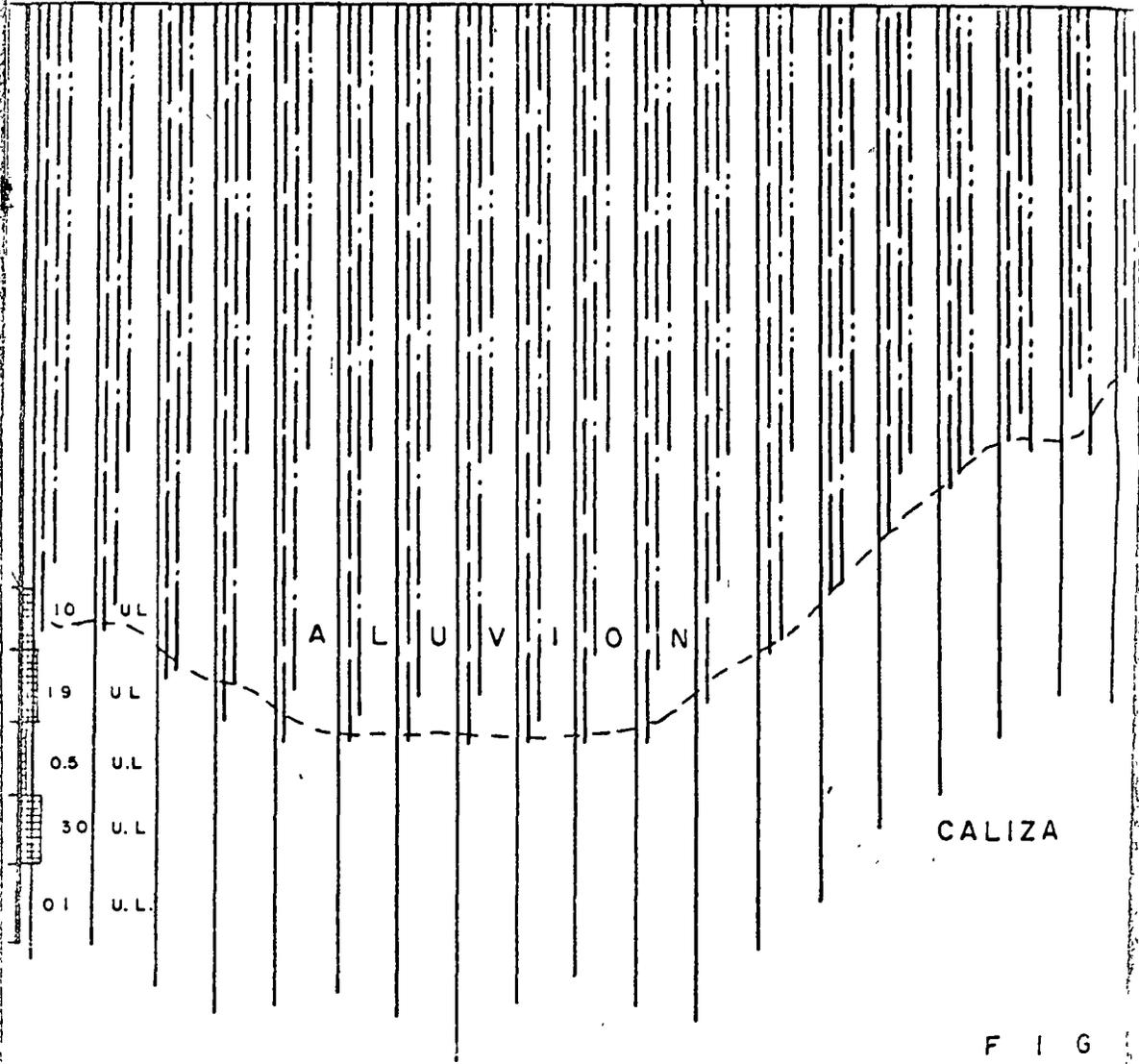




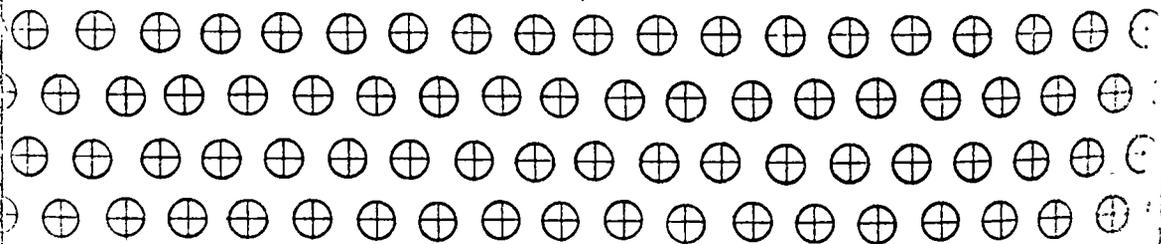
CORONA DE LA CORTINA ↗

TERRENO NATURAL ↗

FONDO DE LA TRINCHERA ↗



F I G





MARGEN DERECHA

CALIZA

N A M.

Corona de la cortina

Filtros de grava y arena

Material impermeable

Respaldo permeable

Terreno natural

Tapete impermeable

A - B - C - D

ALUVIONES

Arcilla - cemento

Plataforma de trabajo

ALUVIONES

Perforaciones de inyección

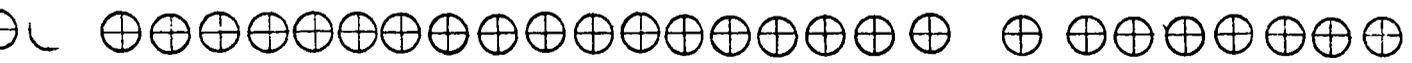
Arcilla - cemento

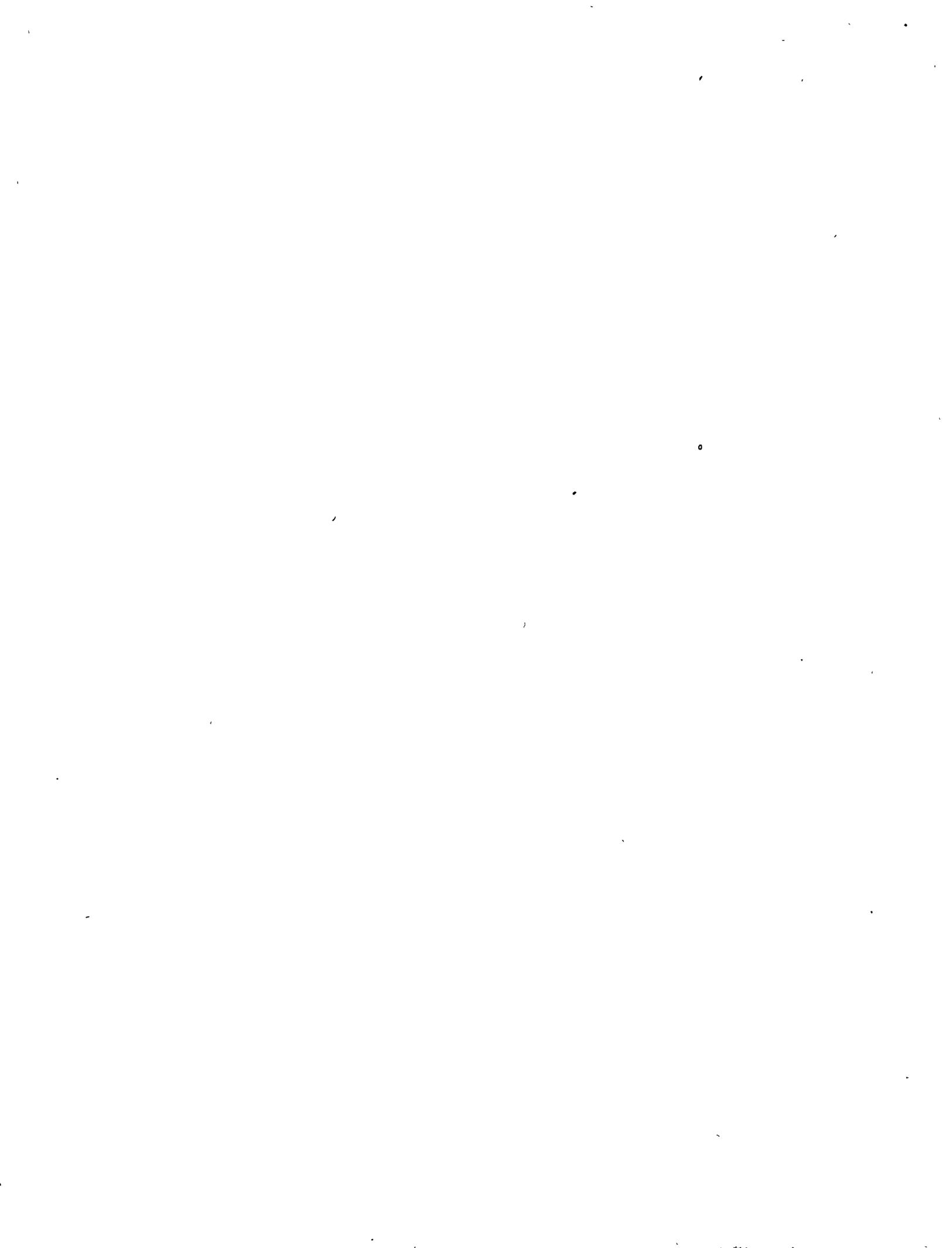
Gel de bentonita desfloculada +  
+ silicato aluminato.

Pantalla de inyección

cemento

CALIZA





nes de perforación e inyectado se hacen separadamente, además, el tratamiento se puede principiar a la profundidad que se desea, por ejemplo: en las zonas más permeables. Sin embargo, en la práctica esto se hace rara vez, ya que es preferible ir adaptando el tipo de mezcla para cada tramo, conociendo de antemano la permeabilidad.

### INYECTADO EN TUNELES

En este tipo de trabajo se requiere la ejecución de perforaciones radiales localizadas en secciones normales al eje del túnel, cuya profundidad es variable. El tratamiento de perforación e inyectado dentro del túnel se efectúa con operaciones que tienen por objeto:

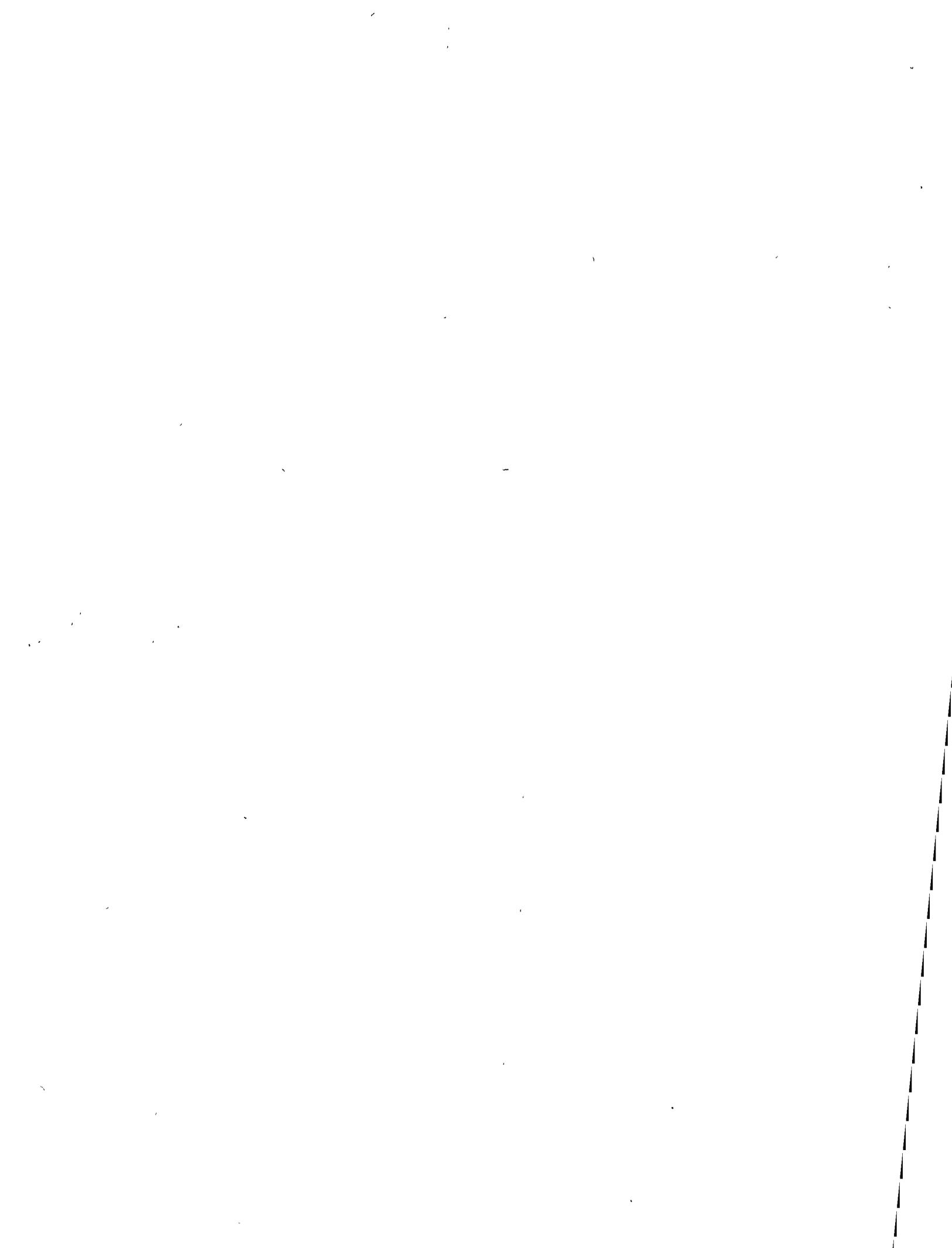
1o.- El relleno de todos los vacíos que hayan quedado entre el revestimiento de concreto y la roca (Inyectado de empaque).

2o.- La consolidación de la roca, en la zona circundante a los túneles hasta una profundidad pertinente (Inyectado de Consolidación).

3o.- Empacar los vacíos que se tengan entre el revestimiento metálico y el de concreto, cuando el túnel es de conducción a presión (Inyectado de Relleno).

4o.- Inyectado de Contacto entre el revestimiento metálico y el mortero de empaque cuando se trata como en el punto anterior de conducción a presión (Inyectado de Contacto).

El inyectado de empaque entre el recubrimiento de concreto y la roca se hace a lo largo del túnel con perforaciones radiales que tienen como centro el eje del túnel. El inyectado se hace por etapas entre secciones y se inyectan en una sola progresión.

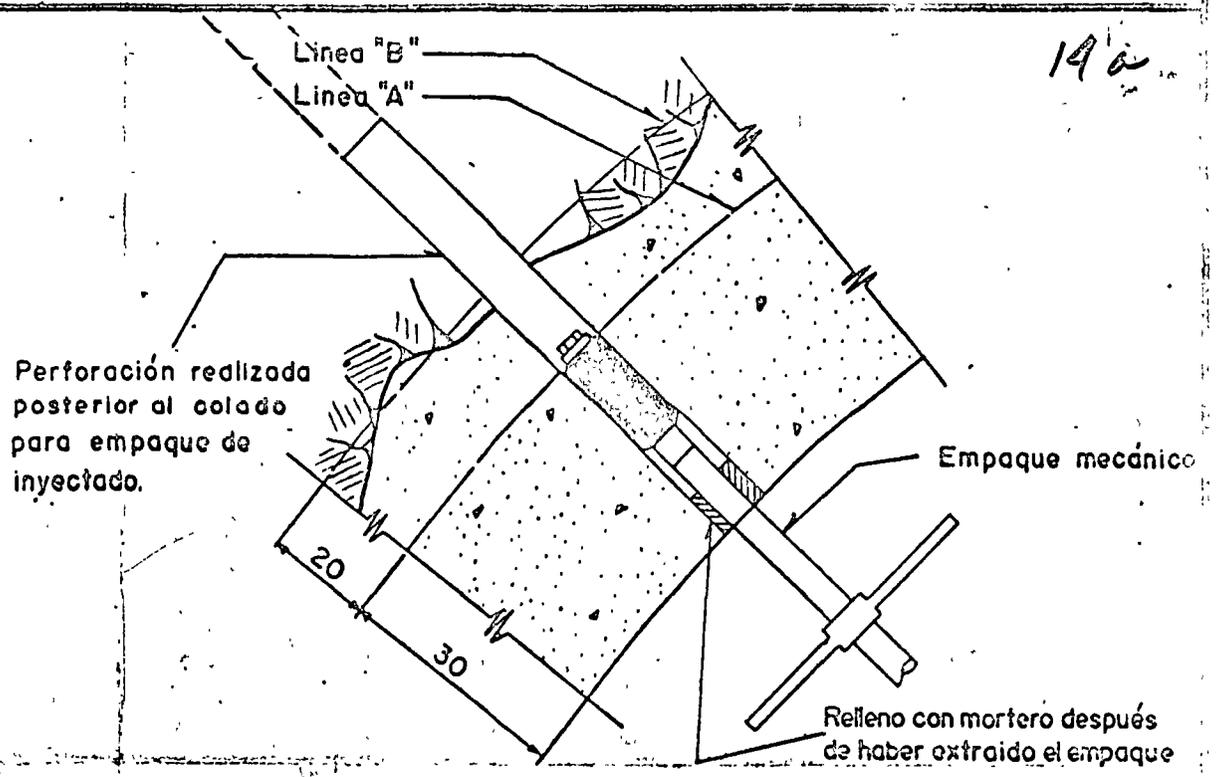


El tratamiento de consolidación de la roca en las zonas circundantes al túnel se hace a lo largo de éste, consistiendo en perforaciones radiales, que son la continuación de las efectuadas para hacer el inyectado de empaques. Este inyectado se hace también por etapas entre secciones, y de acuerdo con la profundidad que se desea consolidar el procedimiento será en una sola progresión o en progresiones ascendentes utilizando empaques.

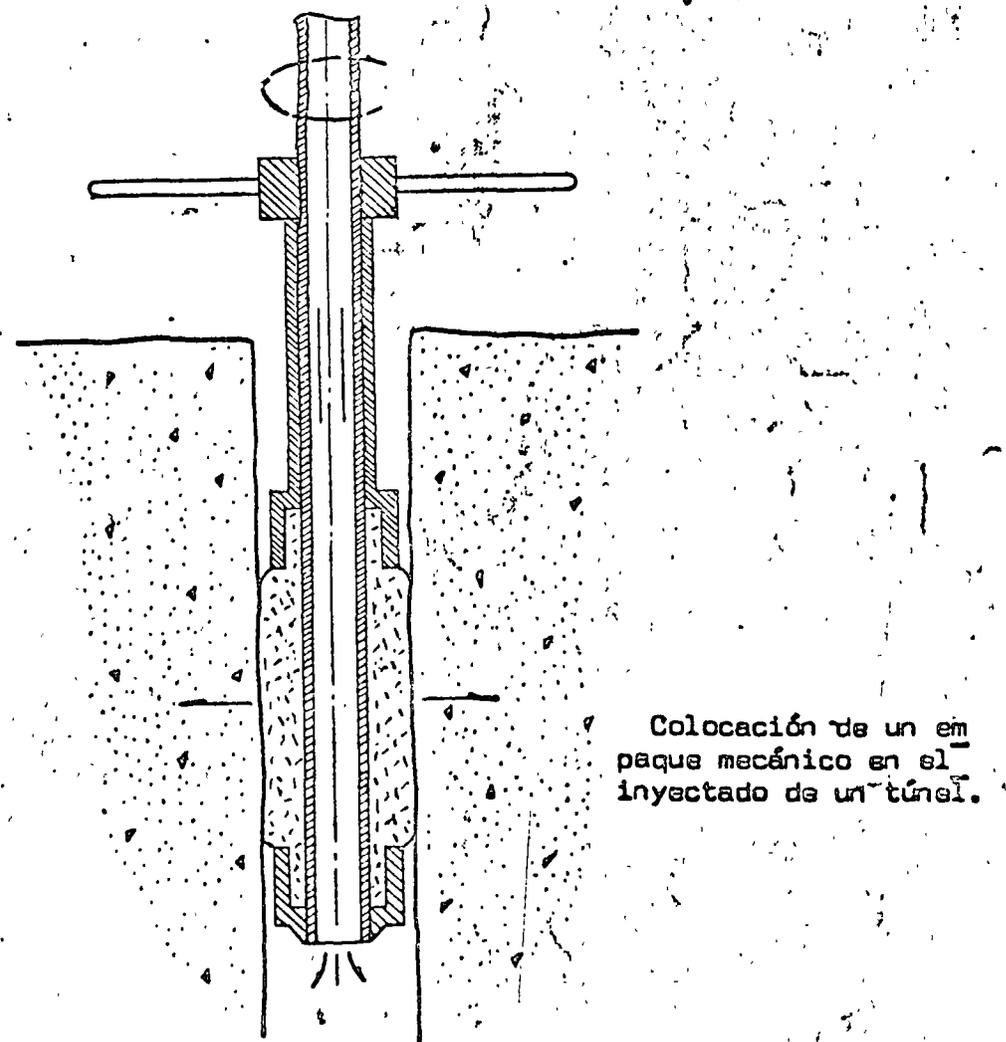
Para empacar el vacío que queda entre el revestimiento de concreto y el revestimiento metálico, que por lo general se hace con mortero se utilizan las perforaciones que tras el revestimiento metálico y se inyecta en una sola progresión.

Debido a deficiencias en el inyectado de relleno y a la contracción que sufre el mortero en su fraguado, el contacto entre el revestimiento metálico y el mortero no es perfecto por lo que hay que reinyectar, localizando las zonas defectuosas y colocando boquillas para la colocación del equipo de inyección y para sacar el aire y el agua aprisionados en dicho contacto.

190



### DETALLE "Y"

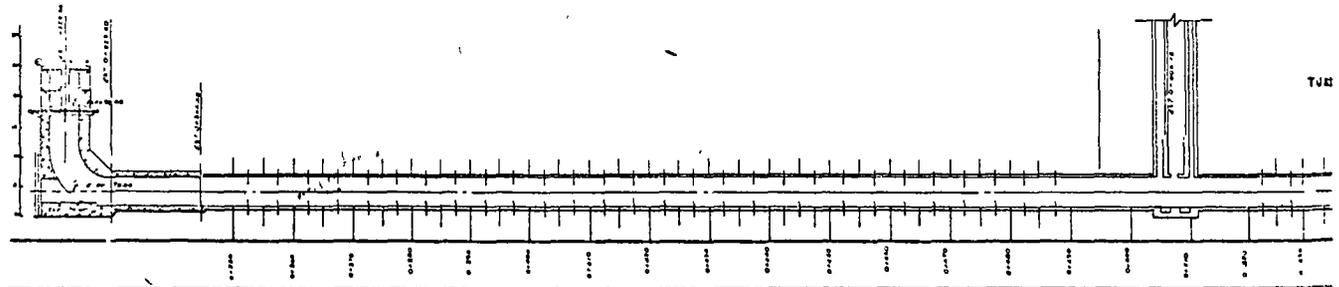
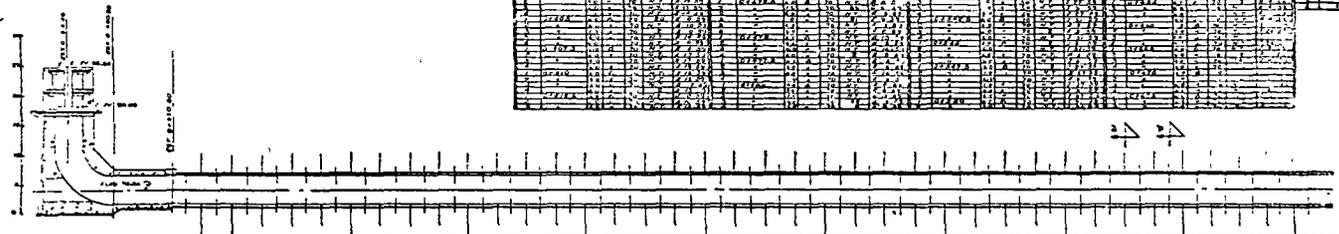


EMPAQUE MECANICO

PLANTILLA DE TUBOS REJUNTA										GRIFOS Y ROSOS PLANTILLA ENTRADA TUNEL No 1										GRIFOS Y ROSOS PLANTILLA ENTRADA TUNEL No 1										TUNEL No 1										TUNEL No 1										TUNEL No 1										TUNEL No 1									
[Grid of dimensions and material specifications]										[Grid of dimensions and material specifications]										[Grid of dimensions and material specifications]										[Grid of dimensions and material specifications]										[Grid of dimensions and material specifications]										[Grid of dimensions and material specifications]										[Grid of dimensions and material specifications]									

LUMBRERA TUNEL No 1

PLANTILLA ENTRADA TUNEL No 2











centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



**INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU**

**INYECCION EN SUELOS**

**DR. JACQUES GRENET**

# **INYECCION DE SUELOS**

## **PRIMERA PARTE**

### **GENERALIDADES Y PRINCIPIOS**

#### **I/ INTRODUCCION**

La inyección de suelos presenta un procedimiento de construcción muy conocido y muy utilizado.

Su papel es de dar al suelo que constituye la cimentación de una obra, las cualidades necesarias para su construcción : resistencia y impermeabilidad.

Este procedimiento ha tenido en los recientes años un desarrollo muy importante y está utilizado en todos tipos de construcciones : presas, túneles, plantas industriales, edificios, urbanizaciones ...

Ahora en una empresa dedicada a los trabajos de inyecciones, las obras de inyecciones de suelos están en importancia tres a cuatro veces más importantes que las obras de inyección en roca.

Está dado el tiempo impartido en este curso para tratar este enorme tema y por otra parte tomando en cuenta la experiencia ya obtenida por los asistentes hemos escogido la solución siguiente :

Vamos a suponer que cada uno de los asistentes será en nuestro lugar : Ingeniero dedicado a esos tipos de problemas, dependiente y ayudado por una empresa matriz de experiencia en esos procedimientos.

Vamos a aprovechar de esta nueva situación para darles unas reglas y principios que cada uno debe aplicar para entender un problema, proyectar soluciones, escoger la solución la más adecuada, aplicarla y adaptarla si necesario durante la ejecución de la obra.

## II/ CONOCIMIENTO DE LOS TERRENOS A TRATAR

El conocimiento de los terrenos a tratar es fundamental. Se debe conocer perfectamente :

- granulometría,
- permeabilidades,

de los suelos.

La razón es la siguiente : la selección de los productos y lechadas que deben penetrar y tratar el terreno depende completamente de las características en granulometría y en permeabilidad de este terreno.

Esta dependencia aparece en el tabulador siguiente sobre el cual regresaremos más tarde para comentarlo de una manera más profunda.

- LIMITES DE INYECTABILIDAD DE LAS PRINCIPALES MEZCLAS -

TERRENOS	ALUVIONES Y ARENAS GRUESAS	ARENAS MEDIANAS Y FINAS	ARENAS LIMOSAS O ARCILLOSAS, SILTOS
CARACTERISTICAS DEL TERRENO	$d_{10} > 0.5 \text{ mm}$	$d_{10}$ comprendido entre 0.02 y 0.5 mm.	$d_{10} < 0.02 \text{ mm.}$
	$S < 100 \text{ cm}^{-1}$	S comprendido entre 100 y 1,000 $\text{cm}^{-1}$	$S > 1000 \text{ cm}^{-1}$
	$K > 10^{-3} \text{ m/s.}$	K comprendido entre $10^{-3}$ y $10^{-5}$ m/s.	$K < 10^{-5} \text{ m/s.}$
NATURALEZA DEL PRODUCTO DE INYECCION	SUSPENSIONES BINGHANIENNES	SOLUCIONES COLOIDALES	SOLUCIONES PURAS
CONSOLIDACION	CEMENTO PURO ( $K > 10^{-2} \text{ m/s}$ )	JOOSTEN ( $K > 10^{-4} \text{ m/s}$ )	PHENOPLASTO
	MEZCLA AEREADA	GEL DURO CON REACTIVO ORGANICO.	AMINOPLASTE
IMPERMEABILIZACION	CEMENTO-ARCILLA	GEL NORMAL	PHENOPLASTO
	MEZCLA AEREADA	LIGNOCHROMO	AMINOPLASTO
	GEL DE ARCILLA (1)		AM 9

(1) Pueden inyectar terrenos un poco más finos cuando preparadas con bentonita.

No trataremos de las medidas de permeabilidades por pruebas LEFRANC en el tema del primer curso. Insistimos unicamente sobre la importancia y la fiabilidad de esas pruebas.

Por otra parte vamos a insistir sobre la obtención de los datos de granulometría. Esos datos provienen de las pruebas de laboratorio a partir de muestras sacadas del terreno por barrenación.

El muestreo de terrenos heterogeneos, de poca compacidad, abajo del nivel de agua es una obra difícil de hacer.

Para obtener muestras de las cuales se puede tener confianza se debe utilizar muestreadores especiales tal como el muestreador MAZIER (Ing. SOLETANCHE). Se podrá consultar en la siguiente hoja un dibujo de este muestreador.

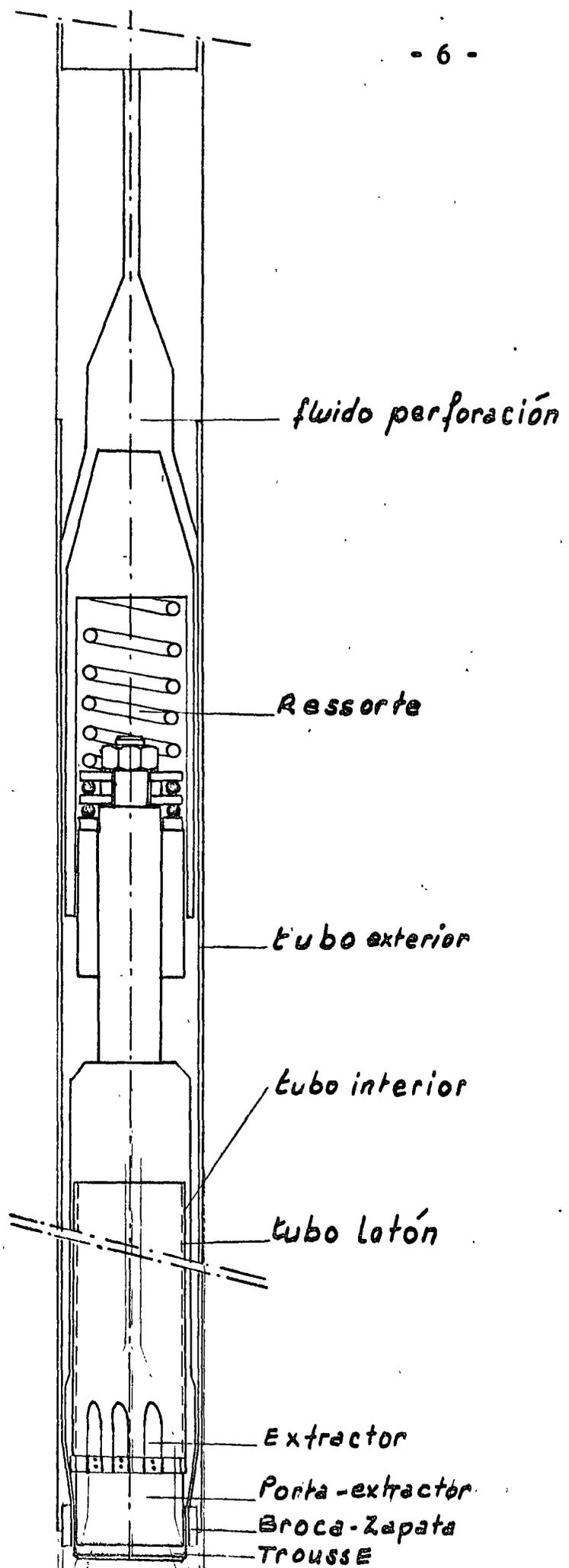
En Conclusión :

**REGLA No. 1 : conocer granulometrías y permeabilidades de los terrenos a tratar.**

# BARRIL MAZIER

(patente Solétanche)

Corte Esquemático



### III/ CONOCIMIENTO DEL PROBLEMA Y SELECCION DE LAS LECHADAS

Para escoger los productos y las lechadas que se van a inyectar en los terrenos se deben conocer a parte de la granulometría y la permeabilidad del terreno, el papel de la inyección en el caso de cada obra.

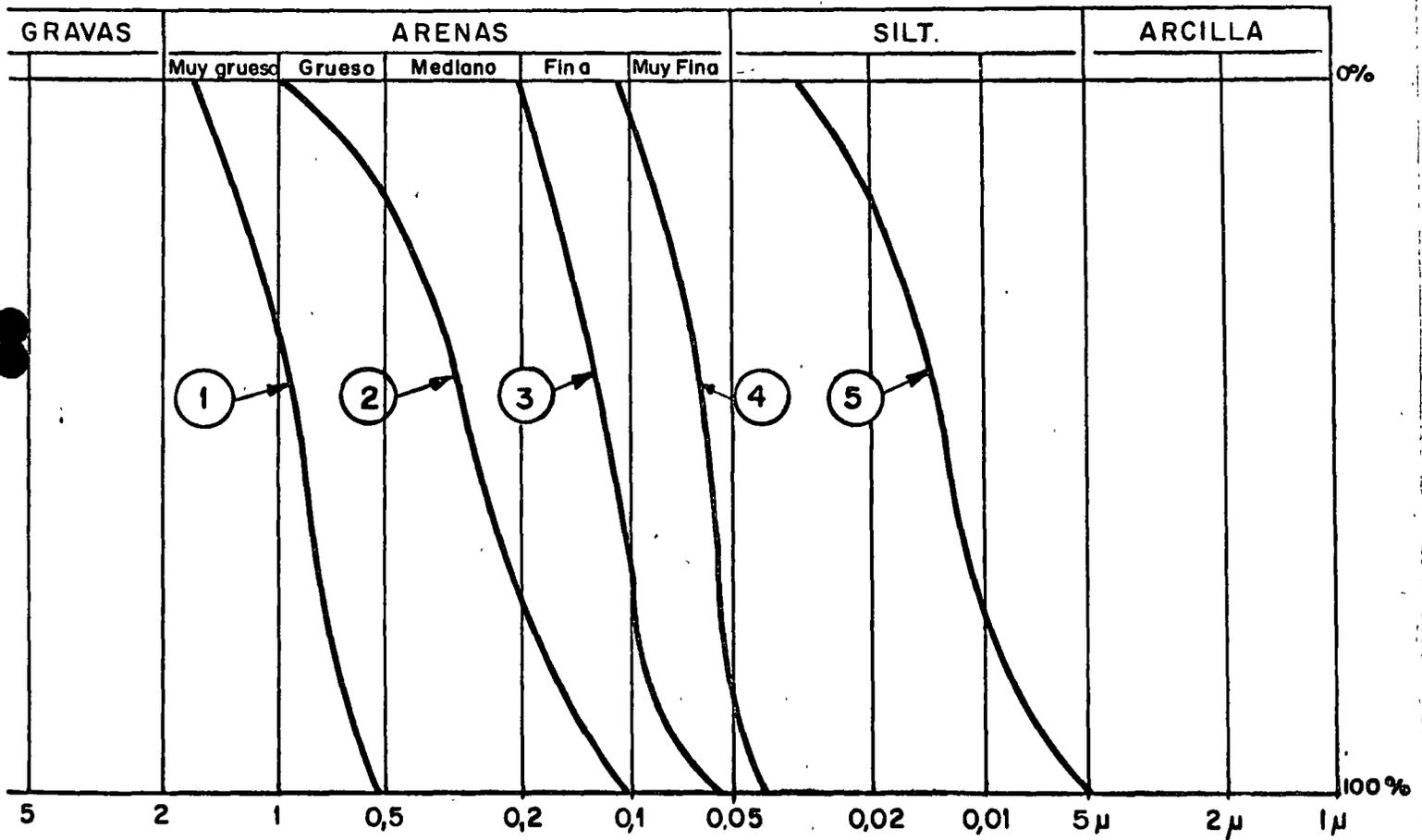
- efecto permanente de las inyecciones :
  - . inyecciones de consolidación (consolidación de cimentaciones de edificios, plantas industriales, urbanización),
  - . inyecciones de impermeabilización (presas).
  
- efecto provisional de las inyecciones :
  - . túneles, estaciones subterráneas ....

Una vez conocido el papel sea consolidación, sea impermeabilización se escogen en el tabulador anexo los tipos de lechadas adecuadas.

(Ver tabulador de la página 4).

## LIMITE DE IMPERMEABILIDAD

(Según Profesor CARON - SOLETANCHE)



- 1. - Mezcla de arcilla - Cemento
- 2. - Mezcla de bentonita tratada
- 3. - Geles de Silicato de sodio

- 4. - Shellperm
- 5. - Résinas orgánicas

Practicamente se dispone de una gama muy extendida de lechadas de las más viscosas a las más fluidas; las más fluidas tienen una viscosidad igual a la del agua y las cuales en un tiempo escogido y ajustable, pueden tener una rigidez necesaria.

