



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "INTRODUCTORIO PARA LA FORMACION DE RESIDENTES DE  
INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL". S.A.R.II.

INSTRUMENTACION PARA EL CONTROL  
ESTRUCTURAL DE PRESAS DE TIERRA  
Y ENROCAMIENTO.

DICIEMBRE, 1981.

Instrumentación para el control estructural  
de presas de tierra y enrocamiento.

ROLDAN FLORES, Damaso

Tesis de maestría

UNAM, 1975.

## INDICE.

- 1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.
- 2.- OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACION.
- 3.- OBSERVACIONES NECESARIAS.
- 4.- INSTRUMENTOS EMPLEADOS.
- 5.- REQUERIMIENTOS PARA LA INSTALACION DE LOS INSTRUMENTOS .
- 6.- INTERPRETACION DE LAS OBSERVACIONES.
- 7.- LIMITACIONES.
- 8.- CONCLUSIONES.
- 9.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

## 1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Desde la construcción de las primeras presas de tierra y enrocamiento, se tiene noticia de problemas y fallas cuyas causas no fueron claramente determinadas. Por otra parte, la creciente necesidad de construcción de presas, tanto grandes como pequeñas, en sitios con características desfavorables y la construcción de cortinas con alturas cada vez mayores, compuestas de materiales con propiedades diferentes, ha traído consigo la aparición de nuevos problemas e incertidumbres en cuanto a su comportamiento.

Los problemas que se presentan pueden considerarse desde leves, que no implican riesgo ni encarecimiento para la obra, hasta los graves que producen la falla total de la estructura.

La índole de los problemas varía de acuerdo con los diferentes factores que afectan las consideraciones del proyecto y comportamiento del prototipo, por ejemplo, una boquilla irregular puede provocar agrietamiento transversal en la estructura por asentamientos diferenciales no considerados en el proyecto; una cimentación construida por suelos granulares puede perder resistencia bajo efectos dinámicos produciéndose la falla, el flujo incontrolado a través de la cortina o su cimentación puede producir tubificación, etc.

En base a las experiencias adquiridas, se ha avanzado en los criterios de diseño adaptándolos cada vez más a las características geométricas y geológicas de las boquillas, a las pro-

propiedades de los materiales disponibles, a la sismicidad y clima de las regiones en que se localizan las obras, etc., sin embargo, es muy difícil evaluar los efectos que se producen en el comportamiento de cada estructura en particular, al conjugarse todas las variables que intervienen en su diseño.

Por todo lo anterior, se han desarrollado diferentes medios que permiten conocer, con ciertas limitaciones, las relaciones — entre los diversos factores que están presentes en el proyecto de una presa y el efecto que producen al combinarse, en el comportamiento de la misma.

Entre los medios utilizados se pueden mencionar los modelos fotoelásticos, los modelos de materiales equivalentes, los modelos matemáticos y las mediciones en el prototipo por medio de dispositivos denominados instrumentos.

## 2 OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACION

Los propósitos que se pretenden lograr por medio de las -- observaciones en los instrumentos instalados en presas pueden -- dividirse en dos grupos:

- a) Detección de los problemas que se presentan y evaluación de la importancia que revisten para la seguridad y economía de la estructura.
- b) Revisión de los criterios de diseño y construcción a partir de una mejor comprensión de los fenómenos -- y la verificación de las hipótesis de partida.

Los objetivos antes mencionados deben buscarse durante el desarrollo de las tres etapas fundamentales que constituyen la vida de una presa o sean la etapa de construcción, el primer -- llenado y operación subsiguiente.

La posibilidad de detectar, mediante instrumentos de medición, los problemas de comportamiento y evaluar su magnitud, -- reviste particular importancia durante la etapa de construcción y primer llenado de la presa, siendo posible en muchos casos -- evitar o disminuir el riesgo, por ejemplo instalando pozos de -- alivio si de acuerdo con las lecturas piezométricas se observan subpresiones importantes en la cimentación de una presa. Sin -- embargo, en la etapa de operación subsiguiente es también muy -- importante no descuidar la observación del comportamiento de -- una estructura como sucede con frecuencia, pues se han presen-- tado casos inquietantes de presas, que varios años después de -- su primer llenado, presentaron signos de mal comportamiento.

Una vez detectados los problemas de comportamiento, la evaluación de su importancia, para determinar si una estructura está en estado crítico en cuanto a seguridad, constituye uno de los aspectos más difíciles de lograr en la práctica, pues aún conociendo con cierta exactitud la magnitud de los fenómenos que se están presentando en cualquiera de las etapas en la vida de una presa, no es posible, en la mayoría de los casos, asegurar que se tiene un estado crítico. Esto se debe a la incertidumbre, especialmente en la magnitud, de los valores de esfuerzos y deformaciones estimados por medio de las teorías actuales, contra los cuales deben compararse los valores observados para evaluar sus efectos.

Por otra parte, el retraso que existe entre la observaciones efectuadas en los instrumentos y la interpretación de los resultados, puede producir que en un cierto momento se presente un estado crítico en forma súbita, cuyos indicios escapen al personal encargado de la observación.

Un ejemplo de un caso en que se tuvo la incertidumbre de si se estaba frente a un estado crítico de seguridad, se refiere a la Presa Guadalupe. En esta Presa se han presentado, en su cimentación, inversiones de deformaciones de extensión a compresión y viceversa, observadas mediante extensómetros (fig. 1). En un principio, sobre todo por la brusquedad con que se presentó la primera inversión, se temió por la estabilidad del conjunto, pero al no disponer de un patrón confiable de comparación se optó por proseguir su operación, con ciertas

precauciones, observándose si las deformaciones se estabilizaban.

Es de esperarse que el avance en el desarrollo de ciertas teorías tales como el método del elemento finito para la estimación de desplazamientos permitirán obtener patrones de comparación más precisos.

En cuanto a la revisión de los criterios de diseño y construcción verificando la hipótesis y estudiando los efectos de los diversos factores que influyen en el comportamiento de una presa, puede decirse que se han logrado notables avances, especialmente en los últimos quince años, en que se han instrumentado en forma extensa algunas presas.

Un ejemplo de revisión del criterio de diseño a partir de la observación de los fenómenos por medio instrumentos de medición se presenta en el capítulo 6 y corresponde a la presa La Angostura.



### 3 OBSERVACIONES NECESARIAS

La determinación de las observaciones necesarias, con el objeto de elaborar un proyecto de instrumentación, requiere un conocimiento detallado de las hipótesis que fueron establecidas para el diseño de la cortina y considerar los posibles factores que intervendrán en el comportamiento del prototipo en ese caso particular.

Una vez conocidas las hipótesis mencionadas, se analizará cuidadosamente cada una de ellas y se determina si el grado de incertidumbre con que fueron establecidas, puede tener efectos tales en el comportamiento que se amerite su verificación en el prototipo.

Por otra parte, se debe tratar de evaluar en que medida fueron tomados en cuenta los factores que afectan al proyecto, tales como son las características de la boquilla, propiedades de los materiales disponibles, función de la obra, clima y tiempo de ejecución, características geológicas y sísmológicas regionales, poblaciones aguas abajo, inversión en la obra, etc.

Con toda la información mencionada se determina el tipo de observaciones necesarias y se elabora el proyecto con localización y tipo de aparatos por instalarse. En la elaboración de este proyecto deberán balancearse los siguientes aspectos: la necesidad de observar el comportamiento de la estructura para detectar posibles problemas, la conveniencia de obtener información para revisar criterios de diseño y

construcción, el costo de la instrumentación con respecto a la inversión total, la interferencia de la instalación con la construcción de la cortina y la magnitud de los daños aguas abajo producidos por una falla. Este último aspecto en muchas ocasiones rige sobre todos los demás.

El proyecto de localización de los instrumentos, se ha hecho, en la mayoría de las veces haciendo consideraciones, con base en la experiencia, de las zonas en que es deseable hacer las observaciones; sin embargo, sucede con frecuencia que algunos instrumentos se localizan en donde la información es innecesaria y faltan otros en donde la información es esencial.

Por lo anterior, cada vez se hace mas necesaria la utilización, previa a la elaboración del proyecto de instrumentación, de un método como en el del elemento finito, que ayude a visualizar la distribución mas adecuada de los instrumentos. Como un ejemplo de las posibilidades que ofrece el método de elemento finito como guía para localizar los instrumentos en la forma mas adecuada, se presenta la distribución de desplazamientos, obtenida en este caso a posteriori, por medio del método del elemento finito para la presa Guadalupe (fig 2 )

A partir de aproximadamente el año de 1960, el avance de la instrumentación, ha traído aparejado el desarrollo de una gran variedad de instrumentos que presentan diferentes ventajas y desventajas y se utilizan con mayor o menor éxito en la medición de los diferentes fenómenos que integran el comportamiento de una

estructura. A continuación se presentan consideraciones generales en cuanto a los requerimientos para que un instrumento cumpla con el cometido para el que fue diseñado.

Antes de hacer las consideraciones mencionadas, conviene dar las definiciones siguientes:

**Aproximación.** Es el grado de acercamiento de una medición al valor real del fenómeno.

**Precisión.** Es el grado de acercamiento logrado en cada una de una serie de mediciones similares, al valor de la media aritmética. El término repetibilidad puede usarse como sinónimo.

**Sensibilidad.** Es la unidad mínima del fenómeno, que es posible detectar.

**Error.** Es la diferencia entre el valor observado y el valor real.

Debe hacerse notar lo siguiente:

La aproximación depende de la precisión.

La aproximación se expresa cuantitativamente mediante intervalos de confianza que en instrumentación se usan estableciendo un rango de mas o menos una cierta cantidad, lo cual significa que la medición probablemente no difiere en mas de esa cantidad con el valor real.

Se consideran como requerimientos para que un instrumento cumpla su cometido los siguientes:

- a) Su sensibilidad debe ser apropiada para las necesidades de cada problema particular, debiendo tomarse en cuenta la variación de la magnitud del fenómeno a través del tiempo.
- b) En ciertos casos es más importante la repetibilidad que la aproximación al valor real del fenómeno.
- c) Lograr una alta sensibilidad puede ser de gran valor, aun cuando no se tenga un alto grado de aproximación, pues permite detectar en forma rápida la presencia de una condición desfavorable en el comportamiento.
- d) En determinadas circunstancias la sensibilidad y aproximación pueden estar subordinadas a otros factores como son la resistencia del aparato a las condiciones ambientales.

#### Elección de los instrumentos.

De acuerdo con los requerimientos mencionados, se elige el instrumento más adecuado teniéndose en cuenta que escoger entre varias alternativas para la observación de un mismo fenómeno. Para hacer esta elección también hay que tomar en cuenta que entre más complicado sea un instrumento, es más probable que falle alguna de sus partes componentes.

#### Factores que afectan la aproximación de las observaciones.

Estos factores se pueden agrupar como sigue:

- a) Características físicas del sistema que constituye un instrumento.
- b) Procedimientos de instalación. Pueden afectar el aparato de tal forma que su aproximación teórica resulte sin sentido.
- c) Influencia externa. Está constituida por los efectos de temperatura, humedad, etc.
- d) Adaptabilidad del instrumento. Esta es quizá la fuente de error mas difícil de valorar o sea determinar hasta que punto el instrumento se adapta al medio en que va a medir para que su presencia no altere los resultados.
- e) Errores del observador. Esta circunstancia influye en forma importante en el grado de aproximación obtenido y depende de gran parte de que las lecturas en cada instrumento sean realizadas por la misma persona.

Por otra parte, uno de los medios mas eficaces para evaluar la aproximación que se logra en un determinado tipo de mediciones, es el uso de dos sistemas independientes para la observación de un mismo fenómeno.

#### Tipos de instrumentos de medición.

A continuación se describen algunos de los instrumentos de medición usados actualmente, mencionando brevemente su objetivo y problemas que plantean.

## 5 REQUERIMIENTOS PARA LA INSTALACION DE INSTRUMENTOS.

La instalación de instrumentos requiere el cumplimiento de los siguientes requisitos:

- a) Que el instrumento y sus conductores no sean dañados al instalarse.
- b) Que los procedimientos de instalación sean lo mas adecuado para tener un mínimo de interferencia -- con las operaciones de construcción de la obra.
- c) Que una vez instalado el instrumento se restituyan, hasta donde sea posible, las condiciones del medio en el cual se instala; es decir, que las -- lecturas que se obtengan sean representativas del comportamiento del medio si no existiera el instrumento.

En cuanto a los requisitos a y b, puede decirse que la -- experiencia acumulada en varios años por el personal que desempeña este tipo de trabajos, ha permitido desarrollar procedimientos y normas que han mejorado esos aspectos, así por ejemplo, el diseño de protecciones telescópicas para conductores -- que evitan su falla por extensión, el mejoramiento en el diseño de los instrumentos introduciendo el uso de materiales y -- conexiones mas resistentes, han permitido reducir en forma importante las fallas que se tuvieron en las primeras instalaciones. Asimismo, se han mejorado los procedimientos y equipos -- para instalación de instrumentos procurando adaptarlos a los procedimientos de construcción de la presa.

En cuanto al inciso c, es el mas difícil de lograr, debido, a que se requeriría obtener una compactación del material en — contacto con el instrumento igual a la del material colocado en el resto del terraplén, lo cual se dificulta grandemente por la posibilidad de dañar el instrumento.

**Monumentos superficiales.** Son ampliamente usados en la medición de desplazamientos horizontales y verticales en la superficie de las estructuras. Usando técnicas de control topográfico adecuadas, constituyen quizá el instrumento mas barato y con mas alto grado de aproximación usado en presas.

**Piezómetros.** Se utilizan para mediciones de presión de poro en el interior de las estructuras y su cimentación. Las consideraciones principales para su elección son los cambios volumétricos durante las mediciones y el retardo en la respuesta de los piezómetros a las variaciones de la presión de poro en el material. Este retardo se debe a que inicialmente, la presión en el sistema de medición difiere de la presión de poro en el suelo y se requiere que haya flujo hacia adentro o hacia afuera del piezómetro hasta que se establezca el equilibrio. Este tiempo de respuesta depende de la permeabilidad del medio y del tipo de piezómetro.

Desafortunadamente, hasta la fecha se han tenido serios problemas con los diferentes tipos de piezómetros considerados como de respuesta rápida.

**Inclinómetros.** Se utilizan para medir desplazamientos horizontales y verticales en el interior de las estructuras. El desarrollo de estos aparatos, junto con la invención de los deformómetros verticales, constituyeron un avance notable en el conocimiento del comportamiento interno de los terraplenes. Sin embargo, todavía es necesario perfeccionarlo para aumentar su aproximación que se ve disminuida por la torsión gradual que



sufren las tuberías e inclinación con que se instalan las mismas.

Celdas de presión neumáticas. Sirven para medir esfuerzos totales en el interior de una estructura.

Este tipo de instrumento, de gran utilidad para la observación del comportamiento interno de una estructura, ha planteado dudas en cuanto a la aproximación de las observaciones que se realizan en él. Estas dudas se deben quizá en gran parte al poco conocimiento de la distribución y magnitud de esfuerzos en el interior de un terraplén. Es de esperarse que la investigación del efecto en la respuesta de las celdas, para diferentes diámetros y rigideces del plato, así como la aplicación creciente de los métodos para la estimación de la distribución y magnitud de los esfuerzos internos en un terraplén, permitan evaluar con mayor certeza la aproximación que se logra con estos aparatos.

Extensómetros lineales. Sirven para medir deformaciones en el interior de una estructura.

Este tipo de instrumentos proporciona una mayor aproximación que la que se puede lograr con los últimos tipos de inclinómetros. Sin embargo, los datos que proporcionan, corresponden a zonas muy localizadas. Su desarrollo ha planteado varios problemas como son lograr la impermeabilidad del instrumento, debido a que es eléctrico y evitar la flexión de su cuerpo que aumenta la fricción de sus componentes internos reduciendo su aproximación.

En las figuras 3 a 5 se ilustran los instrumentos que se consideran más laboriosos en su diseño e instalación.

## 6 INTERPRETACION DE LAS OBSERVACIONES.

La interpretación de las observaciones obtenidas mediante los instrumentos de medición, con los objetivos señalados en el capítulo 2, constituye la parte mas compleja en el proceso de la instrumentación. Sin embargo, desde hace unos quince años — a la fecha, se ha tenido un desarrollo notable en este aspecto debido a la labor intensa de algunos investigadores que se han dedicado al estudio, a partir del comportamiento observado, de las relaciones que existen entre los diversos fenómenos que se presentan en las presas tales como deformaciones, desplazamientos y flujo en sus estructuras, con las causas que los producen. — Para la realización de estos estudios se ha recurrido a la comparación de los datos obtenidos por medio de los instrumentos de medición, con los datos estimados por otros medios.

La interpretación de las observaciones ejecutadas por medio de instrumentos, en los últimos 15 años, en diferentes presas de tierra y enrocamiento, permiten tener en la actualidad — una visión general de la forma en que se desarrollan los desplazamientos y deformaciones internas en las estructuras y las causas y consecuencias de tales movimientos. Estos movimientos se ha visto que no son el resultado solamente de los cambios — volumétricos sufridos por los diferentes materiales que forman el terraplén y la cimentación sino también de las deformaciones por cortante y deformaciones plásticas.

Si se considera que una presa de materiales graduados se compone de varias zonas, cada una con diferente material coloca

do con diferente contenido de agua y diferente energía de compactación, se comprende que se producen desplazamientos internos — importantes; pero aún considerando terraplenes formados de materiales con parámetros de compresibilidad semejantes, se presentan desplazamientos diferenciales debido principalmente a la incompatibilidad del material de la cortina con la roca de los empotramientos y a las variaciones del contenido de agua producidas por el primer llenado y fluctuaciones subsecuentes del embalse.

A continuación se describe, en forma cualitativa, la evolución de las deformaciones internas que sufre una presa durante — la etapa de construcción, primer llenado y operación subsecuente, con base en la observación del comportamiento en varias presas — en los últimos 15 años.

En esta descripción se considera que los diferentes materiales fueron colocados en condiciones tales que presentaban características de compresibilidad similares.

#### Etapa de construcción.

Se considera que la construcción se inició partiendo de la sección mas profunda y que la compactación se hizo en capas horizontales. En esas condiciones se han observado los siguientes — fenómenos.

a) El asentamiento de cada capa es proporcional al — producto de el número de capas que la subyacen, — multiplicado por el número de capas que sobreyacen a la capa en cuestión.

Esta distribución se ha observado que es aproximadamente parabólica como se muestra en la figura 6 .

- b) En el interior de la cortina, los asentamientos — van siempre acompañados de desplazamientos horizontales. En el sentido del eje del río, en la sección máxima (fig 6), el respaldo de aguas arriba se desplaza hacia aguas arriba y el de aguas abajo hacia aguas abajo. A lo largo del eje de la boquilla, los puntos localizados en ambas laderas se — desplazan hacia el centro. En otros puntos se tiene la combinación de ambas direcciones.
- c) La distribución vertical de los desplazamientos — horizontales durante la construcción, también es — aproximadamente parabólica ( fig 6 )
- d) La magnitud de los asentamientos, depende principalmente de la compresibilidad de los materiales — de construcción.
- e) La magnitud de los desplazamientos horizontales — depende en parte de la forma y lo escarpado de los empotramientos, pero también de la magnitud de los asentamientos. En general la relación entre los — desplazamientos horizontales y los asentamientos — varía desde cero en el centro hasta un máximo de — 0.5 cerca de los empotramientos.
- f) A lo largo del eje de la boquilla, los desplaza — mientos horizontales producen una zona de extensión

próxima a los empotramientos y una zona de compresión en la zona central ( fig. 6 ). Asimismo, en la dirección del eje del río se desarrolla una zona de extensión en la zona central del terraplén. Por lo anterior resulta que hay variaciones muy importantes en la distribución de las deformaciones en uno y otro sentido del terraplén.

g) En la zona central del corazón se han encontrado — las siguientes condiciones de esfuerzos.

Esfuerzo vertical =  $\delta h$

Esfuerzo en dirección del eje del río =  $K_x h$

Esfuerzo en dirección del eje de la boquilla =  $K_y h$

Donde  $K_o > K_x \geq K_a$  ( se ha encontrado de 0.30 a 0.50)

$K_o < K_y < K_p$  ( se ha encontrado de 0.50 a 0.75)

Según esto, considerando que el coeficiente de presión horizontal del terraplén, en la dirección del eje del río, es generalmente menor de 0.5, un pozo relleno de un fluido, que se perfora desde la corona de la presa por ejemplo para inyección de la cimentación, induce una presión que excede la presión lateral del terraplén, a una cierta profundidad, produciendo el fracturamiento hidráulico.

h) La mayor parte de los desplazamientos internos se desarrollan antes de terminar el terraplén; por ello, las grietas transversales en la etapa de construcción, solo se pueden producir abajo de la corona y únicamente en el caso de que las paredes de la grieta abierta sean capaces de sostenerse.

Por otra parte, la zona de extensión mostrada en la fig 6 es una zona en la cual la presión lateral es reducida pero no es cero.

#### Primer llenado.

Durante el primer llenado, la saturación de los materiales granulares del talud aguas arriba, generalmente provoca un incremento importante de los asentamientos, habiéndose observado los siguientes fenómenos:

- a) La distribución de los asentamientos y desplazamientos horizontales producidos por el primer llenado es bastante diferente a la que se presenta durante la construcción, como se aprecia en la fig. 7
- b) Los máximos desplazamientos tanto horizontales como verticales se producen en la corona y taludes del terraplén.
- c) En dirección del eje de la boquilla se producen deformaciones de extensión cerca de los empotramientos y de compresión en la zona central (fig. 7).
- d) En la dirección del eje del río, el respaldo de aguas arriba se asienta en mayor grado que el corazón y el respaldo de aguas abajo; esto produce que el respaldo de aguas arriba se desplace hacia aguas arriba, reduciendo la presión sobre el corazón arriba del nivel del embalse y aumentando la carga total sobre la parte inferior del corazón en combinación con la carga de agua. Estos efectos

producen una deflexión en el corazón hacia aguas abajo en su parte inferior, mientras que la corona se desplaza hacia aguas arriba ( fig.7).

- e) Los asentamientos que se producen en el respaldo de aguas arriba provocan un arrastre hacia abajo induciendo esfuerzos cortantes, que si rebasan la resistencia al esfuerzo cortante del corazón o del respaldo, producen deformaciones importantes por cortante en el contacto corazón-respaldo que afectan una zona de varios metros de ancho.

Operación subsecuente.

En esta etapa se ha observado lo siguiente:

- a) En general, los asentamientos y desplazamientos horizontales que se producen posteriormente al primer llenado se desarrollan con velocidades menores.
- b) Los asentamientos ocurridos en esta etapa se producen por rompimiento de aristas en los enrocamientos, establecimiento del flujo a través del corazón, humedecimiento del respaldo aguas abajo por lluvia, variaciones estacionales del embalse en base a su operación, mareas, etc.

Los desplazamientos descritos, generalmente no implican que la presa esté en peligro; sin embargo, deberá procurarse reducirlos y tomarlos en cuenta en el diseño para no afectar las estructuras rígidas colocadas dentro de la cortina, como son por ejemplo dentellones, conductos, estructuras para obra de toma, etc.

La mayor parte de los problemas producidos por los desplazamientos diferenciales se pueden evitar o reducir colocando materiales de baja compresibilidad; sin embargo, esto no siempre es posible y además puede crear el problema de agrietamiento transversal al utilizarse materiales que fallan con deformaciones menores.

Con el objeto de ejemplificar la interpretación de los resultados de las observaciones ejecutadas en instrumentos de medición, como un medio para la detección de problemas y evaluación de su magnitud, a continuación se exponen dos casos en que se planteó la posibilidad de existencia de ciertos problemas, se instaló la instrumentación que se consideró adecuada y por medio de la interpretación de los resultados, se obtuvieron conclusiones acerca del comportamiento observado y la importancia y magnitud de los problemas que se presentaron.

#### Presa la Angostura.

Esta presa, cuya sección máxima, materiales de que está compuesta y perfil de la boquilla, se muestran en la fig 8 se instrumentó ampliamente, considerando principalmente la necesidad de observar los efectos en su comportamiento, de lo escarpado de los empotramientos en la zona baja de la boquilla y la diversidad de las características de compresibilidad de los materiales que se colocarían en la cortina.