En la selección de las lechadas vamos a dar dos reglas importantes :

**REGLA No. 2 :** Se debe inyectar en varias fases lechadas cada vez más penetrantes afin de obturar en primer lugar los vacios los más importantes y posteriormente los vacíos más finos.

**REGLA No. 3 :** Para rellenar grandes vacios de terrenos aluvionarios, se deben utilizar esencialmente lechadas bibghamías a base de cemento arcilla o bentonita. Para rellenar terrenos más finos se deben inyectar lechadas neotonias liquidas.

Muchos otros factores deben intervenir en la selección de la lechada por inyectar :

- estabilidad durante la inyección,
- rigidez suficiente y permanente,
- perenidad,
- inalterabilidad al contacto del agua del terreno,
- inalterabilidad al contacto del concreto, acero, terrenos.

Es aqui que debe intervenir la experiencia del Contratista encargado de la obra y pensamos que es la más importante.

Practicamente las obras de consolidación y/o impermeabilización de suelos no son técnicas en las cuales, por su aplicación, es suficiente de abrir libros y de aplicar fórmulas.

As contrario, cada proyecto cada obra necesita la intervención de la parte noble del Ingeniero "la materia gris" y de su experiencia propia o la de sus compañeros.

Es la razón por la cual aconsejamos la Regla No. 4, que de nuestro propio punto de vista, es la más importante del curso de esta noche.

**REGLA No. 4 : En cada caso de tratamiento por inyección se debe pedir la asistencia técnica de un especialista en esos tipos de trabajo.**

**En nuestra Compañía es la que llamamos "Regla de Oro",**

#### IV/ TECNICAS DE LA INYECCION

Practicamente hemos visto que para hacer tratamientos de esos terrenos sueltos por inyecciones se debe :

- inyectar en varias fases,
- inyectar diferentes lechadas al mismo lugar,
- inyectar particularmente.

A consecuencia de esos requisitos fué inventado (por el Ing. ISCHY de SOLETANCHE) un tubo especial llamado tubo de manguitos cuya descripción aparece en la hoja siguiente y exhibido sobre esta mesa.

Este tubo permite no sólo de cumplir con los tres requisitos precedentes pero además asegura un ademe del barreno y permite de ahorrar varias nuevas barrenaciones.

**REGLA No. 5 : Utilización de tubos de manguitos SOLETANCHE inyectados con doble obturadores.**

No se puede dar reglas firmes sobre los espaciamientos de barrenos. (Reportase a la Regla No. 4). Sólo podemos dar ordenes de magnitud :

- espaciamiento entre barrenos de 1.50 metros (resinas) hasta 4.00 metros (en terrenos muy gruesos),
- manguitos espaciados de 33 cms.,
- inyecciones de primarios y después de secundarios.

Por otra parte se fijan cada vez al estudio de las granulometrías de los terrenos, de su índice de vacíos y de la experiencia de la Compañía inyectora las cantidades de lechadas que se deben inyectar en cada manguito con la presión requerida.

En fin damos a continuación un tabulador en el cual se puede encontrar las resistencias, los campos de utilización y formas de efectuar la inyección de varias lechadas.



EDU. Y MPIO: TERTIC. VAY.

BOQUILLA: ACUAMILPA

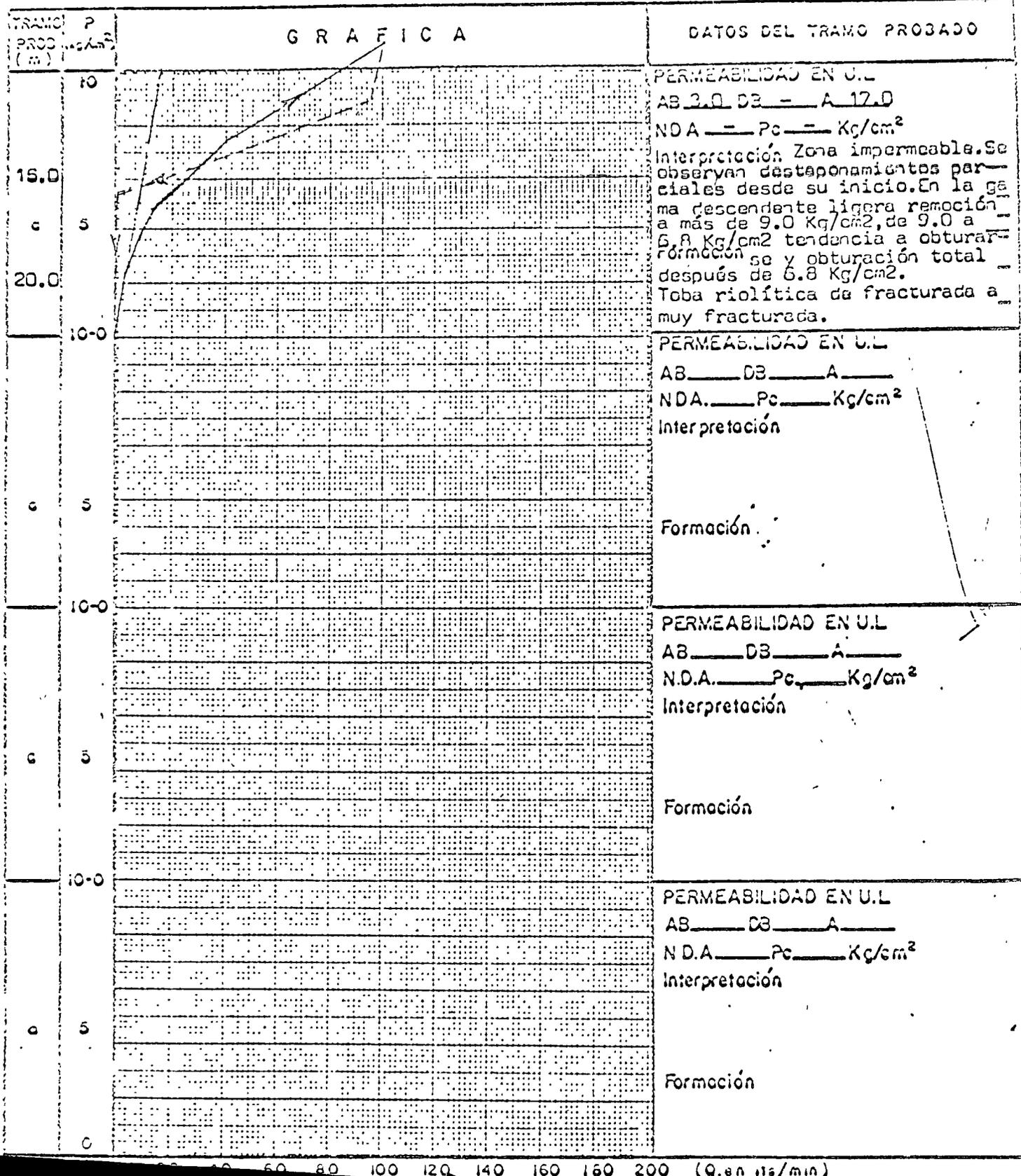
ELEVACION: 77.60

13

OBRA:

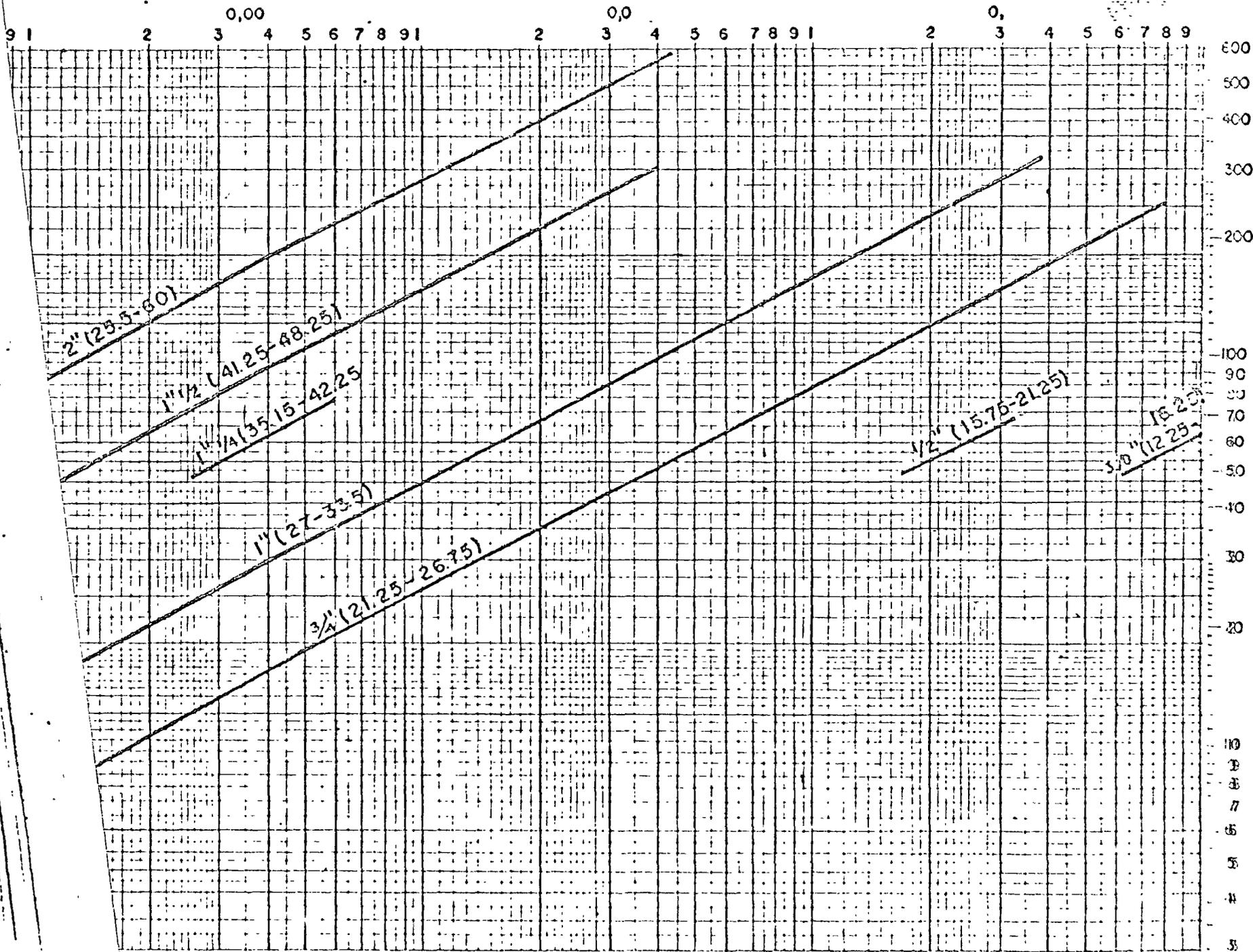
POZO N°: X

CADENAMIENTO: 0+444



0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 (Q. en lts/min)

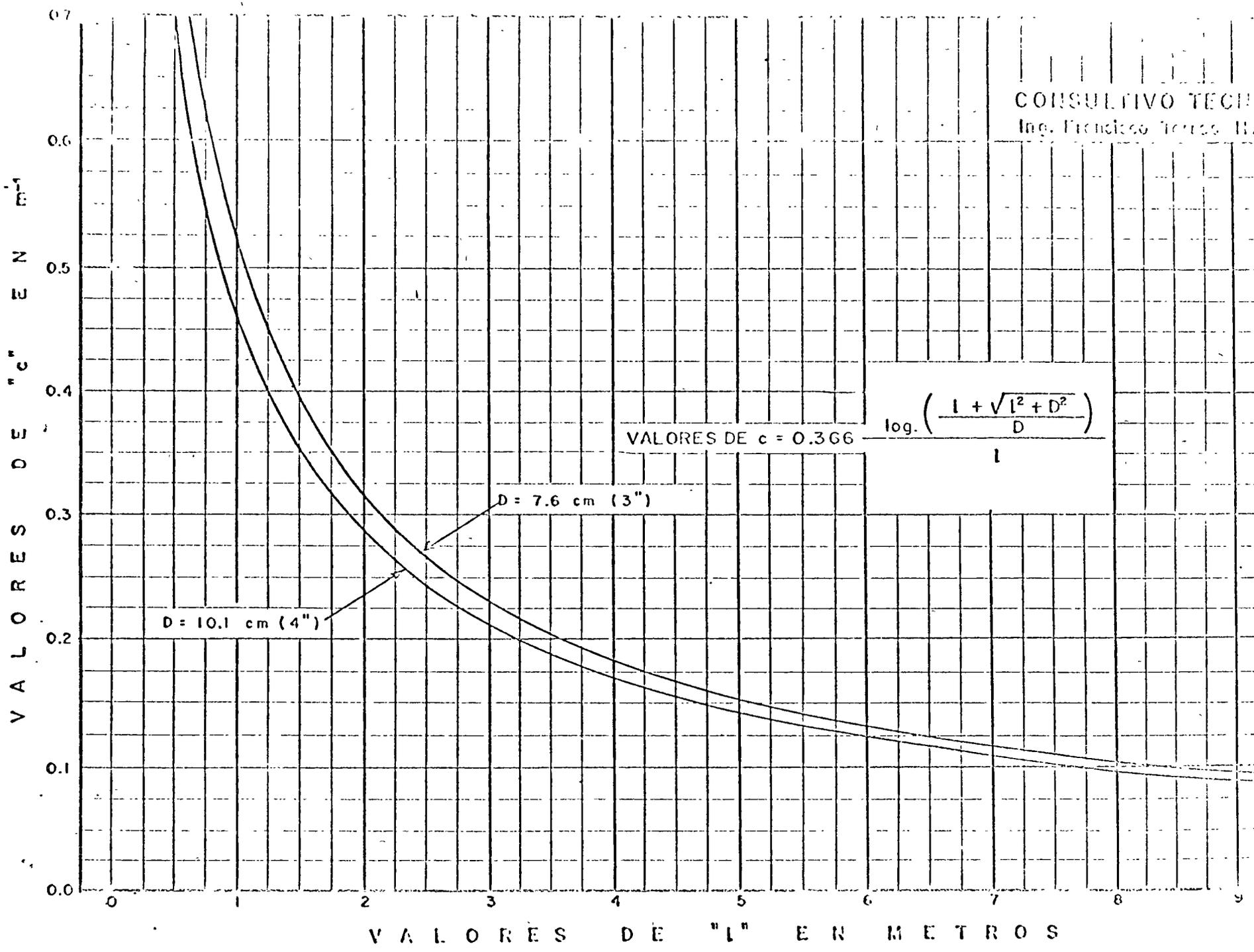
PERDIDAS DE CARGA EN KG./CM.<sup>2</sup> POR METRO



SIGNOS CONVENCIONALES

- TRAZO DE PRESIONES ASCENDENTES
- TRAZO DE PRESIONES DESCENDENTES
- RECTA DE LAMINACION
- INDICA CUANDO LA GRAFICA ES AISA
- BRONQUEAMIENTO
- SIGNOS CONVENCIONALES
- CUANTIFICACION POR EXTRAPOLACION ANTES DEL BRONQUEAMIENTO
- CUANTIFICACION POR EXTRAPOLACION DESPUES DEL BRONQUEAMIENTO (P. 00 KG/CM<sup>2</sup>)
- CUANTIFICACION ANALITICA
- NO DETERMINADA ANALITICAMENTE
- PRESION CRITICA

CONSULTIVO TÉCNICO  
Ing. Francisco Torres H.



Tramo: 15.0 a 20.0  
 Fecha: 23-IV-23

Boquilla: "AGUANTEPA" NAY,  
 Pozo N°: X 0+444

	$H_1$ Mon. Kg/cm <sup>2</sup>	(1) $H_1 + P + p$	T Min.	Vol. Lts.	Q Lts/min.	$H_f$	$l - H_f - (P - H_n)$	
Ascendentes	1.000	2.610	10	35	3.5	-	2.610	P = 1.500 en Kg/cm <sup>2</sup>
	2.000	3.610	10	53	5.8	-	3.610	p = 0.110 "
	4.000	5.610	10	115	11.5	-	5.610	P+p = 1.610 "
	6.000	7.610	10	415	41.5	-	7.610	$H_n =$ - "
	10.000	11.610	10	1000	100.0	0.660	10.950	$(P - H_n) =$ - "
Descendentes	9.000	9.610	10	970	97.0	0.615	8.995	L = 5.00 m.
	6.000	7.610	10	560	56.0	-	7.610	D = NX
	4.000	5.610	10	0	0.0	-	5.610	
	2.000	3.610	10	0	0.0	-	3.610	
	1.000	2.610	10	0	0.0	-	2.610	

Tramo: \_\_\_\_\_  
 Fecha: \_\_\_\_\_

Ascendentes								P = en Kg/cm <sup>2</sup>
								p = "
								P+p = "
								$H_n =$ "
								$P - H_n =$ "
Descendentes								L =

Tramo: \_\_\_\_\_  
 Fecha: \_\_\_\_\_

Ascendentes								P = en Kg/cm <sup>2</sup>
								p = "
								P+p = "
								$H_n =$ "
								$P - H_n =$ "
Descendentes								L =

$H_1$  = Lect. del manómetro  
 $p$  = Dist. del T.N. a la parte inf. del empaque.  
 $P$  = Dist. del T.N. al manómetro.  
 $H_n$  = Dist. del T.N. al nivel freático.

$H_f$  = Pérdida por fricción.  
 $H_x$  = Otras pérdidas.  
 $H_p = (H_1 + P + p) - H_f - (P - H_n) - H_x$

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
REGISTRO DE CALCULO DE PERMEABILIDAD  
FLUJO VARIABLE

Tramo: 50.00 a 25.00 m  
Fecha: 10 de julio de 1960

Descenso de la Sup. del agua dentro de la perforación.

Boquilla: BINCLA, HGO.  
Pozo N°: XVIII(v)

Prueba		Observ.	$h_1$ m.	$h_2$ m.	$H_1$ $Z_0 - h_1$	$H_2$ $H_1 - Z$	$\frac{H_1}{H_2}$	$\text{Log} \left( \frac{H_1}{H_2} \right)$	$\Delta T$ $T_2 - T_1$	$\frac{\text{Log} \left( \frac{H_1}{H_2} \right)}{T_2 - T_1}$	$K = 2.3CA \frac{\text{Log} \left( \frac{H_1}{H_2} \right)}{T_2 - T_1}$ m./seg.	K cm/seg.
5	$Z_0 = 22.550$ m	1	12.500	14.792	10.050	7.758	1.295	0.1123	600	0.000187	0.00000299	$2.99 \times 10^{-5}$
	$A = 0.00156$ m <sup>2</sup>	2	14.792	16.450	7.758	6.100	1.272	0.1045	600	0.000174	0.00000278	$2.78 \times 10^{-5}$
	$C = 0.156$ m <sup>-1</sup>	3	16.450	17.537	6.100	5.013	1.217	0.0852	600	0.000142	0.00000227	$2.27 \times 10^{-5}$
	$2.3CA = 0.0016$	4	17.537	18.365	5.013	4.105	1.198	0.0785	600	0.000131	0.00000210	$2.10 \times 10^{-5}$
	$D = (NK) 0.0762$ m	5	18.365	18.990	4.185	3.560	1.175	0.0701	600	0.000117	0.00000187	$1.87 \times 10^{-5}$

Tramo: \_\_\_\_\_

$1.26 \times 10^{-5}$

Tramo: \_\_\_\_\_

13A

PRUEBAS DE  
PERMEABILIDAD  
TIPO LEFRANC

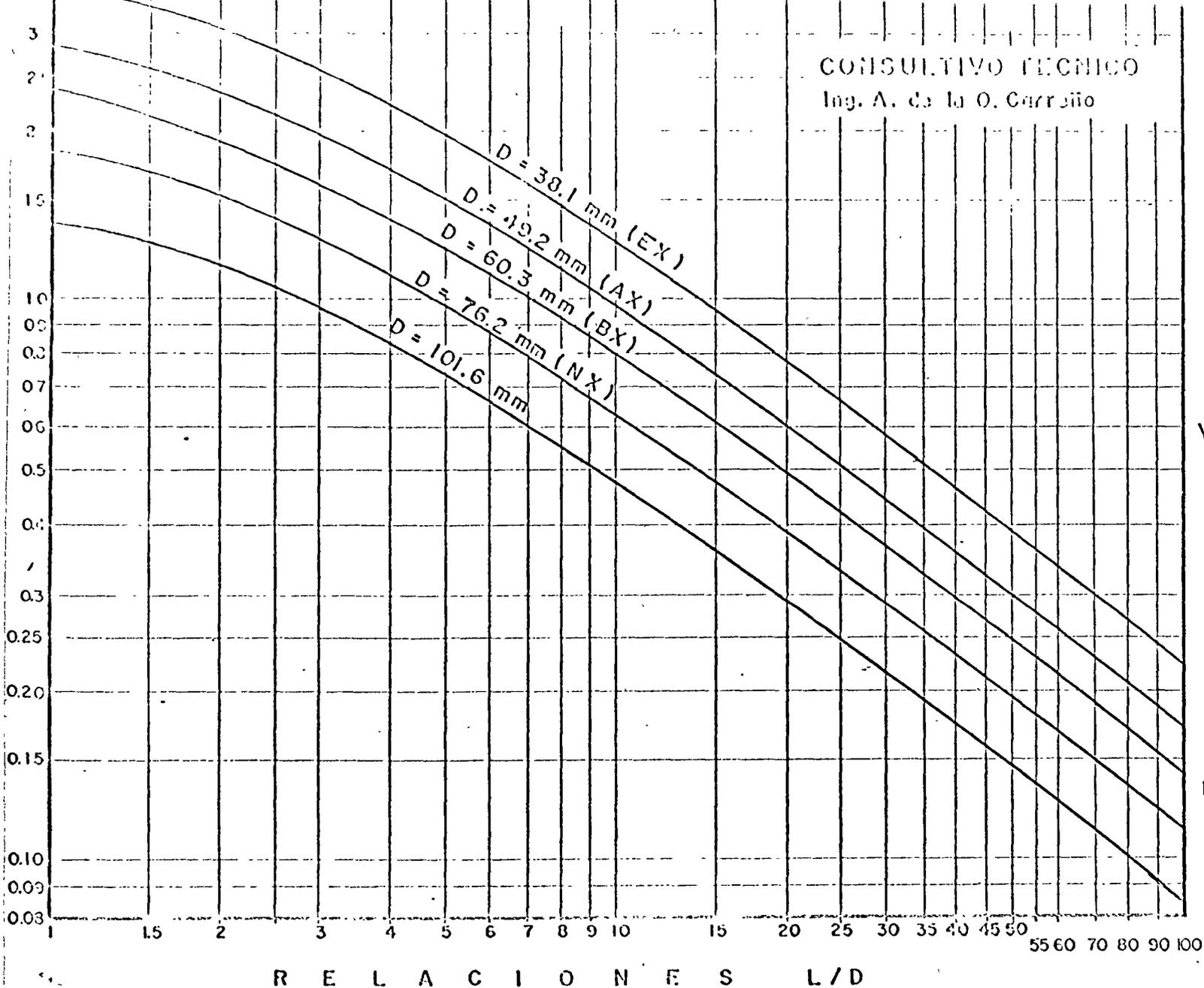
VALORES DE "C" EN LA ECUACION :

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

$$C = \frac{\log. \left( \frac{L}{D} + \sqrt{\frac{L^2}{D^2} + 1} \right)}{2\pi \left( \frac{L}{D} \right) D}$$

K=Coeficiente de permeabilidad en cm/sec

Fig: N°2



134

13

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
REGISTRO CALCULO DE PERMEABILIDAD  
FLUJO CONSTANTE

Tramo: 8.00 a 13.00 m  
Fecha: 10-III-59

Inyección costo constante.

Boquilla: Las Piles, Nay.  
Pozo No.: III A(V)

Observ.	H m	Q m <sup>3</sup> /seg.	Q H	C $\frac{Q}{H}$ m/seg.	K cm/seg.	Prueba No. 2
1	0.535	0.0000955	0.0001849	0.0000257	$2.57 \times 10^{-3}$	L = 5.00 m
2	0.635	0.0001339	0.0001559	0.0000245	$2.45 \times 10^{-3}$	D = (NX) 0.0762
3	1.370	0.0002330	0.0001737	0.0000271	$2.71 \times 10^{-3}$	C = 0.155
4	2.030	0.0002941	0.0001448	0.0000225	$2.25 \times 10^{-3}$	
5	2.720	0.0003346	0.0001413	0.0000220	$2.20 \times 10^{-3}$	
					$2.44 \times 10^{-3}$	
Tramo:						L =
Fecha:						D =
						C =
Tramo:						L =
Fecha:						D =
						C =
Tramo:						L =
Fecha:						D =
						C =

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
REGISTRO DE CALCULO DE PERMEABILIDAD.  
FLUJO VARIABLE

ramo: 17.00 a 22.00 m

Ascenso de la Sup. del agua dentro de la perforación.

Boquilla: CHICUA, HUCH.

Fecha: 12 de septiembre de 1963

Pozo Nº: IX(v)

	Obsv.	$h_1$ m.	$h_2$ m.	$H_1$ $\frac{-Z_0 - h_1}{h_1 - Z_0}$	$H_2$ $H_1 - Z$	$\frac{H_1}{H_2}$	$\text{Log} \left( \frac{H_1}{H_2} \right)$	$\Delta T$ $T_2 - T_1$	$\frac{\text{Log} \left( \frac{H_1}{H_2} \right)}{T_2 - T_1}$	$K = 2.3CA \frac{\text{Log} \left( \frac{H_1}{H_2} \right)}{T_2 - T_1}$ m./seg.	K cm./seg.
$Z_0 = 4.400$ m	1	12.650	12.280	8.250	7.880	1.046	0.0195	600	0.0000325	0.000000520	$5.20 \times 10^{-6}$
$A = 0.00456$ m <sup>2</sup>	2	12.280	11.920	7.880	7.520	1.048	0.0203	600	0.0000333	0.000000541	$5.41 \times 10^{-6}$
$C = 0.156$ m <sup>-1</sup>	3	11.920	11.570	7.520	7.180	1.047	0.0199	600	0.0000331	0.000000533	$5.33 \times 10^{-6}$
$2.3CA = 0.0016$	4	11.570	11.270	7.180	6.870	1.045	0.0191	600	0.0000313	0.000000509	$5.09 \times 10^{-6}$
$D = (IX)0.0762$ m	5	11.270	10.970	6.870	6.570	1.045	0.0191	600	0.0000313	0.000000509	$5.09 \times 10^{-6}$

ramo: \_\_\_\_\_

$5.22 \times 10^{-6}$

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

ramo: \_\_\_\_\_

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

NOTA:-- El valor de Z se obtiene de la diferencia de las profundidades  $h_1 - h_2$ , T es el tiempo de observación de la prueba en segundos.

130

so y descenso del espejo del agua dentro de la perforación.

En los dos casos es necesario, para las cinco observaciones, anotar en la hoja de registro de cálculo la profundidad  $Z_0$  ó  $Z'_0$  en m, las profundidades  $h_1$  y  $h_2$  en m y calcular el área de la cámara filtrante de acuerdo con el diámetro D de la perforación. Con estos datos se desarrolla el cálculo, obteniéndose cinco coeficientes, de cuyo promedio se obtiene el coeficiente K en cm/seg., del tramo probado.

En los dos casos, tanto de flujo constante como de flujo variable, cuando el ensayo se hizo en seguida del nivel freático o muy cerca de un manto permeable, es necesario tomar en consideración que se debe reportar la distancia  $h_0$  ó  $h'_0$ , según del caso de que se trate.

Al coeficiente C debe hacerse una corrección adicional, calculada de acuerdo con la fórmula

$$C = \frac{1}{8\pi h_0}$$

La interpretación de los resultados de estas pruebas, es de suma importancia, ya que de ello depende la aprobación o el rechazo del estudio de que se trata con respecto a la permeabilidad o a la programación del tratamiento adecuado para la impermeabilización de la boquilla.

Una permeabilidad de  $1.0 \times 10^{-6}$ , de  $1.0 \times 10^{-7}$  ó mayor, se puede considerar como que el material es impermeable. La permeabilidad resultante de  $1.0 \times 10^{-5}$ , como poco permeable; de  $1.0 \times 10^{-4}$ , como permeable y, entre  $1.0 \times 10^{-3}$  y  $1.0 \times 10^{-2}$ , como altamente permeable.

m/seg

HEA/ehg.

130

SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
REGISTRO CALCULO DE PERMEABILIDAD  
FLUJO CONSTANTE

Tramo: 3.10 a 3.10 m

Bombeo casto constante.

Boquilla: EL SAUZ, GTO.

Fecha: Junio 25 de 1963

Pozo No.: VI(v)

Observ.	H m	Q m <sup>3</sup> /seg.	$\frac{Q}{H}$	$C \frac{Q}{H}$ m/seg.	K cm/seg.	
	1.250	0.000333	0.000255	0.000104	$1.04 \times 10^{-2}$	L = 5.00 m
2	0.700	0.000523	0.000390	0.000139	$1.39 \times 10^{-2}$	D = (NX) 0.0762
3	0.530	0.000503	0.000598	0.000140	$1.40 \times 10^{-2}$	C = 0.155
4	0.373	0.000343	0.000919	0.000143	$1.43 \times 10^{-2}$	
5	0.280	0.000163	0.000592	0.0000908	$9.08 \times 10^{-3}$	
					$1.25 \times 10^{-2}$	

Tramo:

Fecha:

L =

D =

C =

Tramo:

Fecha:

L =

D =

C =

Tramo:

Fecha:

L =

D =

C =

NOTA: - Para obtener el promedio de  $1.25 \times 10^{-2}$ , se tomó  $9.08 \times 10^{-3}$  como  $1.0 \times 10^{-2}$

//

PROCEDIMIENTO GENERAL SOBRE EL ANALISIS MATEMATICO, PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD DE LAS PRUEBAS DE TIPO LEFRANC Y LUGEON.

### CONSIDERACIONES TEORICAS Y EJEMPLOS

En el Instructivo para operaciones de campo, para ejecutar pruebas de permeabilidad tipo Lefranc, se explica detalladamente el procedimiento que se sigue para efectuar en el sitio del estudio cada uno de los diferentes ensayos, así como el equipo que se utiliza y las condiciones que deben existir para escoger el tipo de pruebas más conveniente.

En el caso de las pruebas de flujo constante, ya sea por bombeo o por inyección de agua, en las que se calcula, con los datos de campo, el gasto Q en Lts/seg. y la carga H en m, con el fin de graficar el resultado de la prueba, se utilizan estos mismos datos para calcular el coeficiente de permeabilidad por medio de la fórmula siguiente, convirtiendo a Q en m<sup>3</sup>/seg.

$$K = C \frac{Q}{H} \text{ en m/seg.}$$

en la que C es un coeficiente que depende de la forma de la cámara filtrante.

Para nuestro caso, fue considerada la cavidad como un elipsoide de revolución con eje corto igual a D y una distancia focal igual a 1.

Los anexos 2 y 2A, son unas gráficas para encontrar el valor de C en diferentes diámetros, en función del diámetro de la perforación y la lon

gitud de la cámara filtrante. Estas gráficas fueron dibujadas de acuerdo con las siguientes fórmulas:

$$C = \frac{\log \left[ \frac{l}{D} + \sqrt{\left( \frac{l}{D} \right)^2 + 1} \right]}{4\pi r \left( \frac{l}{D} \right)} \quad (\text{gráfico 2})$$

$$C = 0.366 \frac{\log \left( \frac{l + \sqrt{l^2 + D^2}}{D} \right)}{l} \quad (\text{gráfico 2A})$$

En estas fórmulas, el valor de C está dado en m<sup>-1</sup>.

Los anexos 14 y 15, son dos ejemplos de registro de cálculo de permeabilidad; de flujo constante por inyección el primero y por bombeo el segundo, dados en el Instructivo de operaciones de campo. En ambos casos se encuentra la carga H en m y el gasto Q en m/seg., de las cinco observaciones, con lo que se va desarrollando el cálculo para cada una de ellas hasta obtener igual número de coeficientes K en cm/seg., con los cuales se hace un promedio para tener el coeficiente de permeabilidad del tramo.

Para el caso de las pruebas de flujo variable, con ascenso o descenso de la superficie del agua dentro de la perforación, en las que se van obteniendo las profundidades  $h_1$  y  $h_2$  con que va variando el espejo del agua cada determinado tiempo de observación  $\Delta T$ , el coeficiente de permeabilidad está dado por la fórmula

$$K = 2.3CA \frac{\text{Log} \left( \frac{H_1}{H_2} \right)}{T_2 - T_1}$$

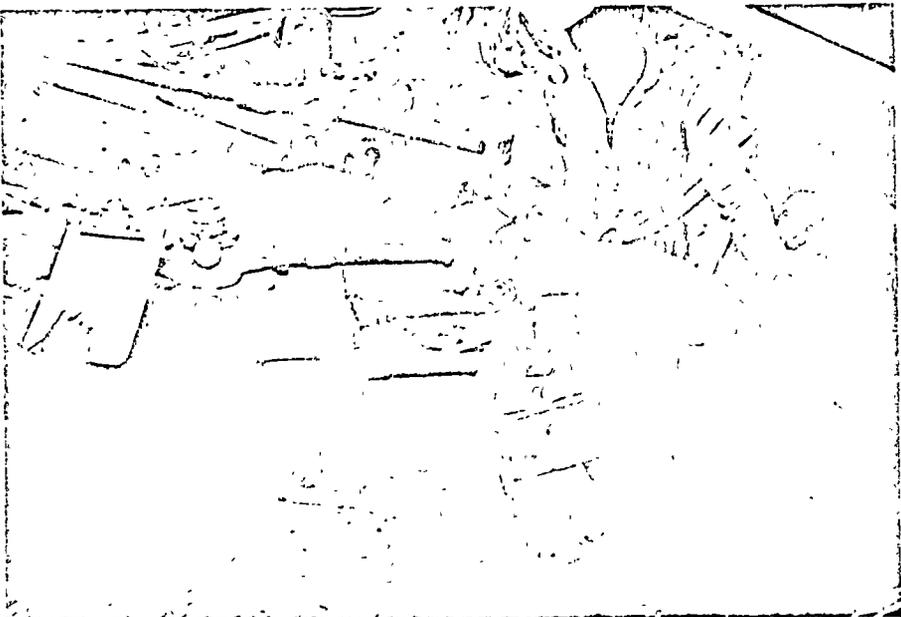
en la que C se obtiene igual que en el caso de las pruebas de flujo constante (en las gráficas 2 y 2A), teniendo el mismo significado.

Los anexos 16 y 17, son también los ejemplos dados en las instrucciones sobre operaciones de campo, para pruebas de flujo variable con ascen-



HEA-132-16.

Vista general de las instalaciones y ejecución de una prueba Lefranc; inyección gasto constante, para pequeños volúmenes.



HEA-132-14.

Vista general de las instalaciones y ejecución de una prueba Lefranc; inyección gasto constante, para grandes consumos.



HEA-127-7.

Vista general de la operación para llevar el control de una prueba de flujo variable, con ascenso del nivel del agua dentro del tubo de ademe de la perforación.

po una prueba de flujo variable con descenso del agua de la perforación, se da un ejemplo en el anexo No. 7.

Para la ejecución de estas pruebas no se requieren instalaciones de equipo especial, necesitándose únicamente verter agua dentro dela perforación hasta un nivel que satisfaga las condiciones de carga especificadas y con una sonda eléctrica ir midiendo el descenso del nivel de agua en lapsos de tiempo determinados, controlados con un cronómetro.

La comprobación de que la prueba se efectuó en condiciones normales, se grafica de una manera semejante a la explicada para la dela prueba de flujo variable de ascenso, teniendo que llenar los puntóslos requisitos de alineamiento hacia el origen de los ejes.