El corazón impermeable se formó con arcilla inorgánica de mediana a alta plasticidad, procurando colocar la de menor plasticidad en la parte baja y la de mayor en la parte alta. Los respaldos, se formaron en su mayor parte, con arenas y gravas



bien graduadas y los enrocamientos con roca caliza alterada en su mayor parte y con alto contenido de finos.

Comportamiento durante la construcción.

- a) De las mediciones de asentamiento efectuadas durante este período (fig 9) se observó que el corazón impermeable sufrió asentamientos de magnitud por lo menos del doble que los observados en los respaldos de grava-arena.
- b) En cuanto a los enrocamientos, se observaron en ellos asentamientos variables pero de por lo menos la misma magnitud que los sufridos por las gravas y arenas en esta etapa.
- c) La atagüa de aguas arriba se desplantó sobre arenas y gravas del río, observándose que estos materiales resultaron de compresibilidad semejante a la de las arenas y gravas compactadas.
- d) Para definir si los asentamientos diferenciales entre el material del corazón y el de grava-arena, ocurrían en un plano vertical de cortante, en la elevación 495 se redujo el espaciamiento de los instrumentos y se observó que estos asentamientos se distribuían en forma uniforme en una zona de aproximadamente 2 metros de ancho. En esta zona se determinó que las deformaciones unitarias alcanzaron hasta un 15% lo que significa que el esfuerzo cortante debe haber excedido la resistencia al cortante y el

desplazamiento relativo entre corazón y respaldo representa un estado plástico de deformación.

Comportamiento durante el primer llenado.

En esta etapa se observaron los siguientes efectos:

a) La saturación del respaldo de aguas arriba produjo las compresiones siguientes:

Grava y arena 0.04%

Corazón de arcilla 0.50%

Enrocamiento 2.00%

b) Se produjeron marcados asentamientos diferenciales de la corona y respaldo de aguas arriba con respecto al respaldode aguas abajo como se muestra en la fig.10

c) El asentamiento de la cara de aguas arriba del corazón, en este período, fué del mismo orden que el del respaldo de aguas arriba.

d) Los desplazamientos horizontales que se presentaron durante este período se muestran en la fig<sup>11</sup>, en que se observa que el enrocamiento de aguas arriba se desplazó 20 cm. hacia aguas arriba y el enrocamiento de aguas abajo se desplazó 11 cm. hacia aguas abajo.

e) La disminución de la presión que el respaldo ejerce sobre la cara de aguas arriba del corazón, produjo en este último un desplazamiento de la corona hacia aguas arriba de 7 cm. En cambio, la parte --

inferior del corazón se desplazó ligeramente hacia aguas abajo.

- f) Existe la posibilidad de que en la parte inferior de la zona en forma de cuña, formada de grava-arena, se hayan desarrollado deformaciones plásticas en una zona local. Estas deformaciones pueden haber sido producidas por la sobrecarga impuesta por el enrocamiento al asentarse durante el primer llenado.

Las consideraciones anteriores permitieron obtener las siguientes conclusiones:

- a) la instrumentación instalada en esta presa resultó sumamente útil para visualizar el desarrollo de los efectos producidos por la colocación de materiales con diferentes características de compresibilidad.
- b) Las observaciones en los instrumentos permitieron obtener valores de desplazamientos horizontales y asentamientos que sirvieron para juzgar el comportamiento de la presa como satisfactorio.
- c) Es necesario tomar en cuenta en futuros proyectos la posibilidad de que se presenten fenómenos indeseables, similares a los observados en esta presa, tales como el desarrollo de deformaciones y esfuerzos excesivos en el contacto del corazón con los respaldos.

Presa Infiernillo.

Esta presa cuya sección máxima se presenta en la fig 12 , - está compuesta por un corazón relativamente delgado y respaldos de enrocamiento.

El material del corazón consiste en una arcilla de alta -- plasticidad, compactada con humedad ligeramente superior a la -- óptima. El enrocamiento adyacente al corazón se compactó en -- pas menores de 1 m con 4 pasadas de tractor D-8 sin usar agua.

Comportamiento durante la construcción.

- a) Durante este período, los asentamientos observados en ambos respaldos fueron muy semejantes y el asentamiento del corazón ligeramente superior que el -- de ambos respaldos, como se muestra en las figuras 13 y 14 , por lo que se considera que en este período no se presentaron problemas de asentamiento -- diferenciales importantes.

Comportamiento durante el primer llenado.

- a) En este período el corazón y el respaldo de aguas -- arriba se asentaron considerablemente mientras que el respaldo de aguas abajo tuvo asentamientos me -- nores.
- b) Al inicio del primer llenado, el respaldo de aguas -- arriba y la parte superior del corazón se desplazaron hacia aguas arriba pero al producirse el llenado total, el corazón invirtió el sentido de su des -- plazamiento ( fig. 15 ) hasta alcanzar, tres años -- después, un desplazamiento horizontal hacia aguas --

abajo de 10 cm. y un asentamiento de 55 cm. con respecto a su posición al finalizar la construcción. En este período es posible que el respaldo de aguas arriba se haya continuado desplazando hacia aguas arriba aunque no se hicieron observaciones en esa zona por encontrarse llena la presa.

- c) A mediados de 1967, se desarrolló en forma rápida una zona de compresión en el corazón (fig. 16), aproximadamente de 40 m. de profundidad a partir de la corona, que abarcó un espesor de aproximadamente 5m.

La interpretación que se le da al fenómeno es la siguiente:

Al desplazarse el corazón hacia aguas abajo y el respaldo de aguas arriba, hacia aguas arriba, el enrocamiento desarrolló un estado activo de presión que a una cierta profundidad provocó un estado de falla por deformación plástica.

Este fenómeno se presenta en la fig. 17, en que por el punto de intersección de las envolventes de falla para la arcilla y el enrocamiento, se hace pasar tangente, el círculo de falla para ambos materiales.

El esfuerzo principal mayor está representado por la sobrecarga impuesta a la arcilla en el nivel considerado y el esfuerzo principal menor la presión en estado activo del enrocamiento.

A una profundidad menor que la crítica se encuentra desarrollado el estado activo pero la arcilla no falla.

A profundidades mayores la presión lateral del enrocamiento es mayor que la activa y tampoco se desarrolla el estado de falla.

De la interpretación presentada se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- a) No es sencillo evaluar la significación, en la estabilidad del conjunto, de un fenómeno como el que se presentó en la presa El Infiernillo.
- b) Es necesaria la observación por medio de instrumentos, de la evolución de un fenómeno como el presentado en la Presa Infiernillo para tomar, en dado caso, las medidas de corrección o seguridad necesarias.

Los dos casos presentados, sugieren la conveniencia de adoptar procedimientos para minimizar los efectos de incompatibilidad de los materiales.

En la figura <sup>18</sup> se presentan algunas recomendaciones para colocación de materiales y rectificación de empotramientos con objeto de minimizar los asentamientos diferenciales en un sitio desfavorable.

## 7 LIMITACIONES.

Se pueden considerar como las limitaciones mas importantes de la instrumentación las siguientes:

- a) Grado de aproximación logrado en las observaciones. La importancia de esta limitación depende del tipo de instrumento, del material en que se instala y del orden de magnitud e importancia de los fenómenos que se observan. Por ejemplo, en un testigo superficial controlado por medio de intersecciones, se tiene un grado de aproximación, en lecturas de desplazamientos horizontales, alrededor de veinte veces mayor que las obtenidas por medio de la sonda eléctrica, en el brocal de un inclinómetro adyacente, instalado a 30 metros de profundidad. En cuanto al material en que se instala, se tiene por ejemplo que es mas probable que el grado de aproximación con que se obtienen los esfuerzos por medio de una celda de presión, se afecte en forma mas importante, si ésta se instala en un material granular grueso, que si se instala en un medio puramente arcilloso. Esto se debe a que en el material granular pueden producirse concentraciones de esfuerzos en la celda que no representan el comportamiento de esa zona. Por otra parte, un grado de aproximación de  $\pm 5\%$  puede ser excelente si se trata de la medición de presión de

pero y ser inadmisibles en mediciones de deformaciones unitarias por medio de extensómetros.

- b) Número de instrumentos que es posible instalar sin interferir en forma considerable en la construcción de una obra. Esta limitación depende de las características generales de la obra, como son ancho de boquilla, dificultad de acceso a la zona de trabajo, programa de construcción, clima etc.

Este factor limitativo debe ser tomado en cuenta al elaborar un proyecto de instrumentación y tratar de conjugar dos aspectos que se contraponen como son la conveniencia de instalar el mayor número de instrumentos para tener una mejor visión del comportamiento de una estructura y los problemas de interferencia que ello implica.

Es de esperarse que el avance en la comprensión de los fenómenos y el desarrollo de los métodos que proporcionan una visión de la distribución probable de esfuerzos y deformaciones, permitan, con un número mínimo de instrumentos obtener información significativa.

- c) Alteración del medio por la presencia del instrumento. Este factor limitativo es quizá el más difícil de reducir. El grado de dificultad para lograr que un instrumento altere lo menos posible el medio en el cual se instala, depende esencialmente del tipo-



de instrumento, de sus dimensiones, del material en que se instala y de la magnitud de la obra. Así por ejemplo, se considera que una celda de presión de diámetro muy pequeño altera poco las condiciones del medio, pero sus lecturas pueden afectarse grandemente si existe un accidente local como es la arista de una roca actuando sobre ella. En cambio una celda de gran diámetro es menos afectada por los accidentes locales y la rigidez de su membrana afecta en menor grado sus lecturas, pero en cambio su instalación implica una excavación mas grande para alojarla y por consiguiente, la colocación de un mayor volumen de material con características de compactación diferentes pues no es posible lograr un alto grado de compactación en el material que está en contacto con la celda sin la posibilidad de dañarla.

De acuerdo a las consideraciones anteriores, sería necesario diseñar para cada caso particular un instrumento con dimensiones y propiedades diferentes, con el objeto de producir la mínima alteración en el medio. Sin embargo, aunque en la mayoría de los casos no se conoce el grado de alteración que induce un instrumento en el medio en que se instala, se puede tener una idea de este fenómeno por medio de la comparación de sus lecturas, y los resultados de las observaciones efectuadas en instrumentos de otro tipo instaladas en la cercanía.

## 8 CONCLUSIONES.

- a) Los reportes de diferentes fallas y problemas que se han presentado en las presas de tierra y enrocamiento, así como la aparición de nuevos problemas debidos a la construcción de presas en sitios desfavorables, con alturas cada vez mayores y con materiales incompatibles, han hecho necesaria la utilización de la instrumentación como un medio para conocer el comportamiento de estas estructuras.
- b) El objetivo principal de la instrumentación es la detección y evaluación de los problemas de comportamiento. Además, es útil para proporcionar datos que permitan revisar los criterios de construcción y diseño.
- c) En la elaboración de los proyectos de instrumentación deben conjugarse diferentes aspectos, algunos de los cuales se contraponen.
- d) Es conveniente usar, cada vez en mayor grado, métodos como el del elemento finito, como guía para localizar adecuadamente los instrumentos.
- e) El avance en la instrumentación ha traído consigo el desarrollo de un sinnúmero de instrumentos, cuya selección depende de varios requerimientos para que cumplan su cometido.

- f) Se ha avanzado en las técnicas de instalación de instrumentos, adaptándolas a los procedimientos de construcción para minimizar la interferencia.
- g) La interpretación de las observaciones en instrumentos constituye la parte mas compleja en el proceso de instrumentación, sin embargo, se han tenido notables avances en este aspecto en los últimos quince años, permitiendo tener una visión general del comportamiento de las presas de tierra y enrocamiento durante las varias etapas de su vida.
- h) Para la interpretación de las observaciones en instrumentos se ha recurrido a la comparación de valores observados con valores estimados por otros medios.
- i) La interpretación de las observaciones en instrumentos de medición ha permitido en varios casos la detección de problemas de comportamiento y evaluación de su importancia. También ha proporcionado información para revisar criterios de diseño y construcción.
- j) Todavía son numerosas las limitaciones que se tienen en la instrumentación pero se considera que el avance en el estudio de los fenómenos y en el diseño de los instrumentos lograrán reducirlas.

ATENTAMENTE

DAMASO MEDAN FLORES

## 9 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

Comisión Federal de Electricidad ( 1969 ) Experiencias en proyectos Hidroeléctricos, Séptimo Congreso Internacional de Mecánica de Suelos.

Goud James P. y Dumnicliff. John ( 1971 ) Accuracy of field deformation Measurements. Memorias del Cuarto Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos. American Society of Civil Engineers.

Hanna T. H. ( 1973 ) Foundation Instrumentation. Trans Tech Publications.

Marsal R. y Resendiz D. ( 1975 ) Presas de tierra y enrocamiento Limusa.

S.R.H. ( 1975 ) comportamientos de la Presa Guadalupe. Reporte para el Congreso Internacional de Grandes Presas. Empresa.

Tersaqhi K. y Peck R. ( 1967 ) Soil Mechanics in Engineering practice. Wiley International Edition.

Wilson S. y Squier R. ( 1969 ). Earth and Rockfill Dams. State of the Art Volume, Seventh International Conference on soil Mechanics and foundation Engineering.

Wilson Stanley. ( 1975 ) Incompatibility of Materials and Efect. on Dam performance. Universidad de California (Berkeley).

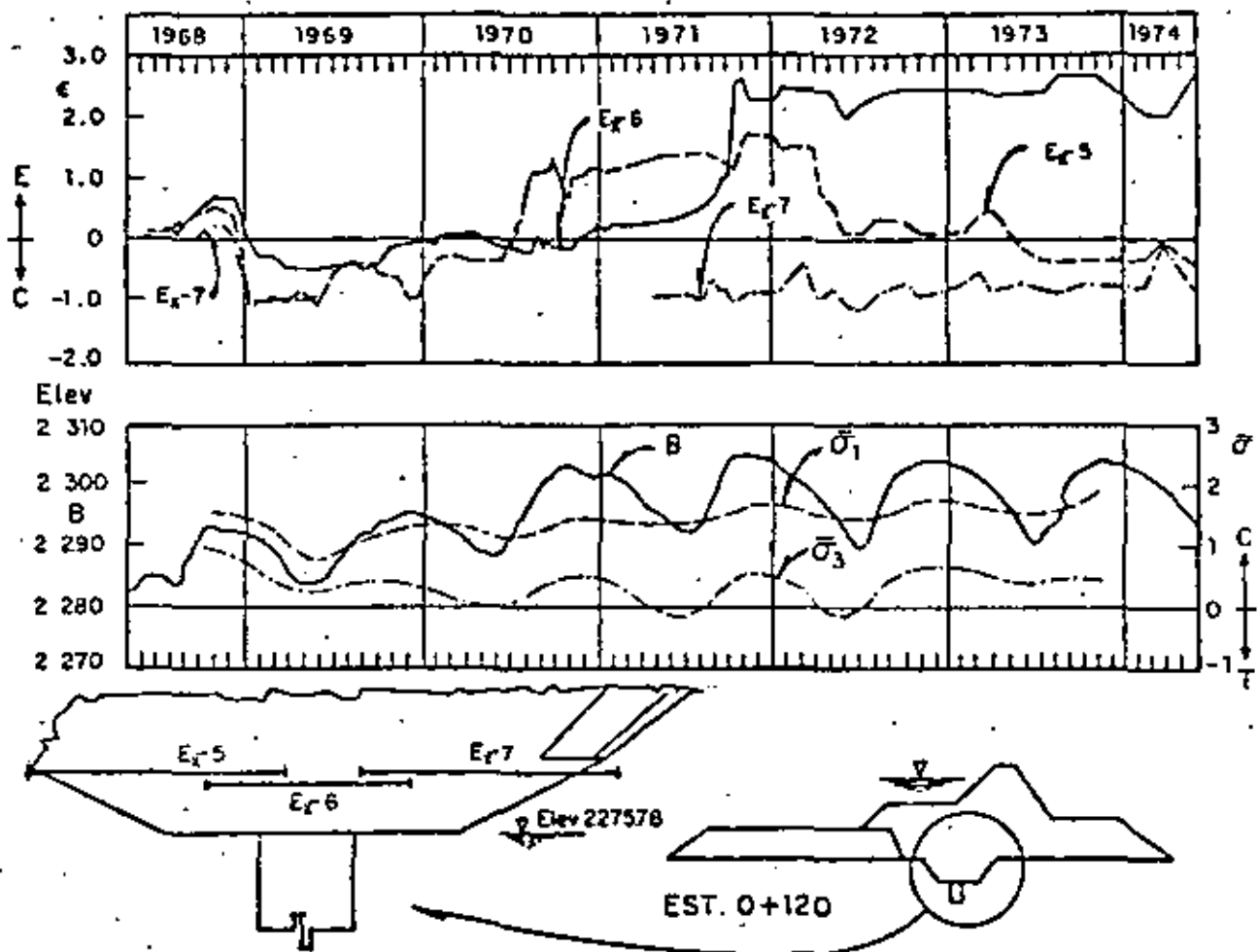
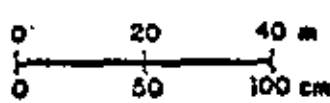
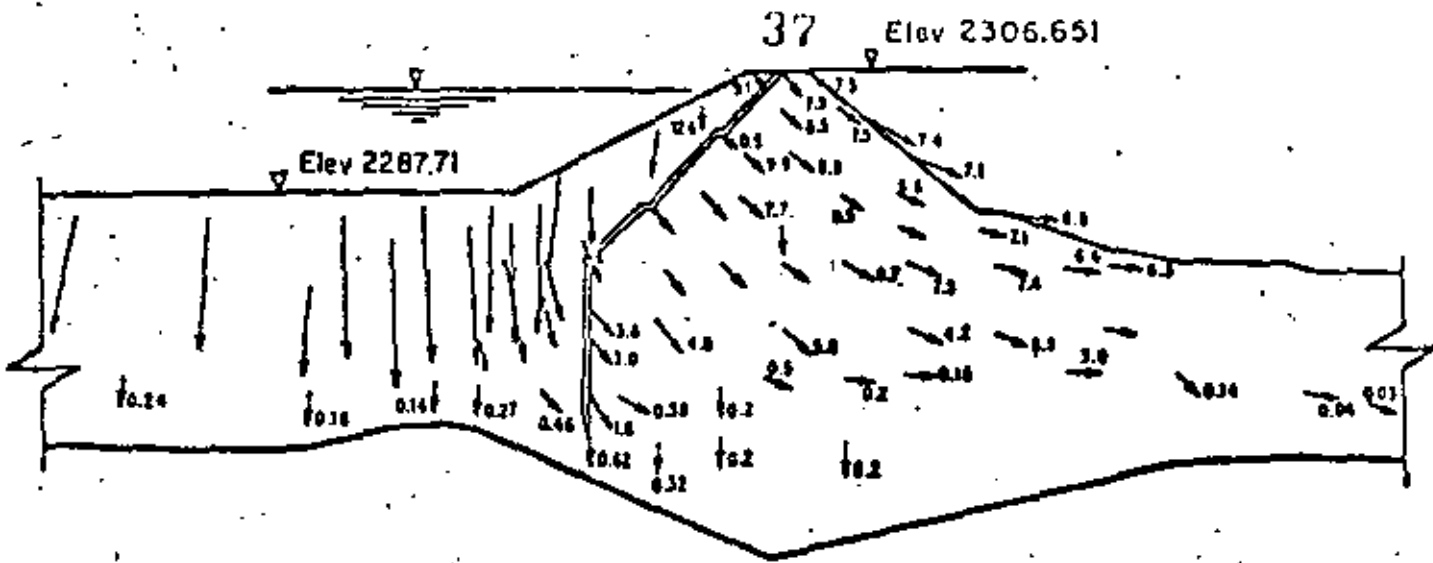


Fig 1.

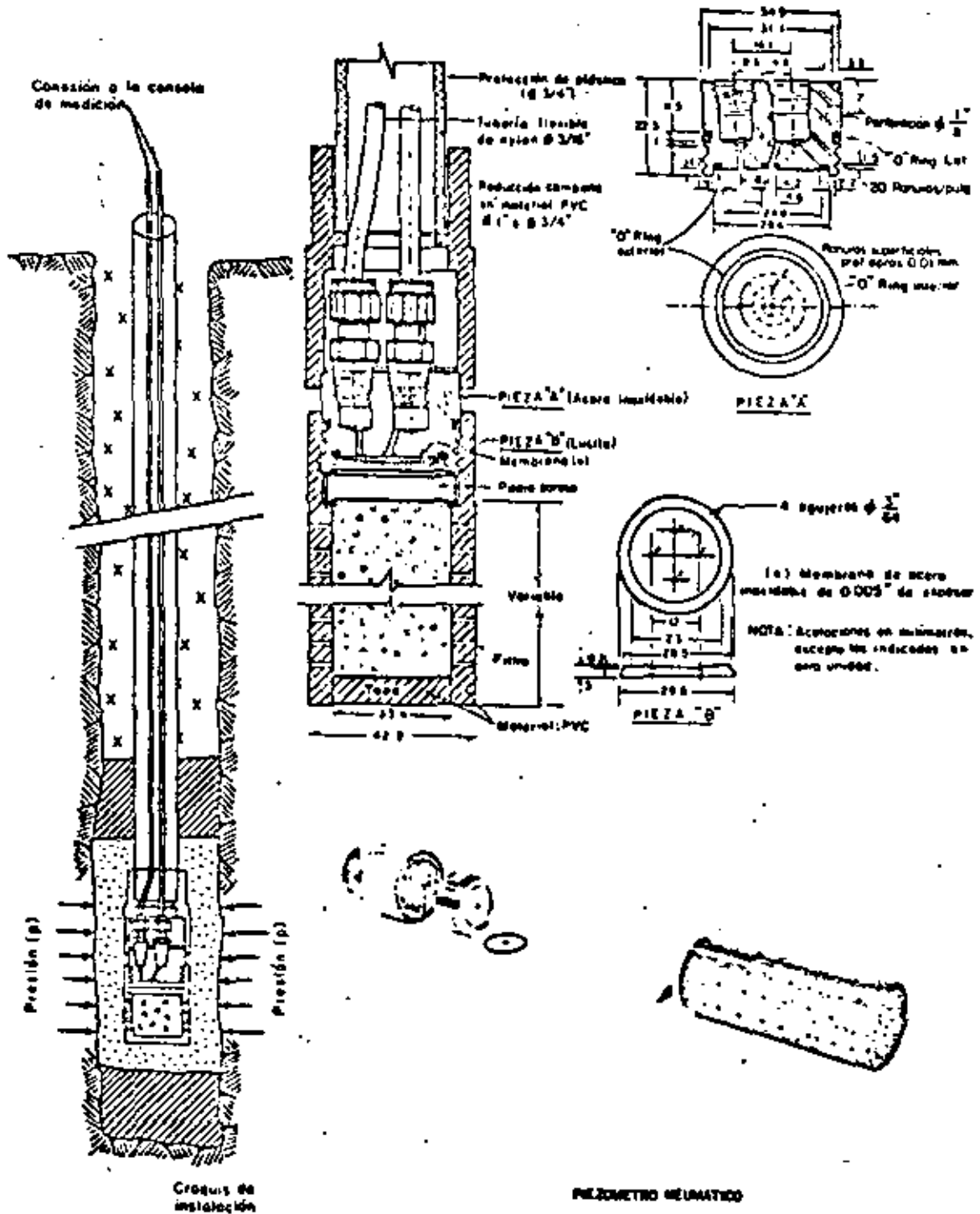


- ① Escala de la sección
- ② Escala de desplazamientos

**VECTORES RESULTANTES DE DESPLAZAMIENTOS  
OBTENIDOS POR EL METODO DEL ELEMENTO FINITO**

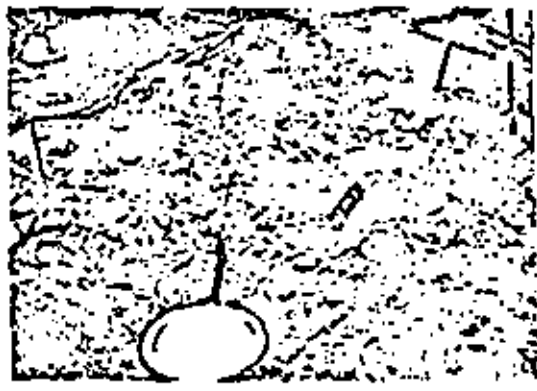
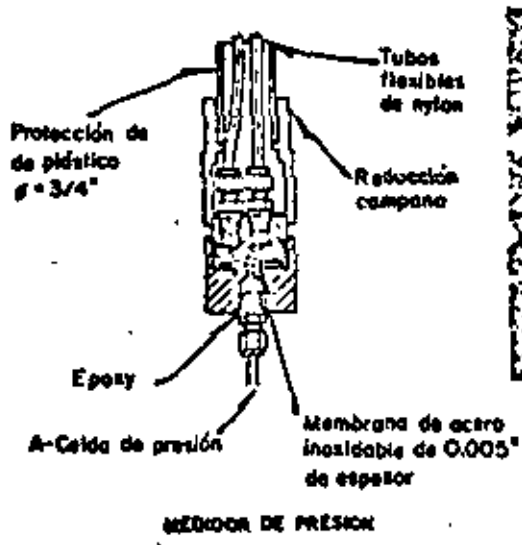
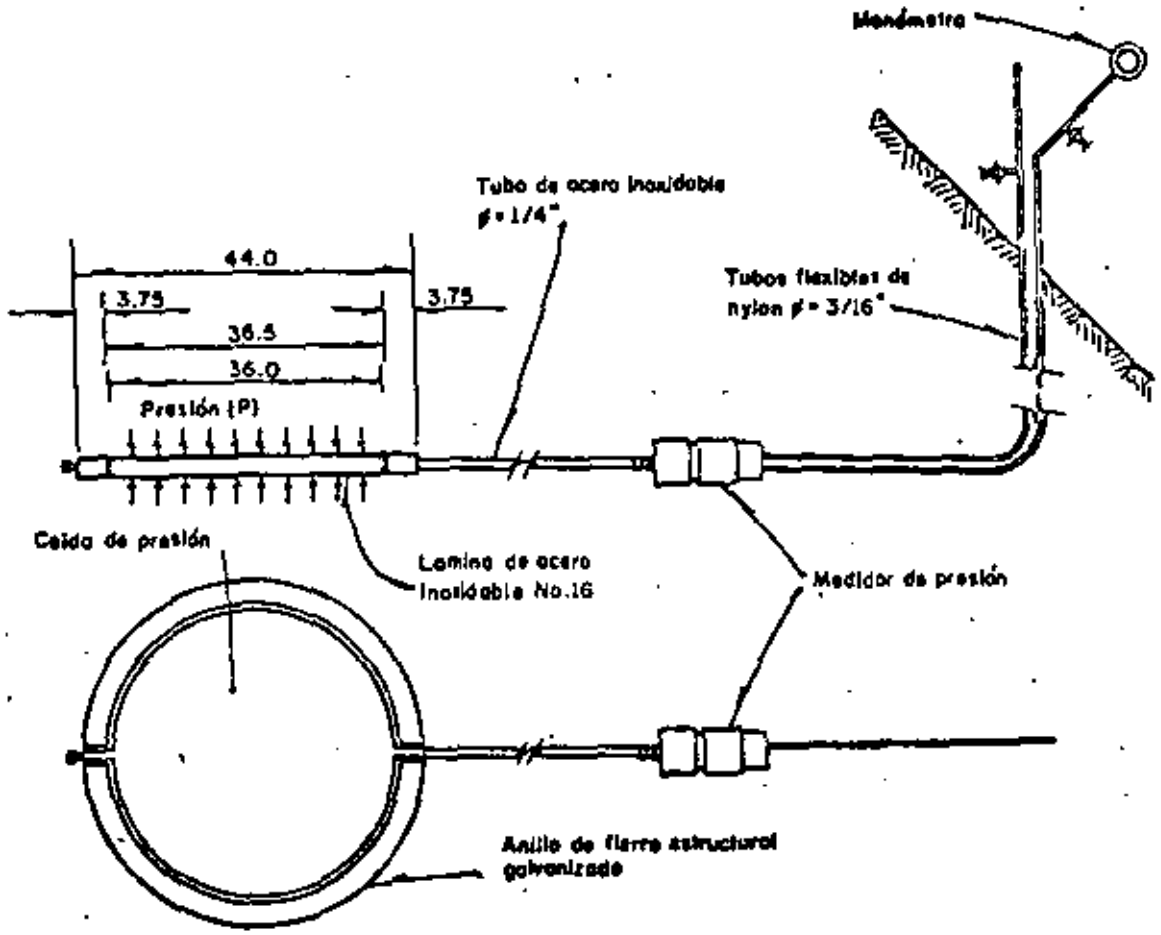
**PRESA GUADALUPE**

**Fig 2**



Piezómetro neumático.

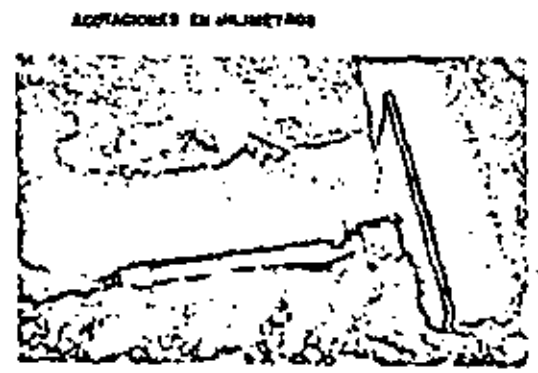
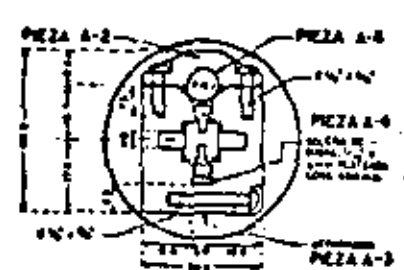
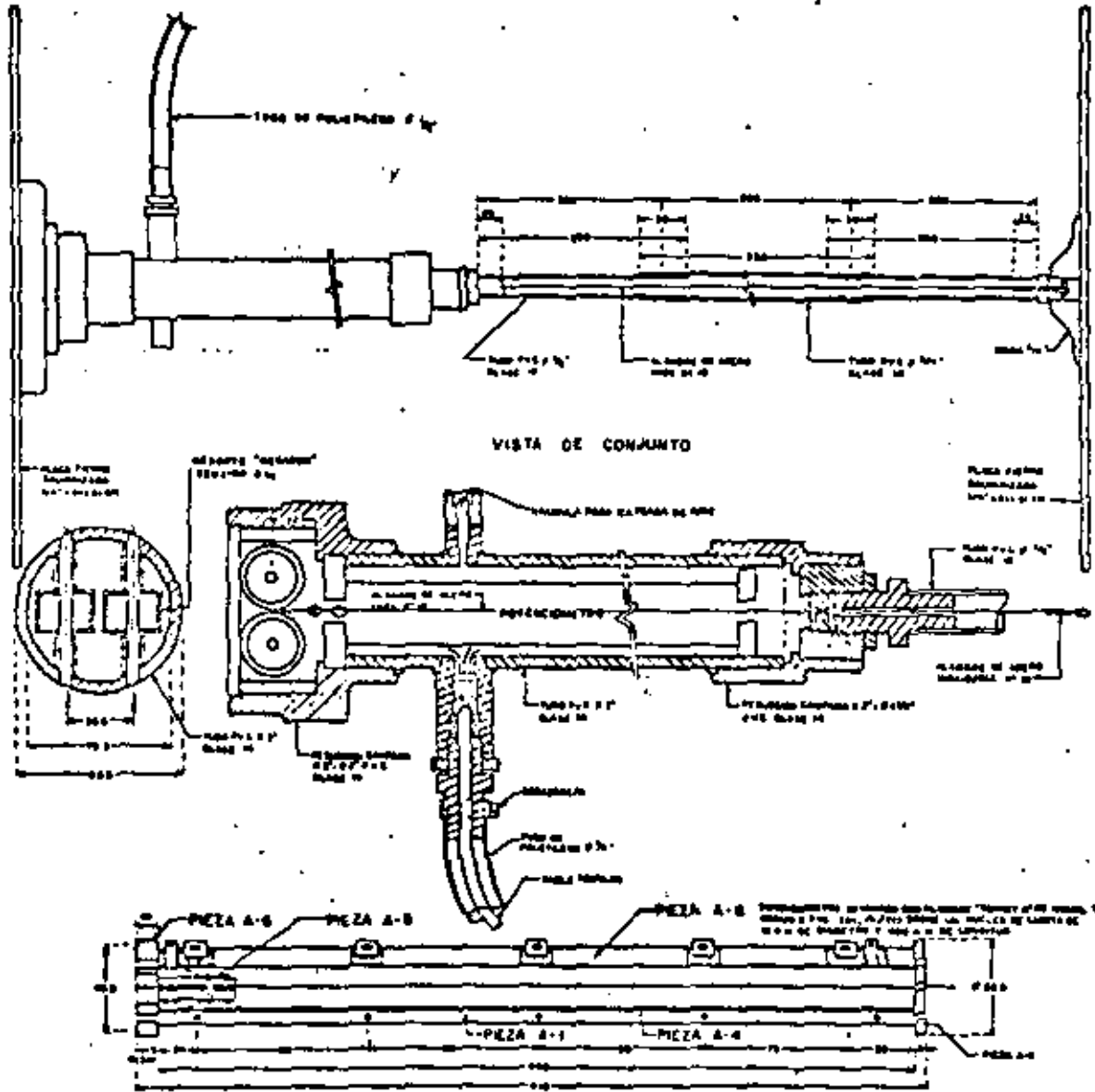
fig 3



Celda de presión.

fig. 4

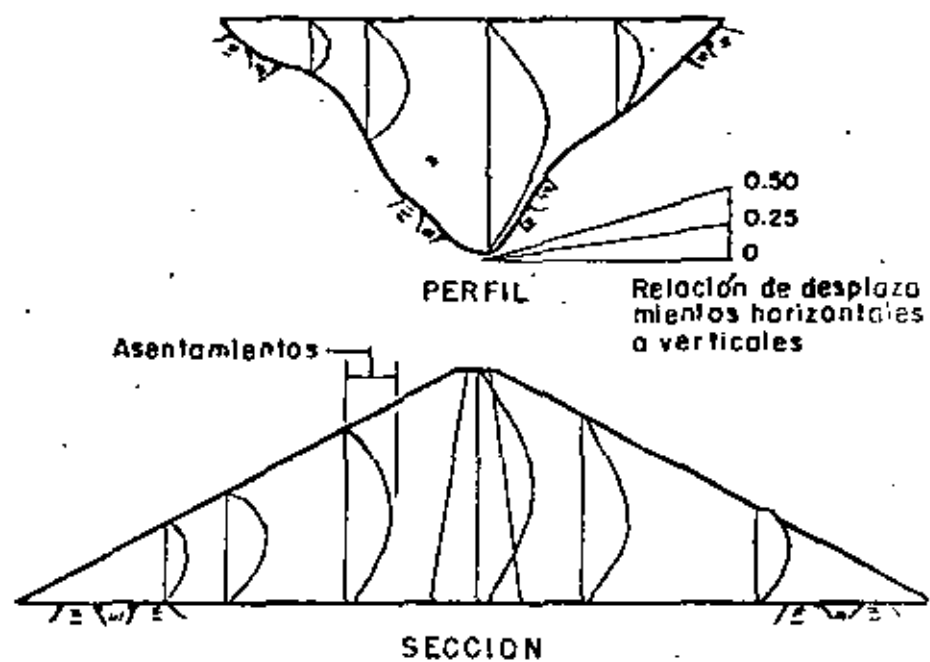
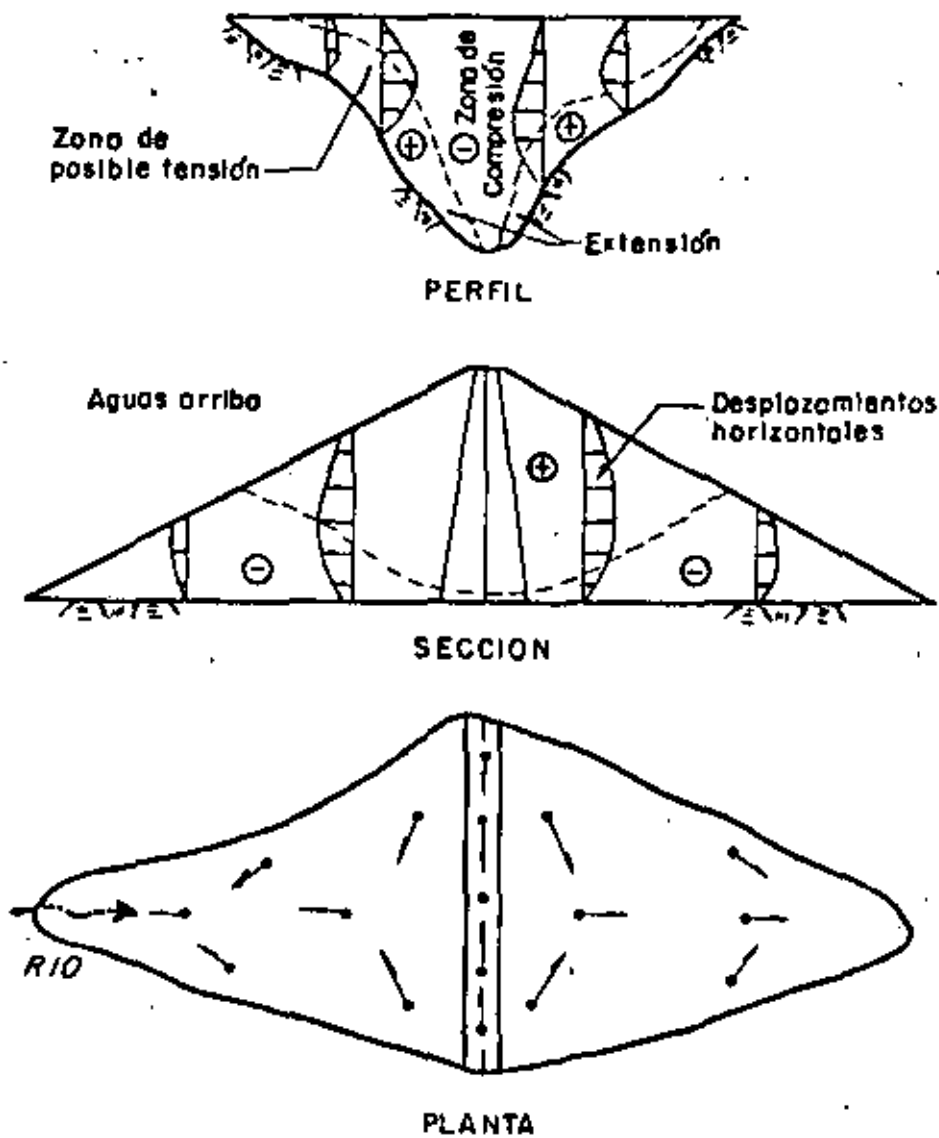




Extensómetro lineal

### MOVIMIENTOS HORIZONTALES

### ASENTAMIENTOS

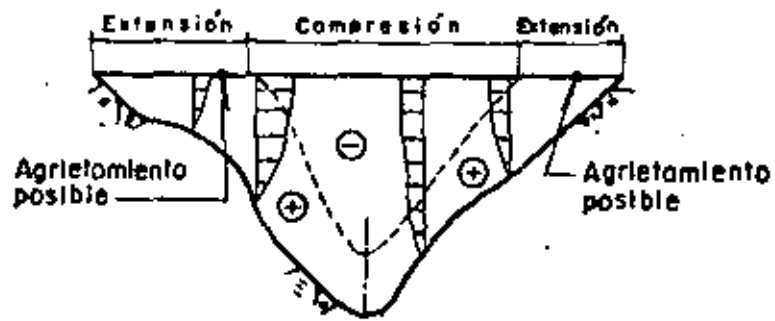


DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES INTERNOS DURANTE EL PERIODO DE CONSTRUCCION

FIG.6

41

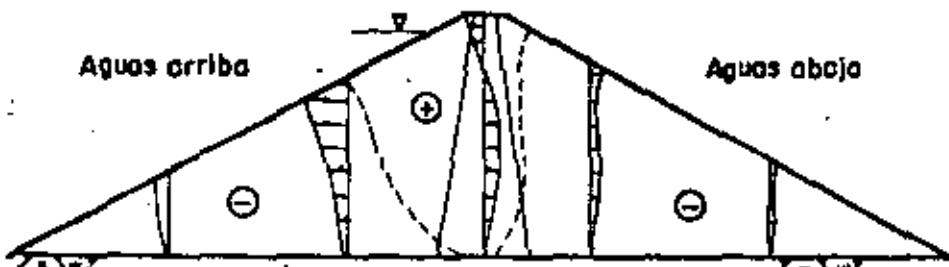
### DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES



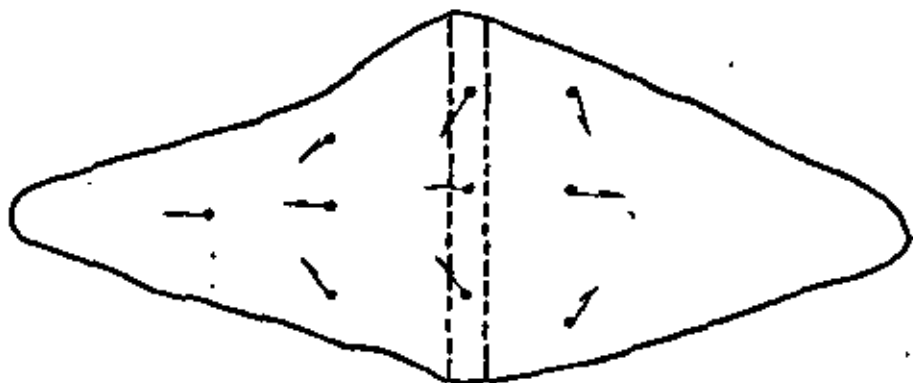
PERFIL

Aguas arriba

Aguas abajo

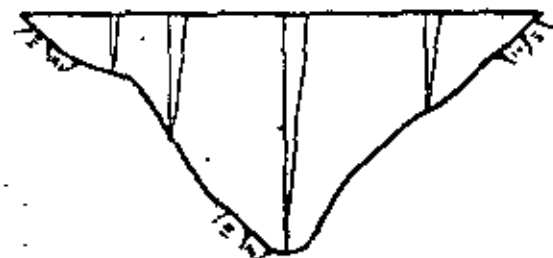


SECCION

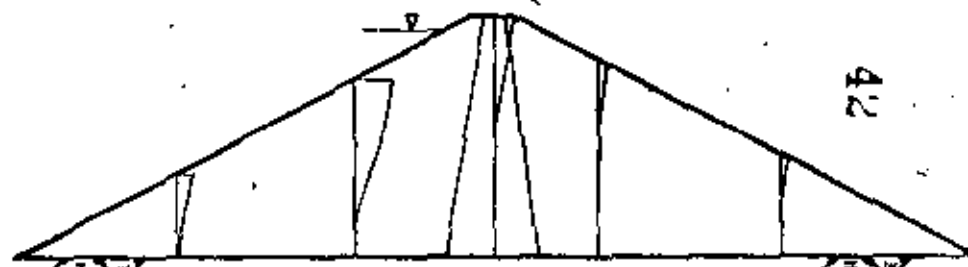


PLANTA

### ASENTAMIENTOS

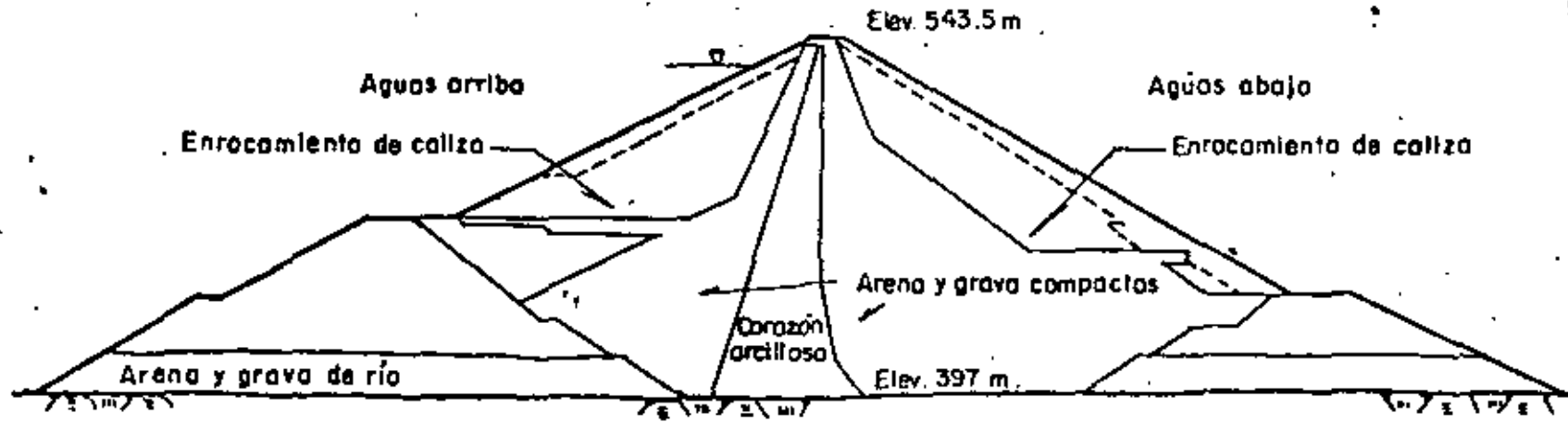


PERFIL

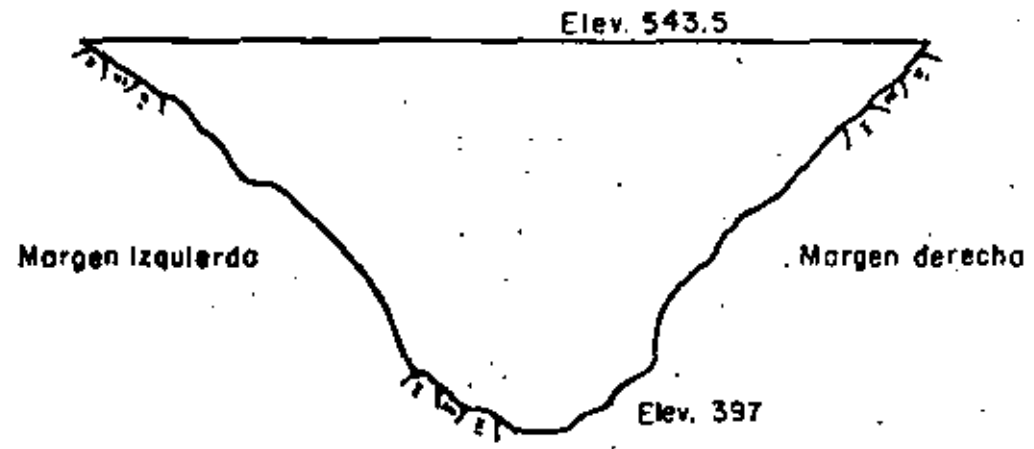


SECCION

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES SUPERFICIALES E INTERNOS DURANTE EL PRIMER LLENADO



SECCION MAXIMA

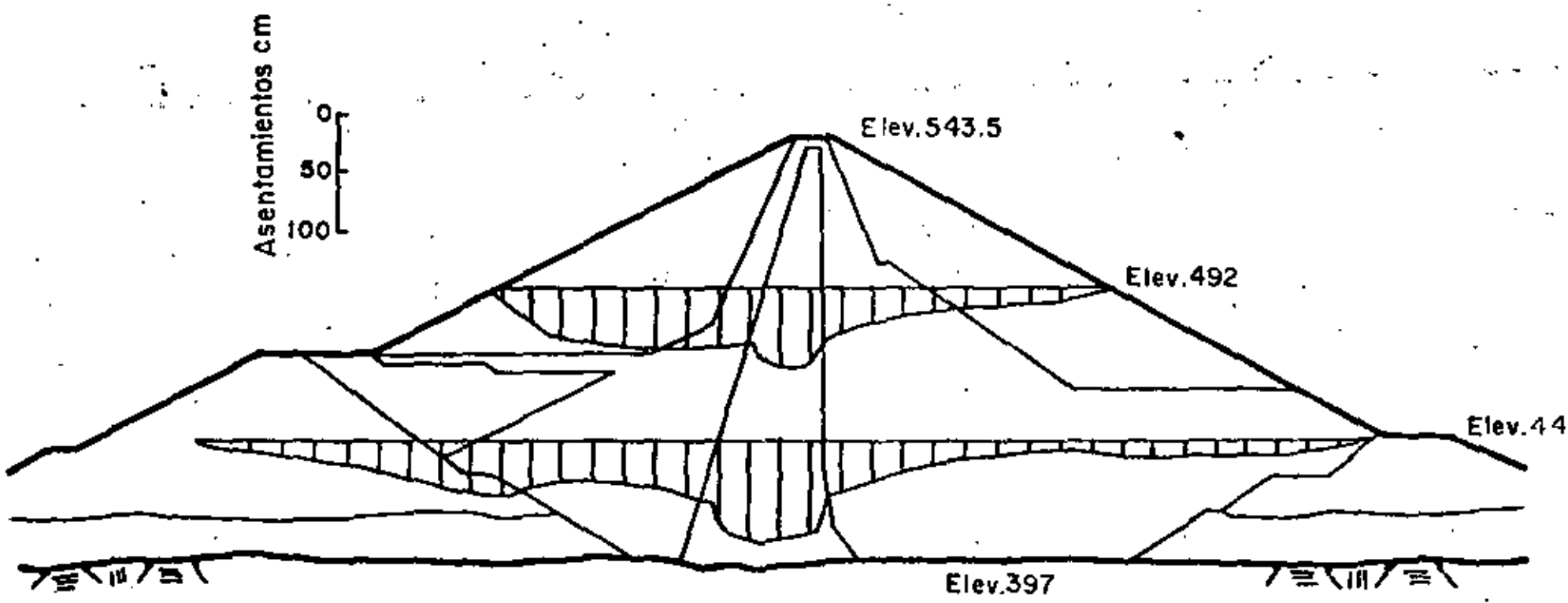


PERFIL

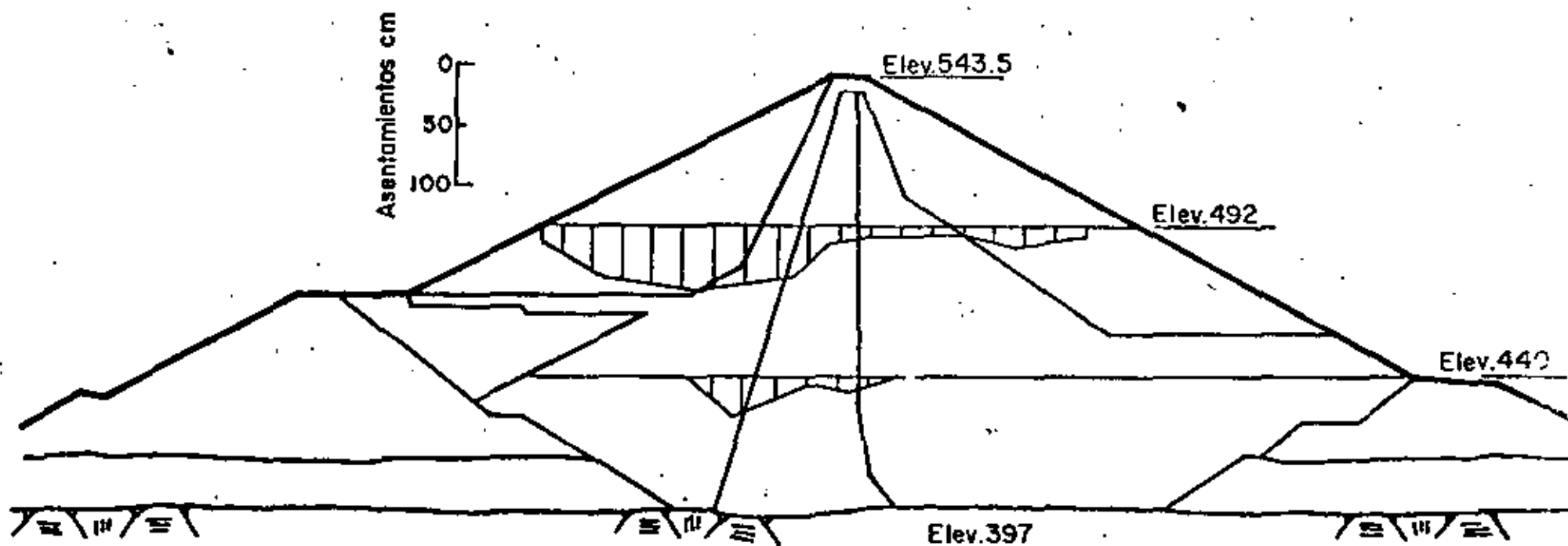
PRESA LA ANGOSTURA

43

FIG. 8

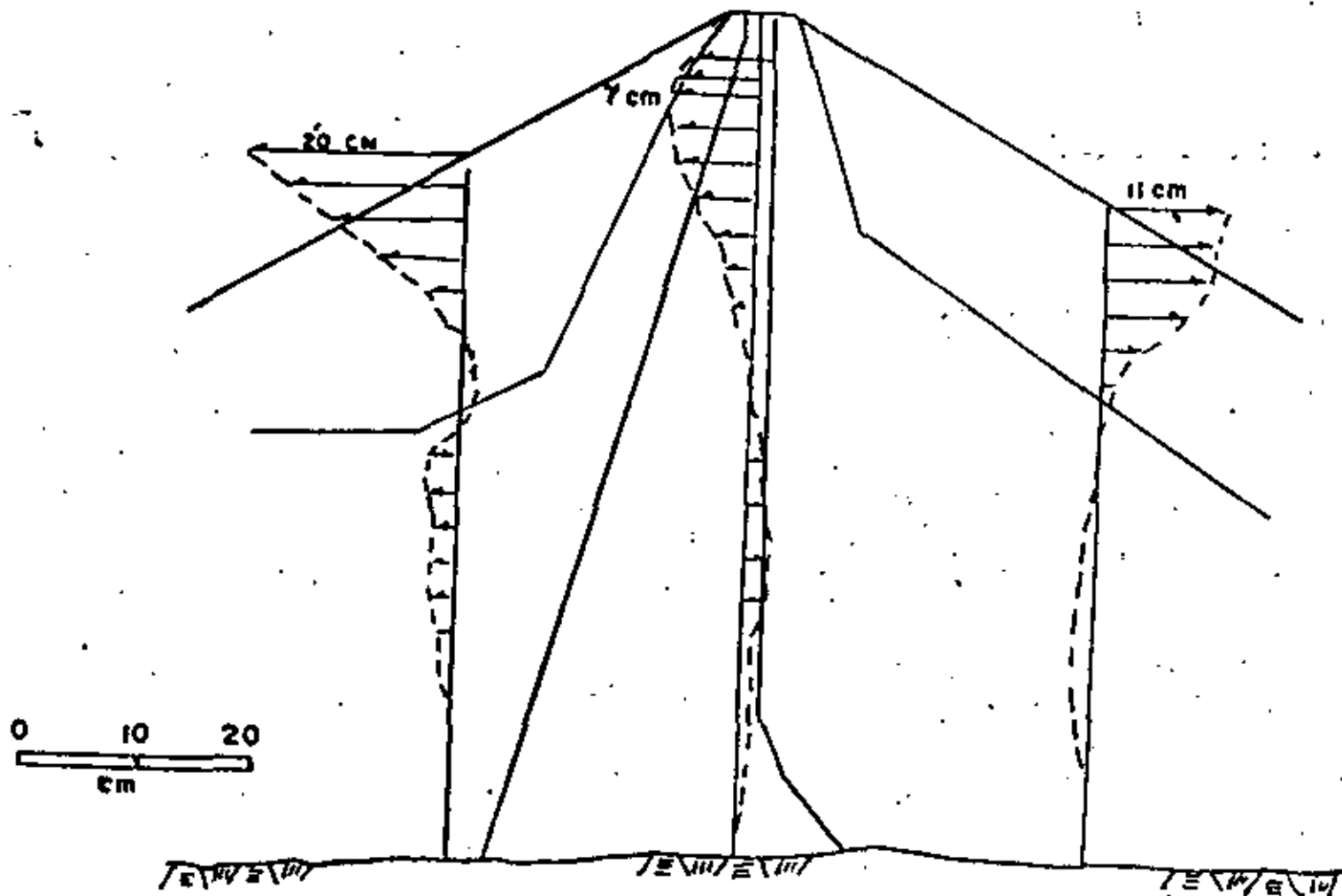


**SECCION MAXIMA**  
**ASENTAMIENTOS DURANTE LA CONSTRUCCION**  
**PRESA LA ANGOSTURA**



SECCION MAXIMA  
 ASENTAMIENTOS DURANTE EL PRIMER LLENADO  
 PRESA LA ANGOSTURA

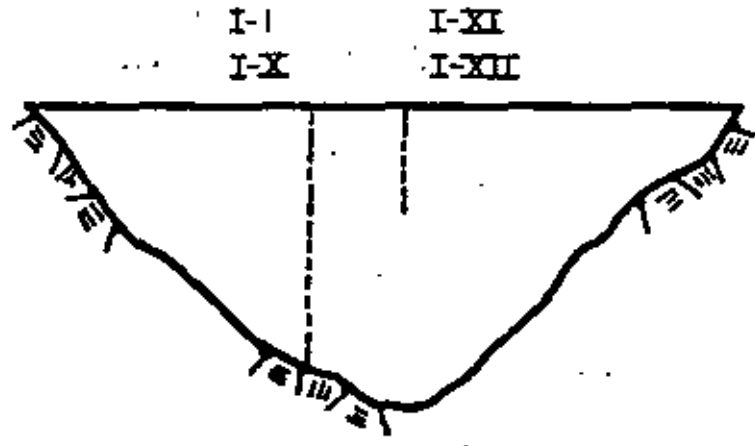
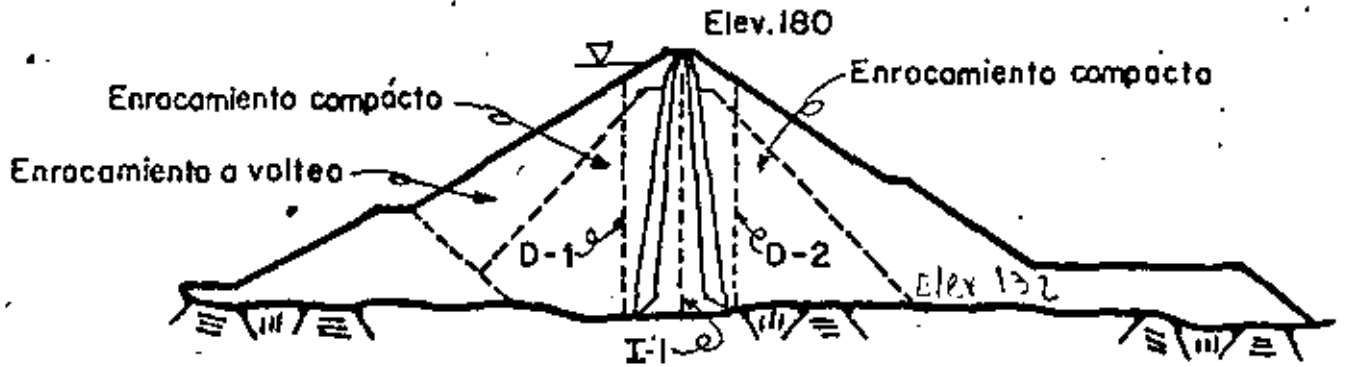
45



DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DURANTE EL PRIMER LLENADO

PRESA LA ANGOSTURA

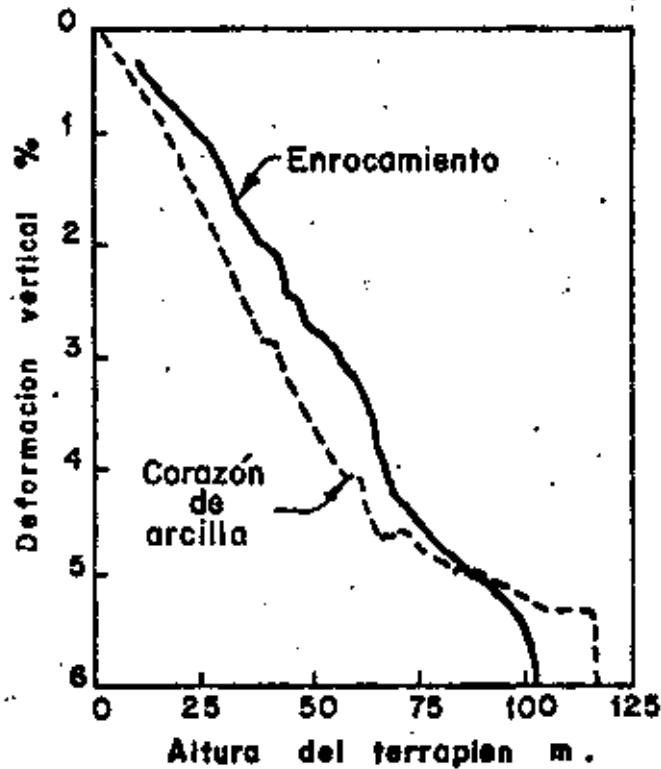
fig. 11



**SIMBOLOS**  
**I** Inclínómetros  
**D** Deformómetro vertical

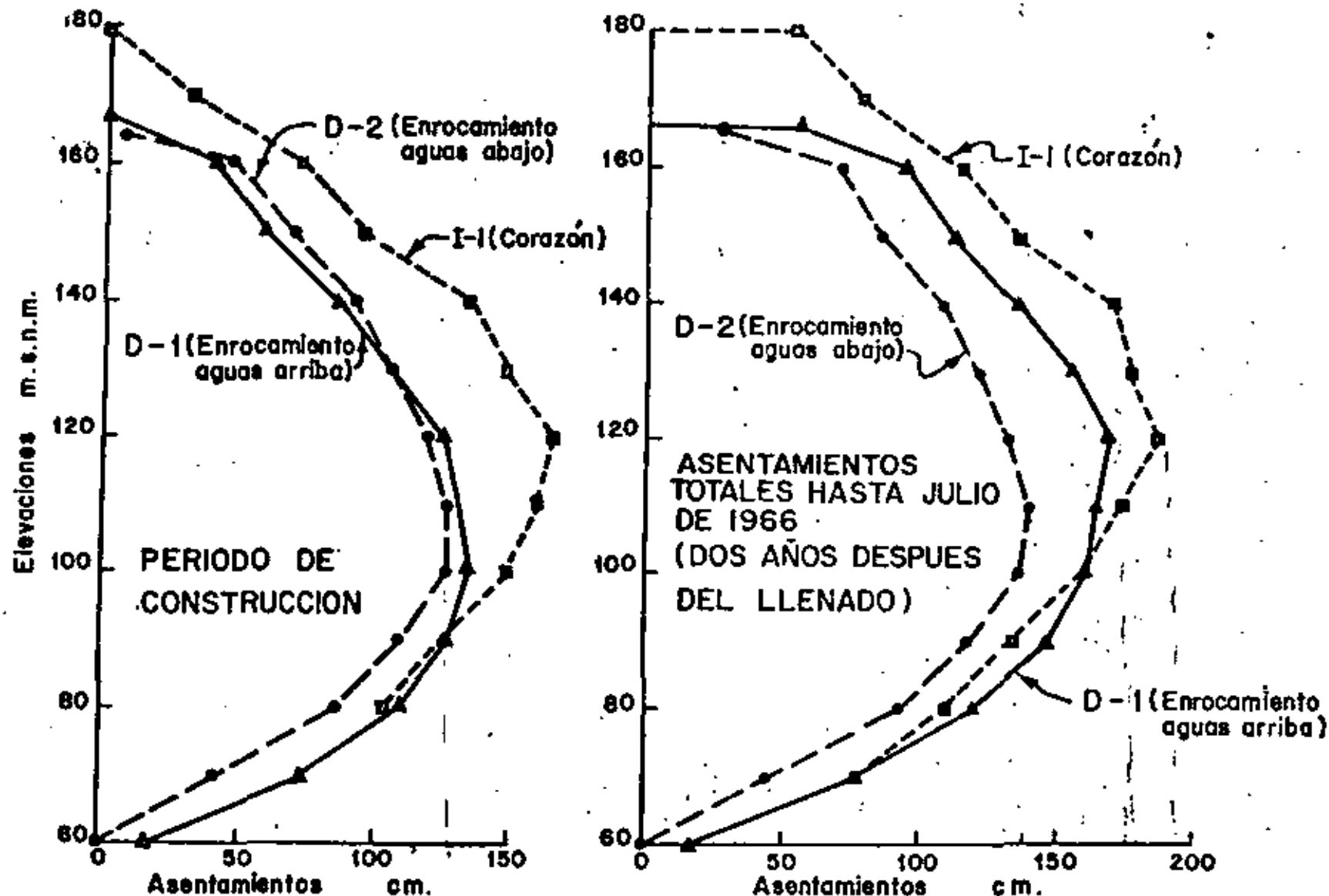
**PERFIL Y SECCION TRANSVERSAL MAXIMA**  
**PRESA INFIERNILLO**





**COMPRESIONES DEL CORAZON Y DEL  
ENROCAMIENTO DURANTE LA  
CONSTRUCCION**

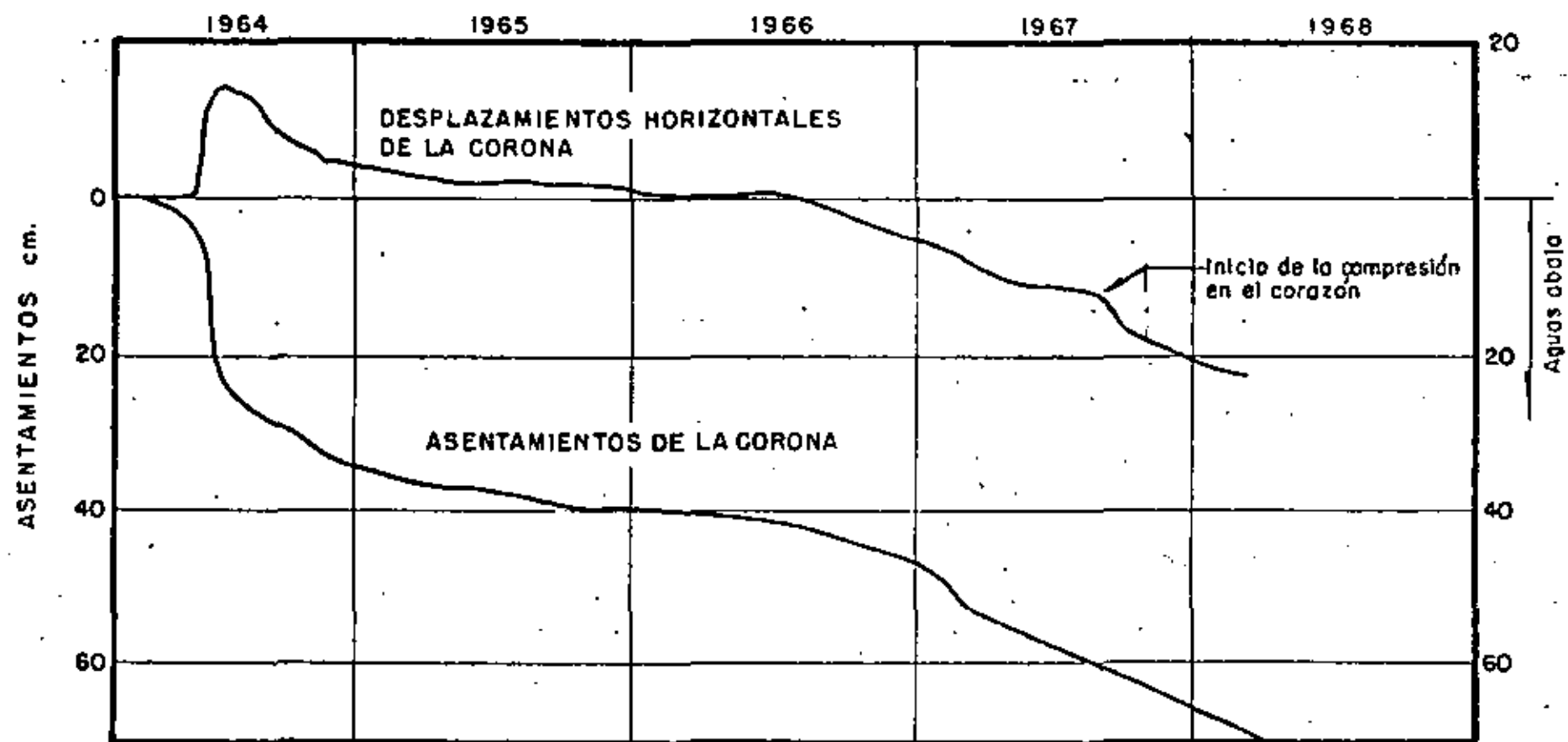
**PRESA INFIERNILLO**



ASENTAMIENTOS  
PRESA INFIERNILLO

FIG. 14

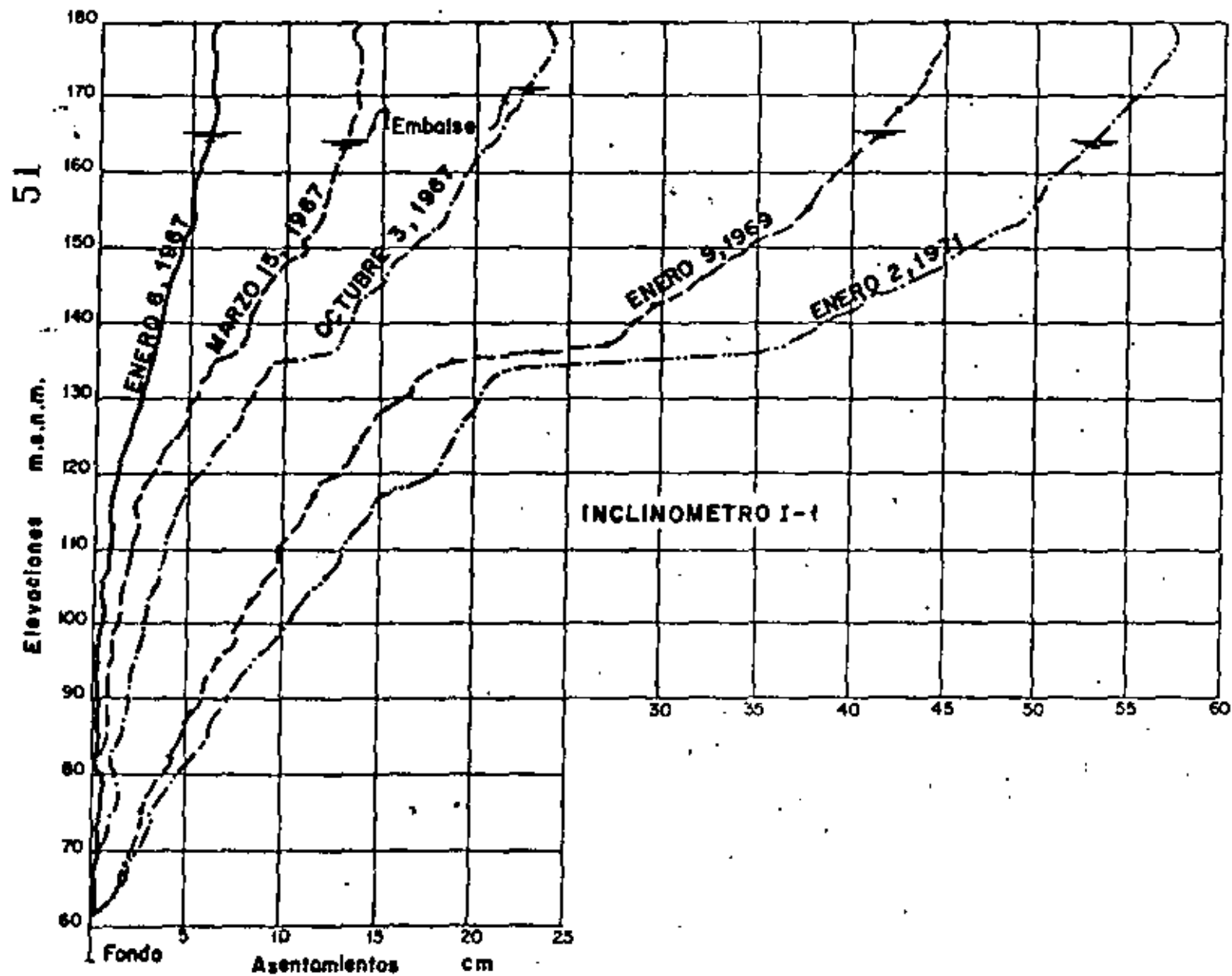
177



DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y  
ASENTAMIENTOS DE LA CORONA