10a

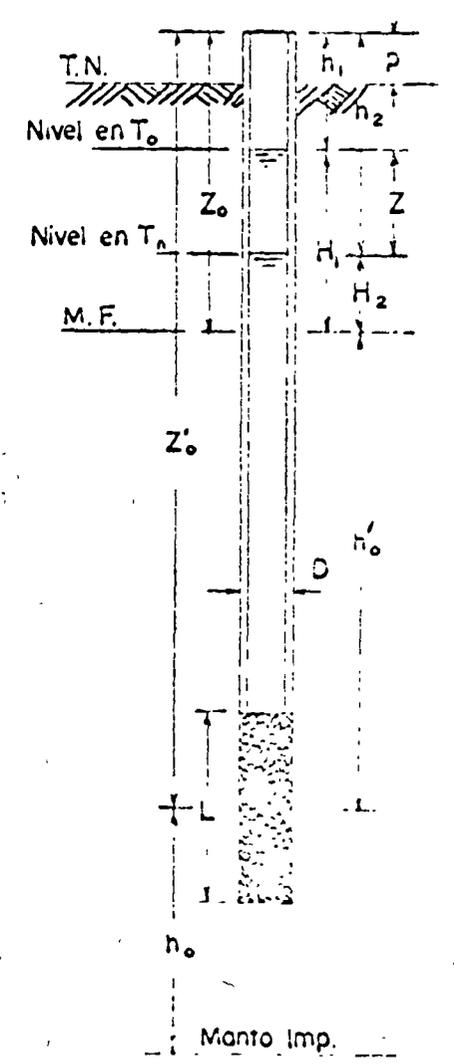
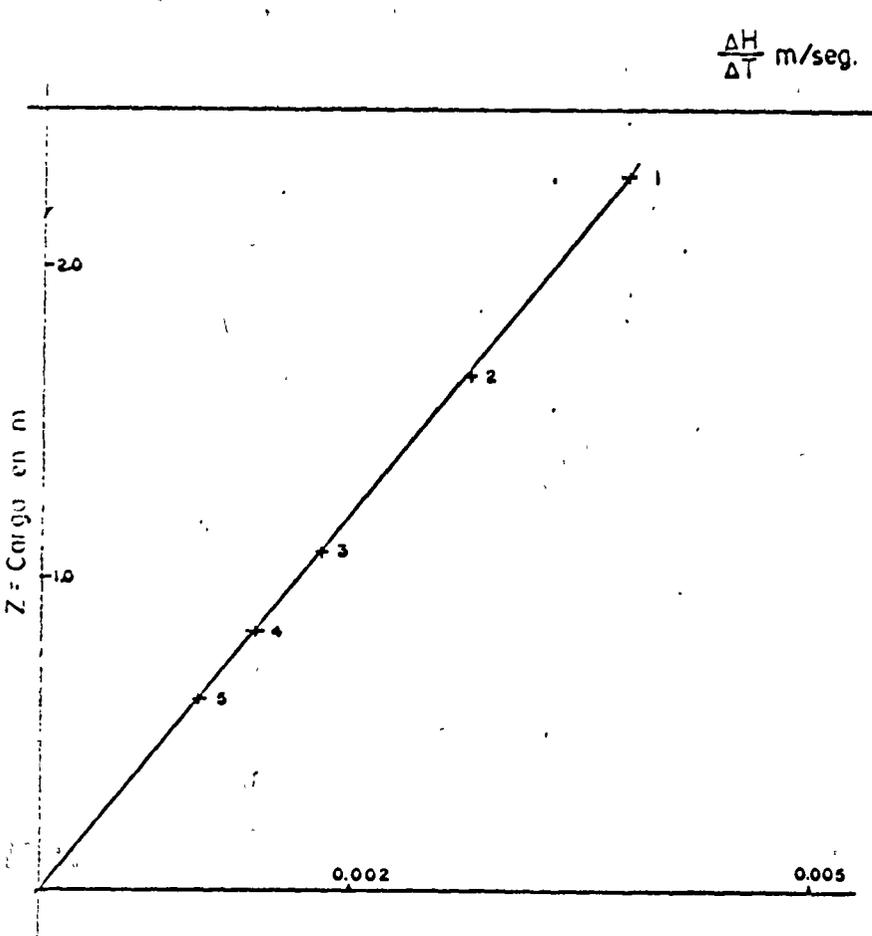
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
DIRECCION DE GEOLOGIA  
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC  
REGISTRO PARA OBSERVACIONES  
FLUJO VARIABLE

Responde de la Situación del agua dentro de la perforación

Boquilla: B210-A, F30.

Pozo N° XVIII(V)	Estación 1+300	Elev. T.N. 2020.02	Prueba N° 5
Fecha Julio 10 de 1959	Prueba efectuada por: Salvador León Rodríguez.		
Tramo de 20.00 a 25.00 m	C.F. = Cámara filtrante	L = 5.00 m	
p = Dist. del T.N. a la boca del ademe 0.50 m	M.F. = Superficie del manto freático		
D = Diámetro del ademe (NX) 0.0752 m	h <sub>0</sub> = Dist. centro C.F. al Manto Imp ó M.F.		

CARGA, TIEMPO Y VELOCIDAD	OBSERVACIONES				
	1	2	3	4	5
Z <sub>0</sub> = Prof. M.F. ó centro C.F. m	22.550	22.550	22.550	22.550	22.550
h <sub>1</sub> = Prof. inicial en T <sub>1</sub> m	12.500	14.792	16.450	17.537	18.355
h <sub>2</sub> = Prof. final en T <sub>2</sub> m	14.792	16.450	17.537	18.355	18.990
Z = h <sub>2</sub> - h <sub>1</sub> m	2.292	1.658	1.087	0.823	0.635
T = T <sub>2</sub> - T <sub>1</sub> seg.	600	600	600	600	600
Z <sub>0</sub> - z m					
Z/T = Velocidad m/seg	0.00382	0.00276	0.00181	0.00136	0.00104



Z<sub>0</sub> = Se tomará cuando no se tenga Manto Imp

El anexo 6 es un ejemplo de una prueba de ascenso de la superficie del agua dentro de la perforación. Para la ejecución de este tipo de ensayos, no se requieren instalaciones especiales de equipo, ya que únicamente se necesita extraer el agua dentro de la perforación hasta un nivel en el que se pueda tener la carga especificada; y, con una sonda eléctrica, ir midiendo el ascenso del agua en lapsos determinados, controlados con un cronómetro.

Como comprobación de que la prueba se efectuó en condiciones normales, en la misma hoja de registro se hace una gráfica de ensayos; en el eje de las ordenadas se marcan los valores de  $Z$ , que es la diferencia entre  $h_2$  y  $h_1$ , y en el eje de las abscisas, los valores de  $Z/T$  en m/sag. Los puntos así obtenidos, tendrán que quedar aproximadamente alineados hacia el origen de los ejes.

#### Flujo variable de descenso

En las pruebas de permeabilidad de flujo variable con descenso de la superficie del agua dentro de la perforación, es necesario ir determinando la velocidad con que varía el nivel dentro del tubo de ademe, habiendo vertido previamente una columna de agua, sin que se agregue o extraiga líquido durante el tiempo que dura la prueba.

La carga máxima recomendable no debe ser mayor de 10.0 m a partir del centro de la cámara filtrante, o del nivel freático. También, como en el caso de flujo variable con ascenso, la longitud del tramo no debe ser mayor de 5.0 m, o reunir las condiciones de la relación  $L/D$ , antes citada.

Con objeto de ver la secuela que se sigue al efectuar en el cam

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
DIRECCION DE GEOLOGIA  
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC  
REGISTRO PARA OBSERVACIONES  
FLUJO VARIABLE

9a

Ascenso de la sub del agua dentro de la perforación Boquilla: CHINCUA, MICH.

Pozo N° II(V) Estación: C-440 Elev. T.N.: 2456.82 Prueba N° 4.

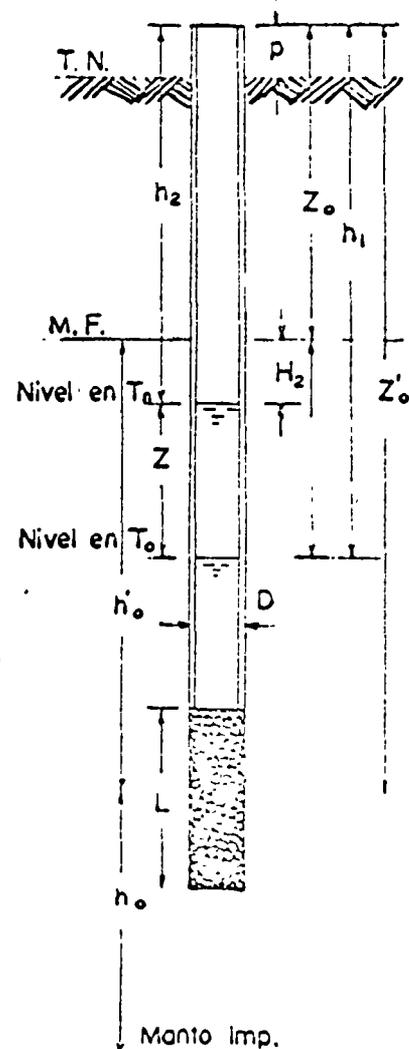
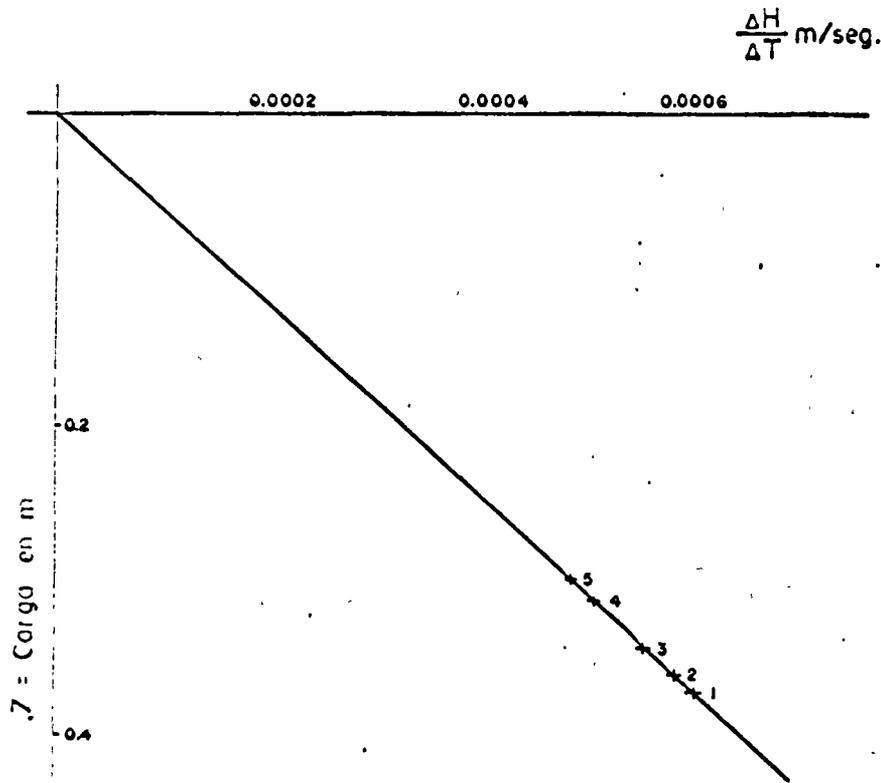
Fecha: 12 de septiembre de 1963 Prueba ejecutada por: Ing. Juan C. Miranda.

Tiempo: de 19.00 a 22.00 m C. F. = Cámara filtrante L = 5.00 m

p = Dist. del T.N. a la boca del ademe 0.00 m M. F. = Sup del Manto freático 4.40 m

D = Diámetro del ademe (NX) 0.0752 m h<sub>0</sub> = Dist. centro C.F. al Manto imp ó M.F. — m

CARGA, TIEMPO Y VELOCIDAD	OBSERVACIONES				
	1	2	3	4	5
Z <sub>0</sub> = Prof. M.F. ó centro C.F. m	4.400	4.400	4.400	4.400	4.400
n <sub>1</sub> = Prof. inicial en T <sub>1</sub> m	12.650	12.280	11.920	11.580	11.270
h <sub>2</sub> = Prof. final en T <sub>2</sub> m	12.280	11.920	11.580	11.270	10.970
Z = n <sub>2</sub> - h <sub>1</sub> m	0.370	0.350	0.340	0.310	0.300
T = T <sub>2</sub> - T <sub>1</sub> seg.	600	600	600	600	600
Z <sub>c</sub> - z m					
Z/T = velocidad m./seg.	0.00062	0.00050	0.00057	0.00052	0.00050

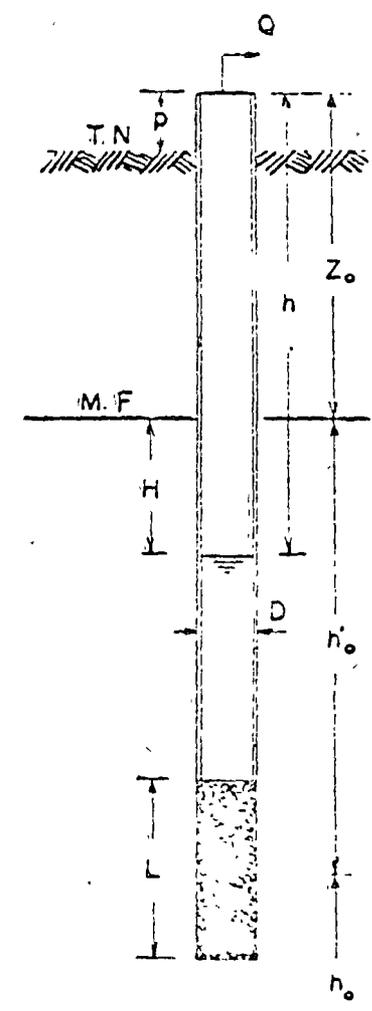
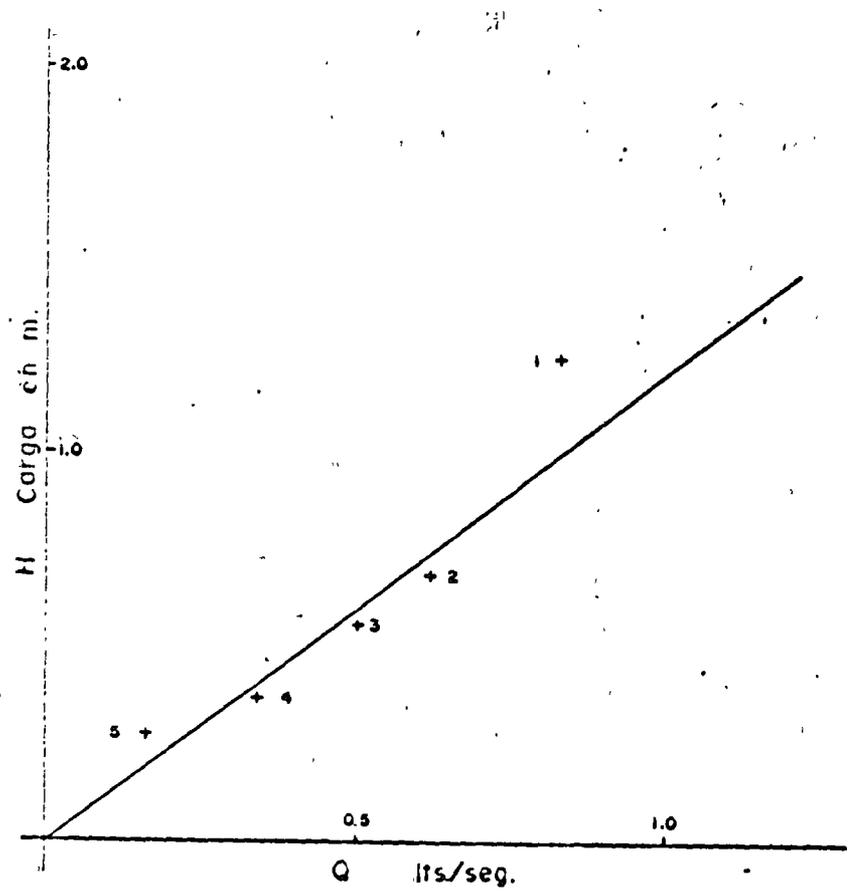


SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS  
DIRECCIÓN DE GEOLOGÍA  
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC  
REGISTRO PARA OBSERVACIONES  
FLUJO CONSTANTE

75

Bombeo costo constante		Boquilla EL SAUZ, GTO.		
Pozo N° VI(v)	Estacion O+340	Elev. T.N	Prueba N° 1	
Fecha: JUNIO 25 DE 1953		Prueba ejecutada por: ING. ANTONIO SAQUE HI GARCIA		
Tramo 3.10 a 3.10 m	C.F = Cámara filtrante	L =	5.00	m.
D = Diámetro de tubería NX 0.762 m	h = Dist centro C.F. al manto imp. ó M.F.	— m.		
M.F. = Manto Freático 0.000 m	p = Dist del T.N. a la boca del ademe	0.00	m	

CAUDAL APLICADO Y CARGA	OBSERVACIONES				
	1	2	3	4	5
Volumen bombeado lfs.	250	187	151	103	49
Tiempo de observ seg.	300	300	300	300	300
Q = Gasto de prueba lfs/seg.	0.833	0.623	0.503	0.343	0.163
Z <sub>0</sub> Prof M.F. m.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
n = Prof nivel estable m.	1.250	0.700	0.550	0.373	0.280
H = Carga m.	1.250	0.700	0.560	0.373	0.280



gasto constante; es decir, utilizando el gasto  $Q$  y la carga  $H$  para obtener los puntos de observación.

En los dos casos de pruebas de flujo constante, es necesario se tome en consideración, para la mejor evaluación del coeficiente de permeabilidad de un tramo determinado, si el ensayo se hace en seguida del nivel del manto freático, o muy cerca de un manto impermeable, que hay que reportar la distancia del centro de la cámara filtrante a el nivel del manto freático ( $h_0$ ) para el primer caso, o la distancia del centro de la cámara al manto impermeable ( $h'_0$ ) para el segundo. No es posible a veces obtener estos datos durante la ejecución de la prueba, sino que se localizan a medida que avanza la perforación. Sin embargo, se deben reportar cuando se tenga la certeza de su existencia.

#### Flujo variable de ascenso

El principio de este tipo de pruebas, se flujo variable, con ascenso de la superficie del agua dentro de la perforación, consiste en ir determinando la velocidad con que varía el nivel dentro del tubo de ademe, habiendo extraído previamente una columna de agua; y, dentro del tiempo que dure el ensayo, no extraer o agregar más líquido.

En este caso, se recomienda también que, la carga que se aplica para la prueba al extraer el agua de la perforación, no sea mayor de 10.0 m contados a partir de la superficie del nivel freático. Otra condición para que la prueba resulte satisfactoria, es que la longitud del tramo no sea mayor de 5.0 m, o que satisfaga que la relación  $L/D$  sea igual o mayor de 5, en la que  $L$  es la longitud del tramo y  $D$  el diámetro de la perforación.

hayan efectuado. Si el ensayo es correcto, deberán quedar alineados aproximadamente a lo largo de una recta que pase por el origen de los ejes.

#### Bombeo gasto constante

En este tipo de pruebas, la perforación y el acondicionamiento de la cámara filtrante es semejante al de la prueba anterior. En el anexo 4 se esquematizan las instalaciones para la ejecución de la prueba.

La prueba se inicia bombeando agua de la perforación, calibrando la velocidad de la bomba hasta que el nivel se estabilice dentro del pozo, procurando que no sea a más de 10.0 m de la superficie del manto. Con estas condiciones se principia a contar el tiempo de la prueba (10 minutos), comprobando periódicamente con la sonda eléctrica que el nivel estable no varíe. Terminado el tiempo de observación, se tomará la lectura en el medidor, del volumen bombeado.

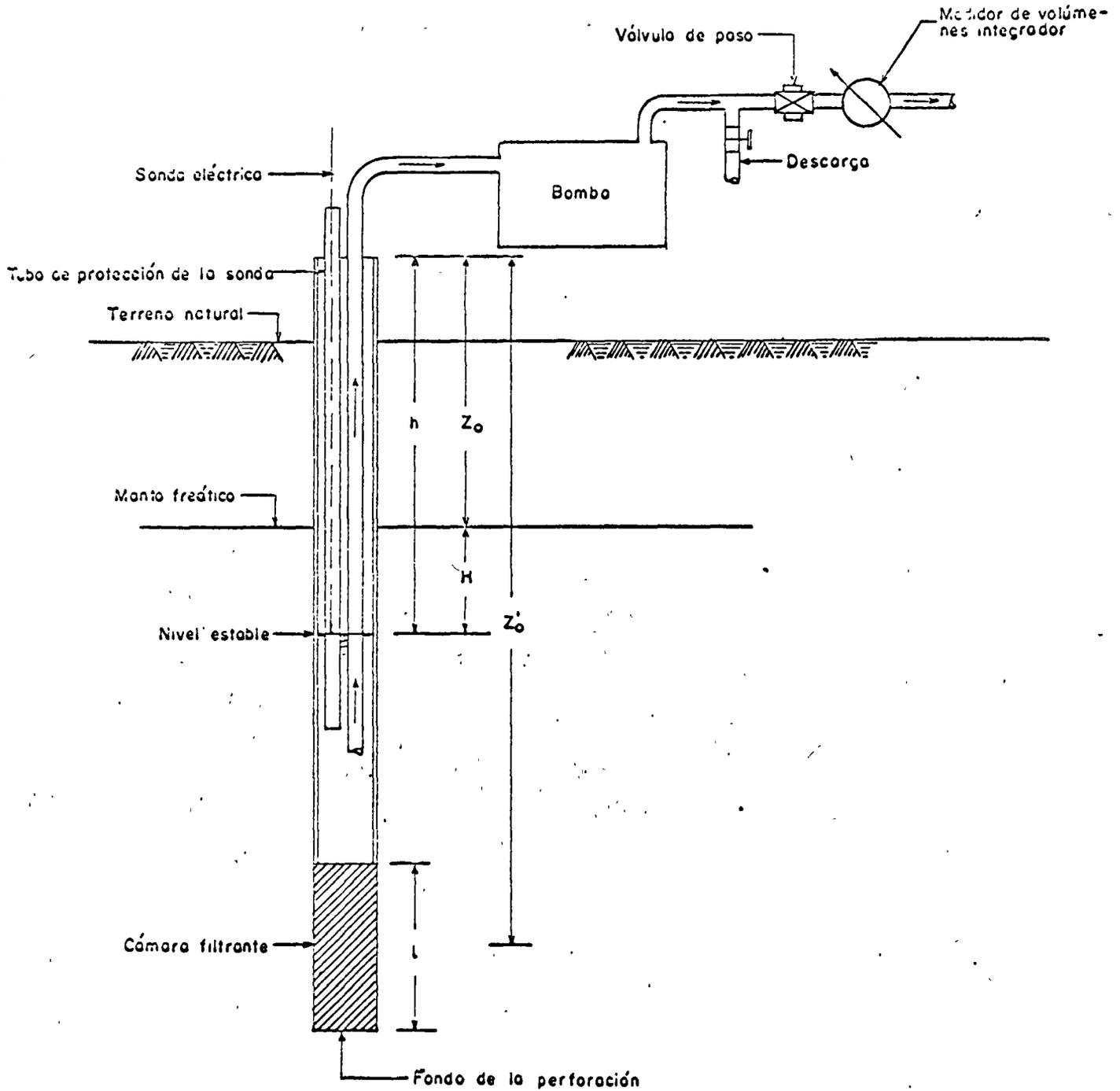
Para las siguientes observaciones, se irá disminuyendo la aceleración de la bomba, con lo que los niveles estables se irán subiendo y, en cada operación, se tomará el tiempo y el volumen bombeado.

El anexo 5, es un ejemplo de registro de campo para la ejecución de estas pruebas por bombeo, de gasto constante, y en él se hicieron cinco observaciones, tomándose el volumen bombeado en lts., el tiempo de observación en segundos y la profundidad del nivel estable.

En la misma hoja de registro de campo, se grafica la prueba de una manera semejante a la explicada para la prueba de inyección de

PRUEBAS LEFRANC  
BOMBEO GASTO CONSTANTE

7a



$h$  = Profundidad del nivel estable de agua durante la prueba con flujo constante.

$H$  = Carga cuando el nivel freático está arriba del centro de la cámara filtrante.

pequeños volúmenes , o para grandes consumos. En general, consiste en un tanque, en el que la carga sea constante para el primer caso, o en una bomba, con tanque de control de bombeo, para el segundo. Además, se requiere instalar una válvula de compuerta o globo para control y un medidor de volúmenes, independientemente del cronómetro, la sonda eléctrica y los recipientes con medidas conocidas para hacer las comprobaciones del volumen que se está inyectando.

La prueba se iniciará vertiendo agua dentro de la perforación, calibrando con la válvula de control hasta que el nivel se estabilice, con una carga de 10.0 m aproximadamente a partir del centro de la cámara filtrante. En ese instante se principiará a contar el tiempo de la prueba, que por lo general es de 10 minutos, tiempo en que continuamente se estará comprobando con la sonda eléctrica que no varíe el nivel estable. Terminado el tiempo de prueba, se tomará en el medidor el volumen inyectado.

Para las siguientes observaciones se irá disminuyendo el caudal, con lo que los niveles estables irán bajando, y en cada operación se tomará el tiempo y el volumen inyectado. En el anexo 3, se proporciona un ejemplo de registro de campo para la ejecución de este tipo de pruebas, en el que se ve que, para cinco observaciones, es necesario tomar el volumen agregado en litros, el tiempo de observación en segundos y las profundidades del nivel estable (h).

En el mismo anexo, se hace una gráfica de ensayos para comprobar que la prueba fué hecha correctamente y en condiciones satisfactorias. A la escala más conveniente, sobre el eje horizontal, se marcan los puntos correspondientes a los gastos en lts/seg., y en el eje vertical, las cargas H en m, con lo que se obtendrán tantos puntos como observaciones se

60

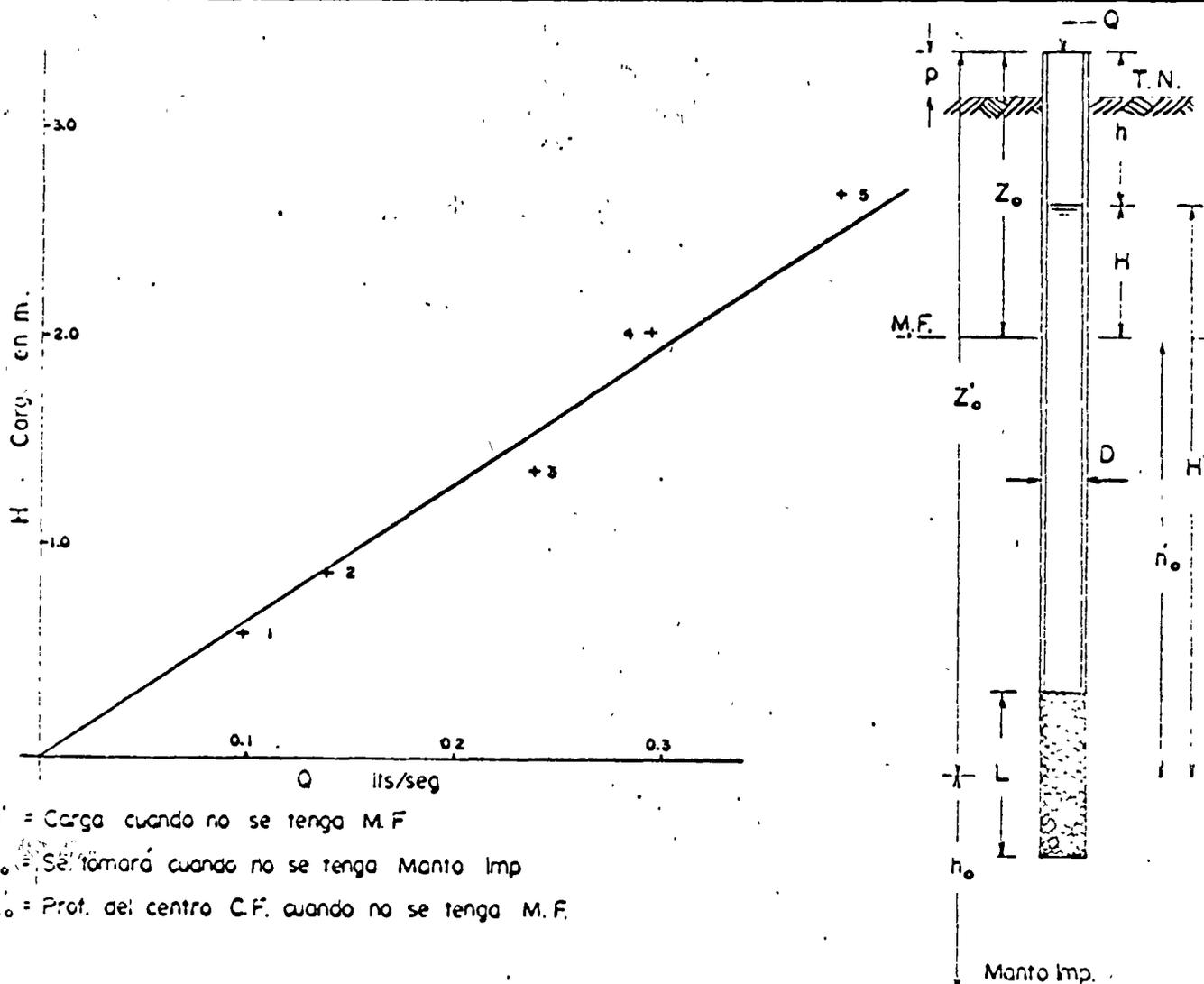
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
DIRECCION DE GEOLOGIA  
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC  
REGISTRO PARA OBSERVACIONES  
FLUJO CONSTANTE

Inyección gasto constante

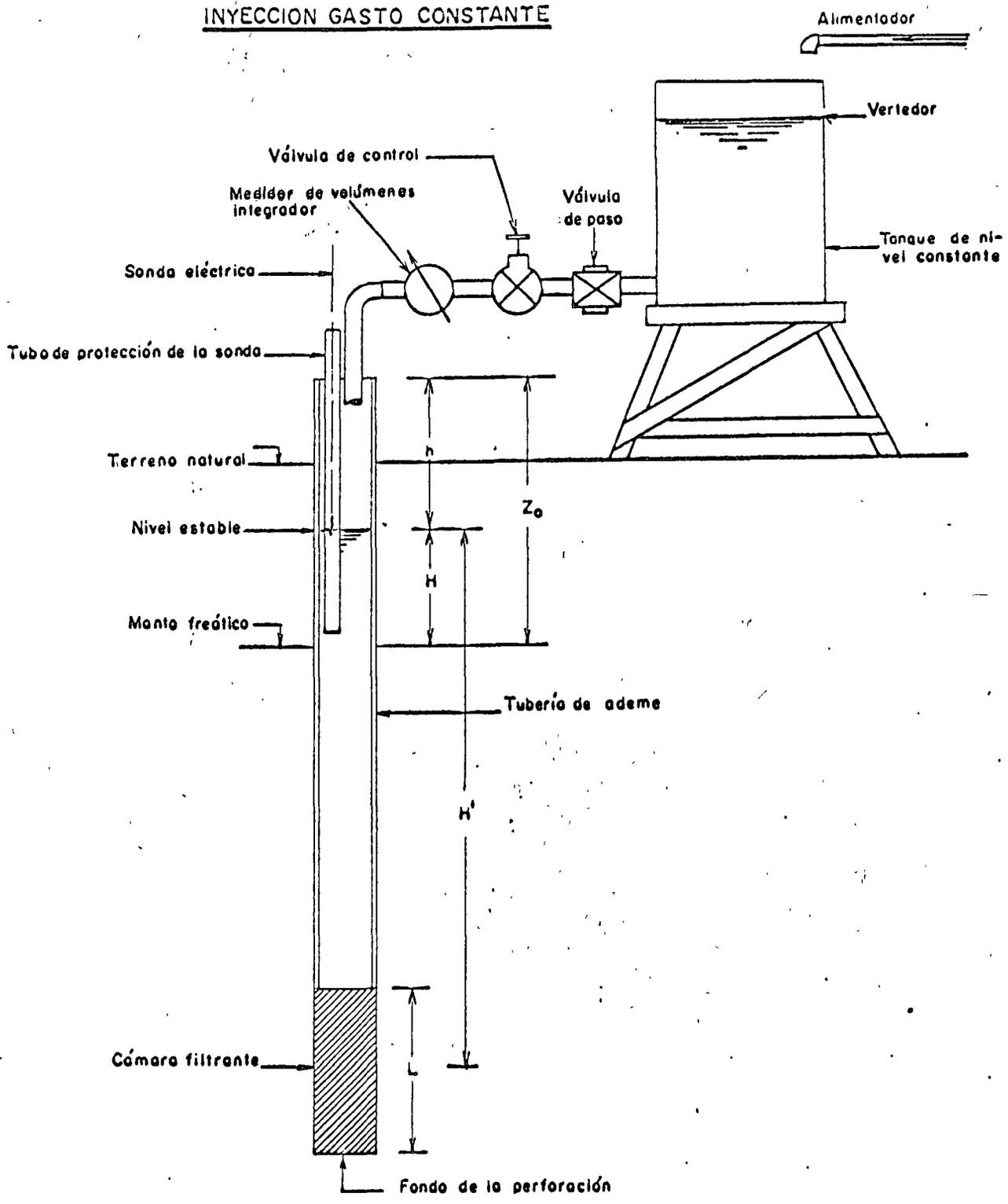
Boquilla: LAS PILAS, NAY.

Pozo N° III A(v)	Estación 0-650	Elev T. N.	Prueba N° 2.
Fecha: 27 de enero de 1959	Prueba ejecutada por: Ing. Juan Gutiérrez.		
Tramo: 6.00 a 13.00 m	C. F. = Cámara filtrante	L = 5.00	m.
D = Diámetro de tubería (NX) 0.0762 m.	M. F. = Superficie del manto freático.	1.82	m.
p = Dist del TN a la boca del ademe 0.90 m.	h <sub>0</sub> = Dist. centro C. F. al manto Imp. ó M. F.	—	m.

CAUDAL APLICADO Y CARGA	OBSERVACIONES				
	1	2	3	4	5
Volumen agregado      lts	17.37	25.00	42.85	52.54	69.23
Tiempo de observ      seg	180	180	180	180	180
Q = Gasto de prueba      lts/seg.	0.0965	0.1389	0.2380	0.2911	0.3846
Z = Prof. M.F ó centro C.F.      m.	2.720	2.720	2.720	2.720	2.720
h = Prof. nivel estable      m.	2.135	1.835	1.350	0.690	0.000
H = Carga	0.585	0.865	1.370	2.030	2.720



# PRUEBAS LEFRANC INYECCION GASTO CONSTANTE



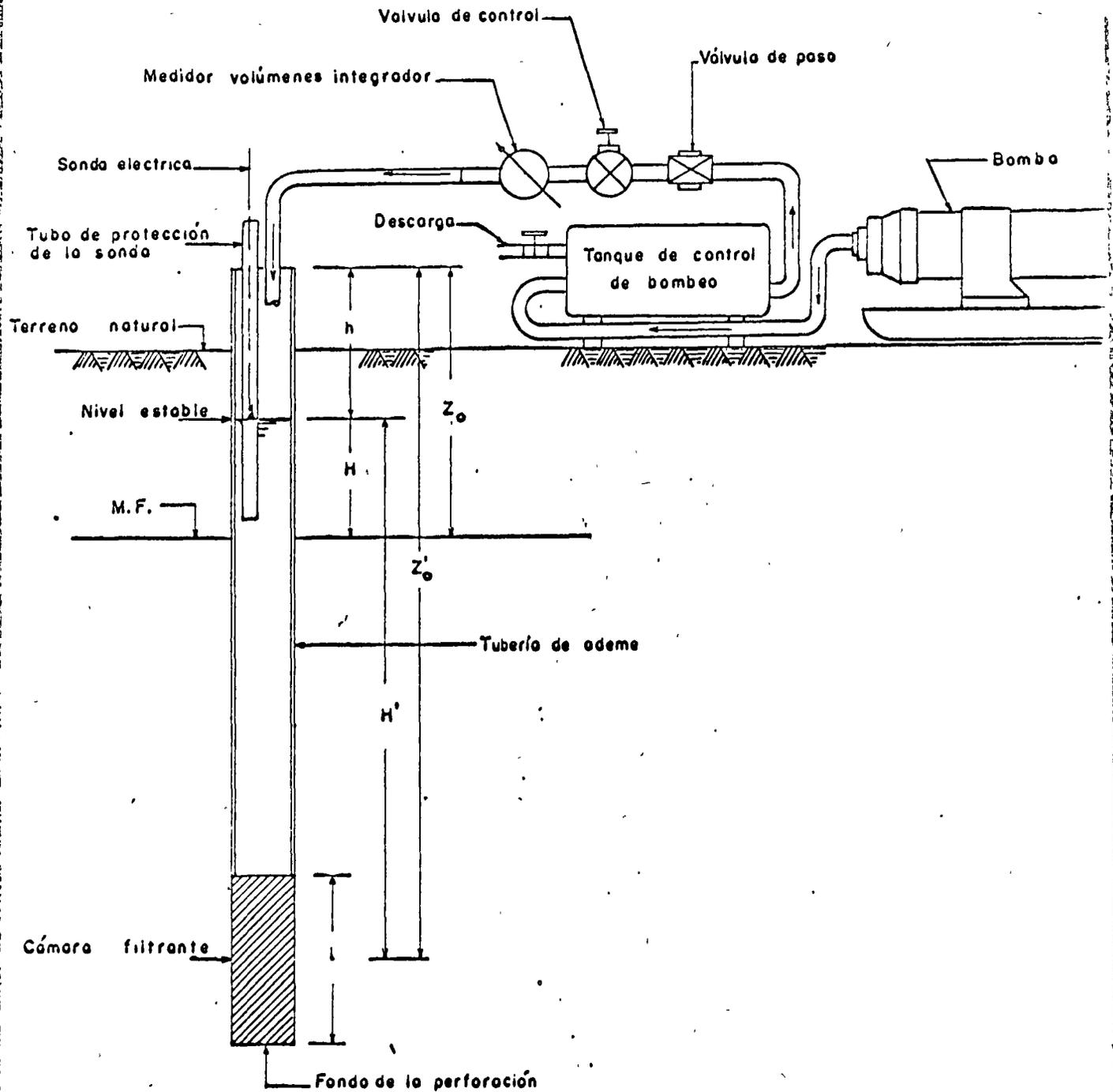
$h$  = Profundidad del nivel estable de agua durante la prueba con flujo constante.