PRESA INFIERNILLO

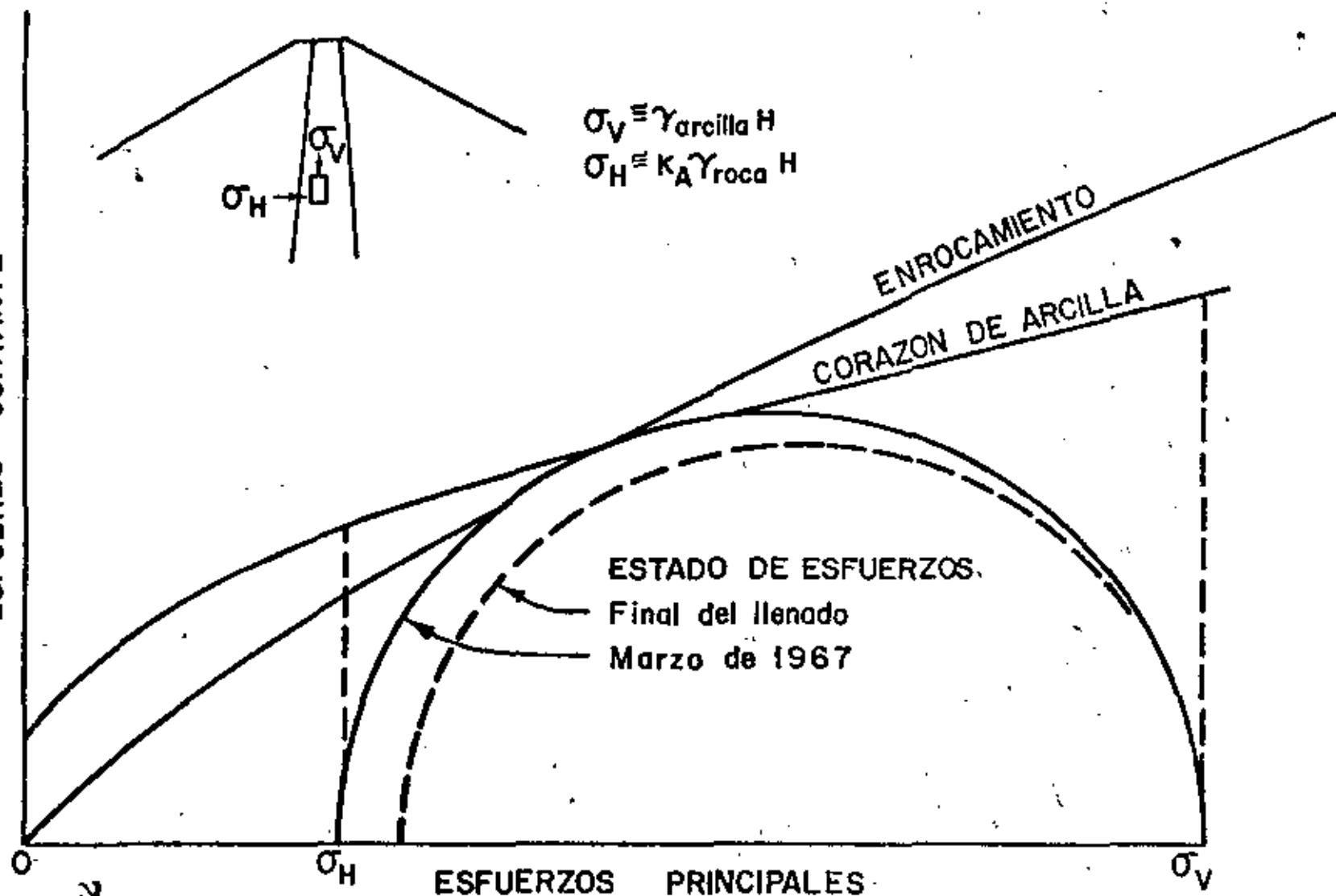
FIG. 15



ASENTAMIENTOS DEL CORAZON  
PRESA INFIERNILLO

FIG.16

ESFUERZO CORTANTE

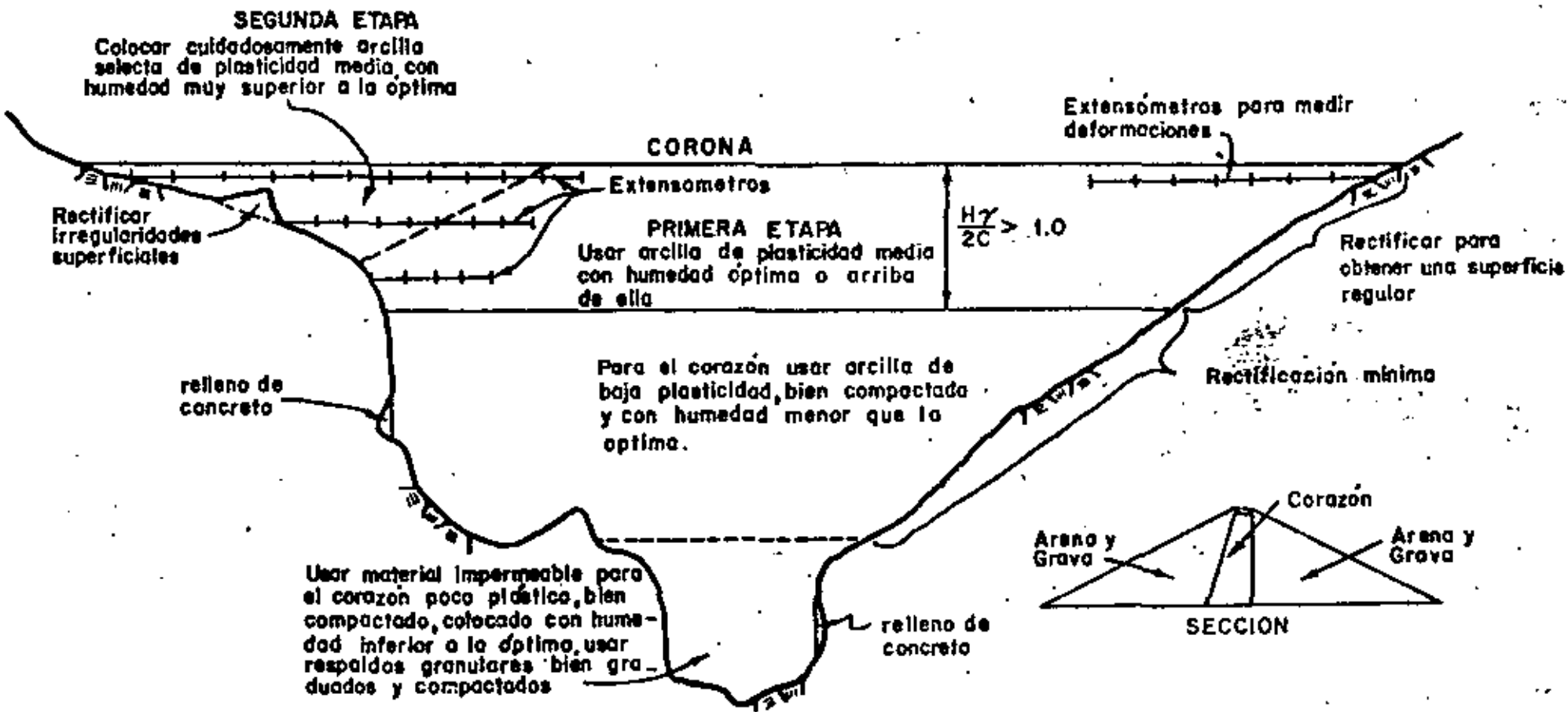


52

ESTADOS DE ESFUERZOS  
EN EL CORAZON

PRESA INFIERNILLO

FIG.17



COLOCACION PROBABLE DEL MATERIAL Y TRATAMIENTO DE LOS EMPOTRAMIENTOS PARA MINIMIZAR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES Y AGRIETAMIENTO VERTICAL EN UNA BOQUILLA ADVERSA

FIG.18



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: "INTRODUCTORIO DE FORMACION DE RESIDENTES  
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMEN-  
TAL".**

**GRAPHICAL SLOPE STABILITY  
ANALYSIS BY USE OF STEREOSETS.**

**PROF. ING. EVERT HERNANDEZ**

**OCTUBRE, 1981.**

4.1 Properties of Spherical Projections4.1.1 General

The orientation (strike and dip) of planes or lines in space can be represented by the intersection of the plane or line with the surface of a reference sphere through whose center the plane or line passes. As can be seen in Figure 4.1, the intersection of a plane with the sphere is a great circle, while a line which parallels the plane will plot as two points, 180 degrees apart, on the great circle. A plane can also be represented by the intersection of its normal with the sphere (the pole of the plane), which will plot as a point located 90 degrees from the great circle, in both the upper and lower hemispheres of the sphere.

To communicate this information, a two-dimensional representation of the spherical projection is necessary. Several types of projection can be used to transfer great circles and points from the spherical surface to the equatorial plane of the sphere.

The equal angle projection (termed a Wulff net or stereonet) is the method used in this report because of the simplicity in plotting the projections. Each great circle on the sphere plots as an arc of a circle on the equatorial plane of the sphere.

Another type of projection, the equal area projection, is used for compiling statistical information on the frequency and orientation of lines or planes. It therefore should be used to plot and evaluate the

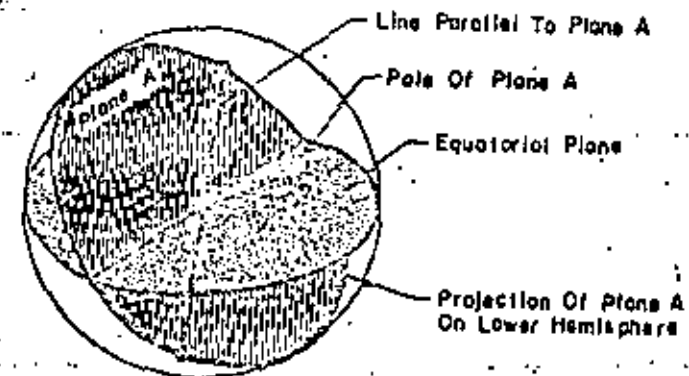


FIG. 4.1 PROJECTION OF PLANE AND LINES ON A SPHERE



raw data from field and borehole mapping of joints and other geologic discontinuities. The equal area projection of great circles from the sphere to the equatorial plane results in a distortion from the circular arc, and therefore is not quite as simple to use for stability analyses as the equal angle projection.

#### 4.1.2 Equal Angle Projections

Figures 4.2 and 4.3 show the lower hemisphere, equal angle method for projecting a point from the surface of the sphere to equatorial plane.

A line is drawn from point P on the sphere to the upper pole, U, of the equatorial plane (dashed line in Fig. 4.2 and 4.3). The intersection of this line with the equatorial plane (P') is the desired projection of point P. In Figure 4.2, the projection of plane A and point P from the lower hemisphere to the equatorial plane is shown; the projection of plane A plots as an arc of a circle (or line of meridian) on the equatorial plane.

The projection of a vertical plane will project as a straight line through the origin of the equatorial plane. A horizontal plane will project as a line of meridian having a radius equal to the radius of the sphere, with the same origin. All points projected from the lower hemisphere will plot within this circle on the equatorial plane. Points from the upper hemisphere projected on the equatorial plane will plot outside the radius of the sphere, as can be seen for the projection, Q', of point Q in Figure 4.3.

A diagram of the stereonet obtained from an equal angle, lower hemisphere projection is shown in Fig. 4.4. The lines of meridian

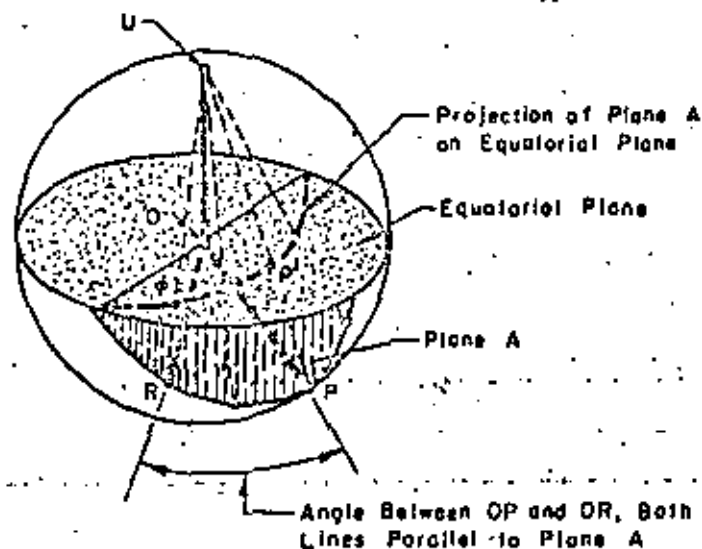


FIG. 4.2. EQUAL ANGLE PROJECTION FROM LOWER HEMISPHERE TO EQUATORIAL PLANE OF THE SPHERE

O' is a Projection of Point O (O is Above the Equatorial Plane) P' is a Projection of Point P (P is Below the Equatorial Plane)

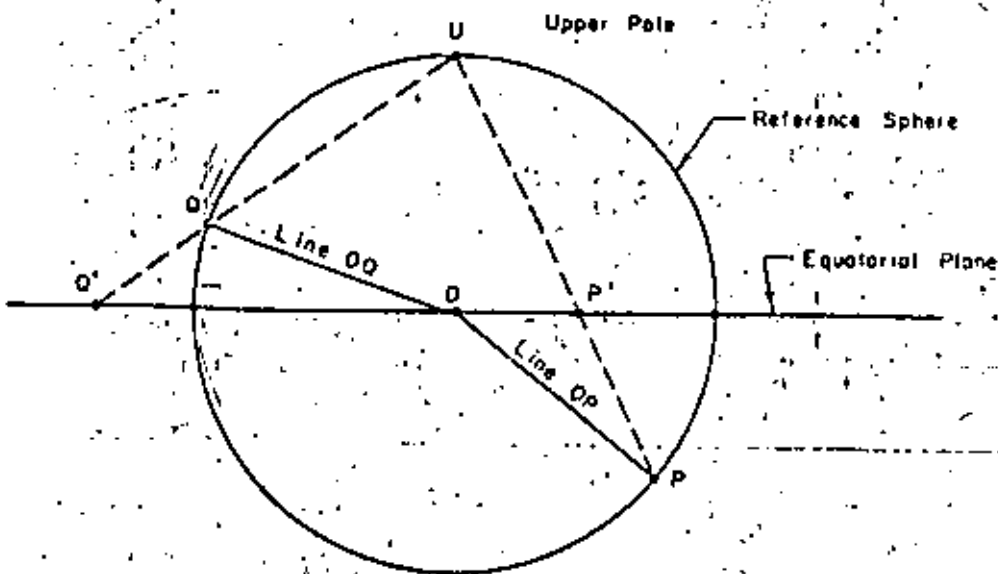


FIG. 4.3 PROFILE OF SPHERE SHOWING METHOD OF EQUAL ANGLE, LOWER HEMISPHERE PROJECTION

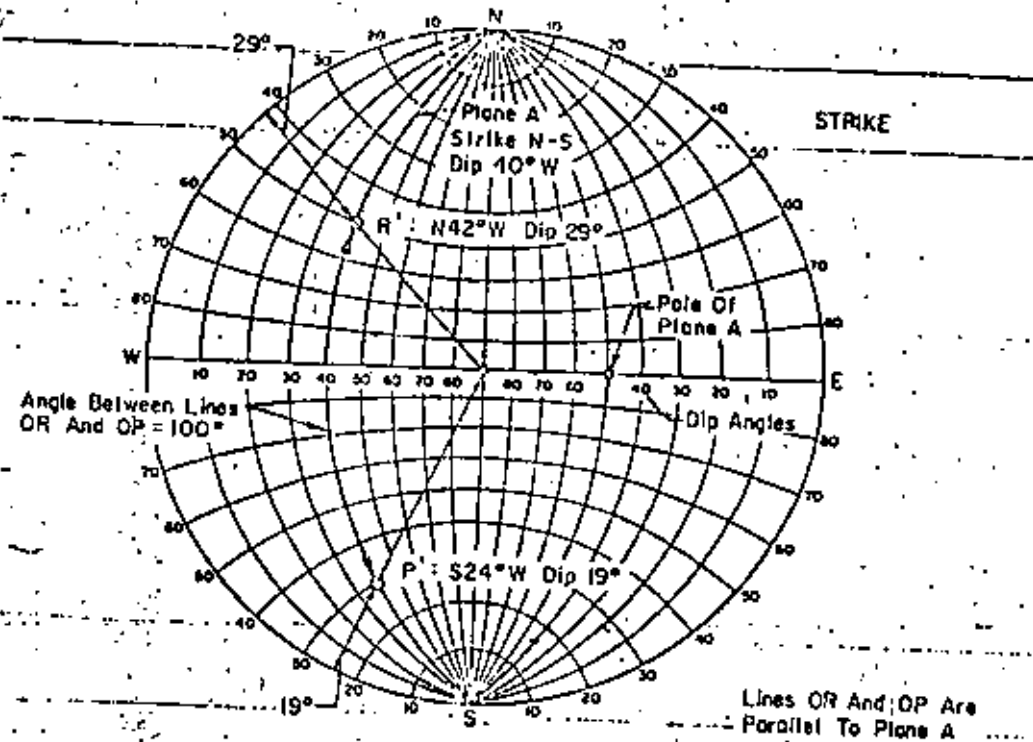


FIG. 4.4 STERONET (WULFF NET) (EQUAL ANGLE PROJECTION)

through the N and S poles of this diagram represent great circles resulting from the intersection of N-S striking planes with the reference sphere. Dip angles for these planes are shown on the E-W axis of the stereonet. The meridians for steeply dipping planes will approach straight lines on this plot, while the meridians for flat-lying planes will plot as arcs of circles having radii approaching the radius of the reference sphere. Each of the meridians is divided into 180 degrees by E-W lines of latitude, which plot as arcs of circles on the equal angle stereonet. To represent a plane which strikes other than N-S, the stereonet of Fig. 4.4 must be rotated so that its N-S axis is aligned in the direction of the strike of the given plane. The meridian can then be traced from the stereonet so that it is oriented in its proper strike direction. Note that the true dip of a plane or line should be determined by orienting the E-W axis of the stereonet so that it is in the direction of the dip of the line or plane.

Stereonets similar to that shown in Fig. 4.4 are available from graphic aid suppliers. It is suggested that such a stereonet be used for the example problems of this report by overlaying clear vellum on the stereonet and rotating the stereonet about its center, beneath the sheet of vellum, to plot planes and lines of various strikes and dips.

In Figure 4.4 the great circle projection of Plane A (dipping  $40^\circ$  west and striking N-S) plots as a line of meridian. The pole (or normal) of plane A is located  $90^\circ$  from the plane. Lines parallel to plane A plot as points on this line of meridian. The angle between two such lines, OP and OA is  $100^\circ$  and is found by counting the lines of latitude along the meridian, between points R' and P'.

Figure 4.5 shows the projection of two planes on the stereonet, one striking N-S, the other N  $42^\circ$  E. The orientation of the line of intersection of the two planes is determined from the point of intersection of the two meridians. In this case the line of intersection dips at an angle  $24^\circ$  in a direction of S  $32^\circ$  W. All of this information can be determined by using the stereonet, rotating it as required to plot lines of meridian and read angles. The dip angle is read by rotating the stereonet until either the NS or EW axis coincides with the direction of dip. The dip angle is then read in degrees from the outer edge of the stereonet.

#### 4.2 Use of Stereonet to Evaluate Driving and Resisting Forces on a Potential Sliding Wedge of Rock

The use of the stereonet in stability analyses has been described by John (1968), Goodman (1964). The stereonet can be used to evaluate the stability of a three-dimensional wedge of rock resting on planes having frictional resistances. The method is very similar to the two-dimensional graphical force polygon used to sum forces. However, only the orientation (and not the magnitude) of forces is determined directly from the stereonet. If the resultant driving force acts at an angle further from the normal to the potential failure planes than the angle of the maximum resisting reaction on the planes, then sliding will occur. Note that the location of the forces and reactions is not known, and a summation of moments is not carried out.

The stability analysis is divided into two distinct parts. In the first part the orientation of the maximum resisting reaction on the potential failure planes is plotted on the stereonet. (For sliding on a

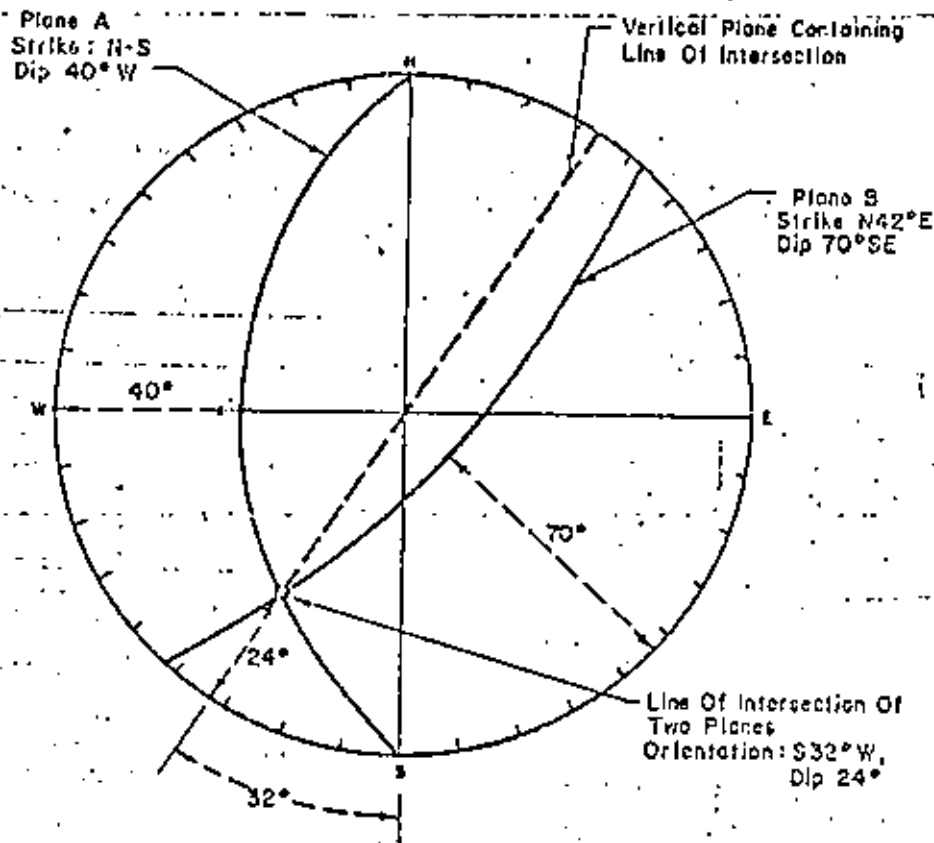


FIG. 4.5 DETERMINATION OF LINE OF INTERSECTION OF TWO PLANES

single plane, the maximum reaction would be oriented at  $\theta$  degrees to the normal of the plane.) Zones of stability and instability can thus be outlined on the stereonet, strictly by considering the orientation of the reactions on the potential sliding planes.

The second part involves determination of the orientation of the resultant driving force acting on the wedge. This force may include the weight of the wedge as well as acceleration forces, uplift water pressures on the planes of failure, and driving forces on the wedge from structures such as dam abutments. Graphical addition of vectors is used in conjunction with the stereonet to determine the orientation of the resultant vector force. If the orientation of the resultant driving force falls within the zone of stability on the stereogram, then the wedge is stable; if the orientation of the resultant driving force lies outside the stable zone, then the wedge is unstable.