$H$  = Carga cuando el nivel freático está arriba del centro de la cámara filtrante.

$H^1$  = Carga cuando el nivel freático está por debajo del centro de la cámara filtrante.

52

**PRUEBAS LEFRANC  
 INYECCION GASTO CONSTANTE  
 INSTALACION PARA GRANDES CONSUMOS**



$h$  = Profundidad del nivel estable de agua durante la prueba con flujo constante.

$H$  = Carga cuando el nivel freático está arriba del centro de la cámara filtrante.

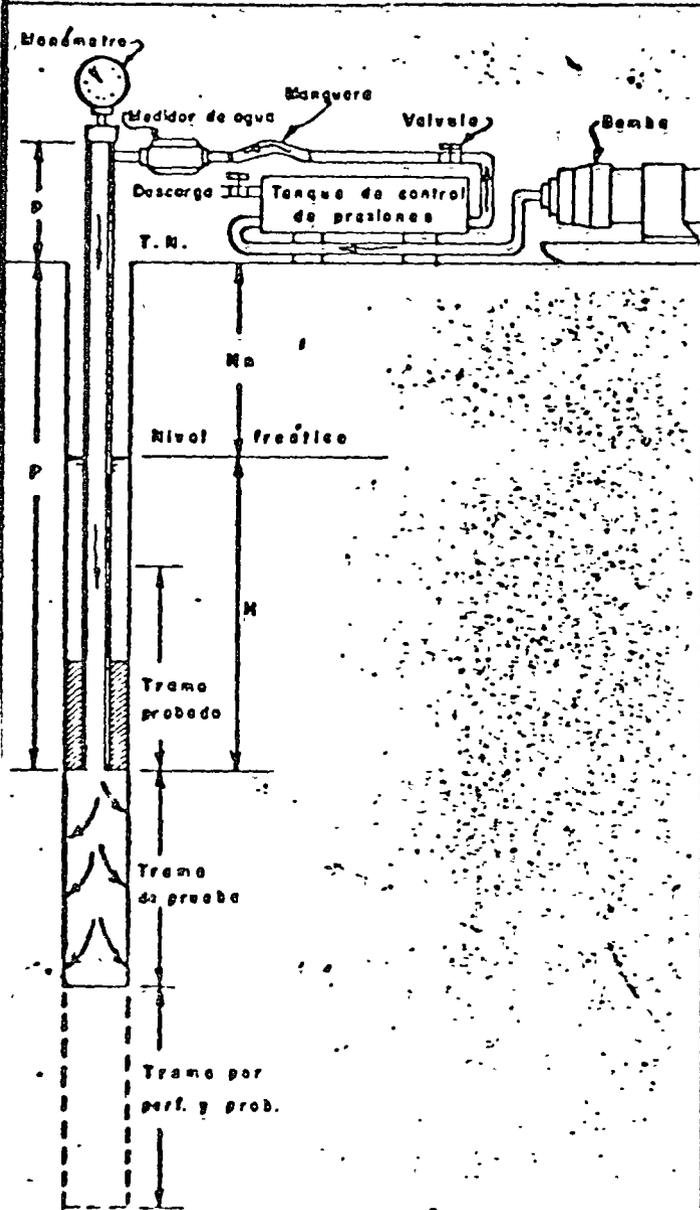
$H'$  = Carga cuando el nivel freático está por debajo del centro de la cámara filtrante.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 OBRAS: AGUAMILPA, YAY.  
 PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LUGEON  
 REGISTRO DE CAMPO

FECHA: 23/IV/73.  
 ESTACION: 0+44  
 DIAMETRO DE LA PERF.: (NX)  
 ALTURA DEL MANOMETRO DESDE 2L.T.N. 1.10  
 LONGITUD DEL TRAMO: 5.00

EXPLORACION X

ELEVACION: 77.60  
 ADEME: -  
 PROF. EMPAQUE: 15.0  
 PROF. PERFORADA: 20.0 m.  
 TRAMO: 15.00 a 20.00 m.



	H <sub>1</sub> PRESION EN kg/cm <sup>2</sup>	TIEMPO EN MINUTOS	MEDIDOR DE AGUA		VOLUMEN EN LITROS	NIVELESPEJO DEL AGUA	OBSERVACIONES
			INICIAL	FINAL			
ASCENDENTES	1.0	10	475	510	35		
	2.0	10	526	584	58		
	4.0	10	630	745	115		
	6.0	10	810	1225	415		
	10.0	10	375	1375	1000		
DESCENDENTES	8.0	10	575	1545	970		
	6.0	10	10	570	560		
	4.0	10	571	571	0		
	2.0	10	571	571	0		
	1.0	10	571	571	0		

BOMBA: - MOYNO 3.10  
 MEDIDOR DE AGUA: - BADGER 1 1/2" Ø  
 MANOMETRO: - AWOVIA 21 KG/CM<sup>2</sup>.  
 TUBERIA: - TRAMOS: -  
 CODOS: -

COPLES: -  
 NIPLES: -  
 REDUCCIONES: -  
 EMPAQUE: - MECANICO.

42

adema, con perforaciones o ranuras, para que a través de ellas circule \_  
el agua, teniendo como única condición en este caso, que la superficie \_  
ranurada no sea menor del 15 % de la superficie total del tubo, cuya lon-  
gitud es la del tramo de prueba.

Debido a la gran cantidad de condiciones que se presentan al \_  
realizar este tipo de ensayos, únicamente nos estamos refiriendo al caso  
en que se cuenta con una cámara filtrante definida. Para otros, se recu-  
rrirá a procedimientos especiales para formar la cavidad.

### PROCEDIMIENTO

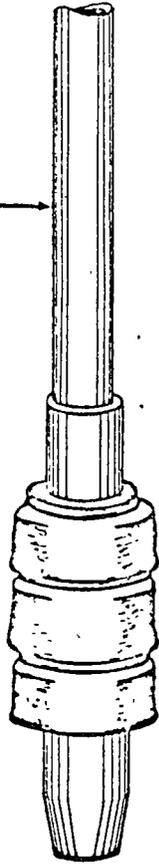
De acuerdo con la naturaleza del terreno, dada por el método \_  
de perforación, se pueden programar dos tipos de pruebas Lefranc: de \_  
flujo constante o de flujo variable. Las primeras se dividen en ensayos \_  
de inyecciones y de bombeo, de gasto constante y, las segundas, en ensa-  
yos de ascenso y descenso, de la superficie del agua dentro de la perfo-  
ración.

Las pruebas de flujo constante consisten en determinar la per-  
meabilidad de un tramo de la perforación, inyectando o bombeando del po-  
zo un caudal constante de agua, determinando la profundidad a la que se \_  
estabiliza el nivel del agua con ese caudal, haciendo varias observacio-  
nes al hacer variar éste.

#### Inyección gasto constante

Los anexos 1 y 2 contienen el esquema de las instalaciones ne-  
cesarias para ejecutar este tipo de pruebas cuando se trata de inyectar \_

Tubo de inyección



EMPAQUE DE COPAS DE CUERO

Manguera del aire

Tubo de inyección

Tazo

Funda de hule

Tazo

EMPAQUE NEUMATICO

Rondana de compresión

Tramos de hule

Empaque

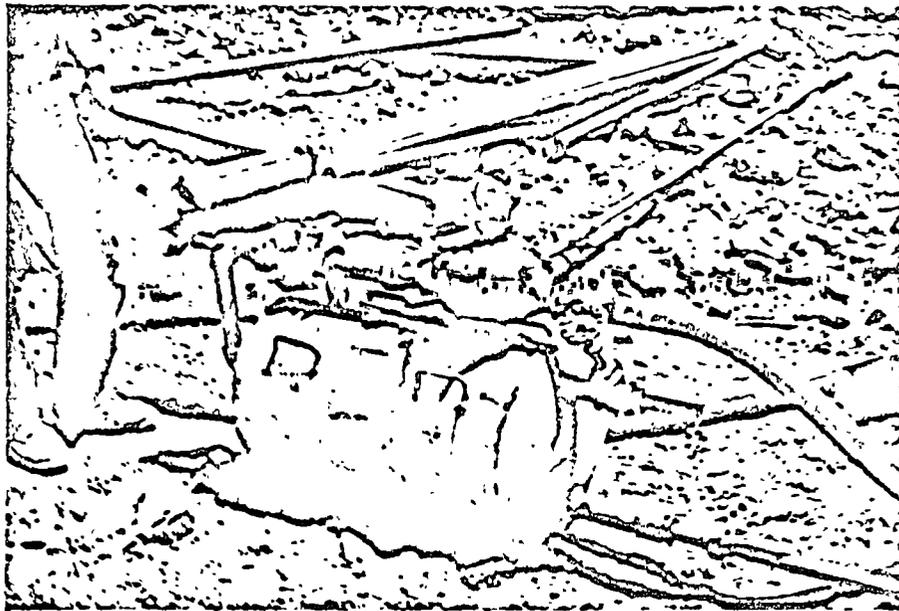
Tubo exterior perforado

Tubo interior de ajuste

Empaque

EMPAQUES UTILIZADOS PARA LA REALIZACION DE PRUEBAS LUGEON

SONDA DE PERMEABILIDAD DE DOBLE EMPAQUE MECANICO



HEA-XCVI-13.

Tanque de control de presiones, con la instalación del medidor de agua y las válvulas de control y descarga.



HEA-XCVI-15.

Instalación del manómetro, la tubería para inyector y ajuste del empaque mecánico, en la boca del pozo.

perfectamente por la irregularidad en las paredes de ésta, o que la formación está muy fracturada, por lo que se forma un circuito alrededor del empaque. En ambos casos conviene mover el empaque hasta que haya obturación, reportando el tramo que no se haya probado.

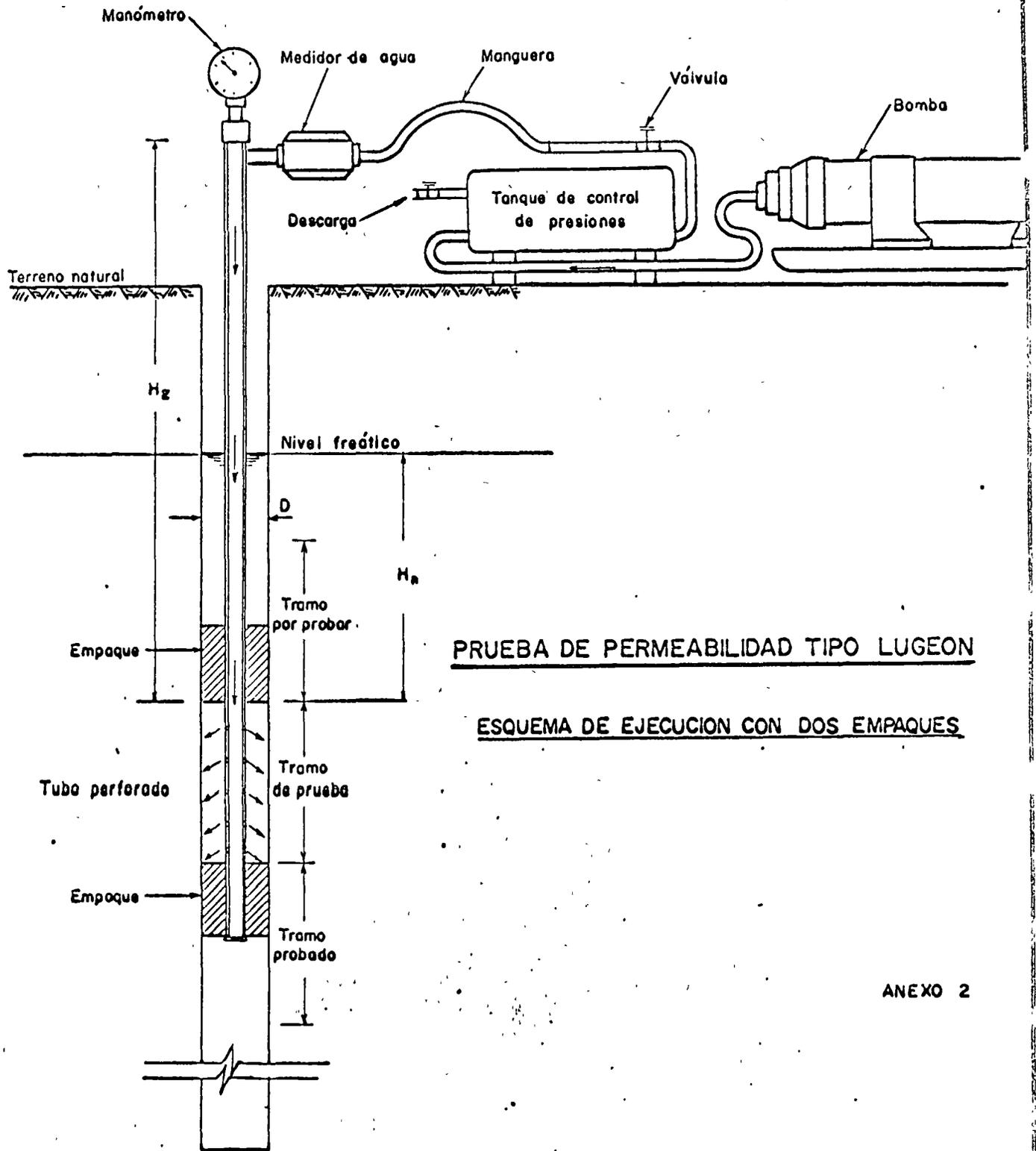
Cuando es necesario hacer primero la perforación o probar en una ya existente la permeabilidad, se podrá proceder en forma ascendente, utilizando dos empaques unidos por un tubo perforado, cuya separación fija la longitud del tramo por probar (anexo No. 2).

Los anexos Nos. 1 y 2 esquematizan el dispositivo para efectuar las pruebas. Con un solo empaque, encontrándose probada la formación hasta cierta profundidad, se perforará la siguiente longitud de tramo por probar; se fija en la parte superior de este nuevo tramo el empaque, que de acuerdo con la formación, puede ser de copas de cuero, de rondanas de hule ajustadas por compresión o neumático y se inyecta agua bajo presión por medio de una bomba de flujo continuo.

Cuando se utilizan dos empaques separados, probando en forma ascendente, se debe tener en cuenta la colocación de la sonda para no empalmar tramos de prueba.

#### PRUEBAS LEFRANC

En la mayoría de los casos que se estudian, la herramienta de perforación deja una cavidad uniforme debido a la cohesión del terreno, pero en algunas ocasiones se debe recurrir, para mantener esta condición, al relleno de gravas gruesas, que dejan vacíos suficientemente grandes para que el agua de la prueba no sufra pérdida de carga considerable, o se puede recurrir al acondicionamiento de un tubo del mismo



**PRUEBA DE PERMEABILIDAD TIPO LUGEON**

**ESQUEMA DE EJECUCION CON DOS EMPAQUES**

ANEXO 2

$$H_a = H_1 + H_2 - H_f$$

$H_p$  = Carga correspondiente a la presión de prueba.

$H_1$  = Altura que corresponde a la presión marcada en el manómetro.

$H_2$  = Distancia vertical del manómetro al empaque.

$H_f$  = Pérdida por fricción en el tubo alimentador desde el manómetro hasta el empaque.

NOTA.- Cuando no exista manto freático se tomará  $H_2$  como carga en  $\text{kg/cm}^2$  para obtener  $H_p$ , en caso contrario se utilizará  $H_2 - H_a$  en  $\text{kg/cm}^2$ .

longitudes de perforación demasiado grandes, si se desea tener una permeabilidad real del terreno. Una longitud máxima de 5.0 m para un tramo, es conveniente para las pruebas Lugeon cuando se utilice como límites el empaque y el fondo de la perforación y en el caso de las pruebas Lefranc cuando se tenga como límite de la cámara filtrante el fondo de la perforación y la parte inferior del adame ya que en este tipo de pruebas, la perforación se deberá ademar, quedando únicamente el tramo por probar de bajo del extremo de la columna de perforación.

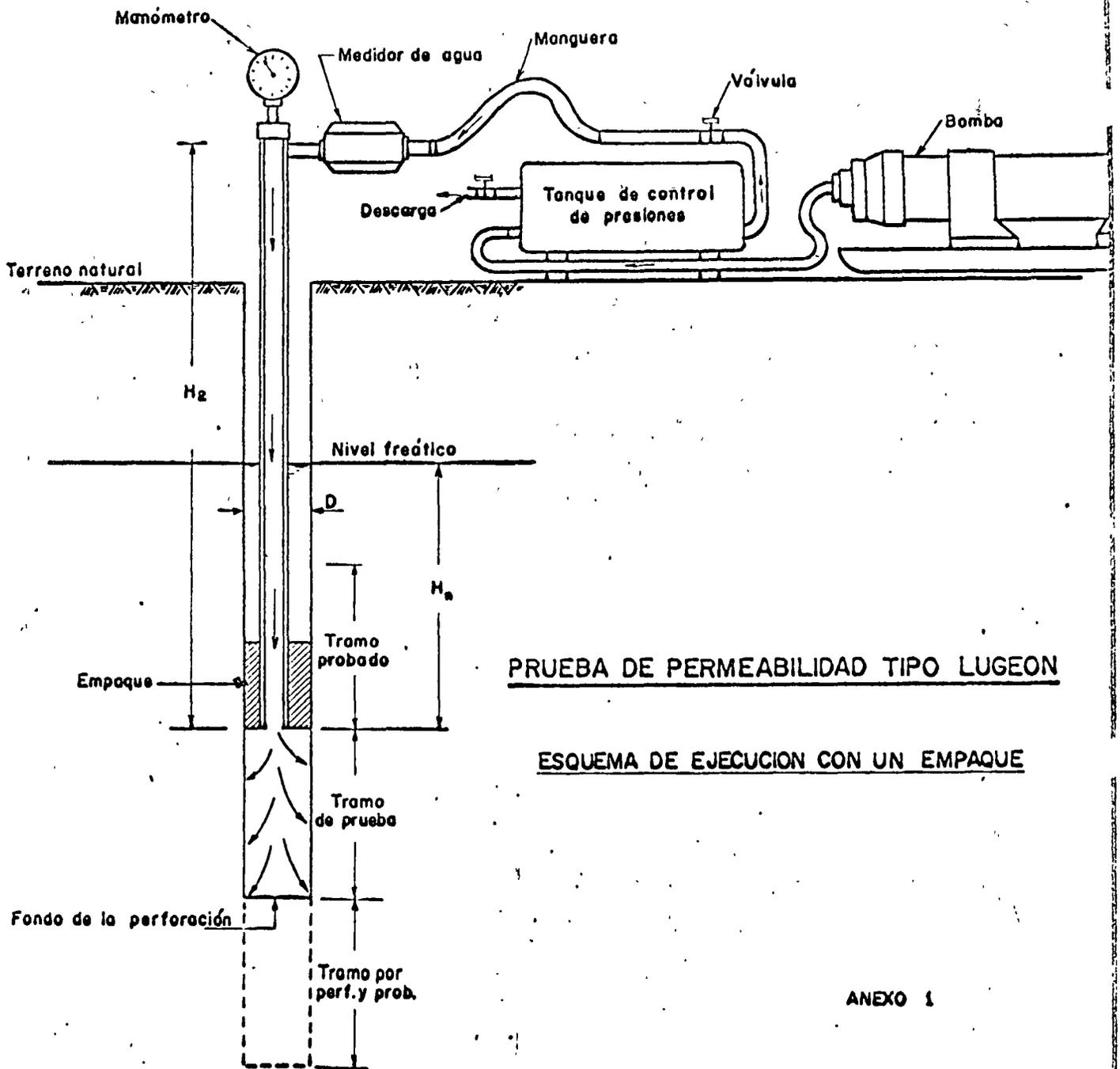
#### PRUEBAS LUGEON

#### PROCEDIMIENTO

Se avanzará la perforación hasta una profundidad de 5 m, suspendiéndole, y se hará un lavado cuidadoso del pozo utilizando el varillaje de perforación que se extraerá al terminar la operación. La longitud de 5 m, como es tentativa, puede variar por condiciones que se encuentren al perforar, sobre todo cuando se aprecia pérdida de agua en donde conviene obtener información por medio de una prueba de permeabilidad, aún cuando el tramo perforado sea pequeño.

Se introducirá el empaque que deberá quedar situado en la parte superior del tramo por probar, que quedará limitado por éste y el fondo de la perforación (anexo No. 1). Se deberá usar el tipo de empaque que mejor se adapte a la constitución del terreno y a la presión por soportar, ya sea de tipo neumático o mecánico.

Cuando se coloca el empaque y éste no obtura perfectamente, al regresar el agua por la perforación se debe a que el empaque no ajusta



## PRUEBA DE PERMEABILIDAD TIPO LUGEON

### ESQUEMA DE EJECUCION CON UN EMPAQUE

ANEXO 1

$$H_p = H_1 + H_2 - H_f$$

$H_p$  = Carga que corresponde a la presión de prueba.

$H_1$  = Altura que corresponde a la presión marcada en el manómetro.

$H_2$  = Distancia vertical del manómetro al empaque.

$H_f$  = Pérdida por fricción en el tubo alimentador desde el manómetro hasta el empaque.

NOTA.- Cuando no exista manto freático se tomará  $H_2$  como carga en  $\text{kg/cm}^2$  para obtener  $H_p$ , en caso contrario se utilizará  $H_2 - H_n$  en  $\text{kg/cm}^2$ .

# INSTRUCCIONES GENERALES SOBRE OPERACIONES DE CAMPO, DE PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LUGEON Y LEFRANC.

## CONSIDERACIONES GENERALES

Los estudios e investigaciones que se hacen para determinar la permeabilidad en el subsuelo de una boquilla o vaso, es un complemento de información necesario, y a que la perforación de un pozo de muestreo no es suficiente para conocer el estado real del terreno.

Es indispensable localizar en que perforaciones de reconocimiento se efectuarán estas pruebas de permeabilidad, de las programadas para el estudio geológico de la boquilla y del vaso, ya que de preferencia las pruebas deben hacerse en estos sondeos.

La permeabilidad a través de agrietamientos o fisuras en la roca, se mide por medio de las pruebas Lugeon efectuadas en el sitio de la perforación. La dimensión de los bloques de roca impermeable, separados por agrietamientos, es despreciable, si se compara con la permeabilidad a través de ellos o de fisuras.

Para conocer la permeabilidad de una formación de rocas compactas fracturadas, es necesario que existan éstas para facilitar la cuantificación del gasto que se infiltra al efectuar la prueba de permeabilidad en la perforación que se está haciendo.

Cuando la naturaleza del terreno no permite hacer ensayos Lugeon, por ser granulares, se aprovecha su impermeabilización natural para que, en la perforación, se hagan pruebas Lefranc.

En este tipo de pruebas, efectuadas en capas de arena, limos,

aluviones, escombros, etc., en los cuales la velocidad del flujo es lenta, la perforación debe quedar ademada y, únicamente el tramo de prueba, situado en la parte inferior de la tubería, quedará libre.

#### PERFORACION

La perforación, que es una de las condiciones más importantes para la ejecución correcta de una prueba Lugeon o Lefranc, se deberá hacer preferentemente con una perforadora rotaria con broca de diamante para extraer núcleos de materiales, pero se podrá hacer también con perforadora rotaria con broca de tungsteno, sin extraer corazones; o como último recurso, con máquina de percusión, siempre y cuando se pueda ir ademando y haciendo un lavado intenso del tramo de prueba.

La broca deberá ser, de preferencia, de tipo NX, o sea 7.6 cm (3")  $\phi$ ; en caso de usar otro diámetro, se deberá reportar, para tomarlo en cuenta en la cuantificación del coeficiente de permeabilidad.

Es indispensable que el procedimiento de perforación no modifique las condiciones naturales del terreno, por lo que se deberá evitar el uso de barro, bentonita o cementación, para la protección de caídos, ya que con esto se taponarían los pequeños vacíos del material por probar. La perforación con agua es indispensable, aunque esta condición no es suficiente porque con cualquier perforadora con más o menos intensidad, los sedimentos de los cortes taponarán las paredes del pozo; sin embargo, esto no se puede evitar, pero sí se disminuye con el lavado de la perforación.

Es necesario evitar hacer las pruebas de permeabilidad sobre

**INSTRUCCIONES GENERALES SOBRE OPERACIONES  
DE CAMPO, DE PRUEBAS DE PERMEABILIDAD  
TIPO LUGEON Y LEFRANC**

**INSTRUCCIONES GENERALES SOBRE OPERACIONES DE  
CAMPO, DE PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO  
LUGEON Y LEFRANC**

Por el  
**ING. HORACIO ESCALANTE ARIAS**

**México, D.F., septiembre de 1973.**

CARACTERISTICAS Y POSIBILIDADES APROXIMADAS DE LOS PRINCIPALES MORTEROS DE INYECCION

Tipo de Mortero		Resistencia a la rotura (1)	Precio relativo por m cub.	Campo de utilización.	Forma de efectuar la inyección	
SUSPENSIONES	Morteros Inestables	Suspensiones de cemento en el agua (+ arena) C/A 1/10 a 1/1 o 1.5/1	Comparables al hormigón	4.2	Fisuras de macizos rocosos ó fabricas	Cantidades no limitadas pero obteniendo presión de rechazo
	Morteros estables	Cementos y morteros activados : <ul style="list-style-type: none"> <li>. Prepakt</li> <li>. Thermocol</li> <li>. Colcretee</li> </ul>	Comparables al hormigón		Relleno de grandes huecos	Cantidades Limitadas
	(Decantación de unas centésimas)	Cemento-arcilla (+ arena) Arcilla tratada	1 a 50 kg/cm <sup>2</sup>  < 1 g/cm <sup>2</sup>	1  1.1	Fisuras anchas + arenas y gravas K > 5.10 <sup>-4</sup> m/s	
Morteros	Geles Duros	Silicato de sodio : + CaCl <sub>2</sub>	10-20 kg/cm <sup>2</sup>	10.7	K > 10 <sup>-4</sup> m/s	Inyección en dos tiempos Mortero único
		+ Acetato de etilo	(Mortero 40 kg/cm <sup>2</sup> )	11		
	- Lignosulfito : + bicromato	300 g/cm <sup>2</sup> (Mortero 4-5 kg/cm <sup>2</sup> )	6.5 a 8	K > 5.10 <sup>-5</sup> m/s		
Líquidos	Geles	- Silicato de sodio + reactivo	- 50 g/cm <sup>2</sup>	2 a 4	K > 10 <sup>-5</sup> m/s	



(Productos Químicos)	ticos	- Bentonita defloculada	- 10-20 g/cm <sup>2</sup>	1.8	K > 10 <sup>-4</sup> m/s	Cantidades Limitadas	
	Resinas Orgánicas	- AM 9	- < 1 kg/cm <sup>2</sup> - 10 g/cm <sup>2</sup> a 100 kg/cm <sup>2</sup>	50 a 130	Para inyecciones corrientes K > 10 <sup>-6</sup> m/s		
		- Resorcina-formol - Urea-formol (mortero ácido)	- 20 a 100 kg/cm <sup>2</sup>	10 a 40			
			Polímeros precon- densados (époxy)	Comp. 1000 kg/cm <sup>2</sup> Tract. 300 kg/cm <sup>2</sup>	150-500		Pegado de fisuras de hormigón
		Aglomerantes hidrocarbónicos	- Emulsiones de betún + silicato + resorcina	- 100 g/cm <sup>2</sup> - (mortero 10 kg/cm <sup>2</sup> )	6 12		K > 10 <sup>-5</sup> m/s
			- Betún caliente	Líquidos muy viscosos			Circulaciones de agua importantes



## V/ MEDIDAS DE CONTROL

Esas medidas son muy importantes y deben intervenir como sigue :

- Antes de empezar la obra, una campaña de sondeos de reconocimiento para definir las características mecánicas e hidráulicas de los terrenos,
- Durante la ejecución de la obra :
  - control de los productos de las lechadas,
  - control de las lechadas (viscosidades, tiempo de fraguado),
  - medidas de los movimientos de los terrenos,
  - control de las presiones de inyección.
- Después de la ejecución de la obra campaña de sondeos de reconocimiento para comparar con los terrenos antes de la inyección y piezómetros en caso de impermeabilización.

**REGLA No. 6 : Un control continuo de la obra debe hacerse.**

## VI/ CONCLUSIONES

Es muy difícil en tan poco tiempo de hacer un examen completo de las inyecciones en suelos.

Pensamos que las pocas reglas que hemos dado pueden servir de base para aproximarse a cada problema.

Aconsejamos en cada caso el acercamiento a la gente especializada en esos problemas y en caso de que alguien de ustedes está muy interesado en esos problemas le sugerimos la lectura del libro del Profesor CAMBEFORT "INYECCION DE SUELOS".

INYECCION DE SUELOS

SEGUNDA PARTE

METRO EXPRESS DE PARIS

PELICULA

INYECCION DE SUELOS

TERCERA PARTE

VARIOS EJEMPLOS

- Metro de HAMBOURG,
- Metro de MUNICH,
- Metro de FRANCFORT,
- Metro de VIENNE,
- Metro de MILAN,
- Metro de BARCELONA,
- Presa de NOTRE DAME DE COMMIERS,
- COLECTOR DE MEXICO.

## Luzbiera 11 del Interceptor Central.

+ Tratamiento del caído en el Cadenamiento 0+70 hacia el oriente. (agosto - Septiembre 1972)

---

Lo que ocurrió: - Excavación por medio de un escudo hipotético

- Caído del terreno en el frente
- Ruptura cerca de la superficie de una tubería de aguas negras
- hundimiento de la superficie y aparición de una cuveta.

Primeras medidas: - tapar la frente del escudo

- Inyección de cemento a través del escudo para limitar las venidas de agua.
- Refacción de la tubería de agua negra y relleno de la cuveta en superficie y compactación.

---

### Problema planteado

- Permitir la recuperación del escudo y su progresión a través del derrumbe.
- Para esto impermeabilizar y consolidar un volumen de terreno alrededor del escudo que permita la sobre excavación manual del escudo.

## Terrenos en sitio

- Oquedades

Arenas finas

Arenas limosas.

Capa coesa dura debajo del piso de tunnel.

Es evidente que debido al caído y a la ruptura de la canalización, los terrenos en sitio han sido perturbados. No fueron <sup>dados</sup> a conocer datos geotécnicos posterior al caído para la elaboración del proyecto.

## TRATAMIENTO PROPUESTO (proyecto Pt. Janin, Tug Jorge. Solétanche)

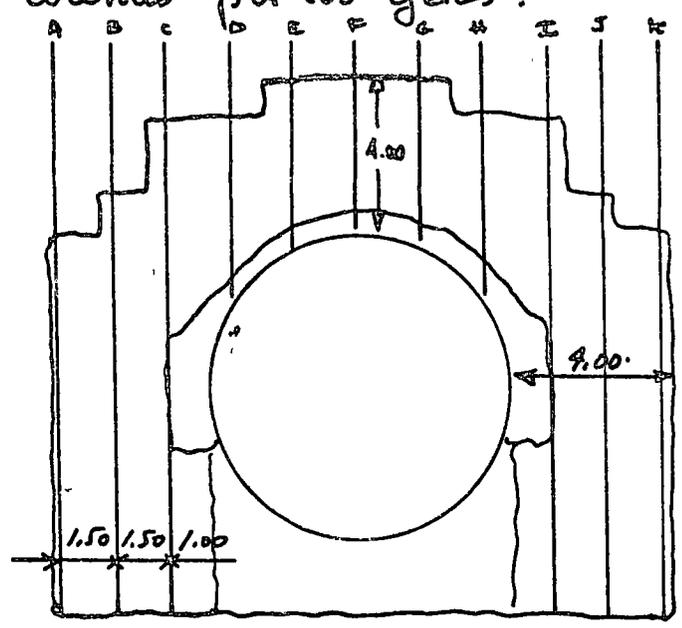
Debido al problema planteado se ha propuesto un tratamiento intenso por medio de varias mezclas cada una teniendo un papel distinto: Gel bentonítico, lechada de cemento-bentonita, gels de silicato de sodio penetrantes, lechada de cemento puro.

Para permitir la inyección de tantos productos diferentes y de manera muy fina se usó la técnica de inyección por medio de tubos de manguitos los cuales permitieron en ciertos barrenos de recibir hasta seis fases de inyección (4 mezclas distintas)

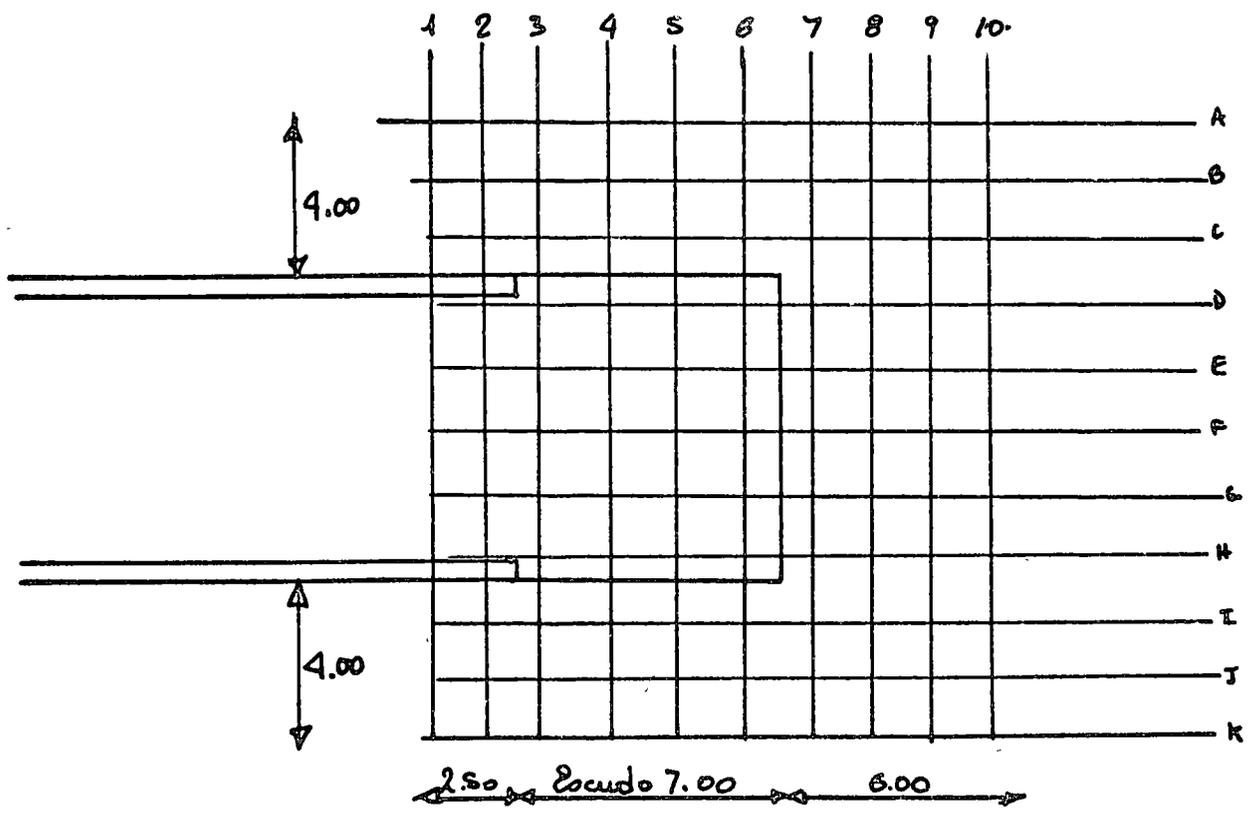
La red de barreración fue tal para dar un espesor de terreno tratado de 4 metros al rededor del escudo (excepto el piso) y seis metros adelante del escudo.

Debido a la arena muy fina fue necesario de tener barrenos muy cerca uno de otro para la inyección de gels.

Ademas, el intervalo entre manguitos fue reducido de 33 cms a 25 cms para lograr una mejor impregnacion de las arenas por los gases.



PERFIL



PLANTA

# INYECCION

Se considero un volumen teorico de vacio por inyectar del orden de 35% en promedio.

Se habria previsto de repartir las mezclas de tal forma:

- lechada de cemento bentonita 20%
- geles 80%.

En realidad los vacios grandes resultaron mas importantes fue previsto y la reparticion final fue la siguiente:

- lechada de cemento bentonita 40%
- geles 60%

## Conduccion de la Inyeccion

① Con el proposito de evitar el pegamiento del tratamiento con el escudo, se ha previsto inyectar a la superficie del escudo un gel bentonitico de muy baja cohesion - asi se realizo un manto de 1 metro de espesor aproximadamente

② Para rellenar los grandes vacios y preparar los terrenos finos para la inyeccion de gel se practicó una inyeccion de lechada de cemento bentonita, es decir una mezcla estable

de composicion siguiente:

Agua 1000 l	}	Resistencia 30 a 50 kg/cm <sup>2</sup>
Cemento 450 l		
bentonita 40 a 50 kg		
Silicato 3 litros		

de inyectar en primera fase una cantidad limitada del orden de 40 litros / manguito o sea 160 l. / ml.

En segunda fase se trata de lograr una presion de consolidacion de 12 a 15 kg/cm<sup>2</sup>

Con esta segunda fase se combatió el estado del terreno <sup>(c)</sup> en cuanto a la consolidación inicial: debido a la rotura de la tubería de aguas negras la zona derecha adelante del escudo fue mucho más perturbada que la zona al lado izquierdo y atrás del escudo.

Por esta razón solo se inyectó una fase de C.B. en la última zona para lograr la presión requerida pero en la primera zona no se logró levantar más de  $10 \text{ kg/cm}^2$  con una segunda fase, aún aumentando la cantidad de mezcla.

③ Para la impregnación de las arenas se inyectó el gel más penetrante que podíamos realizar sin sacrificar la resistencia final del mortero ( $15$  a  $20 \text{ kg/cm}^2$ )

Este gel de silicato de sodio es bastante diluido  $50/50$  y necesita los reactivos para fraguar después de una hora.

Por ejemplo la viscosidad del gel trireactivo es de  $30$  a  $32$  segundos candel o  $6$  a. p. contra  $27''$  para el agua. Es claro fue una vez eliminada la permeabilidad de los vacíos grandes por las lechadas de C.B. la permeabilidad resulta en ser la de la arena y aun con una viscosidad muy baja se debe proceder a inyectar con baja velocidad para no romper el terreno.

Se inyectó también en dos fases para limitar las cantidades en las zonas ya consolidadas se logró con una fase de gel presiones de  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

(6) En las zonas menos consolidadas se 'inyectó' una segunda fase sin lograr presiones más de 8 kg/cm<sup>2</sup> -

- (4) Debido a las presiones bastante bajas que se obtuvieron en la zona más crítica se decidió para asegurar el tratamiento de proceder a una última fase en esta zona de lechada de cemento pero con efecto de bloquear esta zona.
- (5) Como siempre al fin de un tratamiento donde se uso tubos de manguitos, con fin de evitar circulaciones de agua es preciso rellenar los tubos de manguito con lechada.

## Conclusiones.

- El tratamiento resulto ser muy completo y es un buen ejemplo de tratamiento de consolidación e impermeabilización de un caído de suelos finos. Puede parecer un poco excesivo si no se da una cuenta que el frente a sido parado un año antes que se empieze el tratamiento, y considerando la inversión que representa un escudo, y a demás nuevas condiciones de programa, se trató de eliminar todos riesgos.
- Al iniciarse la excavación de la cámara adelante del escudo y antes que se realice el bombeo exterior de abatimiento del nivel freático, se pudo constatar el resultado del tratamiento: terreno perfectamente bien tratado y muy bien consolidado. - No se pudo constatar percolación de agua.

COMPOSICION DE LAS MEZCLAS ESTABLES  
DE INYECCION

ING. HORACIO ESCALANTE ARIAS.

México, D.F., Septiembre de 1973.

## MEZCLAS ESTABLES DE INYECCION

Estas son suspensiones en agua de grano muy pequeños que no decanten durante el inyectado.

La suspensión que se ha utilizado con mayor éxito por presentar un aspecto líquido viscoso y ligeramente sólido, es la de arcilla, por tener granos suficientemente pequeños y propiedad coloidal, lo que le da estabilidad a la mezcla.

La fluidez necesaria para facilitar su inyección y la rigidez requerida (para que no sea arrastrada por la presión de altas cargas hidrostáticas) que definen el estado coloidal de la suspensión, son difíciles de obtener, se logran al fabricar la mezcla asegurando la defloculación de los coloides o adicionando estos, operación que da mayor rigidez a la suspensión, la propiedad antes mencionada la da una suspensión de cemento, con fuerte dosificación de ésta.

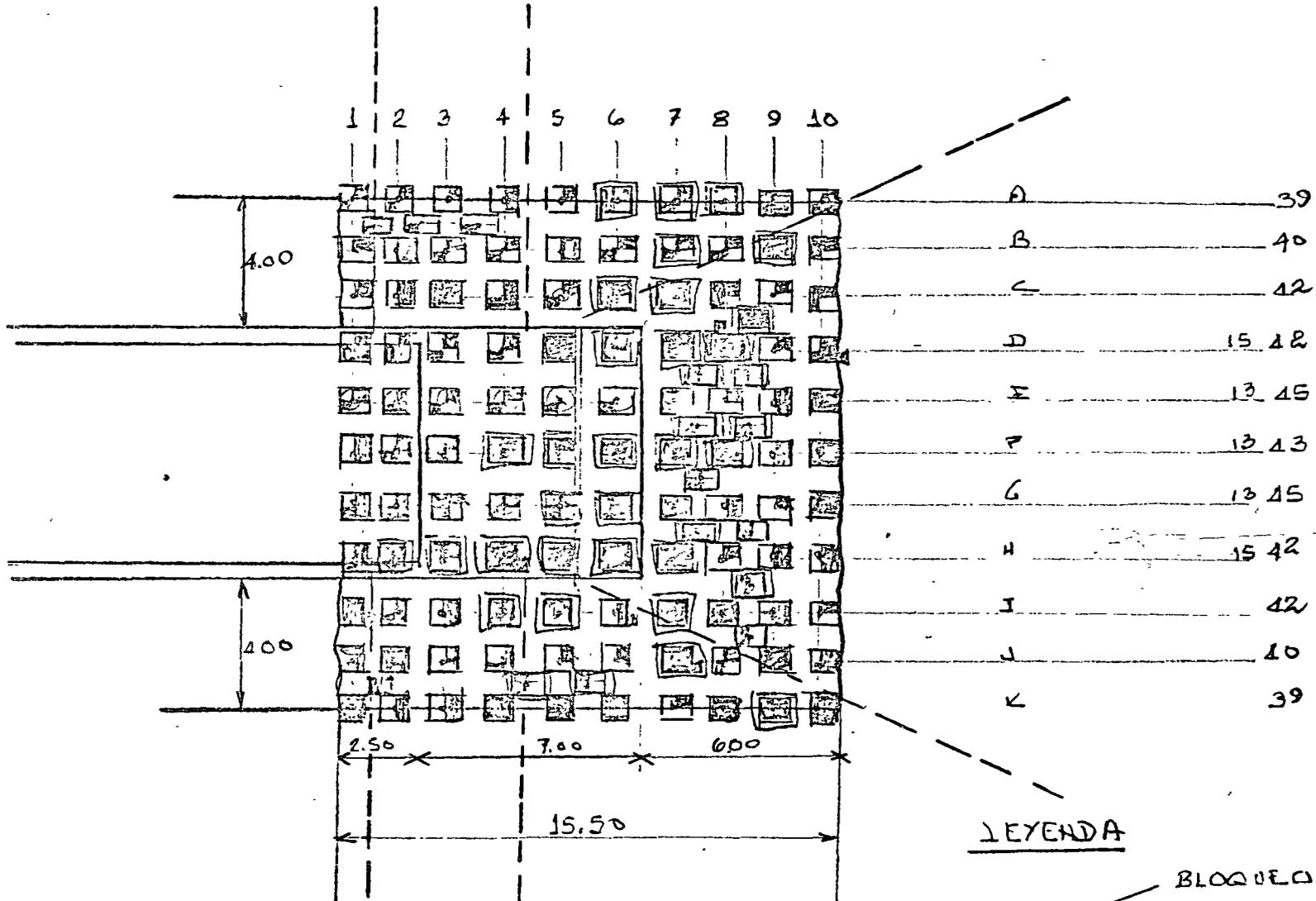
Nos vamos a referir en este estudio únicamente a la utilización de las mezclas estables en materiales granulares tales como arenas y gravas, ya que, aunque se utilizan para impermeabilizar en algunas ocasiones zonas de rocas fracturadas, el relleno de éstas por medio de este tipo de mezclas, cuando no se ha llegado a un fraguado correcto durante el tratamiento no es satisfactorio debido a que al suspender el inyectado la mezcla puede ser expulsada de la fractura en algunas partes. Además el pequeño asentamiento que se produce por la decantación mínima de éstas mezclas, produce pequeñas fisuras, que es necesario reinyectar con una lechada inestable a base de cemento para lograr una impermeabilización correcta en el macizo rocoso fracturado.

Se ha visto que una suspensión con fuerte dosificación de cemento son inyectables en las arenas y gravas, por lo que es preferi

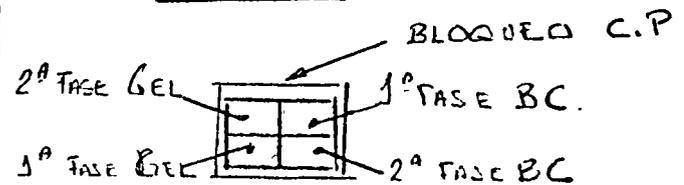
- Para nuestro propio interés hicimos dos sondeos de control en el tratamiento.  
Desafortunadamente la maquina que se uso no daba bastante revoluciones y resulto por ser demorada la barreracion una parcial de la parte del gel al exterior de la muestra en ciertos puntos. A pesar de esto se logro recuperar el 100% del terreno muestreado.
- Se confirmo en ciertos puntos que en presencia de materias organicas que se habian venido de la tuberia rota, no froguaba el gel. Este fenomeno es conocido y debe de estar tomado en cuenta para definir la importancia del problema.
- Despues del tratamiento, se usó el metodo normal de avance de tunnel por medio del escudo y del abatimiento por pozos exteriores y ya esta conectado el tunnel.

# Luzbrea 11 Interceptor Central

## Ed. 0+70 - Tratamiento



### LEYENDA



ble utilizar suspensiones a base de arcilla-cemento o bentonita que resultan bastante económicas, si se tiene en cuenta que desde hace tiempo se conocen productos químicos y emulsiones que permiten consolidar o impermeabilizar arenas finas, teniendo el inconveniente estos últimos de ser caros, sin embargo, las suspensiones están formadas de pequeños granos no así los productos químicos. Estos granos pueden ser de una micra como en el caso de la bentonita y se introducen en los pequeños huecos de las arenas finas, pero se debe tomar en consideración que estos forman flóculos demasiado gruesos para cumplir el cometido anterior, por lo que será necesario el empleo de un defloculante. Luego la programación de las mezclas con el objeto de impermeabilizar aluviones por inyección, está condicionada a que los granos o flóculos de la mezcla sean los suficientemente pequeños para que penetren en los intersticios del terreno y que la suspensión presente la menor sedimentación, lo que garantiza que no haya obstrucciones en la entrada de los huecos, ocasionando que se produzca una filtración separando el agua de los otros componentes.

A continuación se proporciona una descripción generalizada de las mezclas más utilizadas actualmente en los tratamientos de impermeabilización de aluviones, teniendo en cuenta que el comportamiento de cualquier suspensión, por el tipo de trabajo es muy complejo, por lo que no se puede establecer reglas, si no que, habrá que definir sus características y propiedades adecuadas a cada caso en particular.

ARCILLA TRATADA

Las mezclas de arcilla tratada, son suspensiones de ésta en agua, con productos químicos apropiados que permiten su inyección de

una manera satisfactoria y una vez terminada ésta se sedimentan, formando una masa pastosa con relativa resistencia, suficiente para formar pantallas impermeables con carga de agua considerable.

Para que en los aluviones la impermeabilidad llegue a ser satisfactoria, es necesario que la arcilla tenga en general todos sus granos menores de una centésima de milímetro de diámetro, con el objeto de que penetren en los huecos más pequeños, además de deflocular al máximo la arcilla en la suspensión.

Para lograr la condición anterior, por lo general difícil de obtener y aunque existen otros procedimientos, únicamente en el laboratorio se obtiene el método de suspensión, adicionando un producto químico como un gel de sílice, obtenido del silicato de sodio y de un reactivo como por ejemplo el ácido fluorhídrico. En algunas obras, dependiendo de la calidad de la arcilla, se han llegado a obtener buenos resultados adicionando 4 litros de silicato de sodio de 36° Baumé y 10 litros de reactivo a media tonelada de arcilla en 800 litros de agua, formando un metro cúbico de mezcla aproximadamente.

Para evitar problemas en la viscosidad deseada, es pertinente no mezclar arcillas de diferente naturaleza o agregar los productos químicos eventualmente, asimismo el orden de mezclar los materiales es importante ya que los resultados son diferentes en lo que respecta a su viscosidad, condición que necesita una suspensión adecuada para el inyector, respecto a su fluidez y tixotropía.

La práctica ha demostrado que una arcilla de límite líquido superior a 60, es considerada en mejores condiciones para mantenerse en suspensión, de otro modo habrá necesidad de adicionar coloides.

Tomando en cuenta lo antes expuesto, es necesario que al fabricar las mezclas se siga exactamente lo establecido al efectuar los ensayos de Laboratorio, utilizando los mismos productos, con esto se obtiene una suspensión de arcilla tixotrópica con rigidez suficiente que permita impermeabilizar las arenas y gravas o formaciones fracturadas, sin el peligro de que sean movidas por la presión del agua.

#### ARCILLA-CEMENTO

Cuando una mezcla de arcilla no alcance la tixotropía requerida, es factible sea deslavada en el proceso del inyectado, también si no alcanza el fraguado necesario no resistirá la carga de agua que se le aplicará cuando la obra este en operación.

Con objeto de dar a las mezclas de arcilla la resistencia mecánica suficiente para que se mantengan en los huecos de los aluviones, se ha llegado a buenos resultados agregándoles cemento. Esto crea el problema de agregar granos de mayor volumen (cemento) a los de la arcilla, que de acuerdo con las propiedades que necesitan para su inyectado en arenas y gravas, deben ser muy pequeños. Lo anterior da la idea de que estas mezclas no son adecuadas para la impermeabilización de aluviones.

Tomando en cuenta que en una suspensión de arcilla no todos los granos se llegan a deflocular, y que el buen funcionamiento de ésta, está en relación con los flóculos y no al de los granos; es posible la adición de cemento de grano muy fino para mejorar los morteros de arcilla, aún en el caso de que estos no sean muy finos, ya que les da estabilidad y rigidez, proporcionándole coloides necesarios.

En los diferentes estudios de laboratorio, las mezclas de arcilla-cemento han demostrado que aumentando el volumen de arcilla mante —

niendo la cantidad de agua constante aumenta la viscosidad y el límite de resistencia al corte así como disminuye la decantación, no así cuando se aumenta el agua y se mantiene el volumen de arcilla.

Las características más apropiadas de las mezclas arcilla-cemento prácticamente son:

a) Tener una fluidez adecuada dada por la fuerte dosificación de arcilla y débil respecto al cemento.

b) Obtener la resistencia a la compresión simple después de los 90 días, partiendo de la relación C/A = 0.5 (cemento arcilla).

c) Cuando se utiliza relación C/A superior a 0.2 se obtiene regular consolidación de la mezcla, limitando su radio de acción por tixotropía. Se puede reducir esta disminuyendo la relación C/A.

d) El agregar cemento o una suspensión de arcilla no la afecta para ser inyectada adecuadamente.

#### BENTONITA Y SILICATO DE SODIO

Estas mezclas son geles plásticos de bentonita defloculada y silicato de sodio, utilizados únicamente para tratar de impermeabilizar, debido a su baja cohesión, teniendo la ventaja por ser más fluidos de penetrar en las zonas en las que las mezclas arcilla-cemento no lo hacen, además por la presencia del silicato y del reactivo, se presenta la rigidez necesaria para no permitir que la mezcla sea desalojada por altas cargas hidrostáticas.

La bentonita generalmente contiene los elementos necesarios para provocar el endurecimiento del silicato, si no es así habrá la necesidad de agregar una cantidad pequeña de algún reactivo, cantidad inferior

a la utilizada cuando no se mezcla el silicato con arcilla, bentonita o cemento; lo que hace la mezcla relativamente económica, en la que es fácil adaptar su tiempo de fraguado, teniendo en cuenta que su penetrabilidad es menor, que cuando se utiliza únicamente silicato.

Estas mezclas presentan el inconveniente de presentar flóculos relativamente gruesos, aún siendo los granos de la bentonita muy pequeños. Este inconveniente se ha eliminado adicionando un defloculante o un reactivo peptizante, por lo general patentado por las Compañías Especializadas en estos trabajos.

Es importante el ensayar en el Laboratorio los productos que se utilizarán en la Obra, para estudiar sus características y el orden en que se deben mezclar, ya que por ejemplo existe un tipo de bentonita que en lugar de presentar tixotropía se comporta claramente al contrario (Reopexia, endurecimiento progresivo por agitación), lo que se llega a eliminar en ocasiones variando el orden del mezclado de los componentes.

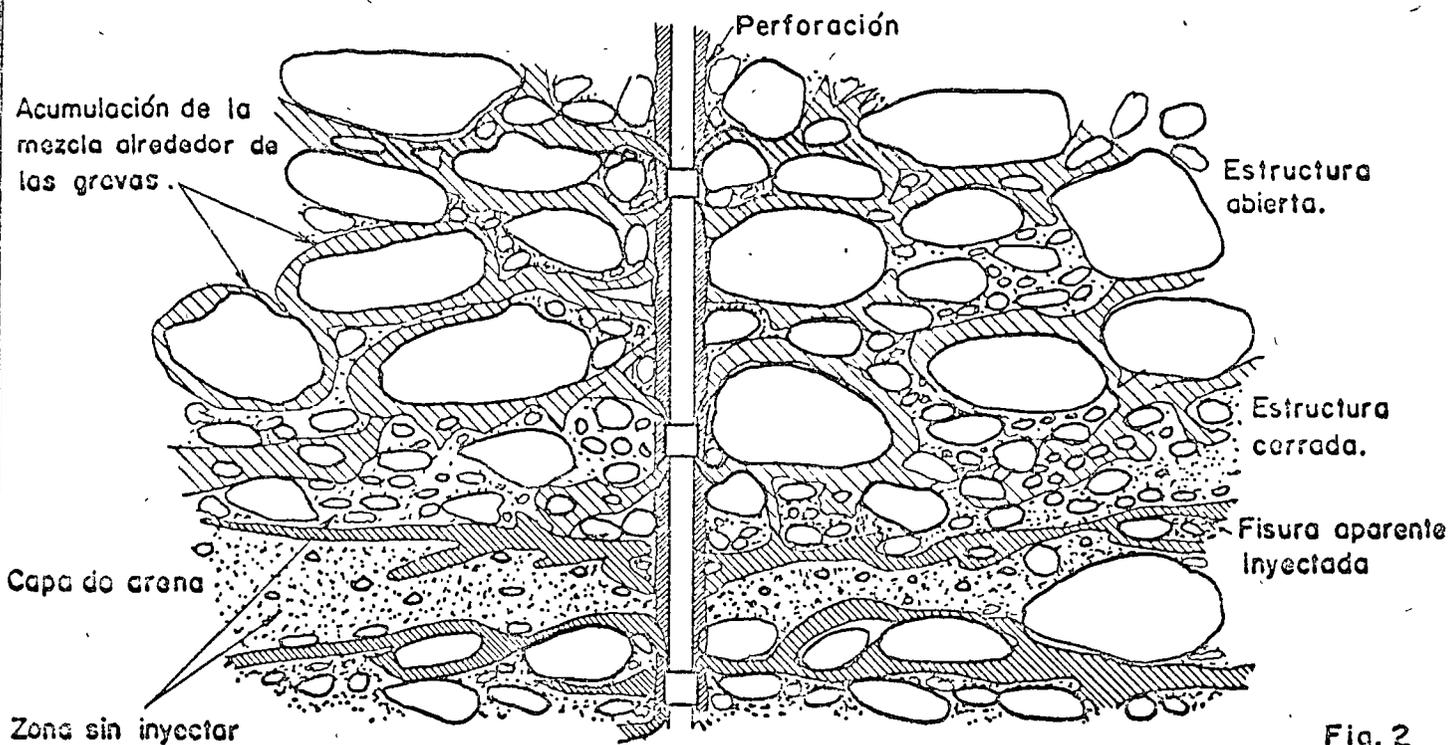
Con fines de iniciar los ensayos en el Laboratorio se puede partir de una gama de mezclas que contengan:

Agua 100 % .

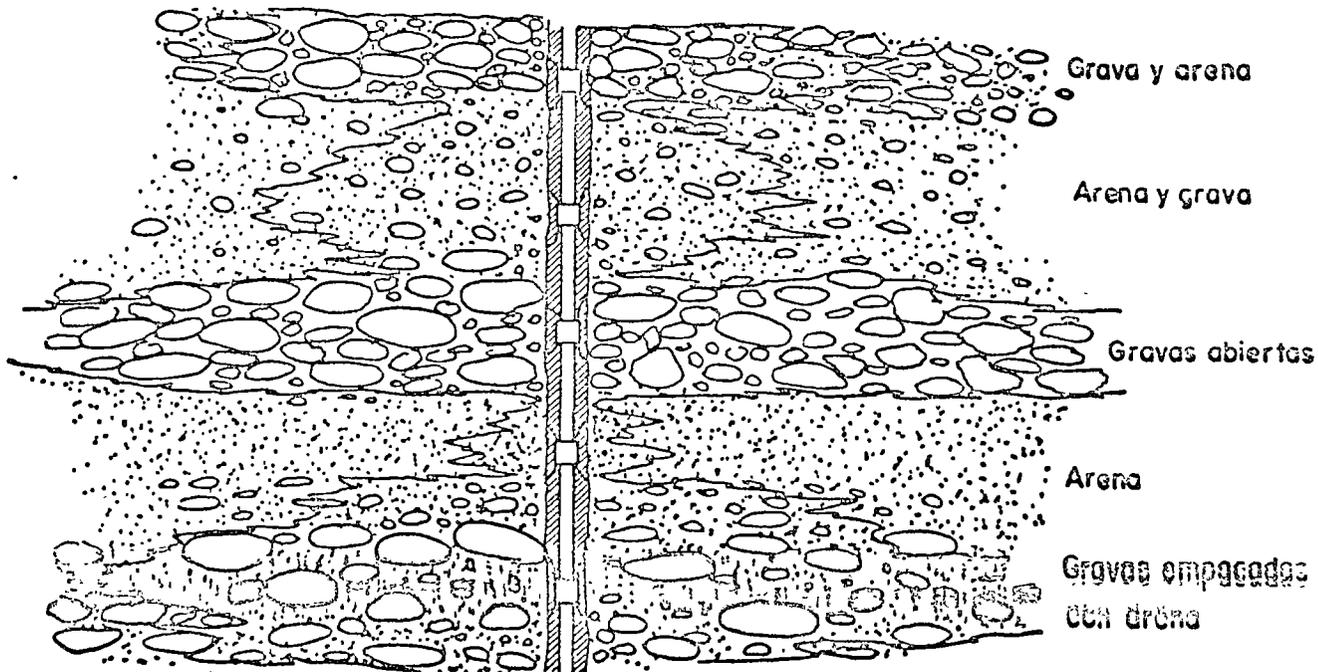
Bentonita de 10 a 20 % .

Silicato de 2 a 8 % .

Reactivo (por ejemplo aluminato de sodio) el necesario para obtener el endurecimiento requerido.



ASPECTO GENERAL



PENETRACION DE LAS MEZCLAS EN DIFERENTES CAPAS QUE FORMAN LOS ALUVIONES

Fig. 1

MEZCLAS LIQUIDAS A BASE DE PRODUCTOS QUIMICOS

Como se ha explicado anteriormente, el tamaño de los granos o flóculos de los componentes de las mezclas de arcilla tratada ó arcillamento limitan su penetrabilidad en los huecos pequeños de los aluviones, es por esto que se recurre a productos químicos líquidos que penetren en todos los intersticios por donde el agua tiene acceso, cuando se requiera un tratamiento más preciso.

Desde hace mucho tiempo se han venido ensayando y utilizando productos químicos, aunque en muy poca escala por falta de experiencia y su alto costo.

Posteriormente se inició el uso de resinas orgánicas, que son mezclas que se pueden inyectar hasta en formaciones de poca permeabilidad, teniendo la facilidad, al escogerlas adecuadamente, de obtener éstas indistintamente elasticidad o resistencia considerables y ser el único producto que conserva su viscosidad constante hasta su fraguado, lo que facilita su inyección en comparación con otras mezclas que se espesan progresivamente con el tiempo, ocasionando roturas o agrietamientos en la formación en lugar de impregnarla, si no se controlan adecuadamente.

Estos productos son de alto costo aún comparados con otros como el silicato, por lo que su empleo se utiliza en casos indispensables, con volúmenes limitados y por personal especializado, para obtener óptimos resultados.

MEZCLAS CON SILICATO DE SODIO

Cuando se mezcla a el silicato de sodio una cantidad de un reactivo ya sea electrolítico, ácido o otra solución coloidal se forma un sol que en un transcurso de tiempo regular, se transforma en gel, que puede ser rígido o plástico, condicionado a ser utilizado para consolidar o impermeabilizar formaciones granulares.

La transformación que sufre el silicato con el reactivo se debe a un fenómeno que neutraliza las cargas negativas de los coloides del silicato al tener contacto con los coloides positivos del reactivo, formando flóculos (Gel), sin embargo, existen otras teorías al respecto pero se debe tomar en cuenta que lo anterior no tiene relación con la neutralización química.

Cuando la cantidad de coloides positivos es suficiente para que la neutralidad sea perfecta, la transformación es casi instantánea de lo contrario su proceso es lento. Lo anterior se aprovechó para aplicar éstas mezclas en dos métodos de inyectado.

1.- Cuando se efectúa instantáneamente la transformación del silicato en un gel líquido y resistente, se utiliza el tratamiento de consolidación.

2.- Cuando el endurecimiento es controlado y lento se puede formar una mezcla gelatinosa que es útil únicamente para la impermeabilización.

En el primer caso el inyectado de los productos se efectúa por separado, utilizando dos perforaciones cercanas (entre 0.5 y 1.0 m.

aproximadamente) inicialmente se inyecta por un pozo el silicato y enseguida el reactivo por la perforación adjunta, al mezclarse los dos productos forman un gel resistente consolidando la formación granular, llegándose a obtener una resistencia a la compresión simple hasta 80 Kg/cm<sup>2</sup>, con un silicato concentrado de 37-38° B, esta resistencia disminuye al diluir el silicato, por lo que es importante controlar la densidad de los productos.

Este procedimiento conocido con el nombre de JOOSTEN tiene el inconveniente de no dar resultados satisfactorios cuando se trata de arenas muy finas (50 % inferior al paso por la malla No. 8, 2.38 mm) aún a presiones elevadas, por presentar después de su aplicación zonas desiguales de inyectado lo que ocasiona nulificar la resistencia a la compresión, sin embargo, Compañías Especializadas en este tipo de trabajo han patentado procedimientos satisfactorios para eliminar este inconveniente, aumentando la alcalinidad del silicato agregándole productos como carbonatos o hidróxidos alcalinos.

También la aplicación de este procedimiento es muy limitado debido a su radio de acción, por lo cercano de las perforaciones y sobre todo por que al entrar los líquidos en contacto se forma el gel resistente que impide rápidamente su circulación, además de requerir presiones de inyectado muy elevadas. Asimismo el alto costo de los productos concentrados y el exceso de perforación lo hacen antieconómico.

En el segundo caso las mezclas se inyectan por una perforación preparándose de antemano, en las cuales el tiempo de fraguado se pueda regular voluntariamente utilizando reactivos minerales, presen-

10.-  
tando un aspecto gelatinoso sin ninguna resistencia mecánica, pero lo suficientemente adecuadas para conseguir impermeabilizar materiales granulares, sin embargo, se ha continuado ensayando para conseguir que esa condición gelatinosa se transforme en consistencia, que sería lo más indicado.

De estos ensayos, el que ha dado mejores resultados es el de usar como reactivo el acetato de etilo en el silicato ya sea puro o ligeramente diluido. El acetato siendo un reactivo orgánico cuya acción no es inmediata sobre el sodio del silicato, ocasiona su fraguado lentamente lo que facilita su agitación e inyectado.

En este procedimiento se han llegado a obtener en las arenas resistencia a la compresión simple de 30.0 Kg/cm<sup>2</sup>, requiriéndose una presión de inyectado considerable debido a la elevada viscosidad del gel y al volumen de mezcla que es necesario inyectar para impermeabilizar una zona calculada. Esto origina que por ejemplo, arenas que tengan una permeabilidad menor de 10<sup>-2</sup> cm/seg. no sea posible impregnarlas, o será necesario reducir la viscosidad añadiendo agua (entre el 30 ó 40 % de agua) con el inconveniente de disminuir su resistencia considerablemente, aún agregando productos coadyugantes, que remedian este inconveniente cuando no se requiere una resistencia considerable.

En éstos geles se debe tener un control de laboratorio muy especial, ya que es frecuente cometer errores en la elección o dosificación de los reactivos orgánicos o minerales, al utilizar silicato ya sea puro o diluido, en perjuicio del tratamiento.

Se debe tomar en cuenta que el frío afecta al silicato antes de la fabricación del gel, además este llega a presentar contracción en los huecos grandes de las arenas con granulometría gruesa. El inconveniente en el que se debe tener más cuidado es que estos geles son solubles en el agua cuando son puros.

Se puede ensayar en el laboratorio la confección de geles de silicato de sodio utilizando los siguientes reactivos, dependiendo de ellos la duración que se desea para el fraguado, su resistencia al corte, etc.

HCL	Acido Clorhídrico.
H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Acido Sulfúrico.
HNO <sub>3</sub>	Acido Nítrico.
H <sub>3</sub> PO <sub>4</sub>	Acido Fosfórico.
CH <sub>3</sub> CO <sub>2</sub> H	Acido Acético.
AL <sub>2</sub> O <sub>4</sub> Na <sub>2</sub>	Aluminato de Sodio.
HCL+CuSO <sub>4</sub>	Acido Clorhídrico + Sulfato de Cobre.
	Acido Clorhídrico + Lignosulfito.
	Acido Clorhídrico + Hexametafosfato.

El silicato comercial presentado en forma líquida debe tener una densidad de 36-38° de Beaumé, contener de 26.3 al 26.7 de óxido de silicio (SiO<sub>2</sub>) de 7.8 a 7.9 de óxido de sodio (Na<sub>2</sub>O) y de 65.5 a 65.8 de agua (H<sub>2</sub>O), se debe caracterizar por su relación SiO<sub>2</sub>/Na<sub>2</sub>O=3.4 y su viscosidad estar comprendida entre 50 y 100 centipoises.

Dentro de las mezclas a base de productos químicos, además de las antes mencionadas se han ensayado y empleado:

a) Lignosulfito + Cromo adicionando bicarbonato de potasio o de sodio o cloruro de fierro.

b) Resinas plásticas, estas pueden ser monómeras acuosas que al polimerizarse se convierten en una masa homogénea con cierta resistencia, o polímeras precondensadas que dan una masa de gran dureza y resistencia.

Dentro de las primeras se tiene el AMS de la SYANAMID and Co. o los fenoplastos en forma de resorcina-formol de SOLETANCHE.

Es recomendable que para hacer un tratamiento ya sea de consolidación o impermeabilización, sea supervisado por personal con experiencia, en estos trabajos, para escoger debidamente los productos por inyectar, teniendo en cuenta que muchos de los procedimientos de inyectado con estas mezclas están patentados.

## CARACTERISTICAS DE LAS MEZCLAS

Al programar un tratamiento de impermeabilización o consolidación en luviones, es necesario hacer ensayos de laboratorio de las mezclas para conocer sus características y determinar con exactitud la proporción exacta de los materiales que se van a emplear en ella, obteniendo una mezcla fácil de inyectar y llegar a los resultados deseados.

Este estudio consiste en la medida de la fluidez, la sedimentación, la densidad y la rigidez de las mezclas.

Las observaciones de estos ensayos, no siempre es necesario se hagan con aparatos costosos o difíciles de obtener, sino que para los fines que se desean, es suficiente obtener las medidas, utilizando los procedimientos siguientes:

### FLUIDEZ:

Para la determinación de la viscosidad o fluidez, se utilizan -- una batidora, una tasa graduada de 1500 cc., un cronómetro y unos conos calibrados de circulación simple (Fig. 7). La medida se hace tomando el tiempo de circulación de un volumen de la mezcla, previamente batido durante un tiempo de 5 min. El resultado depende de la fluidez, rigidez y densidad de la mezcla, lo que lo hace físicamente defectuoso, pero dentro de la práctica llena las condiciones, ya que define satisfactoriamente las posibilidades de la circulación de las mezclas.

El modo de efectuar las operaciones consiste en verter la mezcla

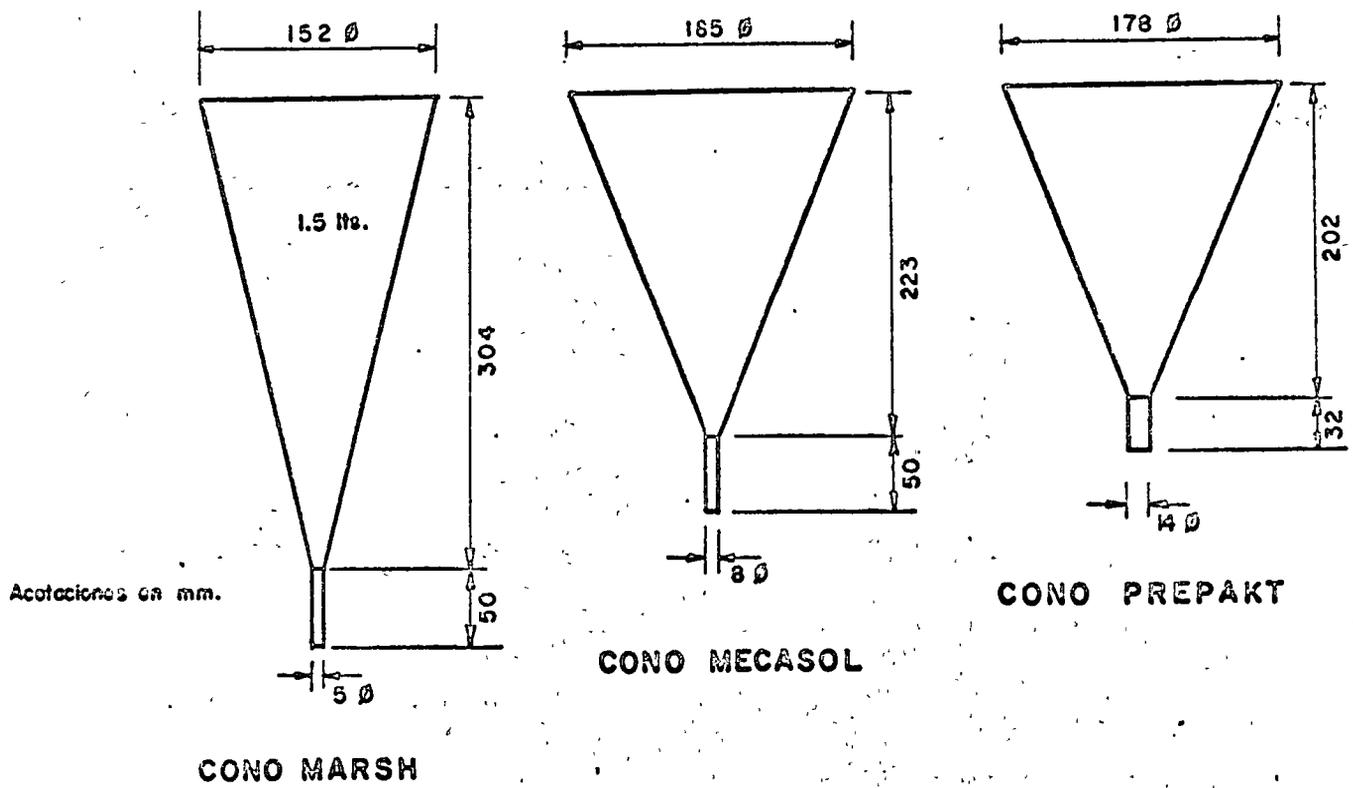


Fig.