Not only is the stereonet method of evaluating the stability of a wedge simple and rapid, it also possesses the advantage that a variety of forces required to cause failure or, conversely, to ensure stability can be clearly visualized, without resorting to extensive computations.

#### 4.3 Sliding on a Single Frictional Plane

The simple case of sliding on a single plane is described, to illustrate the use of the stereonet in stability analysis. Of course, a true two-dimensional problem (where the resultant driving vector force,  $\bar{R}$ , acts in the direction of the dip) is more simply solved using a conventional two-dimensional force polygon. However, for cases where the driving vector is not in the direction of the dip (such as might occur when an abutment load acts on a wedge), the stereographic method can

be used to solve problems which cannot be readily solved using a two-dimensional force polygon.

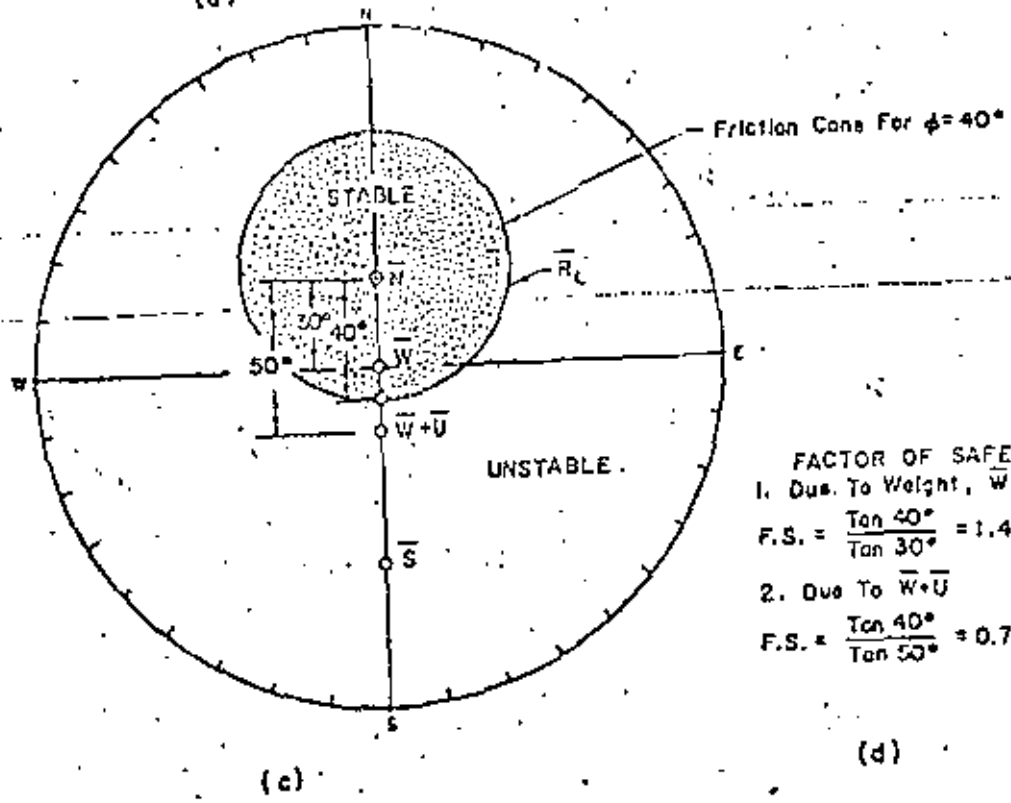
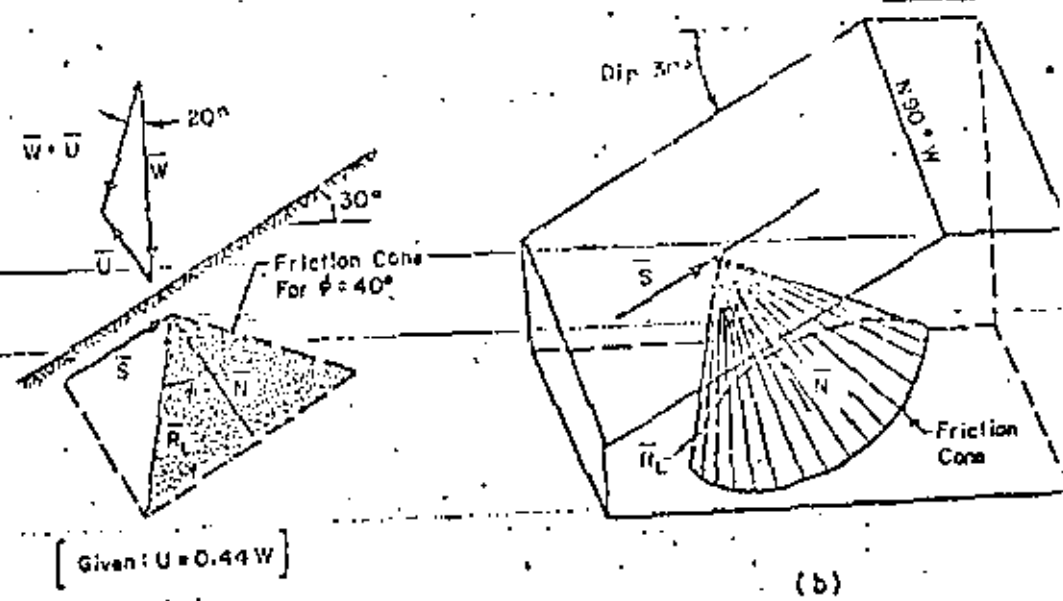
#### 4.3.1 Orientation of reaction force on the plane of failure

The reaction force at failure,  $\vec{R}_L$  (summation of the normal force,  $\vec{N}$ , and maximum shear force,  $\vec{S}$ ) is oriented at the angle of friction  $\beta$  from the normal to the plane. Should the tendency for sliding be down dip, then  $\vec{S}$  acts upslope and  $\vec{R}_L$  is as shown in Fig. 4.6a. A friction cone can be drawn to show the possible orientations of  $\vec{R}_L$  for sliding in other directions. The sides of the cone are oriented at  $\beta$  degrees to the normal, as shown in Fig. 4.6a and b. As long as the resultant driving vector,  $\vec{R}$ , acts at an angle less than  $\beta$  degrees to the normal, then sliding will not occur in any direction. When  $\vec{R} = \vec{R}_L$ , sliding is initiated.

A friction cone will plot as a circle on an equal angle stereonet, as shown in Fig. 4.6c. The position of the normal force is first located on the stereonet. (The position of the normal force is located at the pole of the plane.) The friction circle can then be drawn by marking off 40 degree angles from  $\vec{N}$ , on great circles passing through  $\vec{N}$ . (Note that  $\vec{N}$  is not in the center of the circle formed by the friction cone.)

#### 4.3.2 Stability of wedge of weight $\vec{W}$ with uplift force, $\vec{U}$ , acting on the failure plane

It is immediately apparent that a wedge of weight  $\vec{W}$  will not slide on the plane of failure because  $\beta$  is 40 degrees and exceeds the slope angle of 30 degrees. This is also apparent from Fig. 4.6c, where the weight vector,  $\vec{W}$ , falls within the friction cone.



FACTOR OF SAFETY

1. Due To Weight,  $\vec{W}$   

$$F.S. = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 30^\circ} = 1.45$$
2. Due To  $\vec{W} + \vec{U}$   

$$F.S. = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 50^\circ} = 0.71$$

FIG. 4.6 SLIDING ON A SINGLE PLANE

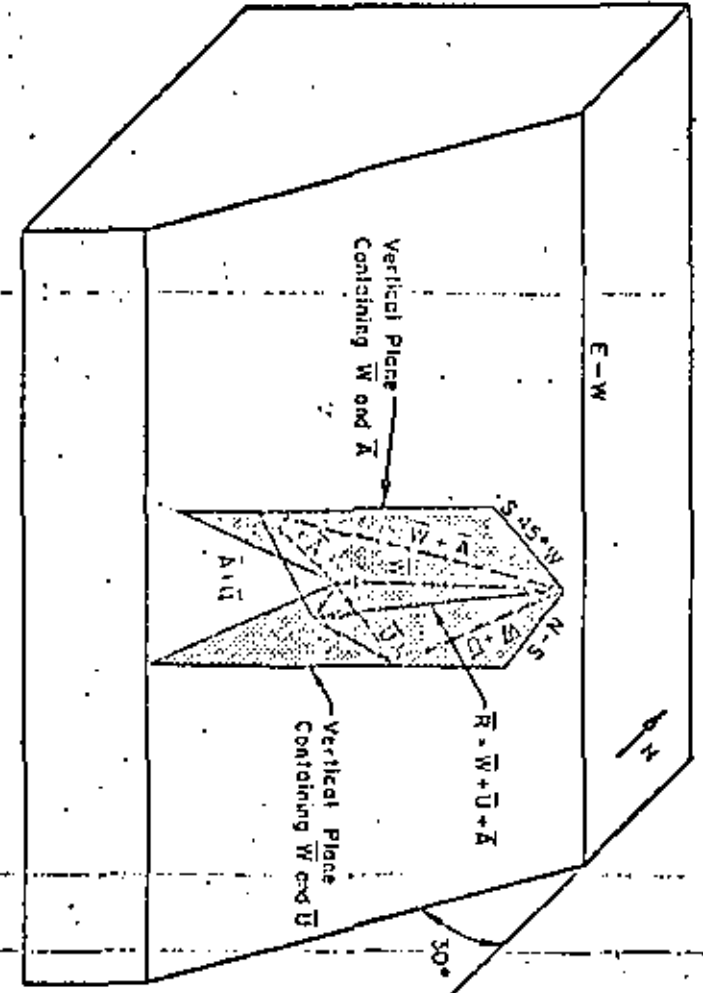
If a porewater pressure were acting on the plane of failure, the stability of the wedge would be reduced. The porewater vector force,  $\bar{U}$ , acts normal to the plane of failure, as shown in Fig. 4.6a. The resultant driving vector,  $\bar{R} = \bar{W} + \bar{U}$ , can be determined by drawing the two vectors to scale (see Fig. 4.6a) and determining the angle of the resultant. In this case, the magnitude of  $\bar{U}$  is given as 0.44  $\bar{W}$  and therefore the angle of  $\bar{R}$  from the vertical is found to be 20 degrees.  $\bar{R}$  is thus located 10° outside the friction circle, in the unstable zone.

The factor of safety for the two cases, with and without the uplift force acting, is shown in Fig. 4.6d. The tangent of the angle between the normal and the resultant driving force determines the denominator in each case.

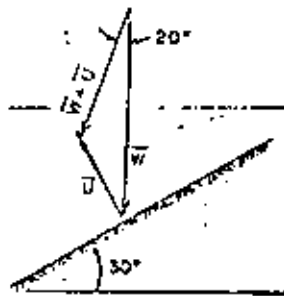
4.3.3 Graphical procedure for determining the direction of resultant vector force

The summation of a series of vectors cannot be performed using the stereographic projection alone, because there is no method for showing magnitudes of forces on the stereographic projection. However, the orientation of the resultant vector can be determined using the stereographic projection in combination with the graphical addition of vectors, two at a time. Three vectors,  $\bar{W}$  and  $\bar{U}$  of the preceding example and an additional vector  $\bar{A}$ , are illustrated in Fig. 4.7. The graphical addition of these vectors is performed as shown in Fig. 4.8. As described in the preceding example, vectors  $\bar{W}$  and  $\bar{U}$  are added graphically thus determining the orientation of  $\bar{W} + \bar{U}$ , which is found to be 20 degrees from the vertical (Fig. 4.8a). Vectors  $\bar{W} + \bar{U}$  and  $\bar{A}$  are then added, determining the orientation of  $\bar{W} + \bar{A}$ , 30 degrees from the vertical (Fig. 4.8c).

FIG. 4.7 GRAPHICAL SUMMATION OF 3 VECTORS



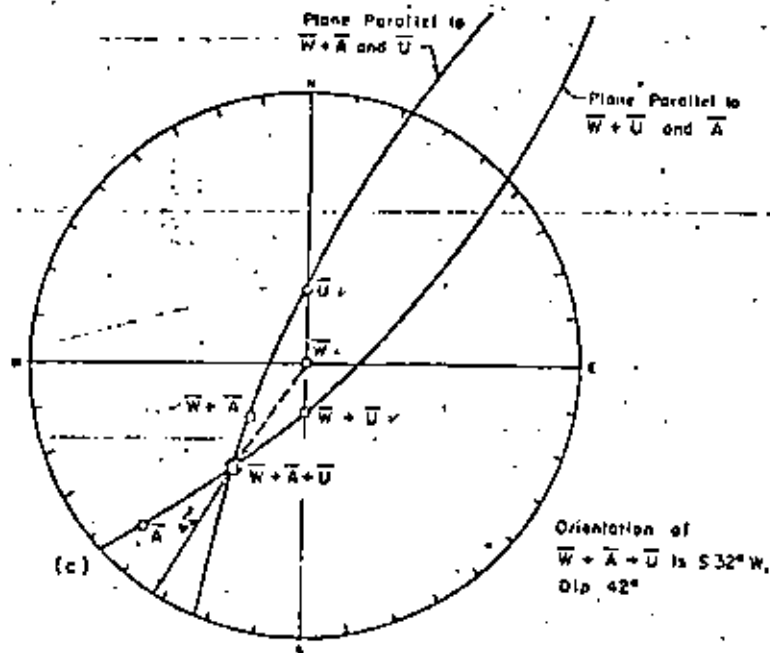
- GIVEN: 1. Weight of Wedge =  $W$   
 2. Parallel force,  $\bar{U}$ , Equal to  $0.44W$ , on  $30^\circ$  Plane  
 3. Force  $\bar{A}$ , Equal to  $0.6W$ , Acting  $S 45^\circ W$ , Dip  $10^\circ$



(a) Vertical Plane Oriented N-S Containing Vectors  $\bar{W}$  and  $\bar{U}$



(b) Vertical Plane Oriented  $S 45^\circ W$  Containing Vectors  $\bar{W}$  and  $\bar{A}$



(c)

Orientation of  $\bar{W} + \bar{A} + \bar{U}$  is  $S 32^\circ W$ , Dip  $42^\circ$

The orientations of vectors  $\bar{U}$ ,  $\bar{A}$ ,  $\bar{W} + \bar{U}$ , and  $\bar{W} + \bar{A}$  are then plotted on the stereonet (Fig. 4.3c, solid arcs).

Once these vectors have been plotted, the orientation of the resultant vector,  $\bar{R} = \bar{W} + \bar{A} + \bar{U}$ , can be found using only the stereonet:

This is accomplished by finding the line of intersection of two planes. One plane contains  $\bar{W} + \bar{A}$  and  $\bar{U}$ , the other contains  $\bar{W} + \bar{U}$  and  $\bar{A}$  (Fig. 4.7).

The intersection of the two planes is the resultant vector,  $\bar{R} = \bar{W} + \bar{A} + \bar{U}$ .

On the stereonet in Figure 4.8b, a great circle is drawn through  $\bar{W} + \bar{A}$  and  $\bar{U}$ , another great circle is drawn through  $\bar{W} + \bar{U}$  and  $\bar{A}$ . The two great circles intersect at  $\bar{R} = \bar{W} + \bar{A} + \bar{U}$ , which is thus determined as dipping  $42$  degrees from the horizontal in a direction of  $S 32^\circ W$ .

4.3.4 Determination of direction of movement and factor of safety for case of resultant driving vector,  $\bar{W} + \bar{U} + \bar{A}$ , acting on the wedge

In Fig. 4.9 the resultant driving vector,  $\bar{R} = \bar{W} + \bar{U} + \bar{A}$  has been combined with the friction cone diagram.  $\bar{R} = \bar{W} + \bar{A} + \bar{U}$  lies outside of the friction cone, therefore sliding of the wedge will occur. The direction of sliding on the plane will be in the direction of the shear force,  $S$ . Sliding is along a line plunging  $25^\circ$  in a  $S 27^\circ W$  direction (down an apparent dip slope). Note that this direction is not the same as the  $S 32^\circ W$  direction of the resultant driving vector,  $\bar{R}$ .

The factor of safety is determined from the angular distances along this great circle. From  $\bar{N}$  to  $\bar{R}$ , the angle is  $40$  degrees, while from  $\bar{N}$  to  $\bar{S}$  the angle is  $75$  degrees. The factor of safety is therefore:

$$\frac{\tan 40^\circ}{\tan 75^\circ} = 0.22$$

FIG. 4.8 GRAPHICAL DETERMINATION OF ORIENTATION OF RESULTANT VECTOR,  $\bar{W} + \bar{A} + \bar{U}$

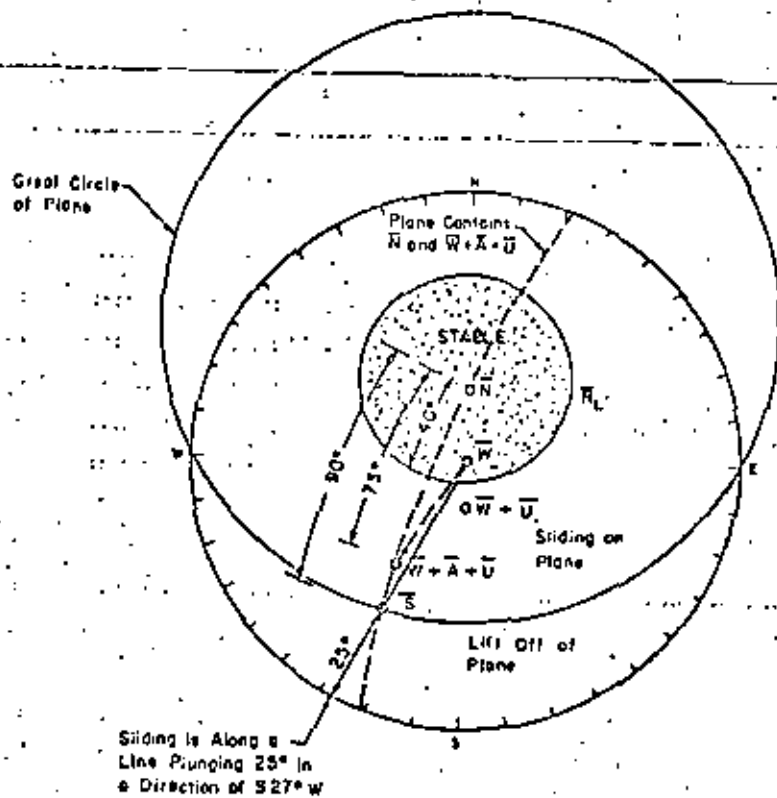


FIG. 4.9 THREE VECTORS ON SINGLE PLANE

#### 4.3.5 Minimum force $\overline{NW}$ required to cause failure

The orientation of the minimum force,  $\overline{NW}$ , required to cause failure on an otherwise stable slope can be rapidly determined from the stereonet. To determine the magnitude of the minimum force, one auxiliary graphical construction is required (Fig. 4.10).

For the single  $30^\circ$  plane shown in Fig. 4.6, the wedge is stable under its own weight,  $\overline{W}$ . To reduce the factor of safety to unity, the angle between the weight,  $\overline{W}$ , and the limiting reaction,  $\overline{R}_L$  must be closed. The minimum angle is 10 degrees and will be obtained when the driving forces cause sliding directly down-dip (to the south). Any other direction of sliding will result in a larger angle between  $\overline{R}_L$  and  $\overline{W}$  and therefore a larger value for  $\overline{NW}$ .

The minimum force,  $\overline{NW}$  will therefore be directed to the south and will be directed upward 10 degrees so that it is normal to  $\overline{R}_L$  (Fig. 4.10). The minimum force will be almost horizontal for the case of frictional sliding on a wedge loaded only by its own weight, where the factor of safety is near unity.

#### 4.4 Sliding on Two Frictional Planes

##### 4.4.1 General

The possible modes of failure of a wedge on two planes can be rapidly determined from the stereonet. The orientation of the driving forces determines whether sliding along the line of intersection of the planes, or sliding on either one of the planes will occur. An example problem for sliding on two planes has been used to clarify the following discussion. The problem is illustrated in Figs. 4.11 through 4.15.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO INTRODUCTORIO PARA RESIDENTES DE INVESTIGACION Y  
DESARROLLO EXPERIMENTAL**

Estabilidad de Macizos Rocosos en la Presa  
"Cerro de Oro"

Ing. Alfredo Zepeda Garrido

Noviembre, 1981

COMENTARIOS SOBRE PROBLEMAS PRESENTADOS EN ALGUNAS PRESAS, REFERENTES AL ESTUDIO DE MECANICA DE ROCAS.

PRESA "CERRO DE ORO", OAK.

El problema al que se refieren estos comentarios es el de la estabilidad del macizo rocoso en el portal de entrada de los túneles de desvío, el cual se encuentra en el anticlinal Cerro de Oro que corresponde a la margen izquierda de la presa.

El origen del problema fue el practicar un corte en el macizo, que se justificaba por necesidad de un buen funcionamiento hidráulico, de forma desfavorable a la estabilidad, cortando el soporte de los estratos que tienen echados hacia el corte, como se muestra en la Fig. 2.

El anticlinal Cerro de Oro está formado por calizas e intercalaciones de arcilla o lutitas, cuenta con una serie de fallas que aumentan el problema de estabilidad conjuntamente con la intemperización y el efecto de la apertura de los túneles.

Las calizas son densas y resistentes en estratos con espesores entre 0.15 y 0.80 m, fracturadas, con accidentes tectónicos que son importantes en algunas áreas a pesar de que los desplazamientos en las fallas cuando mucho son de 1.0 m.

La caliza en el flanco de aguas arriba del anticlinal (Portal de Entrada) tiene echados hacia el vaso de  $20^{\circ}$  en la base y hasta  $40^{\circ}$  en la parte central del flanco, lo cual al practicar el corte ha favorecido los caídos y la posibilidad de una falla de tipo general. El rumbo de las capas es paralelo a la cara del corte pero hace un ángulo de aproximadamente  $30^{\circ}$  con los ejes de los túneles. El arrastre y la reducción de resistencia que el agua produce en los materiales que empujan a las calizas es uno de los principales causantes de la inestabilidad.

Otra causa importante de inestabilidad es la ocurrencia de sismos, que también ha provocado caídos de varios miles de metros cúbicos.

La inestabilidad general también puede presentarse por una falla que involucre al deslizamiento de grandes volúmenes de roca a través de alguna capa de suelo o lutita intemperizada que haya reducido su resistencia al esfuerzo cortante.

Las arcillas que empujan a las calizas se clasifican como de alta compresibilidad y en ocasiones de baja compresibilidad (CH o CL).

En la zona correspondiente al portal de entrada de los túneles de desvío se cuentan nueve fallas de las cuales se muestran algunas en la sección 6 que se anexa (Fig. 3).

Las dos galerías de exploración en la masa rocosa de ambos empotramientos y las perforaciones de exploración indican que el fracturamiento es menor hacia el núcleo del macizo, después de 20 m aproximadamente en el empotramiento izquierdo. Esta roca muestra carsticidad importante, la fotogeología indica la existencia de una gran cantidad de sumideros. En el vaso muchos de ellos se encuentran intercomunicados por medio de conductos subterráneos que drenan hacia el arroyo diablo en la margen izquierda que corre a lo largo del pie del anticlinal y descarga hacia el río.

Con la apertura de los túneles de desvío y con el te practicado en la ladera, sobre la entrada de dichos túneles, se observaron varias fallas dentro de los túneles y una variación en las propiedades de los empaques de las calizas, que han sido intensamente meteorizados, reduciendo así su resistencia. La diferencia del estado de esfuerzos existente previamente a la apertura de los túneles y el estado presente, ha inducido un flujo de los empaques arcillosos hacia los túneles, efecto que es más notorio en temporada de lluvias intensas en que el agua se filtra en cantidades apreciables a través de fisuras, grietas y fallas.

Otro aspecto desfavorable a la estabilidad lo constituyen las subpresiones que pueden llegar a generarse en las superficies de falla posibles (Fig. 4).