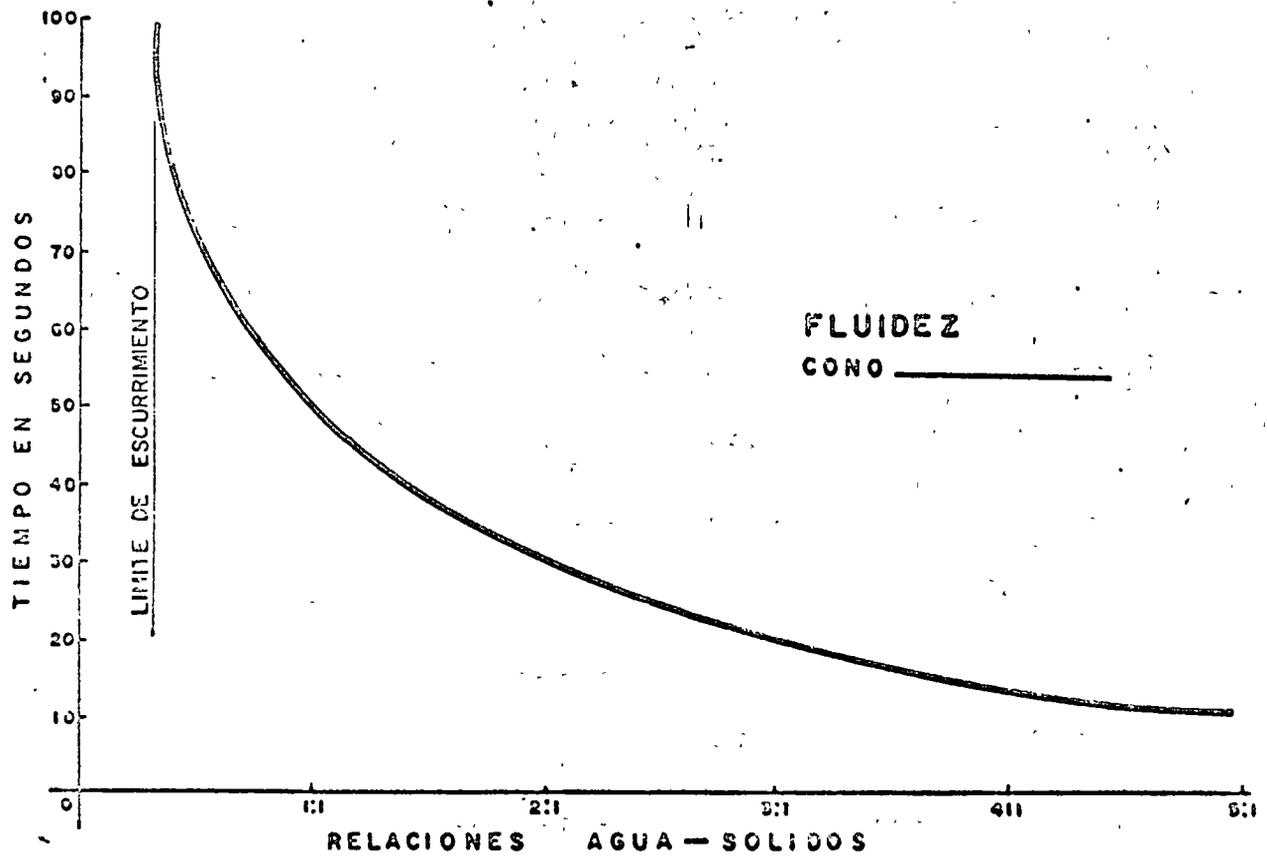


Fig. 7

15

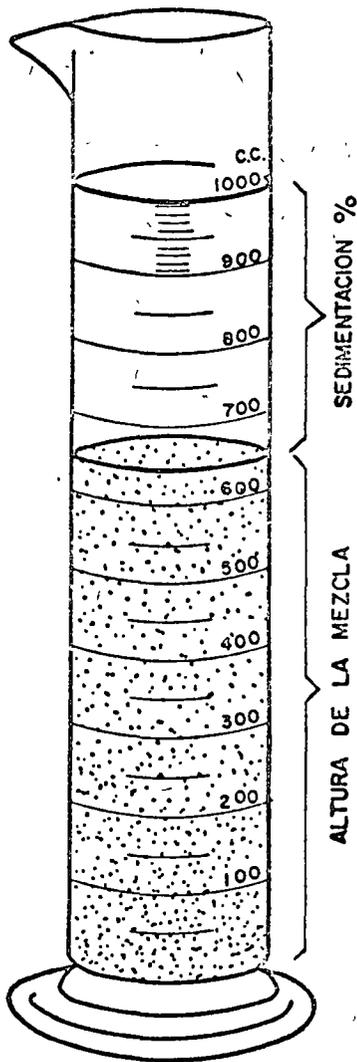
en el cono escogido, a través de una malla, llenándolo hasta el límite superior. Esta operación se hace tapando con un dedo el orificio de salida, y una vez que se ha llenado, se quita el dedo en el instante en que se pone en marcha el cronómetro; se toma el tiempo en que se vacía el cono hasta el volumen de 1500 cc., que se están recibiendo en la tasa graduada, anotando en la gráfica la velocidad en segundos.

### SEDIMENTACION:

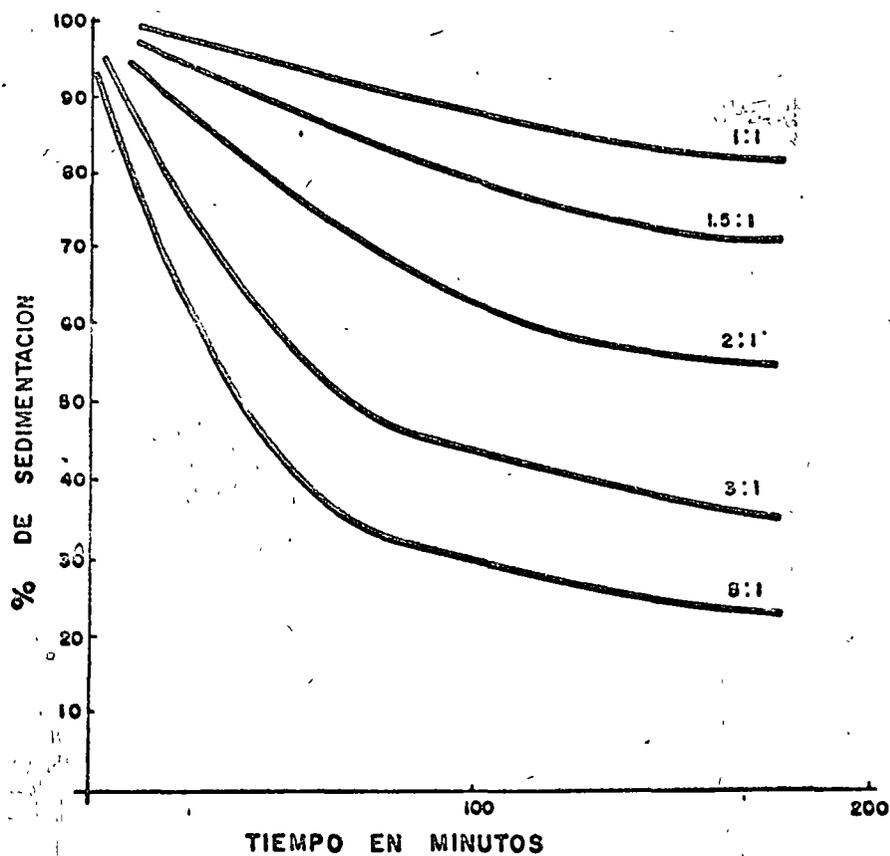
La sedimentación es el ascenso del agua que se produce en la superficie de una mezcla después de la decantación de sus partículas. Para su determinación se utiliza una batidora, probeta graduada de 1000 cc., y una escala milimétrica (Fig. 8). La medida se hace una vez vertido un litro de la mezcla en la probeta, tomando el tiempo al momento de llenar hasta el límite de 1000 cc. y se continúan tomando lecturas de la sedimentación cada 5 min., hasta que la decantación esté completamente terminada. La superficie de separación entre el agua y la mezcla es bien definida; sin embargo, cuando no es inmediata esta separación, es debido a que la mezcla tiene características de rigidez y tixotropía.

Es indispensable utilizar siempre el equipo antes descrito, ya que el diámetro de la probeta, la inclinación de la misma o las inclinaciones de las paredes del recipiente, influyen en la sedimentación de una mezcla.

Las observaciones hechas en el Laboratorio, rara vez tiene se

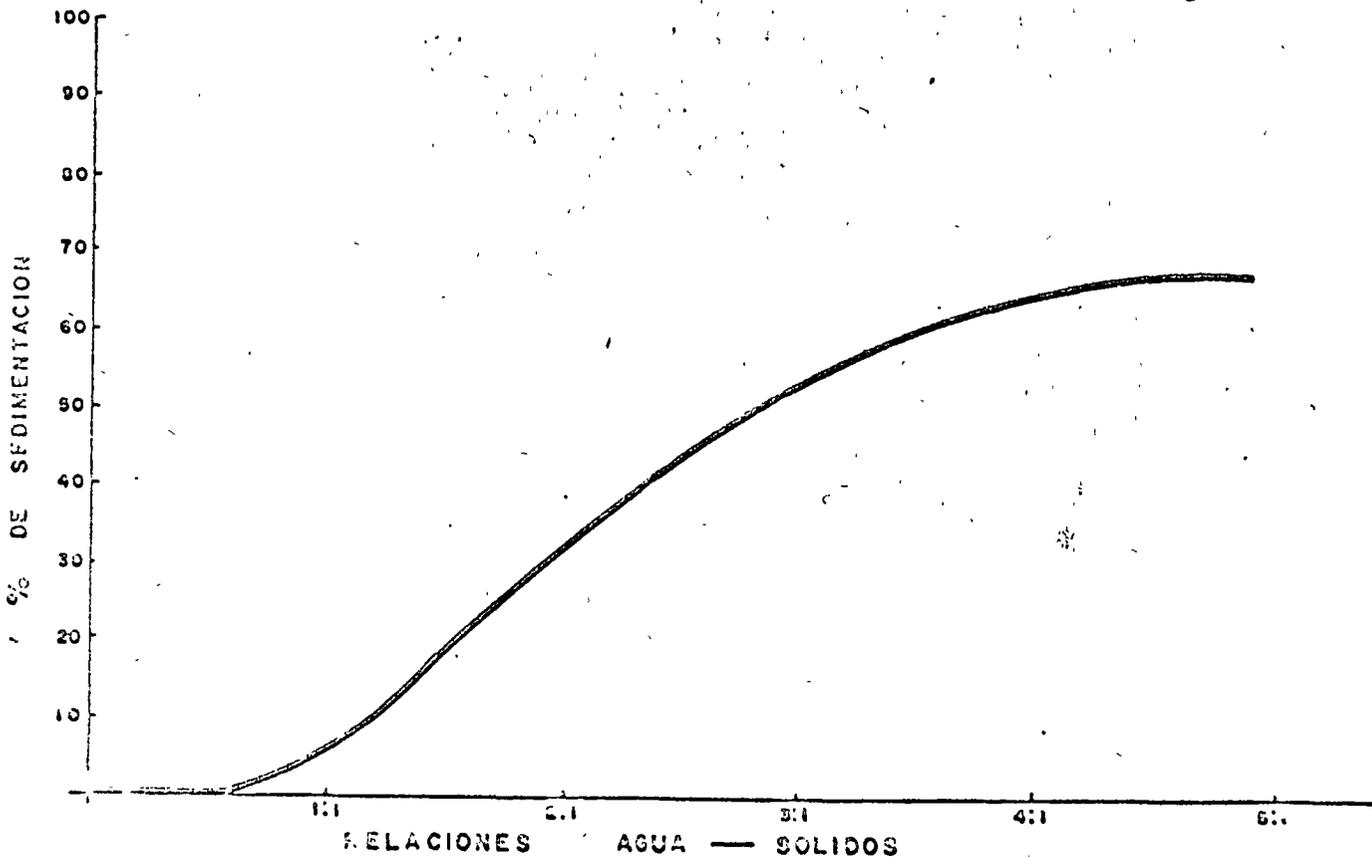


PROBETA GRADUADA 1000 C.C.



GRAFICA DE SEDIMENTACIONES (RELACIONES AGUA - SOLIDOS)

Fig 8



mejanza con lo que sucede en el inyectado de los aluviones. Sin embargo, se utilizan mucho para programar las mezclas y hacer comparaciones, ya que el aumento de la sedimentación en éstas, disminuyendo su altura dentro de los huecos, es importante en el inyectado.

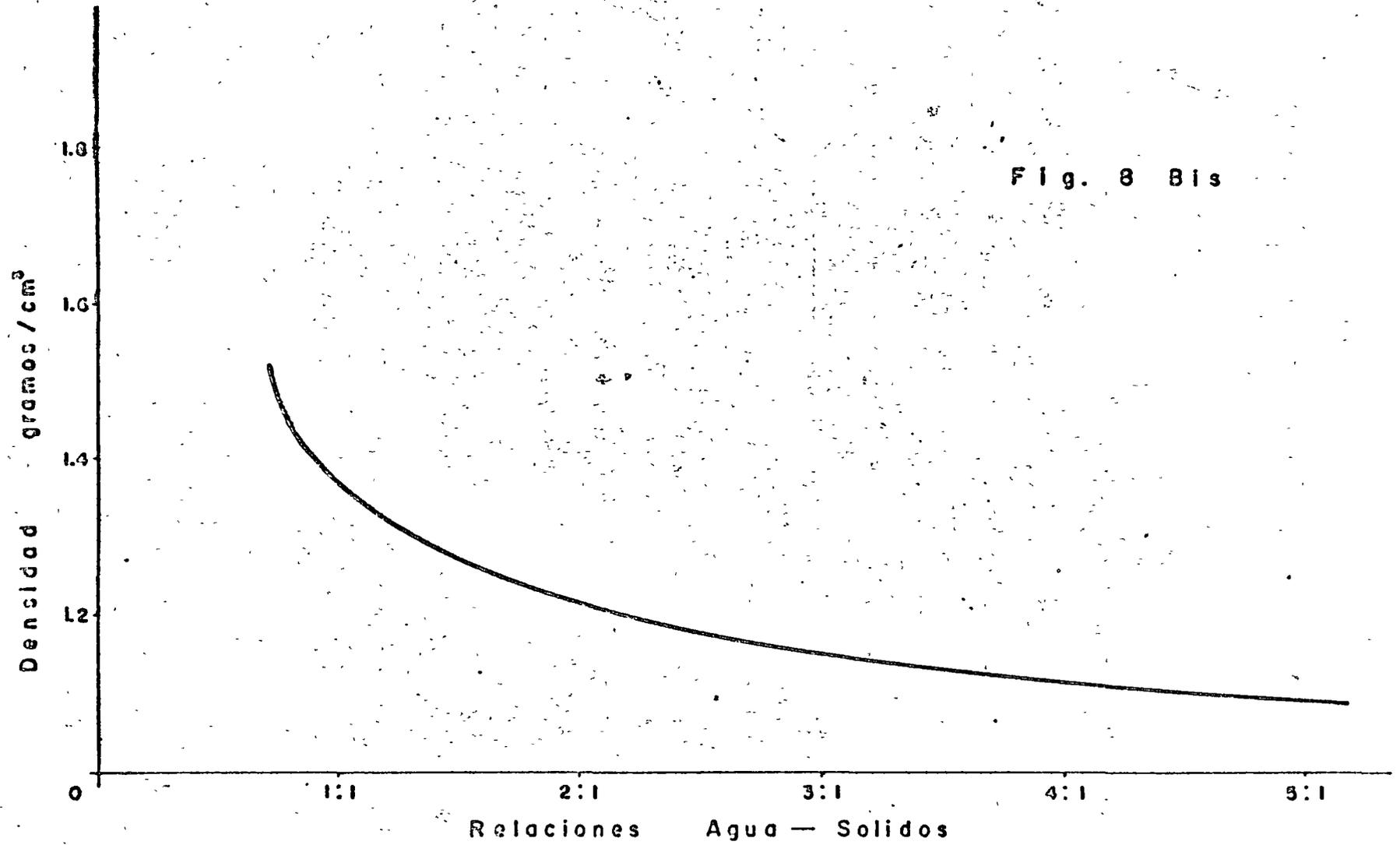
RIGIDEZ:

La determinación de la rigidez, después del fraguado de la mezcla, cuando ésta se presenta fuerte, se hace por medio de la resistencia a la compresión simple de cubos con aristas de 5 cm, almacenados en el cuarto de curados, quebrándose a los 7, 14 y 28 días, anotando su resistencia del promedio de tres cubos. Cuando la rigidez es pequeña, como por ejemplo en los geles, se usa una pequeña caja de corte u otros medidores más sencillos.

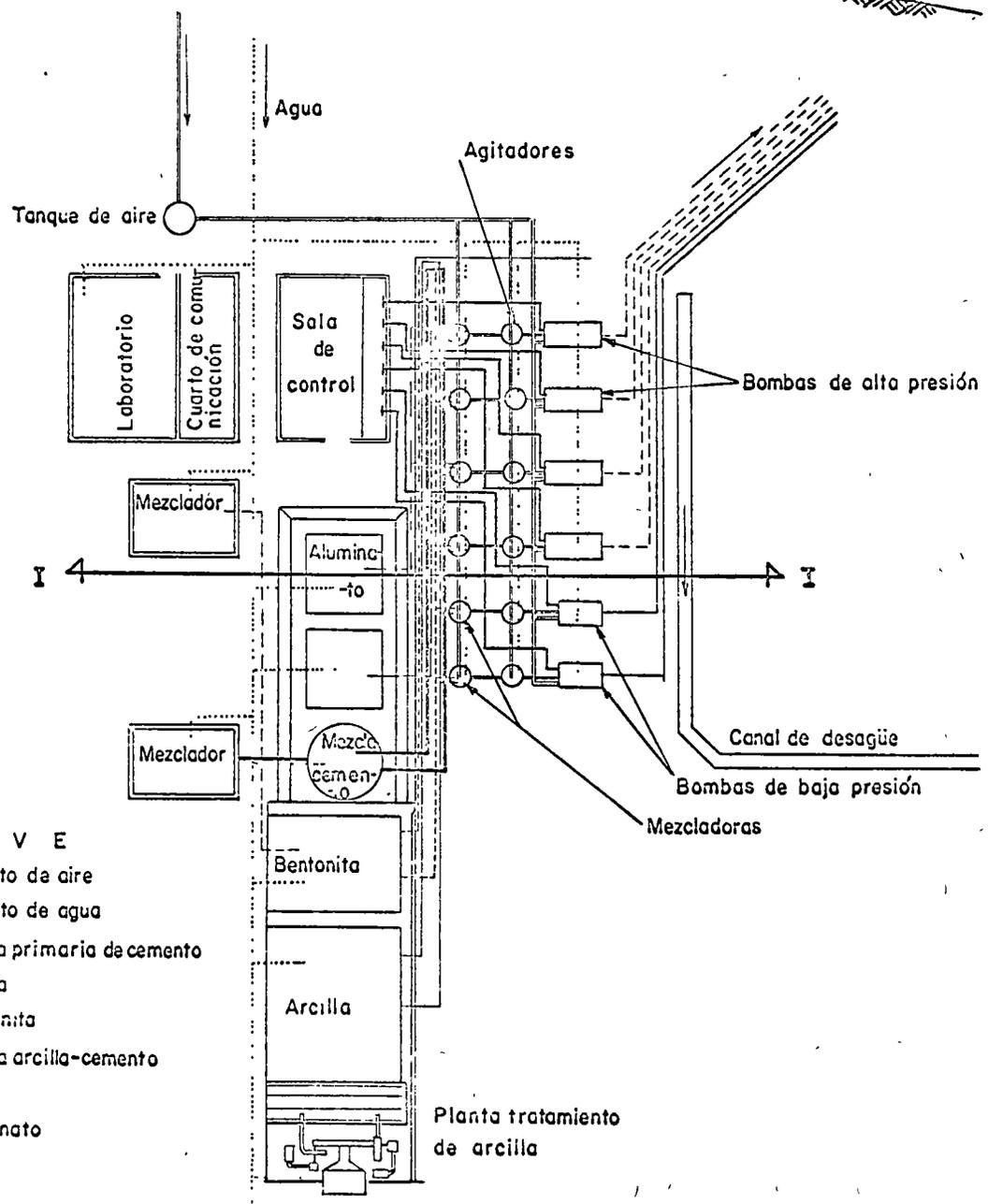
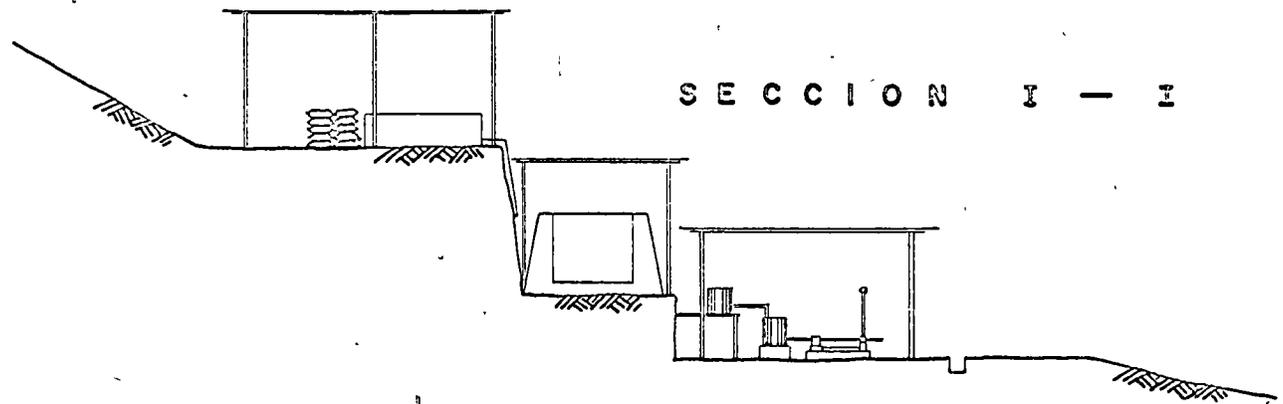
DENSIDAD:

Para la determinación de la densidad de una mezcla de inyectado, se utiliza como equipo una balanza analítica y un recipiente de volúmen y peso conocidos.

La operación consiste en llenar el recipiente con la mezcla que se va a ensayar, previamente batida, pesándose lleno. A este peso se le descuenta el peso del recipiente vacío y se divide entre el volúmen ocupado, obteniéndose la densidad en gr/cc.



SECCION I - I



CLAVE

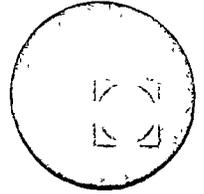
- Circuito de aire
- Circuito de agua
- Mezcla primaria de cemento
- Arcilla
- Bentonita
- Mezcla arcilla-cemento
- Aluminato

PLANTA DE INYECCION





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU

PLANTAS Y EQUIPOS DE INYECCION

ING. JACQUES GRENET

U.N.A.M - CENTRO DE EDUCACION CONTINUA  
EQUIPOS DE INYECCION

Jueves 29 de Noviembre de 1973.

- I/ - PERFORACION DE BARRENOS
- II/ - PREPARACION DE LAS MEZCLAS
- III/ - BOMBAS DE INYECCION

I/ PERFORACION DE BARRENOS

	Suelos y roca Blanda	Aluviones gruesas	Boleos	Roca
HAUSHERR (aire o lodo) (rotaria) (Down-the-hole)	X	X	X	X
SCHRAMM (aire o lodo) (rotaria)	X	X	X	
STENUICK (aire o agua) (rotation y Down-the-Hole)		X	X	X
SUPERMINE (aire o agua) (rotation y Down-the-hole)		X	X	X
Perfo. MONTABERT (lodo) (rotaria)	X			
Perfo. GARDNER DENVER (lodo) (rotaria)	X			
Track-drill (GARDNER DENVER) (aire, agua) (Percusión y rotación)			X	X
ROC 600 (aire y agua) (Percusión, rotación)	X	X	X	X
OVERBURDEN (aire y agua)	X	X	X	
LONGYEAR, JOY (Lodo y agua) (rotaria) (Fishtail triconica) (Diamante)	X	X	X X	X X
DIAMEC (agua) (Rotaria)				X
INGERSOLL RAND DM3, DM4. Crawl Master (agua, lodo, aire) (Rotación, Down-the-hole)	X	X	X	X

## II/ PREPARACION DE LAS MEZCLAS

### 1°) Mezclas Benhamías - Suspensiones - Agitación energética

Para llegar a un estado de mezcla estable :

- . hidratación de arcilla o bentonita si no se prepara en adelante,
- . repartición uniforme de las suspensoidos :
  - . arcilla,
  - . bentonita,
  - . cemento
  - . arena.

#### a) Preparación de lodo o lechada arcilla-cemento en grandes cantidades

Digester con bomba tipo MISSION de 50 HP

(1 m<sup>3</sup> de mezcla cada cuatro minutos)

Mezclador GARDENER DENVER tanque horizontal

#### b) Preparación de lodo o lechada de arcilla cemento en menor cantidades

AC 1 o AC 2

(Agitación promedio de turbinas, de modo continuo cuando una presión de salida de más o menos 3 kg/cm<sup>2</sup>)

#### c) Agitadores para mantener la suspensión de las lechadas durante la desviación de bombeo.

Tanques verticales :

- tipo SOLUM,
- tipo ROBIN
- tipo SWISSBORING,
- tipo manual

Tanques horizontales :

- tipo NARVAL,
- tipos GARDNER DENVER.

2°) Mezclas Newtonias

- Dosificación manual - cantidades reducidas

Mezclador AC 2

- Dosificación Automática

Mezclador "MADRE" (SOLETANCHE)

- agua
- silicato por ejemplo
- tres reactivos.

Tanques dosificadores ("Nourisson").

3°) Plantas automáticas SOLETANCHE

Las obras de gran magnitud para construcción de metro que se han desarrollado en Europa en las principales capitales, PARIS, HAMBURGO, VIENA, MUNICH) donde se ha requerido para las mencionadas obras tratamientos sistematicos y extensos del subsuelo han permitido el desarrollo de plantas perfeccionadas y automatizadas de inyección para cada tipo de mezcla de inyección, permitiendo a un sólo tecnico de manejar el control de la inyección de veinte a treinta inyectores que abarcan un tramo hasta de un kilómetro de largo.

- programación computada de la inyección,
- dosificación automática,
- control y registro de cantidades y presiones,
- control y alarma de movimientos de la superficie y de edificios.

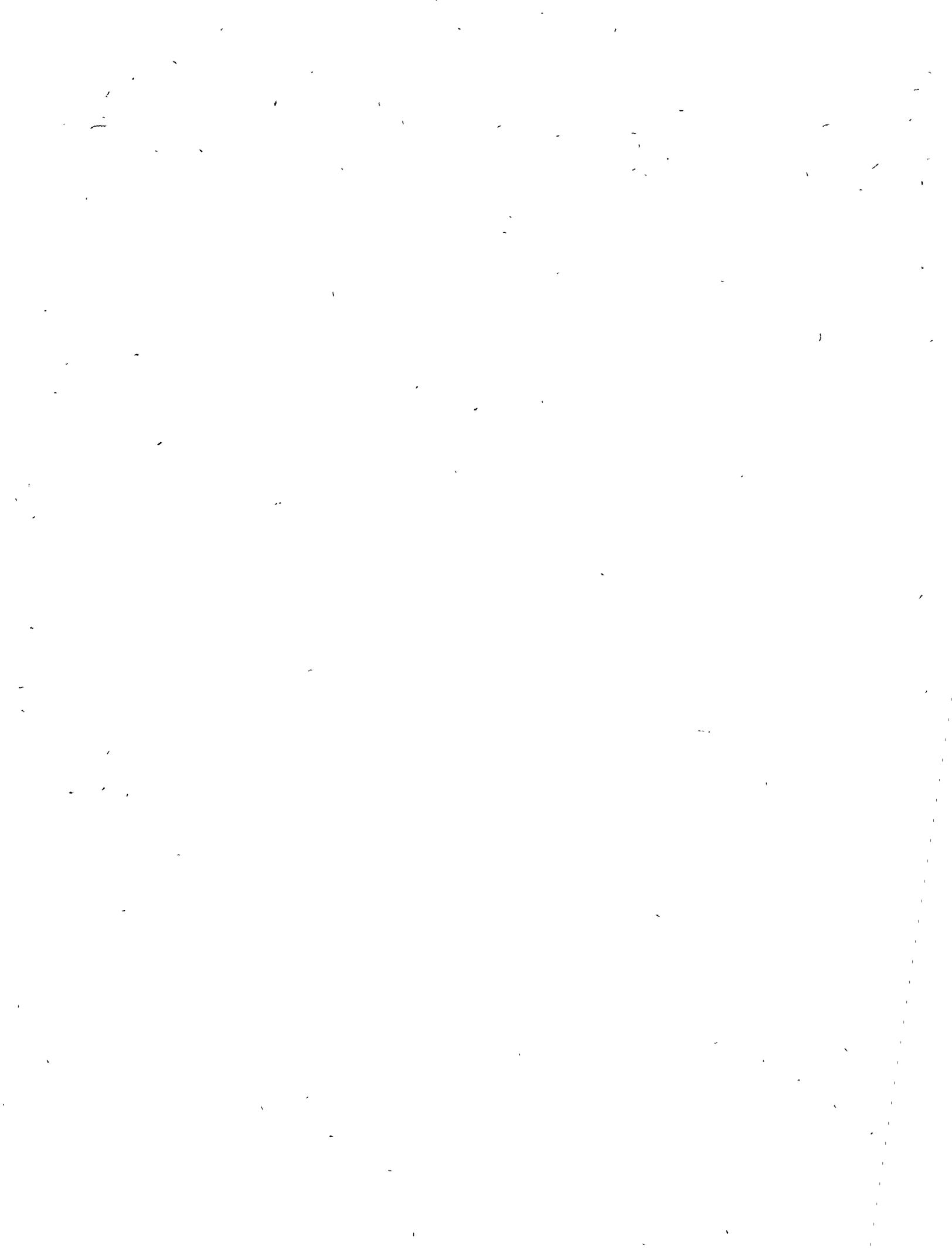
(Volúmen inyectado diario hasta 300 m<sup>3</sup> de mezclas).

III/ BOMBAS DE INYECCION (sin aspiración)

- Baja presión - Bomba de gusano tipo MOYNO 3 L 6  
MOYNO 3 L 10 (0 a 15 kg/cm<sup>2</sup>).
- Media presión - Bomba de piston tipo ZOE (aire)  
(15 a 30 Kg/cm<sup>2</sup>)  
GARDNER DENVER (aire) electrica.  
ATLAS COPCO (aire e hidraúlica).
- Alta presión - Bomba de doble piston tipo BONNE  
ESPERANCE (aire) (0 a 100 kg/cm<sup>2</sup>)  
DERIHON (aire)  
COSMA (aire)  
CLIVIO (electrico - hidraulica).
- Bomba manual - Tipo PERONI inyección de lechada  
(obra puntual, presión de 0 a 10 kg/cm<sup>2</sup>)  
- Tipo GRASERA (inyección de resina en fisu  
ras).
- Tanque de aire - Tipo JOHNY (6 a 7 kg/cm<sup>2</sup>).
- 1000 litros desempeña el papel de mezclador e inyector a  
la vez.

(Relleno de cavernas o vacios grandes).

- 50 litros permite la inyección de productos negros a base  
de bitumen,
- 2 litros permite la inyección de resinas epoxy en fisuras  
de mamposteria o concreto.



## MEZCLAS DE INYECCION

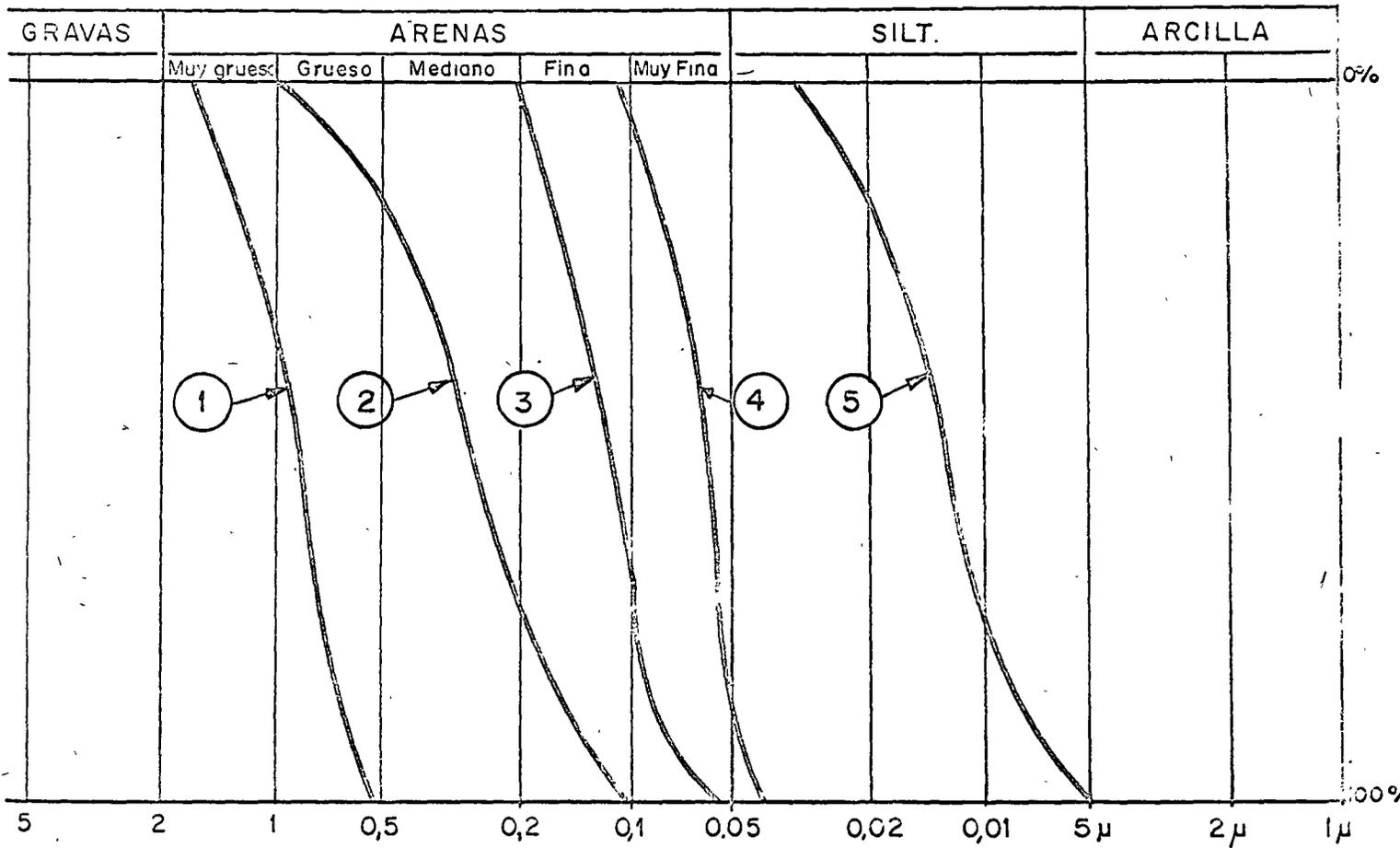
### I/ PREAMBULO

Recordaremos que el conocimiento de la granulometría de los terrenos es determinante para la selección de las mezclas que se deben inyectar en los terrenos.

Damos a continuación dos tabuladores que indican los límites de inyectabilidad de diferentes mezclas.

## LIMITE DE IMPERMEABILIDAD

(Según Profesor CARON - SOLETANCHE)



- 1. - Mezcla de arcilla - Cemento
- 2. - Mezcla de bentonita tratada
- 3. - Ceres de Silicato de sodio

- 4. - Shellperm
- 5. - Resinas orgánicas

- LIMITES DE INYECTABILIDAD DE LAS PRINCIPALES MEZCLAS -

TERRENOS	ALUVIONES Y ARENAS GRUESAS	ARENAS MEDIANAS Y FINAS	ARENAS LIMOSAS O ARCILLOSAS, SILTS
CARACTERISTICAS DEL TERRENO	$d_{10} > 0.5 \text{ mm}$	$d_{10}$ comprendido entre 0.02 y 0.5 mm.	$d_{10} < 0.02 \text{ mm.}$
	$S < 100 \text{ cm} - 1$	S comprendido entre 100 y 1,000 $\text{cm} - 1$	$S > 1000 \text{ cm} - 1$
	$K > 10^{-3} \text{ m/s.}$	K comprendido entre $10^{-3}$ y $10^{-5}$ m/s.	$K < 10^{-5} \text{ m/s.}$
NATURALEZA DEL PRODUCTO DE INYECCION	SUSPENSIONES BINGHANIENNES	SOLUCIONES COLOIDALES	SOLUCIONES PURAS
CONSOLIDACION	CEMENTO PURO ( $K > 10^{-2} \text{ m/s}$ )	JOOSTEN ( $K > 10^{-4} \text{ m/s}$ )	PHENOPLASTO
	MEZCLA AEREADA	GEL DURO CON REACTIVO ORGANICO.	AMINOPLASTE
IMPERMEABILIZACION	CEMENTO-ARCILLA	GEL NORMAL	PHENOPLASTO
	MEZCLA AEREADA	LIGNOCHROMO	AMINOPLASTO
	GEL DE ARCILLA (1)		AM 9
(1) Pueden inyectar terrenos un poco más finos cuando preparadas con bentonita.			