En la Fig. 5 se da una ilustración de lo que podría ser una solución al problema de estabilidad (Sección No.4).

Entre algunos de los problemas más serios para el análisis de la estabilidad de la ladera se encontraron los referentes a la obtención de muestras inalteradas de los empaques que permitieran determinar sus propiedades mecánicas, es decir, a cielo abierto sólo se encontraban arcillas o lutitas sumamente intemperizadas, además los espesores de éstas no superaban los 20 cm. La obtención de muestras inalteradas también era complicada realizando sondeos con obtención de muestras inalteradas pues al terminar una capa de roca la presión del agua de perforación destruiría la capa blanda y no podría recuperarse.

La incertidumbre respecto a las subpresiones que pueden llegar a generarse en un vaciado rápido, o el efecto del agua filtrada a través de las discontinuidades, por lluvias intensas, constituyen factores considerablemente importantes en el problema de estabilidad.

se estiman como las siguientes:

**CALIZAS:**

$\gamma_m$	=	2.70 Ton/m <sup>3</sup>
C	=	350 kg/cm <sup>2</sup> .
$\beta$	=	58°
E	=	$3 \times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup>
$\nu$	=	0.70
$q_u$	=	1200 kg/cm <sup>2</sup>

**ARCILLAS:**

$\gamma_m$	=	2.076 Ton/m <sup>3</sup> .
C	=	1.80 Ton/m <sup>2</sup>
$\beta$	=	9°
E	=	30 kg/cm <sup>2</sup>
$\nu$	=	0.45
w	=	23.74 %
$G_v$	=	94.30 %
LL	=	61 %
$I_p$	=	22.97%
$I_y$	=	14.50%

NOTA: Los valores C y  $\beta$  de la arcilla, fueron obtenidos en --  
antes  
pruebas de corte directo saturando y consolidando/de llg  
var a la falla, que fue con deformación controlada (1  
mm/min).

**1. ASPECTOS DEL PROYECTO**

**1.1 LOCALIZACION**

Aproximadamente a 30 Km al suroeste de la Ciudad de Tuxtpec, sobre el Rfo Santo Domingo, en el Estado de Oaxaca.

**1.2 OBJETIVO**

Con la construcción de esta presa se logrará controlar junto con la Presa Presidente Alemán, a los Ríos Tonto y Santo Domingo, además de generación y riego como objetivo secundario.

La obra consista de cortina, obra de control y excedencias, obras de toma y obra de intercomunicación de vasos.

**1.3 CORTINA**

La cortina será de materiales graduados con corazón impermeable central y filtros de grava y arena sobre los que se apoyan dos zonas permeables de rezaga protegidas por entrocamiento a volteo tanto aguas abajo como aguas arriba. Las secciones en el cauce del río y en la zona de terraza serán diferentes en geometría pero formadas por los mismos materiales.

**1.4 OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS**

Se localiza en la margen izquierda y consiste en una estructura de concreto formada por una sección gravedad vertedora de creste controlada por medio de nueve compuertas radiales de 5.90 x 15.20 m. La estructura descarga a tres túneles de 12 m de diámetro a la salida de éstos se tiene un tan que amortiguador.

**1.5 OBRA DE TOMA "MACINES"**

En el Puerto Macines dentro del vaso de la Presa Presidente Alemán se tiene una toma para riego de 15 000 hectáreas, constituida de torre para alojar compuertas y mecanismos, túnel de 4.00 m de diámetro y tanque amortiguador.

**1.6 OBRA DE TOMA TUXTEPEC**

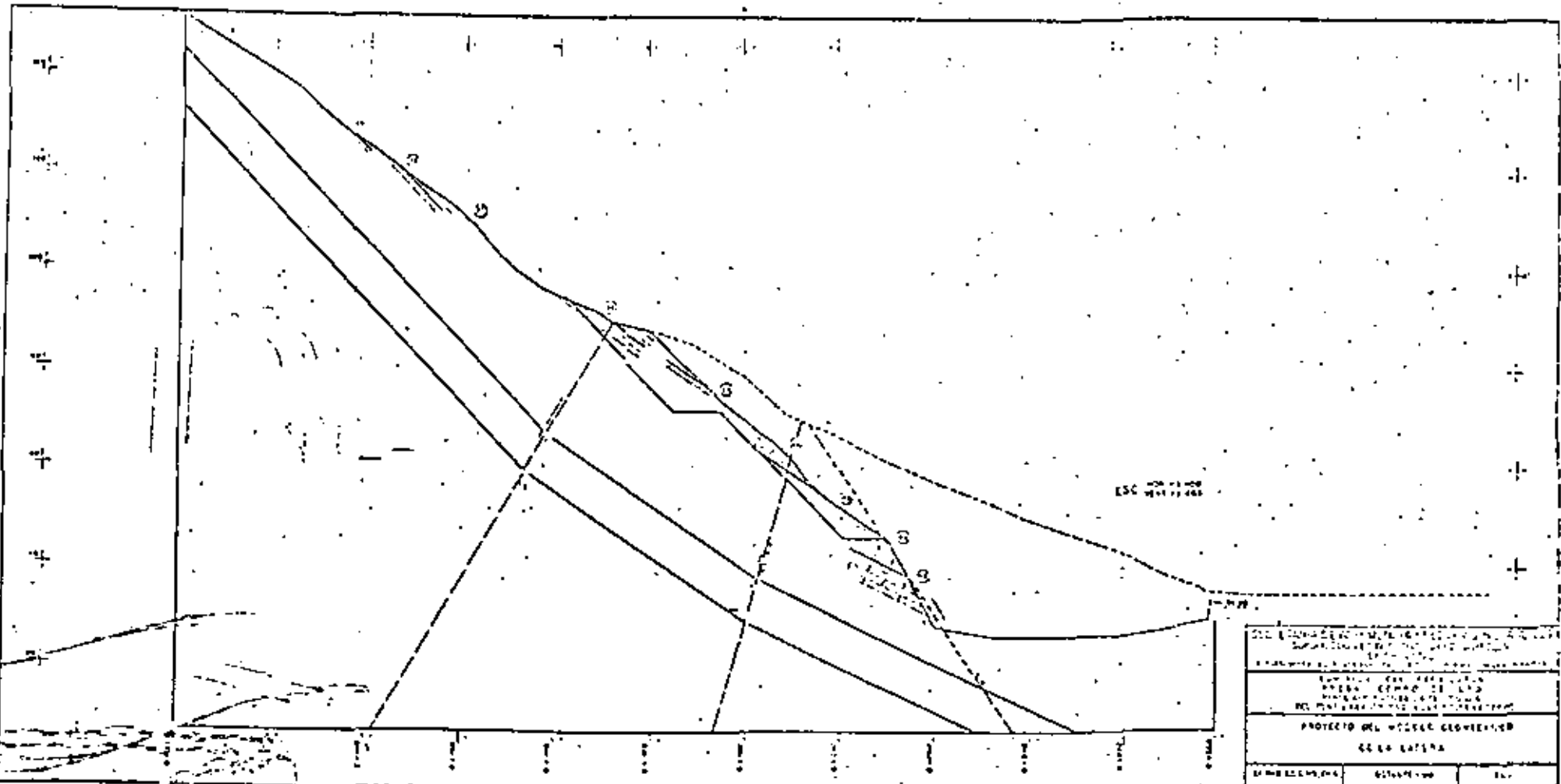
En la margen izquierda de la boquilla y utilizando parte de una galería de Inspección, se ha proyectado una toma que dará agua al Río Valle Nacional.

**1.7 OBRA DE INTERCOMUNICACION DE VASOS**

Para comunicar los vasos de las Presas Presidente Alemán y Cerro de Oro, el dique Pescaditos se le hará un tajo construyéndose en éste un puente que dará paso al nuevo trazo del camino a Jalapa de Díaz.



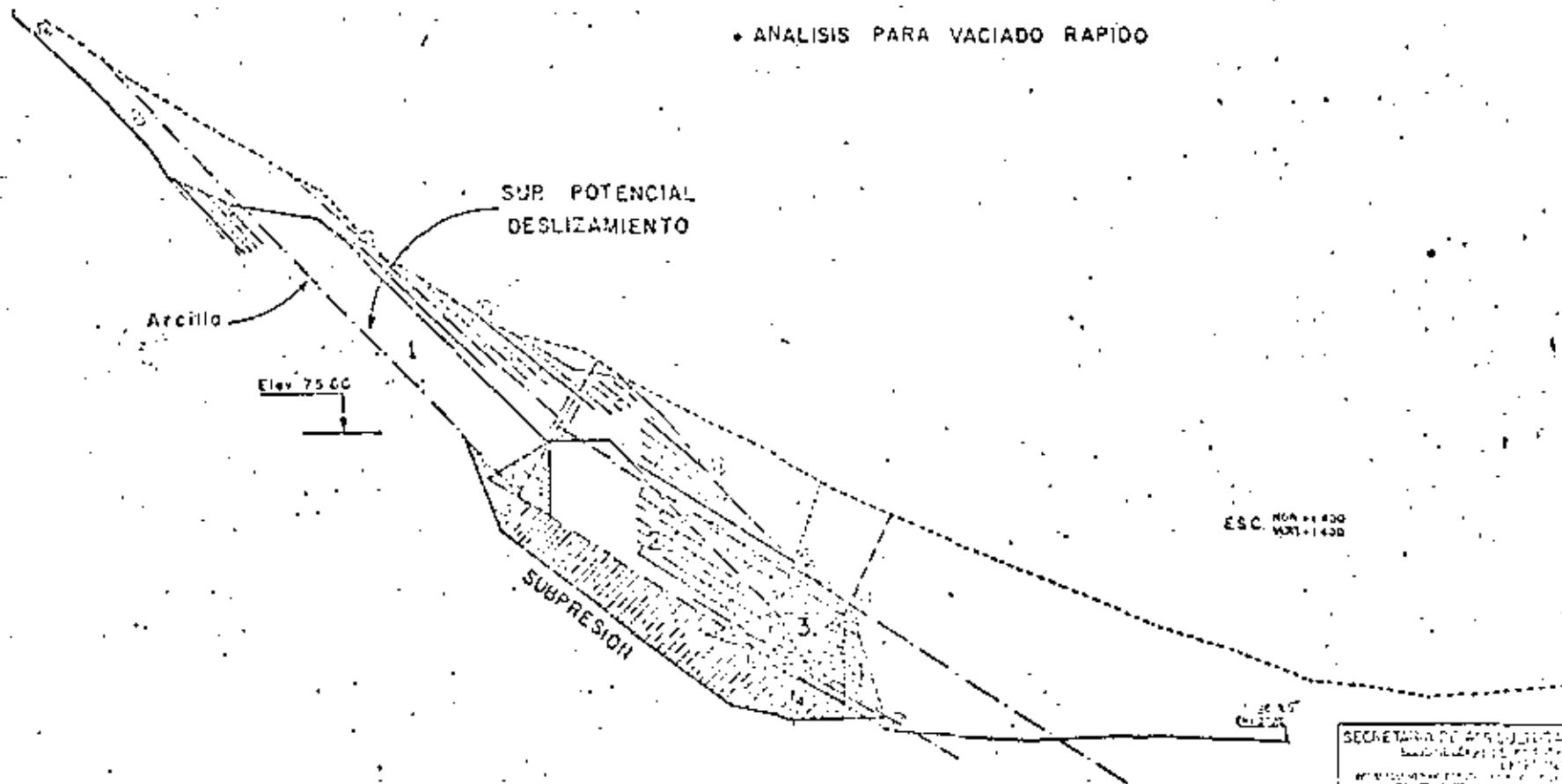




INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS DIVISION DE INVESTIGACIONES EN INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
PROYECTO DEL MOLINO GOSWELER COLLA LATERA		
INGENIERO EN JEFE	INGENIERO	AYUDANTE

FIG. 3

ANÁLISIS PARA VACIADO RÁPIDO

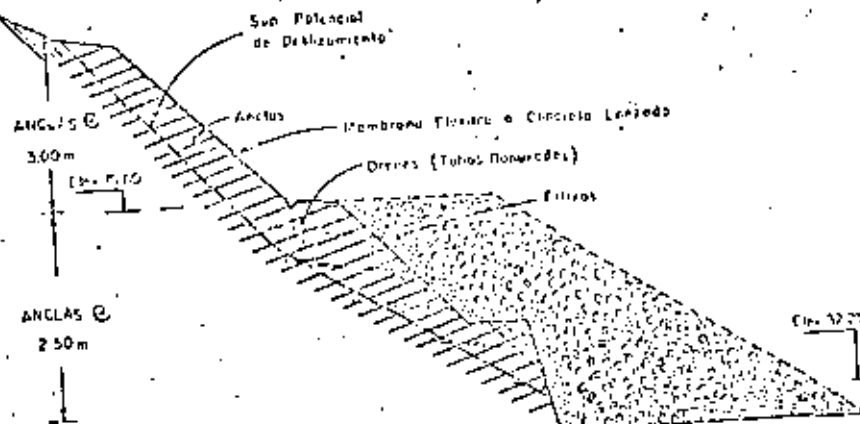


SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y FOMENTO DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS		
INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y EXPERIMENTACIÓN RURAL		
INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y EXPERIMENTACIÓN RURAL		
CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y EXPERIMENTACIÓN RURAL		
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIONES RURALES		
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIONES RURALES		
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIONES RURALES		
PROYECTO DEL MEDIO CERRIQUENCO DE LA LADERA		
GEODOLÓMICO	ESTRUC-49	2006

FIG. 4



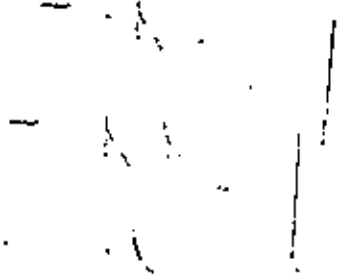
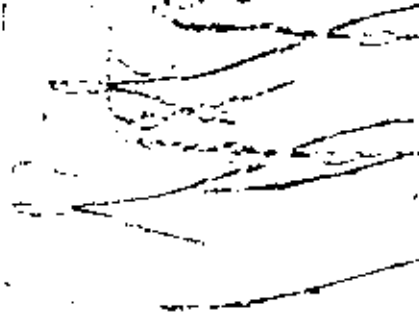
PRESA CERRO DE ORO, OAX.  
 ESTABILIZACION DEL TAJO DE ENTRADA  
 DE LOS TUNELES DE DESVIO



SECCION No. 4

Fig 5 Ilustración de la solución que comprende los aspectos de anclaje, drenaje, membrana flexible y estructura de contención







**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "INTRODUCTORIO PARA LA FORMACION DE RESIDENTES DE:  
INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL". S.A.R.H.

INSTRUMENTACION EN MECANICA DE SUELOS.

DICIEMBRE, 1981.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA**

**INSTRUMENTACION  
EN MECANICA  
DE SUELOS**

**TESIS PROFESIONAL**

**JOSE IRIARTE VIVAR BALDERRAMA  
JULIAN JIMENEZ CARDENAS**

**MEXICO  
1976**

A MIS PADRES.

A MI HERMANA LAURA.

A MIS AMIGOS.

A MIS PADRES.

A MARGARITA.

A MAMAFAPA.

A MIS AMIGOS.  
A MIS AMIGOS.

AGRADECEMOS AL ING. CARLOS SILVA ECHARTEA  
LA ATENCION QUE NOS BRINDO EN LA ELABORA-  
CION DE ESTE TRABAJO.

AGRADECEMOS A CARLOS IRIARTE V. POR LA ELA-  
BORACION DE LOS DIBUJOS Y A GABINA GARCIA N.  
LA VALIOSA AYUDA QUE NOS PRESTO POR LA TRANS-  
CRIPCION MECANOGRAFICA.

AGRADECEMOS A TODAS LAS PERSONAS QUE DE ALGU-  
NA FORMA COLABORARON EN LA ELABORACION DE ES-  
TE TRABAJO.

DEDICAMOS ESTE TRABAJO A LA FACULTAD DE INGE-  
NIERIA DE LA U.N.A.M.

delo a escala natural, instalando en él instrumentos de medición para observar su comportamiento durante la construcción con el fin de aplicar las medidas correctivas necesarias en caso de que tienda a presentarse un comportamiento inadecuado.

El procedimiento anterior fue empleado por el Dr. K. Terzaghi constituyendo un método de diseño que complementa los análisis teóricos con las observaciones en la obra. El Dr. R. B. Peck lo describe en la novena conferencia "Rankine" (ref. 1), resumiéndolo en los siguientes puntos:

1.1 Realizar la exploración necesaria para establecer al menos la naturaleza y las propiedades del suelo.

1.2 Valorar las condiciones más probables y sus desviaciones más desfavorables.

1.3 Realizar el diseño con las condiciones más probables, basándolo en hipótesis del comportamiento del suelo.

1.4 Seleccionar las variables a ser observadas durante la construcción y calcular sus valores en base a las hipótesis de diseño.

1.5 Calcular los valores de estas variables bajo la condiciones más desfavorables.

1.6 Definir anticipadamente la forma en que se actuará en caso de que se presente alguna desviación importante de las observaciones con respecto a las predicciones.



1.7 Medir las variables en observación evaluando las condiciones reales del suelo.

1.8 Modificar el diseño cuando se considere que se conoce el comportamiento real del suelo.

La instrumentación en Mecánica de Suelos, además de formar parte de un método de diseño, se emplea en las obras para detectar oportunamente cualquier indicio de mal comportamiento de las mismas, estando así en posibilidad de operarlas en condiciones adecuadas de seguridad.

Como se ve, el papel que juega la instrumentación en la Mecánica de Suelos es de importancia, por lo que el ingeniero debe estar familiarizado con éstas técnicas, como lo está con las de análisis teóricos.

## 2 FUNDAMENTOS DE UN SISTEMA DE MEDICION.

### 2.1 DEFINICIONES.

Para poder conocer y comparar los diferentes sistemas de medición es necesario definir previamente ciertos conceptos relacionados con el funcionamiento de los aparatos. Estos - conceptos son: sensibilidad, repetibilidad, precisión absoluta, resolución y rango.

Por "Sensibilidad" se va a entender el valor más pequeño de la variable medida, que el aparato es capaz de registrar o medir.

Por "Repetibilidad" se entenderá la diferencia de un número de medidas similares con respecto a su promedio aritmético.

La " Precisión Absoluta" será la diferencia entre el valor detectado por el aparato y el valor real de la variable medida.

Por "Resolución" se entenderá la forma, ya sea discreta o continua en que se detecte una variable.

Por "Rango" se va a entender el intervalo de valores de -- una variable en el que se obtienen mediciones confiables.

Con el fin de aclarar los conceptos anteriores se presenta como ejemplo un manómetro de Bourdon (fig 2.1). En este dispositivo la sensibilidad es igual a la menor graduación de su carátula, ya que este valor es el menor -- que puede detectar.

Si se hacen una serie de lecturas de una misma presión con el manómetro de Bourdon, la desviación de estas lecturas con respecto a su promedio aritmético será la repetibilidad de el aparato para esa presión.

La diferencia de una lectura del manómetro con el valor "real" de la presión que se esta midiendo es la precisión absoluta del instrumento para ese valor. Hay que hacer notar que una buena precisión absoluta implica una buena repetibilidad, pero lo contrario no necesariamente es cierto.

El rango del manómetro es el intervalo de presiones -- marcado en su carátula y está en función de las características del tubo de Bourdon empleado. La resolución de este aparato es continua, ya que todas las presiones dentro del rango producen un desplazamiento de este tubo.

La determinación numérica de estos conceptos tiene --

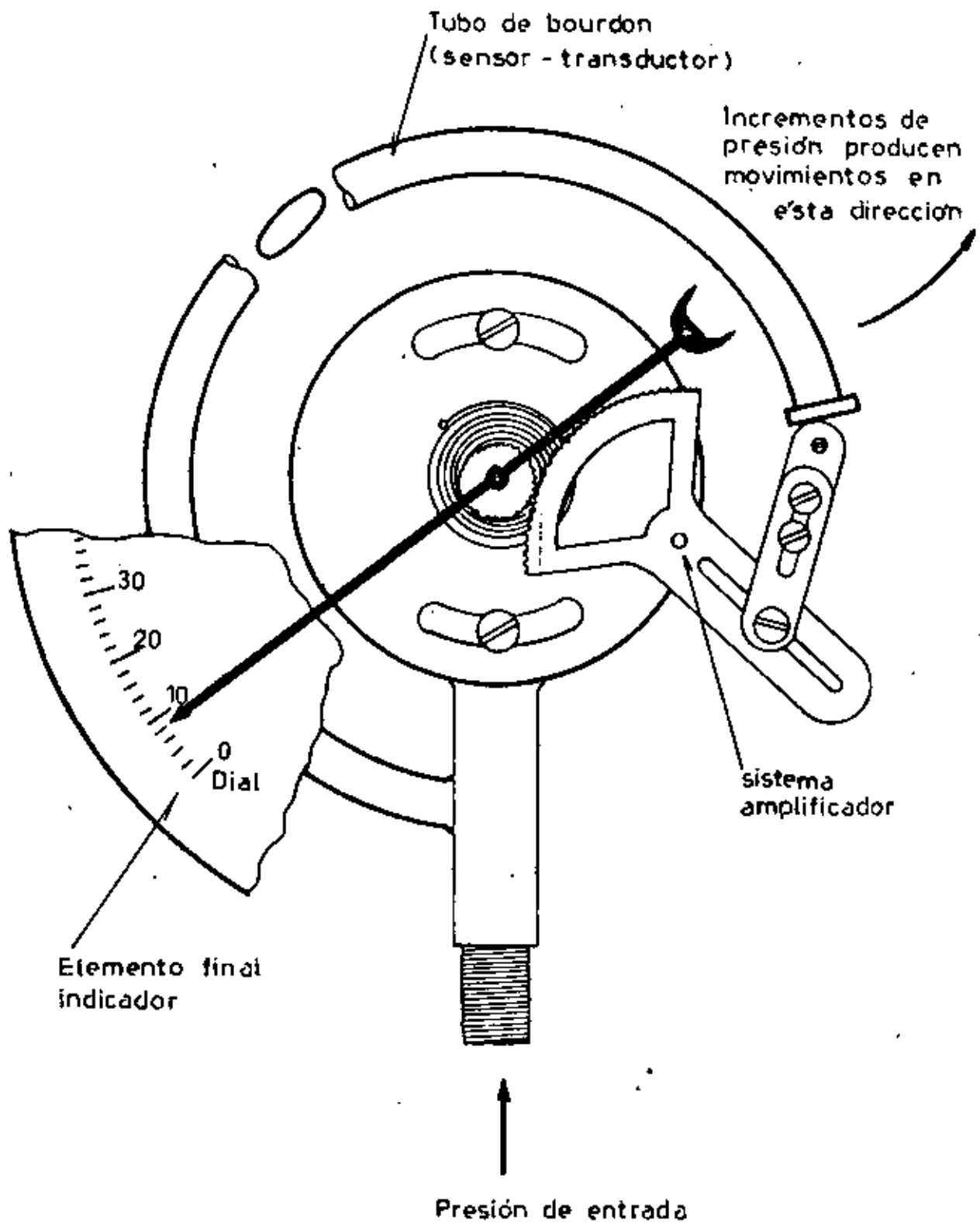


Fig. 2.1 MANOMETRO DE BOURDON

gran importancia para el diseño de la instrumentación de una obra, porque mediante ellos se describen los requerimientos de una cierta instrumentación y sirven como patrón de comparación de los sistemas de medición adecuados en cada caso. Entendiéndose por sistema de medición, al conjunto de elementos que forman un instrumento.

Se debe tener cuidado de no confundir las características de un elemento del sistema de medición con las de todo el sistema, ya que por lo general no son las mismas.

## 2.2 ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE MEDICION.

La mayoría de los sistemas de medición están constituidos por los siguientes elementos:

2.2.1 Un primer elemento que detecta las variables físicas que interesa medir, llamado elemento sensor.

2.2.2 Un elemento llamado transductor que transforma la señal detectada por el sensor a una señal de más fácil manejo.

2.2.3 Un elemento que modifica la señal directa del transductor mediante un amplificador, un filtro, etc. de manera que la señal resulte medible.