## II/ CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS MEZCLAS

A - Se puede repartir las mezclas en dos clases :

- Mezclas Binghamias

Esas mezclas a parte de su viscosidad presentan una rigidez propia, lo que quiere decir que para moverlas se necesita un gradiente.

En esas mezclas se puede considerar : concretos, morteros, lechadas de cemento, suspensiones de arcilla.

- Mezclas Newtonias

Esas mezclas presentan unicamente una viscosidad sin rigidez. Cuando estan sujetas a un gradiente, esas mezclas se mueven con una velocidad inversa a su viscosidad.

En esas mezclas se puede considerar : geles, resinas ...

Las diferencias entre esas dos clases tienen tres consecuencias importantes :

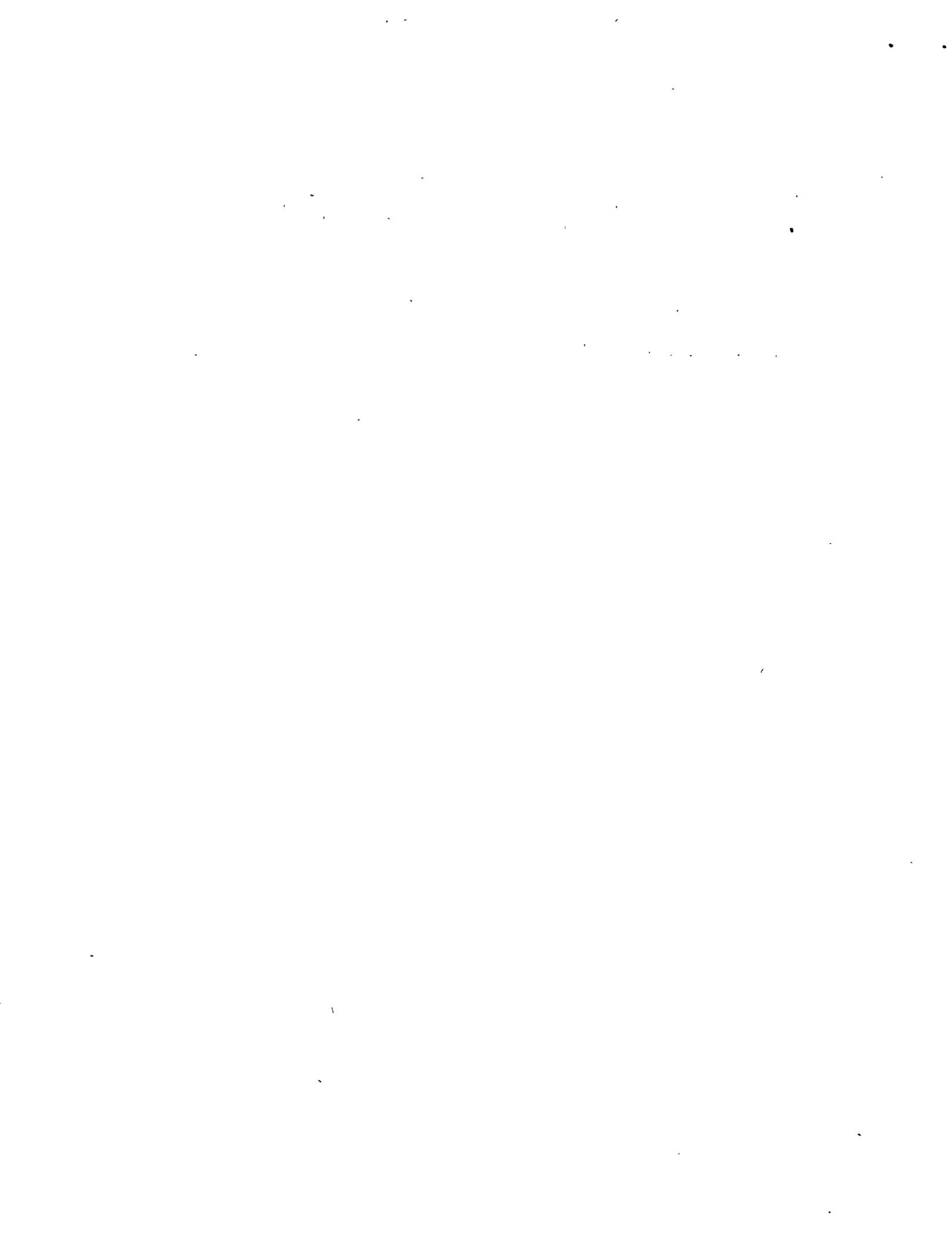
- 1°) Las mezclas newtonias se inyectan más facilmente dado la ausencia de rigidez de esas mezclas;
- 2°) Las mezclas binghamias una vez inyectadas en su lugar se quedan allí. Por el contrario las mezclas newtonias bajo el esfuerzo de pesantor por ejemplo pueden moverse después de la inyección.
- 3°) En una arena heterogenea una mezcla newtonia o binghamia inyecta de preferencia los horizontes los más permeables. Pero, a veces, la mezcla newtonia se desplaza por causa de pesantor y se va a inyectar los horizontes menos impermeables dejando los niveles permeables no inyectados.

B - Por otra parte se puede diferenciar las mezclas en mezclas estables y mezclas inestables.

III/ CARACTERISTICAS Y POSIBILIDADES APROXI-  
MADAS DE LAS PRINCIPALES MEZCLAS DE  
INYECCION.

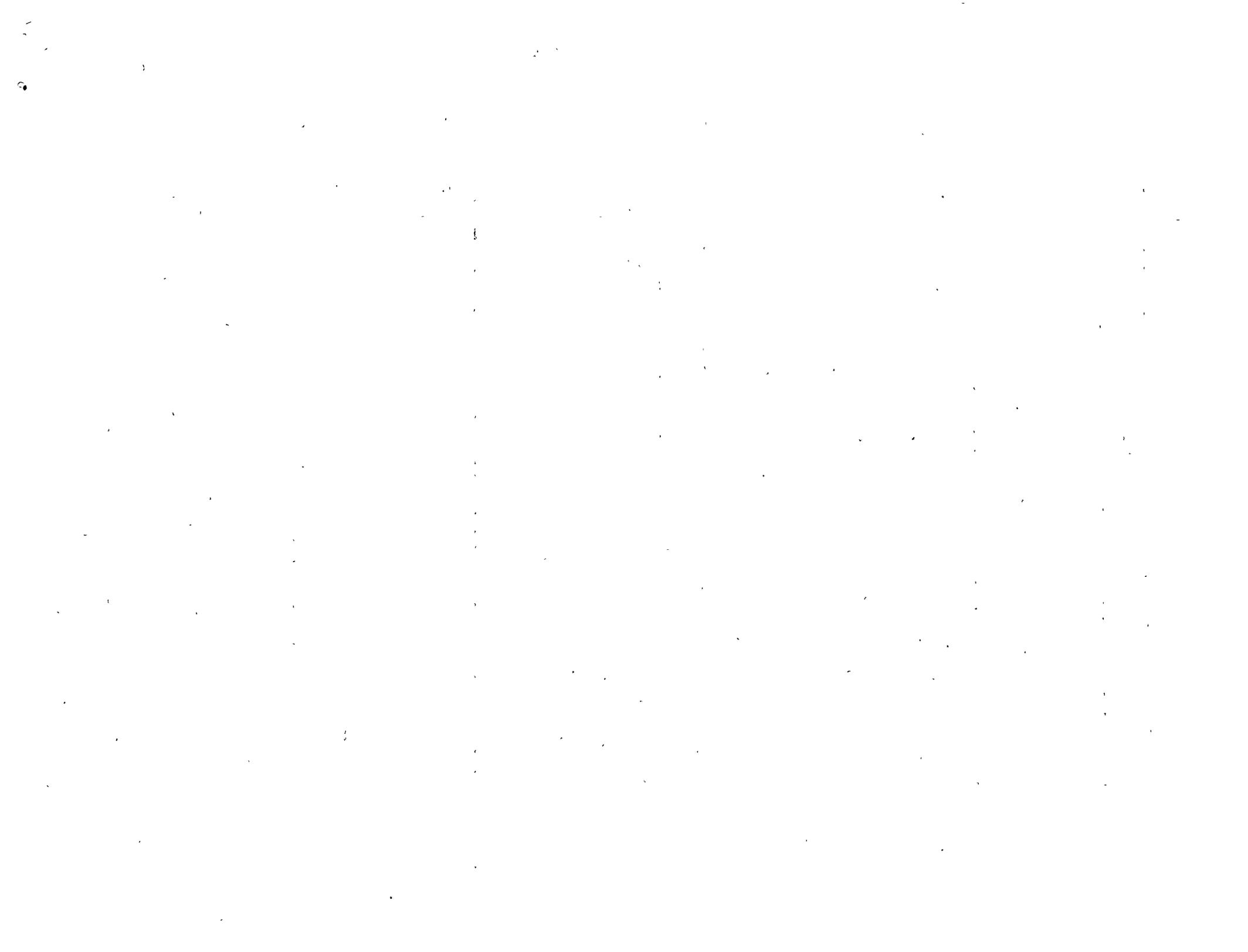
Se puede consultar el tabulador anexo.

(Varios comentarios).



CARACTERISTICAS Y POSIBILIDADES APROXIMADAS DE LOS PRINCIPALES MORTEROS DE INYECCION

Tipo de Mortero		Resistencia a la rotura (1)	Precio relativo por m cub.	Campo de utilización.	Forma de utilizar la inyección	
SUSPENSIONES	Morteros Inestables	Suspensiones de cemento en el agua (+ arena) C/A 1/10 a 1/1 o 1.5/1	Comparables al hormigón	4.2	Fisuras de macizos rocosos ó fabricas	Cantidades limitadas obtenier sión de
	Morteros estables	Cementos y morteros activados : .. Prepakt .. Thermocol .. Colcrete	Comparables al hormigón		Relleno de grandes huecos	Cantidades Limitadas
	(Decantación de unas centésimas	Cemento-arcilla (+ arena) Arcilla tratada	1 a 50 kg/cm2 < 1 g/cm2	1 1.1	Fisuras anchas + arenas y gravas $K > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s	
Morteros	Geles Duros	- Silicato de sodio : + $CaCl_2$	10-20 kg/cm2	10.7	$K > 10^{-4}$ m/s	Inyeccións tie Mortero
		+ Acetato de etilo	(Mortero 40 kg/cm2)	11		
		- Lignosulfito : + bicromato	300 g/cm2 (Mortero 4-5 kg/cm2)	6.5 a 8	$K > 5 \cdot 10^{-5}$ m/s	
Liquidos	Geles Plásticos	- Silicato de sodio + reactivo	~ 50 g/cm2	2 a 4	$K > 10^{-5}$ m/s	



(Productos Químicos)	Resinas Orgánicas	- Bentonita defloculada	- 10-20 g/cm <sup>2</sup>	1.8	$K > 10^{-4}$
		- AM 9	- < 1 kg/cm <sup>2</sup>	50 a 130	Para inyección corrientes $K > 10^{-6}$
		- Resorcina-formol - Urea-formol (mortero ácido)	- 10 g/cm <sup>2</sup> a 100 kg/cm <sup>2</sup> - 20 a 100 kg/cm <sup>2</sup>	10 a 40	
		- Polímeros precon- densados (époxy)	Comp. 1000 kg/cm <sup>2</sup> Tract. 300 kg/cm <sup>2</sup>	150-500	Pegado de f ras de hori
Aglo- merantes hidro- carbo- nados	Aglo- merantes hidro- carbo- nados	- Emulsiones de betún + silicato + resorcina	- 100 g/cm <sup>2</sup> - (mortero 10 kg/cm <sup>2</sup> )	6 12	$K > 10^{-5}$
		- Betún caliente	Líquidos muy viscosos		Circulación de agua im- tantes.



Una vez escogida la mezcla apropiada se debe dosificar los ingredientes en esas mezclas tomando en cuanto a la naturaleza de los materiales de inyección, el agua, los terrenos.

Son varios problemas que se deben resolver con la ayuda de un laboratorio especializado y gente de experiencia.

En efecto esos problemas son más complicados de lo que se puede imaginar.

A continuación para exponer algunos aspectos de esos problemas vamos a dar la palabra el Ing. GILBERT TALLARD de SOLETANCHE quien les va a exponer uno de los aspectos particulares de los geles de silicatos de sodio : La syneresis.

El Ing. HORACIO ESCALANTE de la SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS quien les va a exponer "la composición de las mezclas estables.

## GELES DE SILICATO DE SODIO

### FENOMENO DE SYNERESIS

La perenidad de los geles de silicato de sodio ha sido discutido debido a resultados de pruebas de laboratorio de lavado de gel recientemente fraguado que no tenían relación con la vida del gel inyectado en terrenos finos formando una masa de mortero.

Si se considera una muestra de puro gel fraguado se observa después de algunos días una esparción de fase, una fase solida y una fase liquida encima de la primera.

Este fenomeno observado en laboratorio da a pensar que ocurre una disolución parcial y rápida de la muestra.

En realidad el proceso fisico-quimico es bastante complejo y se explica con la formación de la syneresis. El gel es naturalmente formado de dos fases.

- una fase solida conteniendo iones silicos resultando de la reacción del reactivo sobre el silicato de sodio. Esta fase agrega el agua absorbida de estaciones.
- una fase liquida conteniendo varios sales (soda, acetatos, silicatos) que se produjeron o se libraron al momento de la reacción.

Por "syneresis" se entiende un fenomeno de polycondensación del gel que resulta en la contracción de la fase solida con exclusión del agua libre (no la absorbida). Este agua contiene algunos sales disueltas y un poco de silica.

Es el fenomeno de contracción que se observa sobre muestras de gel aisladas y que da a pensar en su disolución.

En efecto fué demostrado de manera absoluta que este fenomeno de contracción que no se produce o a penas, adentro del material arenoso tratado. En los poros del terreno las fuerzas de adhesión que ligan los granos de arena con el gel deben superar a los esfuerzos provocados por el proceso de syneresis.

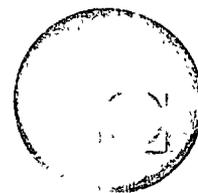
Resulta que la syncresis, cuyo porcentaje con gel puro puede alcanzar el 60% vea su porcentaje reducido a algunos porcentos. en un esqueleto arenoso. Por esta razón, in situ, casi no aparece el fenomeno en el terreno.

Además los grandes exitos que han resultado en el pasado en el dominio de inyecciones de geles demnuestra, à posteriori, que las pruchas de laboratorio no correspondían a lo que ocurre en el terreno.





centro de educación continua  
facultad de ingeniería, unam



INYECCIONES Y MUROS COLADOS IN SITU

PRINCIPIOS BASICOS DE LAS INYECCIONES

ING. JESUS ALBERRO ARAMBURU

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.  
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

## INTRODUCCION

El objeto de este trabajo es el de revisar los datos existentes acerca de las inyecciones de impermeabilización en aluviones. A continuación se analizan los siguientes puntos de interés referentes al tema:

- 1) Características principales de los aluviones
- 2) Problemas fundamentales de las inyecciones en aluviones
- 3) Características de los diversos tipos de lechadas utilizadas
- 4) Verificaciones de campo.

1. Las características principales de los aluviones

- a) Naturaleza de los depósitos aluviales. El término "aluvión" en el sentido estricto de la palabra, se aplica a

depósitos fluviales. Sin embargo, para fines de inyección se utiliza para designar todo material térreo, elástico, no cementado, excluyendo las arcillas y aún los limos.

Los sedimentos pueden ser homogéneos en cuanto a dimensión de partículas, porosidad y permeabilidad como lo son por ejemplo los depósitos eólicos, o bien por lo contrario ser muy heterogéneos, como los depósitos glaciales o los originados por derrumbes.

Los sedimentos depositados por los ríos, son heterogéneos y estratificados, por lo cual resulta factible por lo general, distinguir estratos arenosos y estratos de gravas bien definidos, que corresponden a variaciones de la velocidad de la corriente durante el depósito.

Las propiedades de estos depósitos heterogéneos deben, por lo tanto, investigarse por medio de pruebas que proporcionen datos locales de no poder ser puntuales. Las pruebas esenciales son las pruebas de granulometría y permeabilidad con el objeto de definir la dimensión de los poros del suelo; como lo veremos posteriormente, esta se relaciona con el coeficiente de permeabilidad del suelo al agua por la fórmula de Kozeny.

La prueba de permeabilidad que se ha de realizar es la prueba Lefranc, ya que proporciona datos locales, digamos por ejemplo la permeabilidad de una zona esférica de 50 cm de diámetro. También en algunos casos se puede determi-

nar la permeabilidad de cada uno de los estratos, midiendo a distintas profundidades las velocidades de escurrimiento provocado en un pozo, por bombeo de agua (ver Cambefort, Leveque)

Resulta esencial conocer con detalle la permeabilidad de los distintos estratos ya que las propiedades de las lechadas habrán de ajustarse a estas características para poder inyectarse con éxito.

2. Problemas fundamentales de las inyecciones en aluviones

Las lechadas utilizadas para inyecciones son de tres tipos:

- a) líquidos (por ejemplo productos químicos)
- b) suspensiones inestables tales como lechadas de cemento, en las cuales ocurre un proceso de sedimentación durante el proceso de inyección
- c) suspensiones estables que no sufren sedimentación durante el proceso de inyectado.

A) Granulometría y sedimentación de las lechadas. Cuando se trata de inyectar lechadas de cemento inestables en arenas finas ocurren dos fenómenos que ocasionan el fracaso de la prueba.

a) Para que los granos de cemento pudieran penetrar en los poros del suelo, sería preciso que sus dimensiones fueran mucho menores que las de los vacíos del suelo. En caso contra

rio se formarían bóvedas de granos de cemento entre los granos de suelo (fig ) que impiden el paso de la lechada. Esta condición ha llevado numerosos autores a establecer criterios de inyectabilidad, basados en la granulometría del suelo, criterios semejantes a los empleados para los filtros. Uno de ellos es el siguiente:

$$\frac{D_{15} \text{ aluvión}}{D_{85} \text{ lechada}} > 15$$

en el cual

$D_{15}$  aluvión: diámetro, en milímetros, tal que el 15% de las partículas del aluvión sean menores que dicho diámetro.

$D_{85}$  lechada: diámetro, en milímetros, tal que el 85% de las partículas de la suspensión sean menores que ese diámetro.

También basándose en la fórmula de Kozeny que liga el diámetro promedio de los poros del suelo con su permeabilidad, se puede asentar el siguiente criterio (Scott, 1963):

$$D_{\text{max}} \text{ de la lechada} < 2AR_{\text{Kozeny}} = A \left( \frac{32 \mu k_w}{\eta_j w g} \right)^{1/2}$$

representado en la fig , con  $A = C_t$  inferior a 1

b) Por ser inestable la suspensión de cemento, en el caso examinado, van a sedimentarse las partículas sólidas al disminuir la velocidad de filtración. Supongamos que el diáme

tro del canal de filtración aumente repentinamente (fig ) pasando del valor " $d_1$ " al valor " $D$ " con  $D > d_1$ , en tal caso la velocidad de la corriente de filtración disminuye, y el cemento se sedimenta. Posteriormente, la presión de la corriente arrastra este depósito y tapa el canal en la parte del diámetro  $d_2 < D$ . La inyección ya no progresa.

Este fenómeno implica que para llevar a cabo una inyección en sedimentos cuyo tamaño de granos es menor de 5 ó 10 mm, es preciso emplear lechadas estables.

Para verificar la estabilidad de las lechadas se realizan pruebas de sedimentación en tubos, procediendo siempre de la misma manera en cuanto a forma, volumen e inclinación del tubo, ya que estos factores influyen en el resultado (Kinosita, 1949). Se mide en función del tiempo la variación de la altura " $h$ " de agua libre (fig ). El criterio de estabilidad de la lechada es el siguiente: la sedimentación debe ser nula durante el tiempo necesario a la inyección.

Habiendo restringido por causa de los dos fenómenos señalados, el campo de las lechadas aceptables para la inyección de aluviones, veámos cuáles son las propiedades reológicas de las lechadas utilizadas que son:

- 1) lechadas de cemento estabilizadas
- 2) lechadas de arcilla - cemento
- 3) lechadas arcilla + productos químicos
- 4) soluciones químicas.

## B) Propiedades reológicas de las lechadas

1) Fluidos de Newton y de Bingham: viscosidad y límite de fluencia. Las lechadas utilizadas son, salvo en el caso de las soluciones químicas, suspensiones de partículas sólidas en un líquido. Estas suspensiones, no son fluidos newtonianos salvo en el caso de soluciones químicas, por lo tanto no se pueden definir con una sola característica física: la viscosidad. La definición de un fluido newtoniano es la siguiente: el esfuerzo tangencial aplicado " $\tau$ " es proporcional a la velocidad de deformación  $\dot{\epsilon}'$  (fig ). Se tiene

$$\tau = \mu \dot{\epsilon}' \quad (1)$$

En el caso de suspensiones, la relación (1) no se verifica y Bingham propuso una relación (fig )

$$\tau = \tau_f + \mu \dot{\epsilon}'$$

que representa correctamente las propiedades de las lechadas. En tal caso el esfuerzo tangencial  $\tau_f$  se llama esfuerzo tangencial límite de fluencia.

Estas características son esenciales para la teoría de las inyecciones, y se miden en el laboratorio con el viscosímetro de cilindros coaxiales. Este aparato consta de dos cilindros de altura  $h$ ; el interior cuelga de un cable de torsión y su radio es  $r$ , el exterior es móvil alrededor de su eje longitudinal y de radio  $R$ . Conociendo la velocidad angular de rotación del cilindro exterior, tenemos que

1) Para un líquido newtoniano

$$\omega = \frac{M}{4\pi h \mu} \left( \frac{1}{r^2} - \frac{1}{R^2} \right)$$

siendo  $M$  el momento de la fuerza externa aplicada necesaria para fijar al cilindro interior y  $\mu$  la viscosidad.

2) Para un fluido de Bingham

$$\omega = \frac{M}{4\pi h \mu} \left( \frac{1}{r^2} - \frac{1}{R^2} \right) - \frac{\tau_f}{\mu} \log \frac{R}{r}$$

Las dimensiones de  $\mu$  son  $ML^{-1}T^{-1}$  y en el sistema C.G.S. la unidad de viscosidad es la poise =  $\frac{1 \text{ dina} \times \text{seg}}{\text{cm}^2}$

Representando en una gráfica  $\omega$  en función de  $M$  y conociendo las características geométricas de los cilindros se obtienen  $\mu$  y  $\tau_f$ .

En el campo, no se acostumbra realizar este tipo de pruebas y la viscosidad de una lechada se mide en un cono de Marsh por ejemplo. Este cono cuyas dimensiones aparecen en la fig , se llena con 1.5 litros de lechada, y se mide el tiempo en segundos, necesario para su vaciado. Esta prueba hace intervenir a la vez la densidad, el límite de fluencia y la viscosidad de la lechada, y por lo tanto no puede relacionarse con la viscosidad medida en el aparato de cilindros coaxiales.

3) Comportamiento de las lechadas

Como lo hemos señalado, muchas suspensiones pueden considerarse con buena aproximación como fluido de Bingham. Sin embargo, la característica de un fluido de

Bingham es que las curvas obtenidas al aumentar o al disminuir la velocidad de escurrimiento son idénticas. Pues bien, ciertas suspensiones de arcilla en agua por ejemplo no verifican tal característica. El diagrama se presenta bajo la forma de un lazo: aquí aparece el fenómeno designado con el nombre de tixotropía (figs a ). El aumento de la velocidad de rotación crea una turbulencia creciente y la concavidad de la curva muestra que la resistencia opuesta por el líquido disminuye. Después del máximo de velocidad la viscosidad permanece constante. Se puede evaluar la importancia de la tixotropía por medio de la superficie encerrada entre las dos ramas de la curva.

Algunas suspensiones presentan el fenómeno inverso denominado reopexia, cuya característica es el aumento de la viscosidad cuando aumenta el agitado (fig b).

Estos fenómenos de tixotropía y reopexia resultan importantes en lo referente a inyecciones, ya que para dar un ejemplo, es la tixotropía la que permite el aumento de viscosidad de la lechada que impide con el tiempo el destapamiento de los canales de suelo inyectado, bajo el gradiente de presión que habrán de soportar, así como la reopexia puede provocar incidentes serios en las tuberías de inyección durante el inyectado. Finalmente, es preciso señalar que las propiedades de contracción de la lechada, en el caso de las inyecciones de impermeabilización, no son importantes, ya que estando la masa de suelo inyectada en contacto con el

agua, la contracción no ocurre.

F) Física de las inyecciones. La impermeabilización de los aluviones se puede obtener mediante dos procesos distintos, y por lo general simultáneos: el relleno y la fracturación.

Entendemos por relleno el proceso de filtración de la lechada en los poros del esqueleto sólido formado por los granos sólidos del suelo, y por fracturación el proceso de formación de grietas, posteriormente rellenas que se provoca en el esqueleto sólido del aluvión.

#### 1) Proceso de relleno

Para analizar el proceso de relleno de un aluvión, nos basaremos en lo anteriormente dicho sobre las propiedades reológicas de las lechadas, así como sobre la teoría de filtraciones en medios porosos.

a) Esgurrimiento laminar en un cilindro circular recto de radio  $R$ .

Designando por  $u$ ,  $v$ ,  $w$  las componentes de la velocidad según los ejes  $x$ ,  $y$ ,  $z$  (fig ) tenemos que  $v = w = 0$ , siendo "u" independiente de  $t$  por ser el escurrimiento permanente. Analizando las fuerzas actuantes sobre el cilindro de radio  $r$ , limitado por las secciones  $S_x$  y  $S_x + d_x$  podemos escribir:

despreciando las fuerzas de gravedad. De donde

$$\pi r^2 p - \pi r^2 (p + dp) + 2\pi r dx \tau_r = 0 \quad \frac{dp}{dx} = \frac{2\tau_r}{r}$$

Siendo válida esta relación cual sea  $r$ , obtenemos

$$\frac{dp}{dx} = \frac{2\tau_r}{r} = \frac{2\tau_R}{R} \quad \text{de donde} \quad \frac{\tau_r}{\tau_R} = \frac{r}{R} \quad (2)$$

y por lo tanto las tensiones varían linealmente (fig ).

En el caso de un fluido newtoniano es conocida la relación que liga el gradiente de presiones con la velocidad promedio del líquido, denominada ley de Poiseuille:

$$\frac{dp}{dx} = \frac{8\mu \bar{u}}{R^2} \quad (3)$$

Ahora, asimilando la filtración de un líquido en el suelo, al escurrimiento laminar en tubos cilíndricos obtenemos

$$\frac{dp}{dx} = \frac{8\mu \bar{u}}{nR^2}$$

siendo  $n$  la porosidad del suelo, y tratándose de agua la fórmula de Darcy nos da:

$$\frac{dp}{dx} \times \frac{1}{\gamma_w g} = i = \frac{\bar{u}}{k_w} \quad (4)$$

designando por  $i$  el gradiente hidráulico, por  $k_w$  la permeabilidad del suelo con respecto al agua, y por  $\gamma_w g$  el peso específico del agua.

Comparando las fórmulas (2) y (3) obtenemos:

$$R = \sqrt{\frac{8k_w \mu}{n \gamma_w g}}$$

y tomando los valores numéricos de  $\mu$  y  $\gamma_w g$  en el caso del agua

$$R_{cm} = 0.009 \sqrt{\frac{k_w \text{ cm/s}}{n}}$$

Esta fórmula conocida bajo el nombre de fórmula de Kozeny, relaciona el radio de los canales de filtración en el suelo con su permeabilidad  $k_w$  y porosidad. Es fundamental esta relación, pues permite, conociendo la permeabilidad  $k_w$  y la porosidad de un aluvión, asimilar para la lechada la filtración en el suelo con la filtración en tubos cilíndricos. Si el fluido no es newtoniano, sino de Bingham la velocidad de deformación es

$$\frac{du}{dr} = \epsilon' = \frac{1}{\mu_g} (\tau - \tau_f)$$

de donde

$$u(r) = \frac{\tau_f}{\mu_g} \int_r^R \left( \frac{\tau}{\tau_f} - 1 \right) dr$$

suponiendo la velocidad nula para  $r = R$ . Utilizando la relación (2) e integrando obtenemos

$$u(r) = (R-r) \frac{\tau_f}{\mu_g} \left[ \frac{\tau_R}{2R\tau_f} (R+r) - 1 \right]$$

Esta fórmula general debe sin embargo, aclararse en el siguiente sentido. Se estableció en base a una ecuación

$$\frac{du}{dr} = - \frac{1}{\mu_g} (\tau - \tau_f)$$

válida únicamente para  $\tau > \tau_f$  y por lo tanto es preciso imponer la restricción

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{du}{dr} < 0 \quad \text{para } \tau_r > \tau_f \\ \frac{du}{dr} = 0 \quad \text{para } \tau_r \leq \tau_f \end{array} \right.$$

o sea que la distribución de velocidades quedará representa

da por la gráfica No. . Para  $r = r_0$  con  $r_0 = \frac{\tau_f R}{\tau_R}$  tendremos por (2)  $\tau_{r_0} = \tau_f$  y para  $r < r_0$ ,  $\frac{du}{dr} = 0$ ; por lo tanto en el escurrimiento de un fluido de Bingham, siempre se verificará la existencia de una parte central denominada núcleo del escurrimiento, la cual se desplaza como cuerpo sólido. La existencia de este núcleo es importante en lo referente a inyecciones de lechadas, cuyo comportamiento sea el de un cuerpo de Bingham; en efecto, implica que si  $\tau_f = \tau_R$  la lechada deja de progresar en el tubo. Por lo tanto, según la fórmula (1) se obtiene el radio límite de penetración " $\lambda$ " de una lechada con límite de fluencia  $\tau_f$ , inyectada a cierta presión  $p$  en un aluvión cuyos canales tienen como radio  $R$ , por

$$\frac{p}{2} = \frac{2\tau_f}{R}$$

También por esta fórmula se puede obtener el gradiente hidráulico límite que una cortina de inyección, ya realizada con una lechada de límite de fluencia  $\tau_f$  y en un suelo cuyos canales de filtración tienen un radio  $R$ , puede soportar sin que la lechada empiece a fluir destapando los canales.

La fórmula anterior puede escribirse en función del gradiente hidráulico  $i$ , utilizando además la fórmula de Kozeny:

$$i = \frac{2\tau_f (\text{ dinas/cm}^2)}{g \sqrt{\frac{k_{\text{cm}}}{s}}}{n}$$

Tabla 1

$$n = 0.4$$

$k_{\text{cm/s}}$	$\tau_f$ dinas/cm <sup>2</sup>	$i$
$10^0$	10	14
	100	14
	1000	140
	10000	1400
$10^{-1}$	10	44
	100	44
	1000	440
	10000	-
$10^{-2}$	10	44
	100	140
	1000	1400
	10000	-
$10^{-3}$	10	44
	100	440
	1000	4400
	10000	-
$10^{-4}$	10	140
	100	1400
	1000	-

Conociendo la distribución de velocidades e integrando se obtiene el gasto por la fórmula de Buckingham-Reiner

$$Q = \pi r_0^2 u(r_0) + \int_{r_0}^R 2\pi u r dr = \frac{\pi R^4}{8 \mu_g} \frac{dp}{dx} \left[ 1 - \frac{4}{3} \frac{2\tau_f}{R} \frac{dx}{dp} + \frac{1}{3} \left( \frac{2\tau_f}{R} \frac{dx}{dp} \right)^4 \right]$$

$$y \quad \bar{u} = \frac{Q}{\pi R^2} = \frac{R^2}{8 \mu_g} \frac{dp}{dx} \left[ 1 - \frac{4}{3} \frac{2\tau_f}{R} \frac{dx}{dp} + \frac{1}{3} \left( \frac{2\tau_f}{R} \frac{dx}{dp} \right)^4 \right]$$

Para una superficie A de aluviones, con canales de filtración de radio R y porosidad n tendremos en primera aproximación:

$$\frac{Q}{A} = \frac{m \cdot y}{\pi R^2} = \frac{m}{\delta \mu g} \left[ \frac{dy}{dx} - i_2 \right]$$

con  $i_2 = \frac{2Z_f}{R}$  pero  $\frac{m R^2}{\delta \mu g} = \frac{h_w}{\gamma_w g} \frac{\mu_w}{\mu_g}$  por Kozeny

y conociendo la relación  $\frac{i_w}{i_g} = \frac{\mu_w}{\mu_g}$  designando por  $k_g$  la permeabilidad del aluvión con respecto a la lechada

$$Q = \frac{A}{\gamma_w g} \left( \frac{dy}{dx} - \frac{2Z_f}{R} \right) k_g$$

Esta relación ha sido verificada (Marsland y Loudon, 1963) para el flujo de lechadas en arenas, y puede servir para analizar en el laboratorio las pruebas de inyección de lechadas en una muestra de suelo representativo del aluvión in-situ.

$\beta$ ) Inyección en los aluviones de los fluidos newtonianos. + Caso de un terreno homogéneo. Se verifica la relación

$$dV = F_f k_g h dt$$

siendo

$dV$  el volumen de lechada inyectada en un tiempo  $dt$

$F_f$  un factor de forma que depende de la forma de la fuente de inyección

$k_g$  la permeabilidad del suelo con respecto a la lechada

$h$  la altura de la columna de agua correspondiente a la presión aplicada.

Para una fuente de inyección circular de radio "a"

$$F_f = 4\pi a$$

Para una fuente de inyección cilíndrica de longitud  $L$  y radio  $r$  (Polubarinova-Kochina)

$$F_f = \frac{4\pi \sqrt{L^2 - 4r^2}}{\log \left( \frac{L + \sqrt{L^2 - 4r^2}}{L - \sqrt{L^2 - 4r^2}} \right)} = 4\pi a_1$$

designando por  $a_1$  el radio ficticio de la fuente de inyección

- suelo seco

Consideremos una fuente de inyección esférica de radio "a". El volumen que penetra en  $S_1$  (fig ) durante un intervalo de tiempo  $dt$  es:

$$dV = 4\pi k_g h a dt \rightarrow \frac{Q}{4\pi k_g a} = \frac{P}{\rho} \text{lech}$$

El volumen que sale de  $S_2$  durante el mismo intervalo es:

$$dV = 4\pi n r^2 m dr$$

siendo  $n$  la porosidad del aluvión, de donde

$$dt = \frac{n r^2 dr}{k_w a^2 h} = \frac{n r^2 \alpha}{k_w a^2 h} dr$$

designando por  $\alpha$  el cociente  $\frac{\mu_g}{\mu_w}$  de las viscosidades de la lechada y del agua.

Integrando entre  $a$  y  $r$ ,

$$t = \frac{n a^2 \alpha}{3 k_w h} \left( \frac{r^3}{a^3} - 1 \right) \quad (\text{relación de Masag})$$

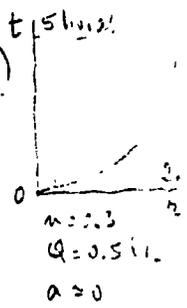
siendo  $t$  el tiempo necesario para que una lechada cuya viscosidad es  $\alpha$  veces la del agua, alcance un radio de penetración  $r$ , bajo la carga de una columna de agua de altura  $h$

- suelo saturado

En el caso de un suelo saturado, Raffle y Greenwood (1961) tomando en cuenta la pérdida de carga debida al desplazamiento del agua obtuvieron la relación, siendo  $p_0$

Caudal:  $Q = 0.5 \text{ l/s}$   
 Perforación:  $\frac{4.8 \text{ m}}{4.0 \text{ m}}$

$$t = \frac{4m\pi(r^3 - a^3)}{3Q}$$



la presión hidrostática del agua anteriormente a la inyección  
 y P la presión de inyección

$$t = \frac{\mu c^2}{k_w h} \left[ \frac{\alpha}{3} \left( \frac{r^3}{a^3} - 1 \right) - \frac{\alpha - 1}{2} \left( \frac{r^2}{a^2} - 1 \right) \right] \text{ con } h = \frac{P - p_0}{\gamma_w g}$$

+ Caso de un terreno estratificado

En el caso de un estrato permeable limitado por dos estratos impermeables (fig ), se utiliza la fórmula de Dupuit:

$$h = \frac{P - p_0}{\gamma_w g} = \frac{dV/dt}{2\pi k_p M} \log_e \frac{R}{r_0} = \frac{Q}{2\pi k_p M} \log_e \frac{R}{r_0}$$

siendo

M el espesor del estrato permeable

$r_0$  el diámetro del barreno de inyección

R el radio de influencia de la inyección

Se puede notar que  $dQ$  es proporcional al producto  $hM$ , y que por lo tanto será preciso emplear presiones tanto más altas cuanto menor sea el espesor del estrato, para un mismo gasto.

Tenemos además que:

$$Q = n 2\pi r M dr$$

de donde

$$n dr dr \log_e \frac{R}{r_0} = k_w h dt$$

e integrando

$$t = \frac{m \alpha}{2 k_w h} \log_e \frac{R}{r_0} (r^2 - r_0^2)$$

siendo t el tiempo necesario para que la lechada alcance un radio r de penetración.

### 2) Proceso de fracturación

Se puede observar, al abrir una zanja en un macizo de aluviones inyectados previamente, la existencia de grietas rellenadas con lechada (P. LeMeque).

Estas grietas pueden ser muy favorables en cuanto a impermeabilización, en caso de estar orientadas según planos normales a las líneas de corriente. En ciertos problemas, tales como la impermeabilización de aluviones con lentes de limo o de arcilla este fenómeno es el que permite obtener resultados satisfactorios; el material limoso, no pudiendo ser inyectado por relleno, es preciso provocar la fracturación con el objeto de aislar y compactar a la vez estos lentes (y de la obra del). Según las pruebas realizadas por M.K. Hubbert y D.G. Willis (1957) las grietas ocurren siempre en una dirección sensiblemente perpendicular al esfuerzo principal mínimo que actúa sobre el terreno. El comportamiento de un material obedece la ley de Mohr Coulomb en términos de esfuerzos efectivos

$$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \operatorname{sen} \phi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - c \cos \phi'$$

siendo

$\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$  los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente

$\phi'$  el ángulo de fricción

$C$  la cohesión

Al incrementar las presiones en el barreno de inyección modificamos los esfuerzos existentes en el suelo. Sin embargo el efecto de reducción de esfuerzos efectivos debido al incremento de presiones de poro es más importante y supondremos, por simplificación, que la presión de poro inducida es igual con la presión de inyección.

Antes de la inyección los esfuerzos efectivos en un punto de la masa localizado a unas profundidades "h" bajo el nivel del terreno y  $h_w$  bajo el nivel freático son

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \gamma h - \gamma_w h_w \\ \sigma'_3 &= K(\gamma h - \gamma_w h_w)\end{aligned}$$

siendo

$\gamma$  el peso específico del material

$\gamma_w$  el peso específico del agua

$K$  el coeficiente de reposo  $0 < K < 1$

Al incrementar la presión de inyección efectiva hasta un valor  $P_e$  tendremos

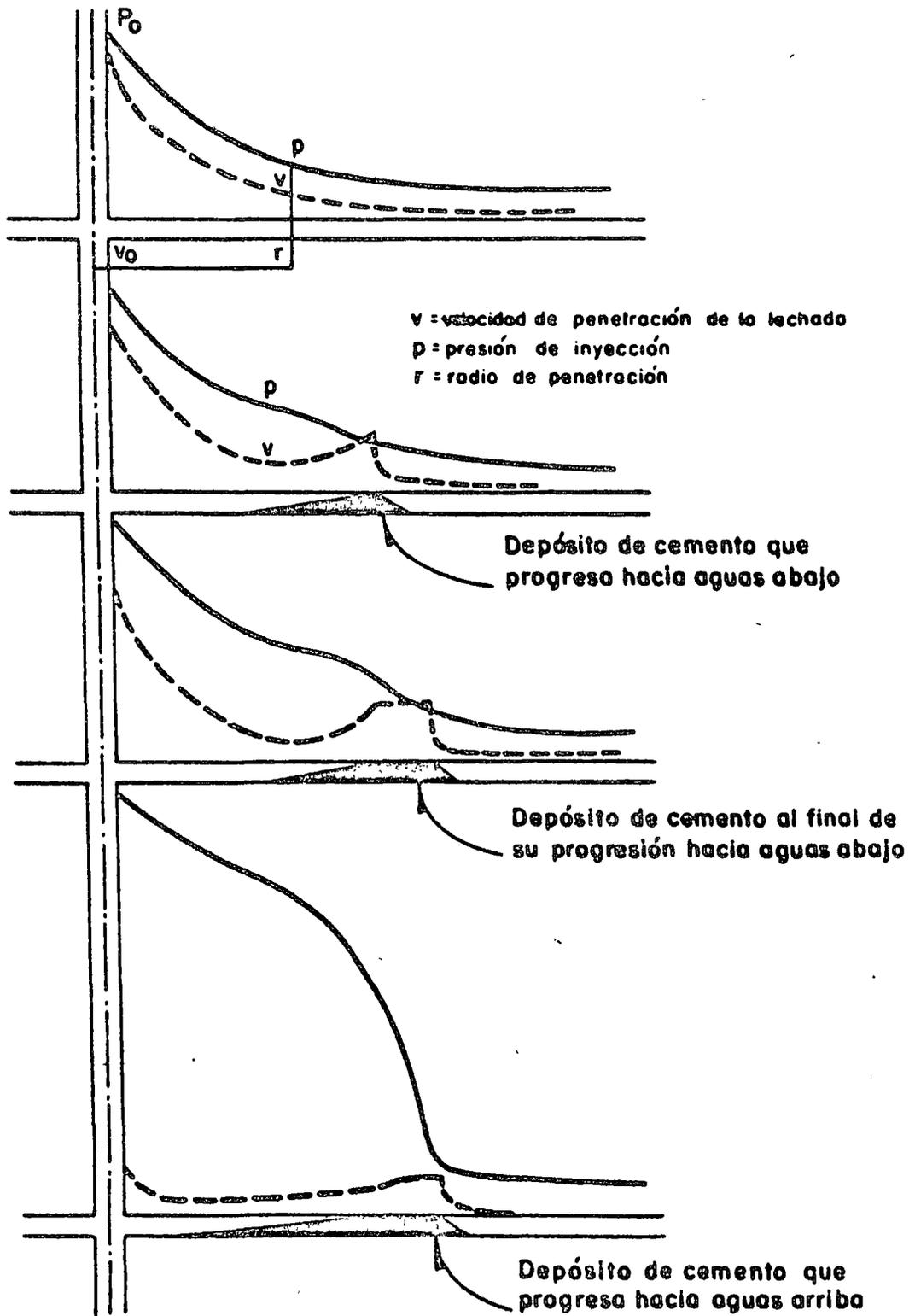
$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \gamma h - \gamma_w h_w - P_e \\ \sigma'_3 &= K(\gamma h - \gamma_w h_w - P_e)\end{aligned}$$

de donde obtenemos que para la falla:

$$P_e = \frac{\kappa}{2} [\gamma^h - \gamma_w h_w] \left[ 1 + \frac{1}{\sin \phi'} \right] + \frac{1}{2} [\gamma^h - \gamma_w h_w] \left[ 1 - \frac{1}{\sin \phi'} \right] + c \cot \phi'$$

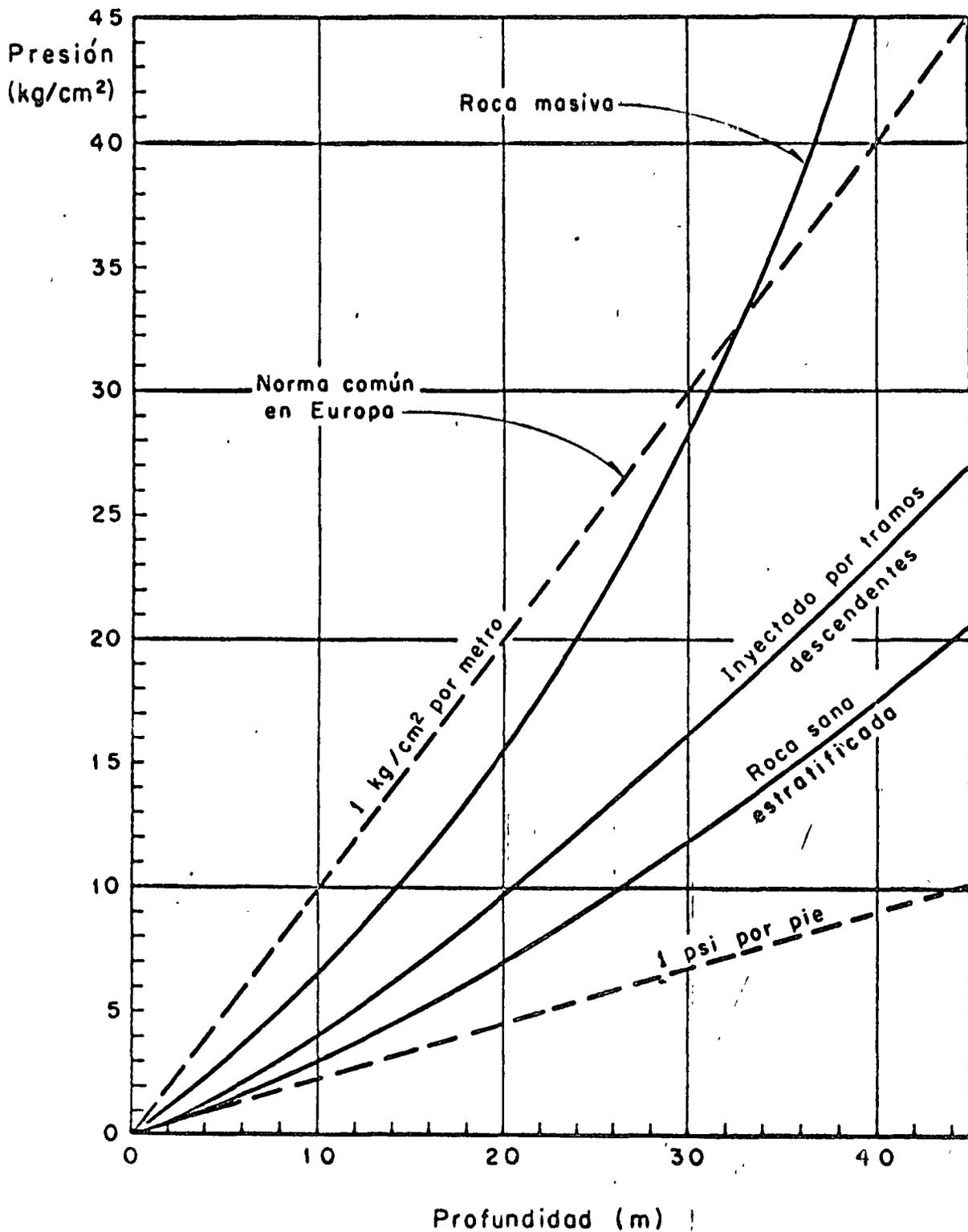
El proceso de falla viene representado en la fig . La presión de inyección total será:  $P = P_e + \gamma_w h_w$

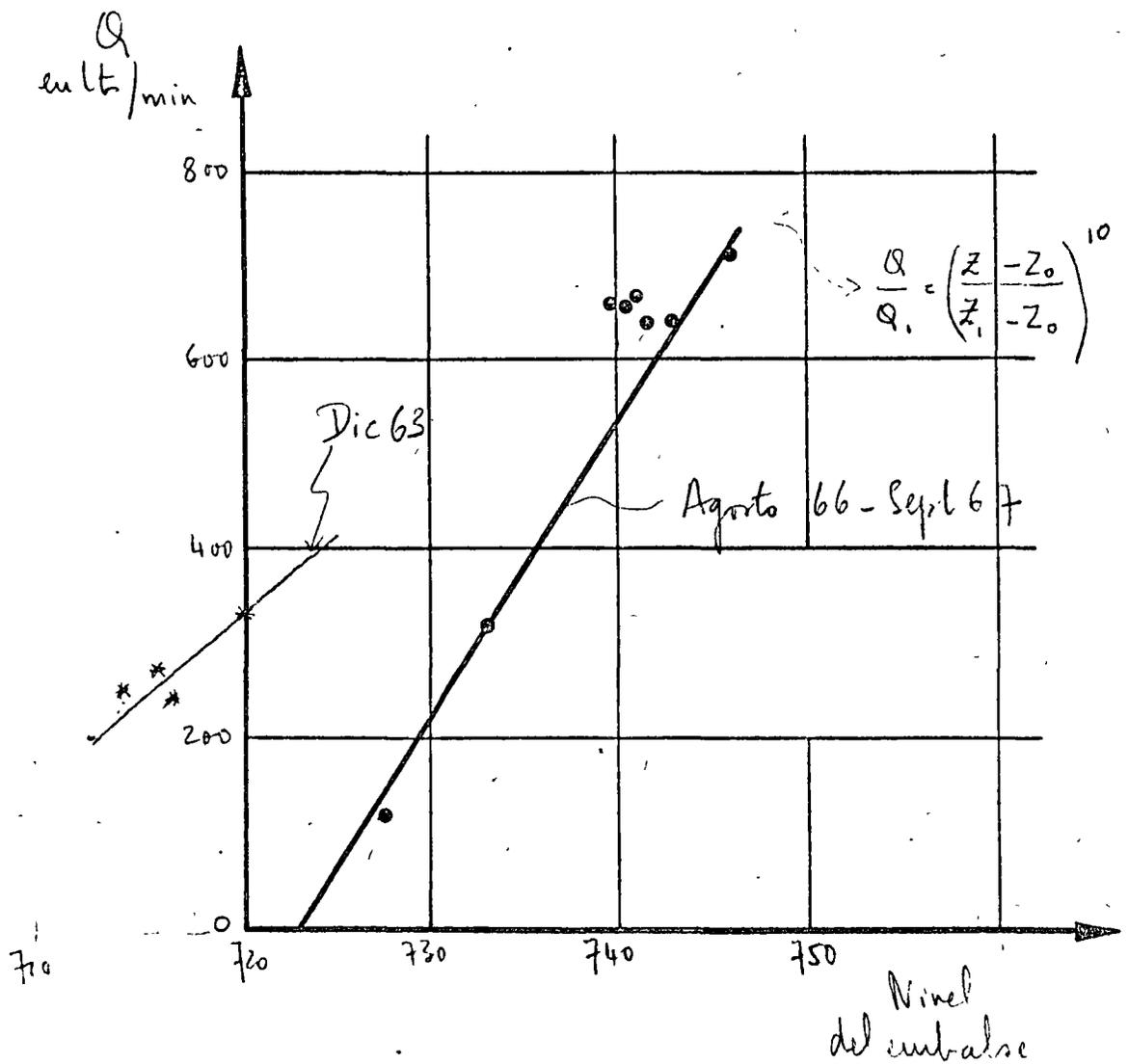
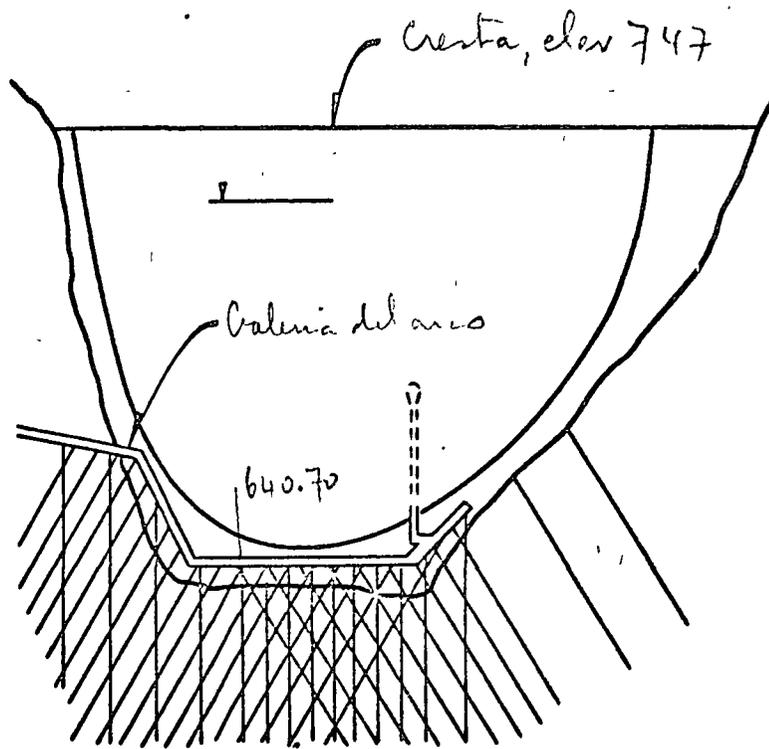
Supongamos que el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$  sea el esfuerzo vertical; en tal caso la dirección de los planos de fracturación es la número 1 de la fig . Conforme prosigue la fracturación según esos planos, el relleno de las grietas formadas comprime el material y poco a poco los esfuerzos horizontales vienen a ser mayores que los verticales; cuando esto ocurre, la dirección de los planos de falla cambia y la fracturación prosigue según la dirección 2 (fig ). En el caso de un flujo bajo una presa, la dirección 2 es desfavorable en lo referente a impermeabilización, ya que aproximándose a la horizontal no contribuye a evitar el escurrimiento. En tal caso es preciso colocar testigos superficiales que señalen el bufamiento del material debido a la fracturación horizontal, y evitar alcanzar valores de la presión de inyección que provoquen semejante fracturación.

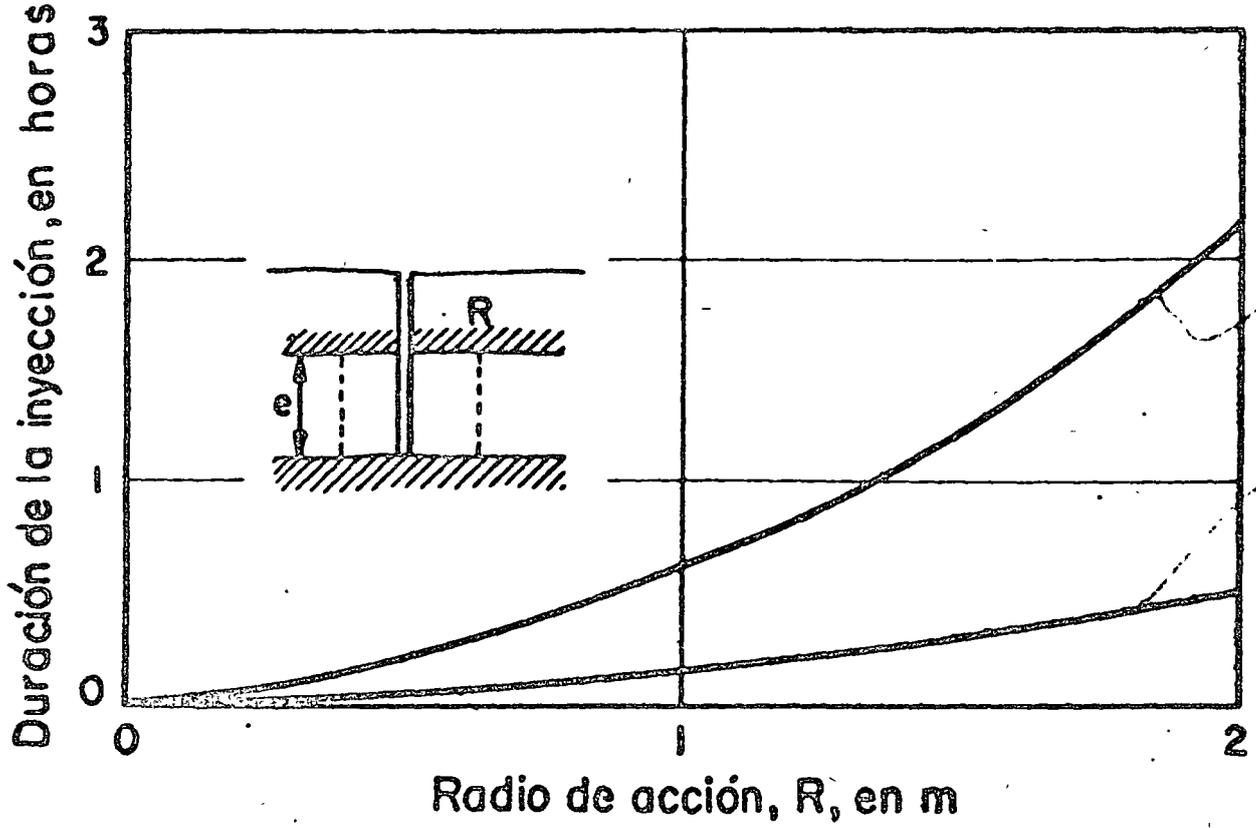


Variaci3n del proceso de inyecci3n en grietas

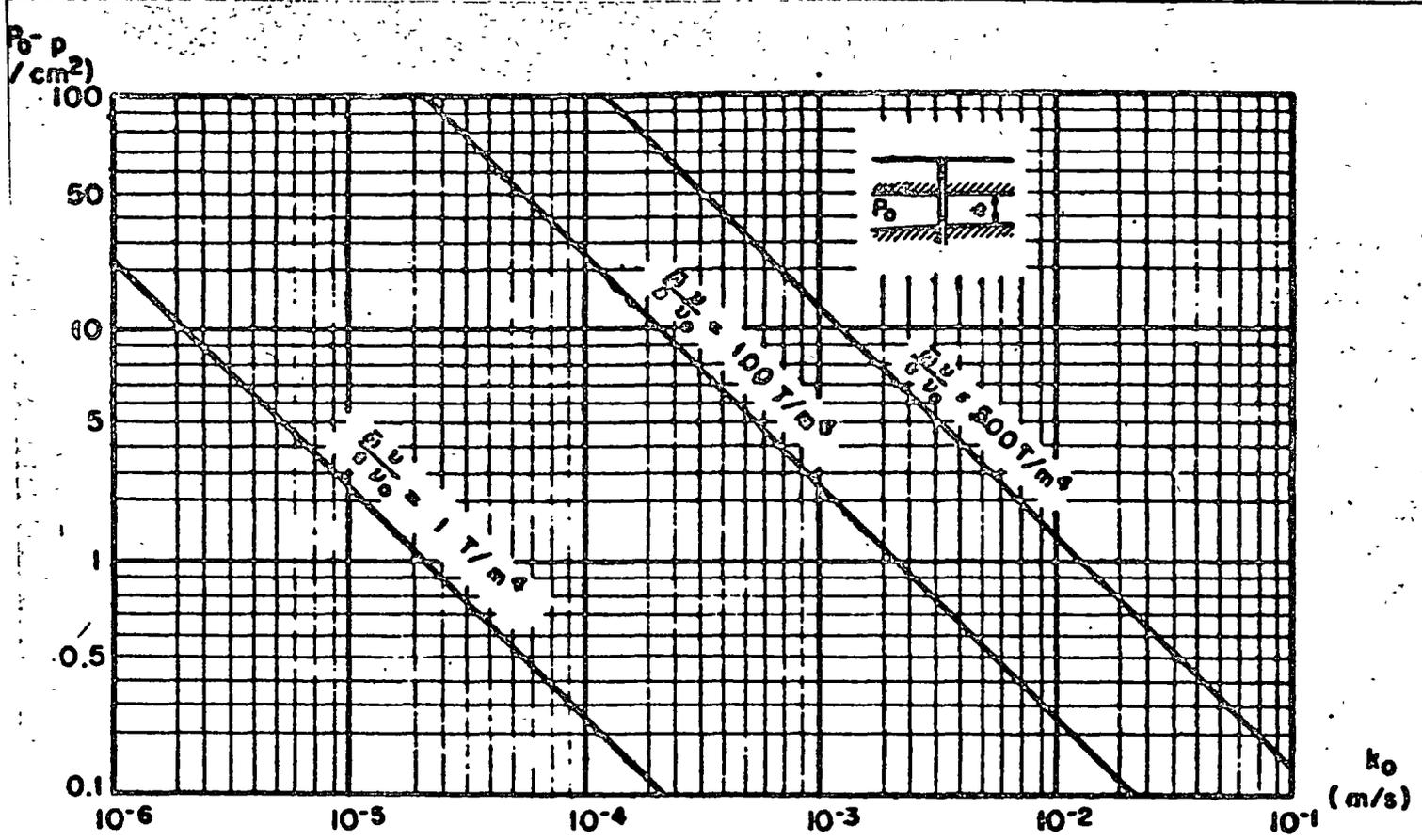
Presiones de Inyección propuestas por el "Task Committee on Cement Grouting" of the Committee on Grouting of the Soil Mechanics and Foundation, Division of A S C E





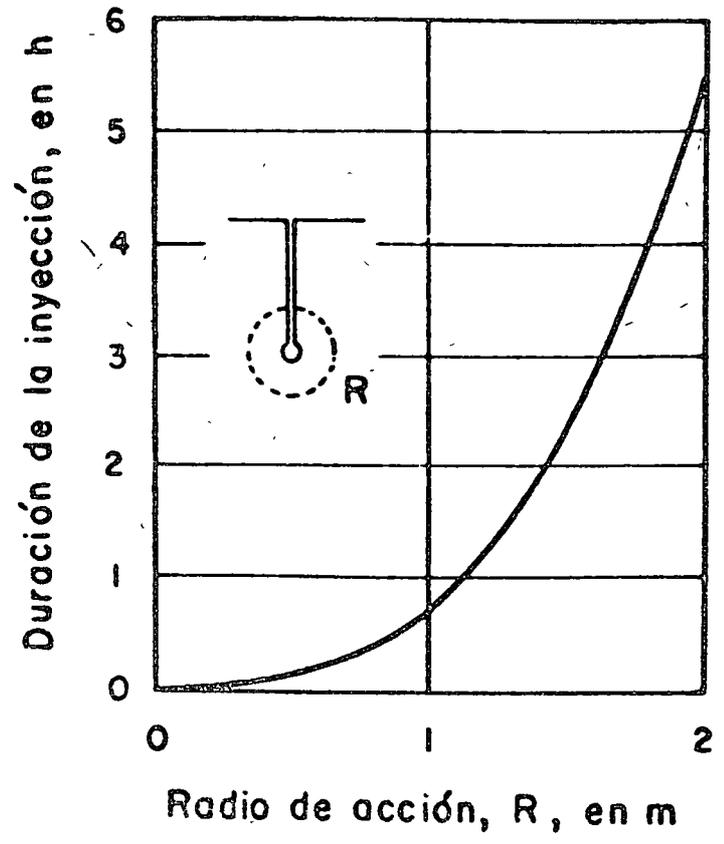


Avance de la inyección en función del tiempo

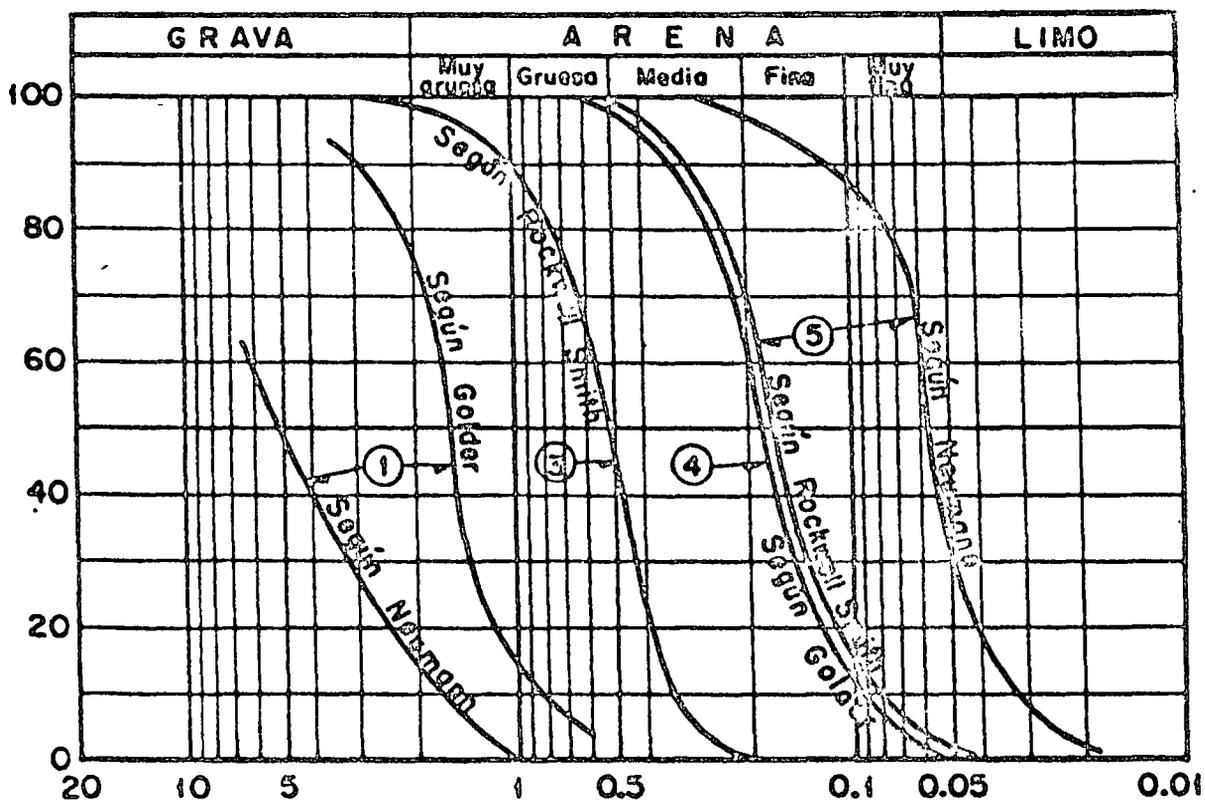
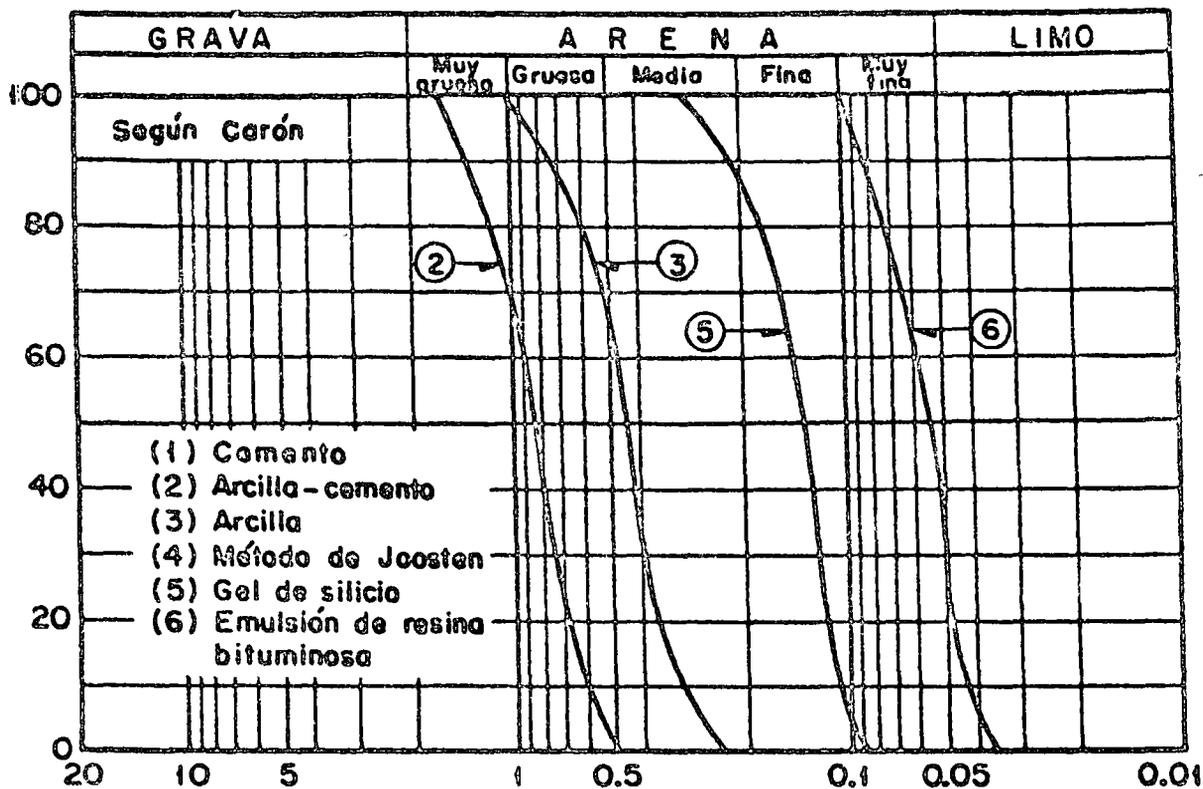


Presiones de inyección en función de la permeabilidad del medio

Inyección en una capa de espesor  $e$  de una formación estratificada



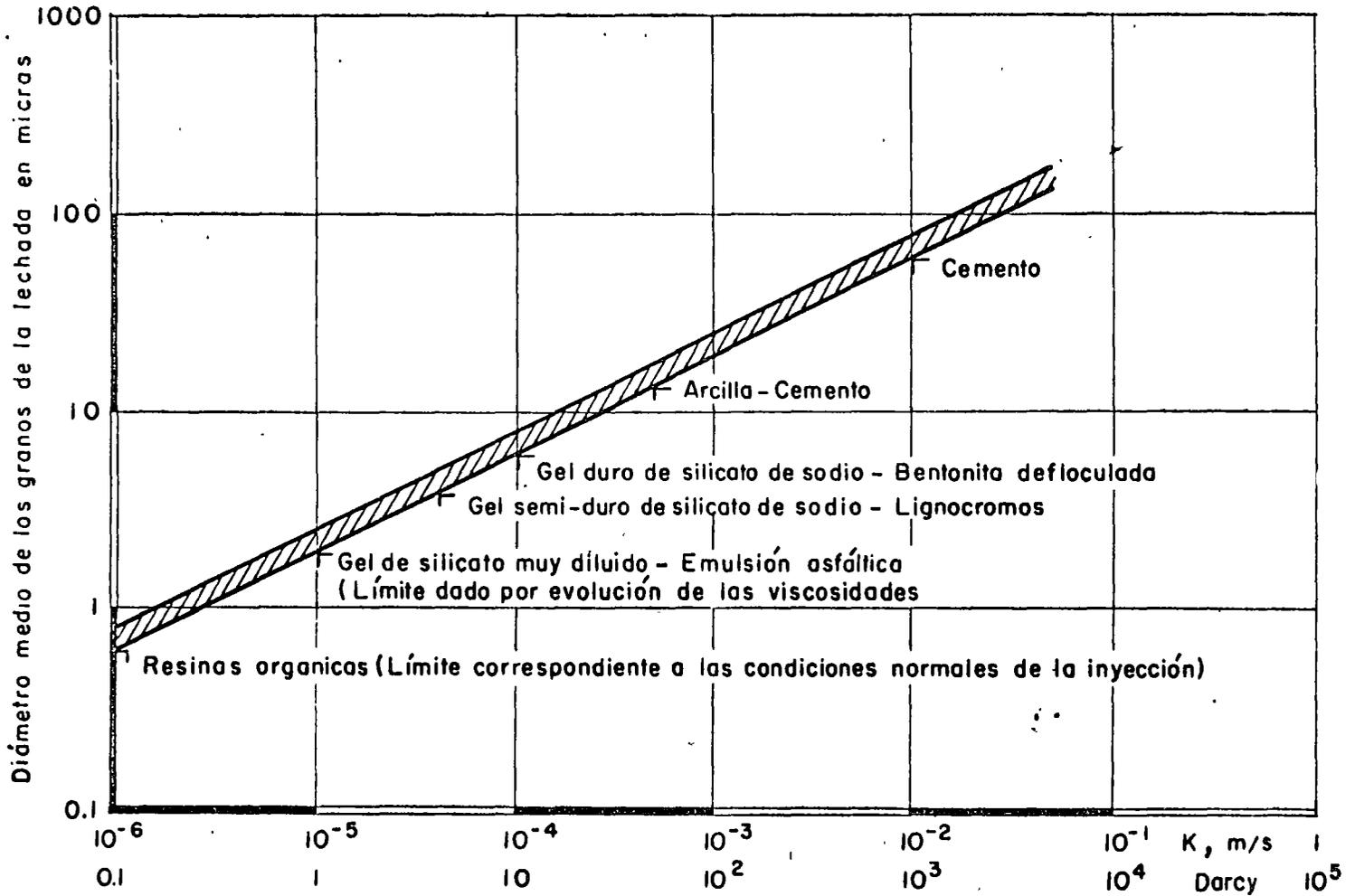
Avance de la inyección en función del tiempo



Límites de penetrabilidad de lechadas basados en la granulometría del terreno

Tomado del Libro "Injection des Sols" de H. Cambefort

LÍMITE DE PENETRABILIDAD DE LECHADAS, BASADO EN LA PERMEABILIDAD DE LOS TERRENOS.



"INJECTION DES SOLS" Tome I - Principes et méthodes - Henri Cambefort Editions Eyrolles, Paris 1964, Figura 2.6, p.-50