2.2.4 Un elemento final terminal que actúa indicando, registrando o controlando la medición.

Considérese el mismo ejemplo del manómetro, en este caso el tubo de Bourdon del aparato es el elemento sensor y transductor (fig 2.1), ya que detecta la señal de presión y la convierte a un desplazamiento. Por lo general, como en este caso, el elemento sensor y el transductor forman un mismo dispositivo por lo que se acostumbra verlos como un solo elemento llamado sensor-transductor.

El elemento amplificador consiste en este caso en un arreglo de engranes, que amplifica el desplazamiento en el extremo del tubo de manera que un pequeño desplazamiento de este, se transforma en un giro apreciable de los engranes, los cuales se conectan al elemento final indicador que consiste de una aguja y una carátula.

## 2.3 PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO DEL ELEMENTO SENSOR-- TRANSDUCTOR.

### 2.3.1 PRINCIPIOS ELECTRICOS.

Los sensor-transductores más usuales basados en principios de este tipo aplicados en la Mecánica de Suelos son el potenciómetro, el transformador diferencial variable de respuesta lineal (L.V.D.T.), los transductores capacitivos, los transductores piezoeléctricos, los transductores de cuerda vibrante y los acelerómetros.

### 2.3.1.1 POTENCIOMETRO.

Básicamente este dispositivo se utiliza en la medición de desplazamientos lineales o angulares, pero es posible utilizarlo también para hacer mediciones de fuerzas o presiones por medio de mecanismos que transforman estas fuerzas a desplazamientos.

Su principio de funcionamiento consiste, en que a cada desplazamiento de entrada, le corresponde una señal eléctrica de salida proporcional a la posición de un contacto deslizable sobre una resistencia eléctrica, constituyendo así una resistencia variable.

La magnitud de esta resistencia normalmente se conoce por medio de un puente de Wheatstone, que es un circuito formado por cuatro resistencias (fig 2.2), dos de ellas fijas y constantes ( $R_2$  y  $R_3$ ), una variable ( $R_1$ ), y la resistencia desconocida que también es variable en este dispositivo ( $R_x$ ), pero que al efectuar la medición tiene un valor fijo. Su funcionamiento consiste en igualar la caída de potencial por el paso de corriente a través de las resistencias conocidas con la caída de potencial por el paso de corriente por las resistencias variable y des

conocida, esta condición de equilibrio se puede obtener conectando al circuito un galvanómetro (G) y ajustando la resistencia variable hasta que el galvanómetro no experimente desviaciones, con esto el valor de la resistencia desconocida se obtendrá (ref.2) de la ecuación.

$$R_x = \frac{R_1 R_3}{R_2}$$

La resistencia eléctrica puede estar constituida por un alambre calibrado, un embobinado o también puede ser un conductor sólido como una pieza de grafito. Empleando un embobinado la resolución del aparato será discreta y su sensibilidad estará dada por la separación entre dos vueltas sucesivas del alambre del embobinado, cuando se use una pieza de grafito se tendrá una resolución continua.

La principal desventaja de los potenciómetros es que el contacto deslizable puede sufrir fallas por desgaste o enmohecimiento.

#### 2.3.1.2 TRANSFORMADOR DIFERENCIAL VARIABLE DE RESPUESTA LINEAL (LVDT)

Es un dispositivo empleado en la medición de desplazamientos y también es utilizado en la medición de fuerzas o presiones a través de algún mecanismo que convierta es



tas variables a desplazamientos.

Este aparato consiste de tres bobinas colocadas como se indica en la figura 2.3, y una barra de material ferromagnético que se mueve libremente entre ellas.

Su principio de funcionamiento está basado en el acoplamiento magnético que se produce entre la barra y las bobinas cuando se aplica un voltaje de entrada a la bobina primaria, siendo dicho acoplamiento proporcional a la posición de la barra entre ellas con lo que se logra transformar una señal de entrada de desplazamiento en una señal eléctrica de salida. Esta señal de salida es lineal con respecto a la posición de la barra cuando esta se encuentra en las cercanías del centro de el arreglo de bobinas, normalmente este intervalo lineal es especificado por el fabricante y rara vez se trabaja fuera de él, constituyendo el rango del aparato.

Las principales ventajas de este dispositivo son la no existencia de contactos que sean susceptibles de desgaste o enmohecimiento, como en el caso del potenciómetro y su resolución continua. Sus principales desventajas son que requiere de una fuente de voltaje relativamente grande y que su rango es pequeño (de 0.01 a 7.50 cm) (ref 2) además de tener un alto costo.

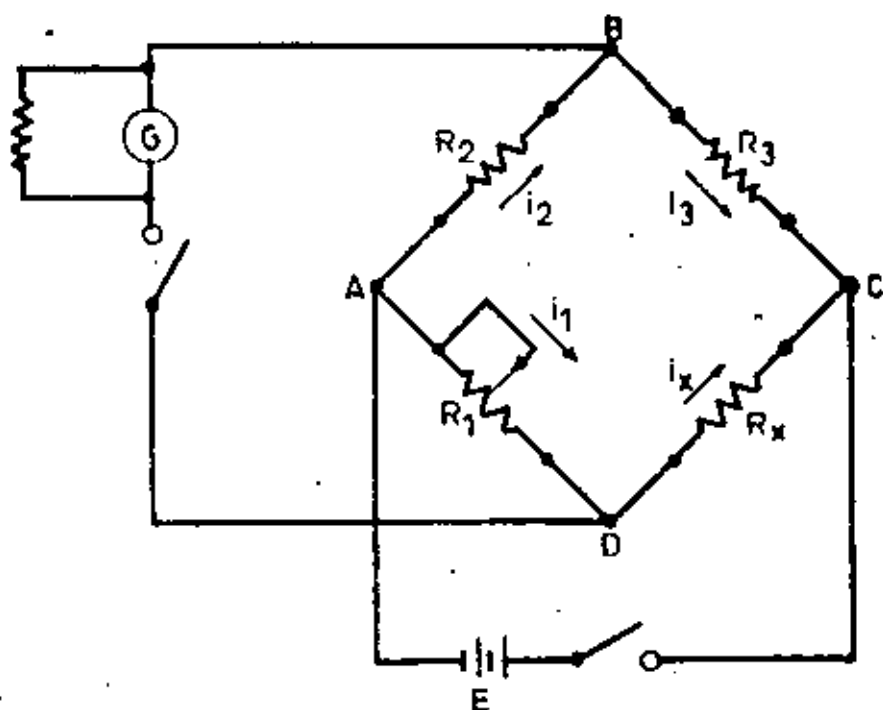


Fig. 2.2 PUENTE DE WHEATSTONE

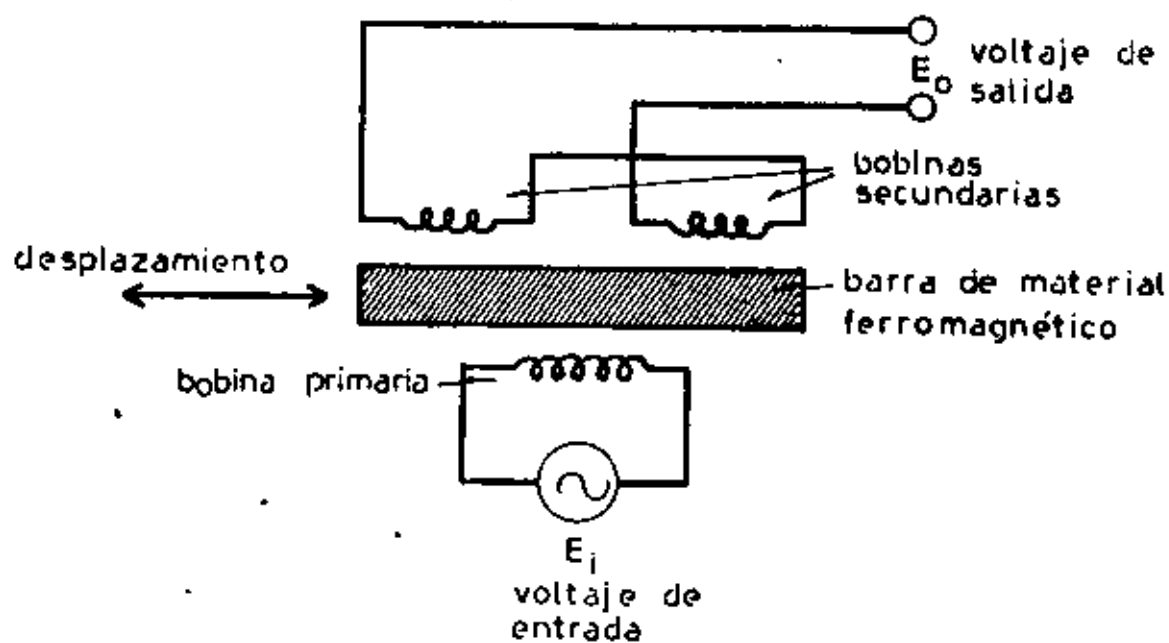


Fig. 2.3 TRANSFORMADOR DIFERENCIAL VARIABLE DE RESPUESTA LINEAL

### 2.3.1.3 TRANSDUCTORES CAPACITIVOS.

Son dispositivos empleados en la medición de desplazamientos, niveles de líquidos y presiones. Consisten de dos placas paralelas sobrepuestas con un material dieléctrico entre ellas (fig 2.4), su principio de funcionamiento está dado (ref.2) por la siguiente relación

$$C = 0.225 \epsilon \frac{A}{d}$$

donde

C es la capacidad del condensador.

$\epsilon$  es la constante dieléctrica del material entre las placas.

A es el área de sobreposición de las placas.

d es la distancia entre las placas.

El dispositivo es empleado cambiando el valor de cualquiera de las variables que intervienen en la relación, obteniendo en cada caso un cambio en la capacidad de salida del transductor.

Para utilizar este dispositivo en la medición de desplazamientos generalmente se hace variar la distancia entre las placas o su área de sobreposición, en la medición de niveles de líquidos lo que se hace variar es la constante dieléctrica, formada por el líquido y aire (fig 2.5)

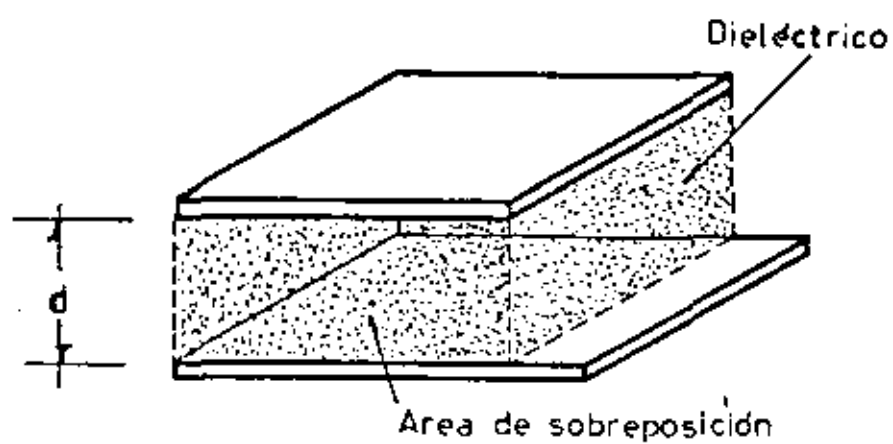


Fig. 2.4 CONDENSADOR

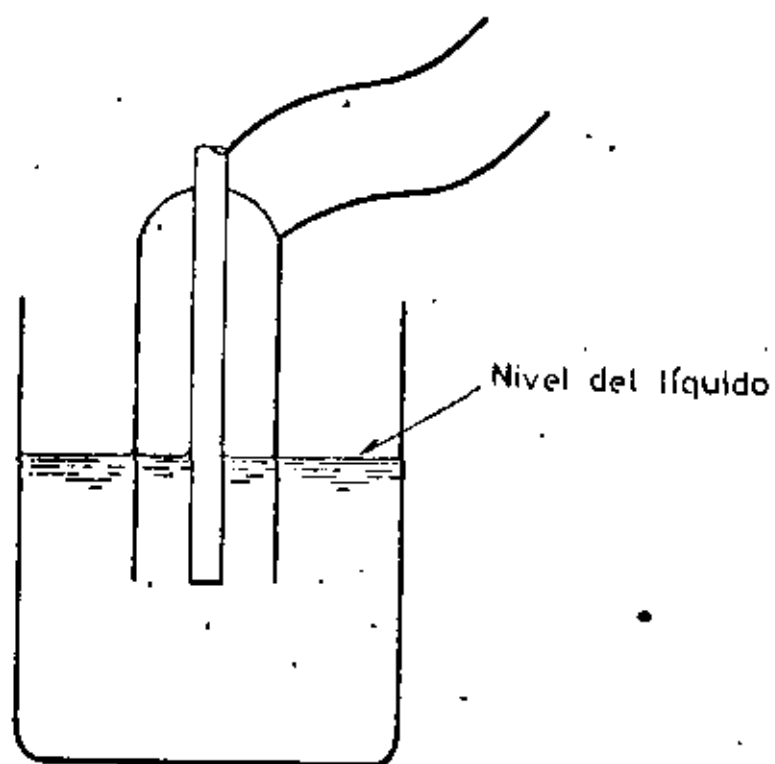


Fig. 2.5 TRANSDUCTOR CAPACITIVO PARA MEDIR NIVELES DE LIQUIDOS

Este transductor tiene la desventaja de presentar una alta impedancia de salida, por lo que se debe cuidar el diseño de los circuitos de acoplamiento del amplificador y del sistema de lecturas, otra desventaja es que la humedad del medio afecta notablemente las lecturas, su principal ventaja es que tiene un rango muy amplio (de  $10^{-8}$  cm. a varios metros) (ref. 2).

#### 2.3.1.4 TRANSDUCTORES PIEZOELECTRICOS.

Estos dispositivos son empleados para medir fuerzas o esfuerzos, consisten de un cristal piezoeléctrico colocado entre dos electrodos de placa (fig 2.6).

Los cristales piezoeléctricos tienen la propiedad de generar una diferencia de potencial entre sus caras al inducirseles una deformación; a este fenómeno se le conoce como efecto piezoeléctrico.

Al aplicarse un esfuerzo sobre las caras del cristal la deformación inducida produce una diferencia de potencial, la cual es proporcional a este esfuerzo y depende de la orientación con que haya sido cortado el cristal. Esta diferencia de potencial se registra en un voltmetro determinándose el esfuerzo aplicado por medio (ref.2) de la expresión.

$$D = \frac{E}{19}$$

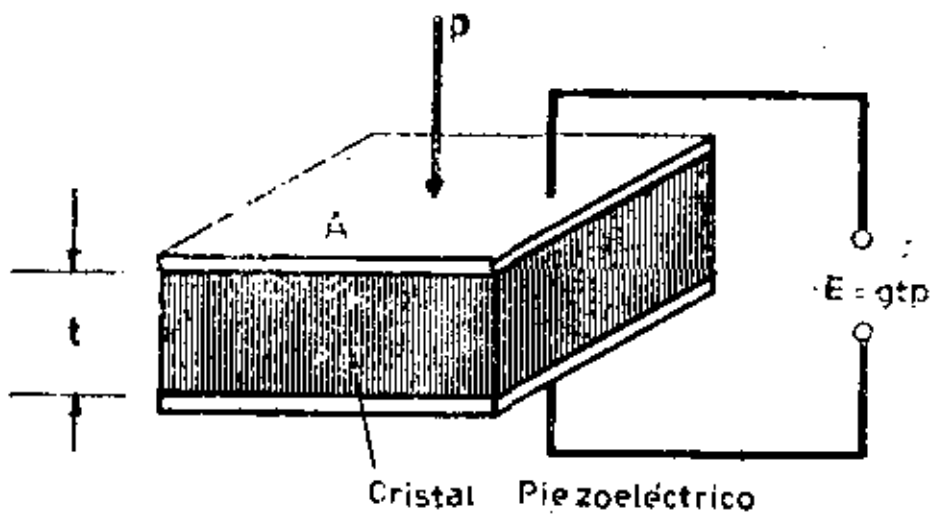


Fig. 2.6 TRANSDUCTOR PIEZOELECTRICO

donde

$E$  es el voltaje de salida.

$t$  es el espesor del cristal.

$g$  es la sensibilidad de voltaje, y es igual a  $g = \frac{d}{\epsilon}$ .

$\epsilon$  es la constante dieléctrica del cristal.

$p$  es el esfuerzo aplicado al cristal.

El cristal piezoeléctrico más empleado para este tipo de dispositivo es el cuarzo, pero existen otros cristales que también pueden ser utilizados.

Este transductor tiene como ventajas su sencillez, su bajo costo y la amplitud de su rango; su principal desventaja es que los cambios de temperatura lo afectan notablemente.

#### 2.3.1.5 MEDIDORES DE DEFORMACION (STRAIN-GAGES).

Son dispositivos utilizados ampliamente para medir deformaciones. Se basan en la propiedad del cambio de resistencia eléctrica de un conductor cuando se le sujeta a una deformación.

Consisten de un conductor eléctrico que se sujeta firmemente a una pieza en la que se desea medir deformaciones, antes de ser cargada, en esta forma cuando se aplica una fuerza la deformación de la pieza es transmitida

al conductor, siendo detectada por medio de un cambio en su resistencia eléctrica, la cual se mide por medio de un puente de Wheatstone.

La deformación unitaria que se obtiene por medio de un strain-gage se calcula (ref.2) mediante la siguiente expresión

$$\xi = \frac{1}{F} \frac{\Delta R}{R}$$

donde

$\xi$  es la deformación unitaria.

F es el factor de calibración del strain-gage.

R es la resistencia eléctrica en ausencia de carga.

$\Delta R$  es el cambio de resistencia detectado.

Los valores de F y R son proporcionados regularmente por el fabricante, el primero es un parámetro que define las características de la variación de la resistencia con la deformación y está dado por la expresión (ref.2)

$$F = 1 + 2\mu$$

donde

$\mu$  es la relación de Poisson del strain-gage.

En la expresión anterior se considera que la variación



en la resistencia es provocada únicamente por el cambio de forma del strain-gage, es decir que no varía la resistividad del material con la deformación, lo cual es válido en muchos strain-gages dentro de los intervalos de medición, no obstante algunas veces se considera necesario tomar en cuenta dicha variación.

Los strain-gages comercializados, actualmente están -- comprendidos básicamente en dos categorías; los de elemento sensible metálico (de construcción en hilo o en lámina) y los de elemento sensible semiconductor. Los primeros, son los más comunes y en los de hilo el diámetro de este varía entre 0.0005 y 0.001 pulgadas, y en los de lámina impresa se emplean normalmente espesores de lámina abajo de 0.001 pulgadas, resistiendo intensidades de corriente mayores que los de hilo sin desarrollar altos gradientes de temperatura. Los strain-gages semiconductores están formados de silicio sensible a la deformación, teniendo en general una mejor sensibilidad.

Un factor que debe tomarse en cuenta es la variación de la temperatura, normalmente se hace una corrección efectuando medidas simultáneas en el strain-gage colocado en la pieza y otro en condiciones similares pero en una pieza no cargada, de tal manera que la deformación debida a la carga es determinada a partir de la diferencia entre las deformaciones en los dos dispositivos, suponiendo que

la deformación en el segundo strain-gage se debe solo a efectos de temperatura.

La absorción de humedad en el dispositivo puede cambiar la resistencia eléctrica del mismo, afectando las lecturas, por lo que siempre se deben tomar las medidas necesarias para evitar este efecto.

Otro inconveniente es que en mediciones a largo plazo ocurre una deformación diferida con el tiempo (creep) en el sistema de fijación de los strain-gages obteniéndose mediciones más representativas.

Las principales ventajas de estos dispositivos son su pequeño tamaño, su bajo costo y su relativa facilidad de instalación.

#### 2.3.1.6 TRANSDUCTORES DE CUERDA VIBRANTE.

Estos transductores se utilizan en la medición de deformaciones, y a través de mecanismos es posible obtener mediciones de fuerzas o presiones.

Su principio de funcionamiento se basa en el cambio de la frecuencia natural de vibración en una cuerda tensada al variar su longitud.

Consiste de un elemento dentro del cual se fija la cuerda entre dos puntos de soporte, de tal manera que cuando

se le inducen deformaciones, la distancia entre estos puntos varía modificándose la longitud de la cuerda, así como su frecuencia de vibración. El cambio de frecuencia se puede relacionar con la deformación del elemento (ref.3) mediante la ecuación

$$\xi = K \frac{4L\rho^2}{Eg} (f^2 - f_0^2)$$

donde

$\xi$  es la deformación en la cuerda.

K es una constante propia del transductor.

L es la longitud de la cuerda.

$\rho$  es la densidad del material de la cuerda.

E es el módulo de elasticidad de la cuerda.

$f_0$  es la frecuencia de vibración inicial.

f es la frecuencia de vibración después de la deformación.

El transductor está formado básicamente por la cuerda tensada de material ferromagnético y dos electroimanes, colocados aproximadamente a una distancia de un milímetro de ella; cuando se le aplica una corriente pulsatoria a uno de los electroimanes la cuerda se excita debido al campo magnético generado, induciéndose una corriente alterna en el segundo electroimán que actúa como receptor.

La corriente inducida es de una frecuencia igual a la

frecuencia de vibración de la cuerda, y esta señal una vez amplificada constituye la señal de salida del instrumento.

La variación de la temperatura afecta al transductor solo si el coeficiente de expansión térmica de la cuerda es diferente al del elemento en que está montada, usualmente estos coeficientes son iguales de modo que la señal de salida no es afectada por estos efectos.

Las principales ventajas de estos transductores son su buena sensibilidad y repetibilidad, su resistencia a la humedad y su fácil instalación en muchos instrumentos.

#### 2.3.1.7 ACELEROMETROS.

Son dispositivos empleados en la medición de movimientos vibratorios y de aceleraciones, su principal aplicación en Ingeniería Civil es en la medición de aceleraciones sísmicas aunque también son empleados en otro tipo de mediciones.

Consisten en general de una carcasa con una masa sujeta a un resorte colocado en dirección paralela a la aceleración que se quiere medir y un sistema de amortiguamiento en esta misma dirección.

Los desplazamientos relativos entre la masa y la car-

casa son registrados por medio de un transductor de desplazamiento, siendo su señal de salida proporcional a la aceleración de entrada obteniéndose así una medida de esta aceleración.

Un transductor basado en el mismo principio es el servo acelerómetro, que consiste de una masa con un dispositivo que detecta su posición relativa dentro del aparato. La señal de salida de este dispositivo alimenta un sistema magnético que produce sobre la masa una fuerza igual a la causada por la aceleración pero de sentido contrario, provocando que ésta se mueva en dirección opuesta lo que a su vez es detectado produciéndose sobre la masa una fuerza de sentido contrario a la anterior, este proceso se repite con valores de las fuerzas cada vez menores hasta que la masa se mantiene en su posición original. La corriente eléctrica requerida para regresar de esta manera a la masa a su posición original es proporcional a la aceleración de entrada del transductor constituyendo una medida de esta aceleración.

### 2.3.2 PRINCIPIOS MECANICOS.

Los principios mecánicos son empleados directamente en los sensor-transductores de un gran número de instrumentos, además se utilizan como principios auxiliares en aparatos

basados en otros sistemas no mecánicos.

Este tipo de principios son muy variados y van desde la observación directa de una distancia por medio de una regla graduada, hasta principios hidráulicos o neumáticos más elaborados. En general se basan en sistemas mecánicos tales como palancas, poleas, engranes, etc. y en las leyes del equilibrio de fluidos.

Los dispositivos basados en sistemas mecánicos son empleados en la medición de desplazamientos, en general los amplifican o transforman a giros de modo que sean medibles, como es el caso del micrómetro, instrumento empleado en la medición de pequeños desplazamientos (fig. 2.7) .

Los dispositivos basados en las leyes de equilibrio de los fluidos se emplean para medir presiones y desplazamientos verticales. En la medición de presiones el sistema más simple consiste en medir la columna de agua que se forma en un tubo vertical cuyo extremo inferior se encuentra en un punto de medición; la altura de esta columna, formada por la diferencia entre la presión en el punto de medición y la presión atmosférica, proporcionan el valor de la presión en observación.

Existen otros sistemas que consisten en lograr el equilibrio de presiones a ambos lados de una membrana, en la cual actúa sobre uno de sus lados la presión desconocida

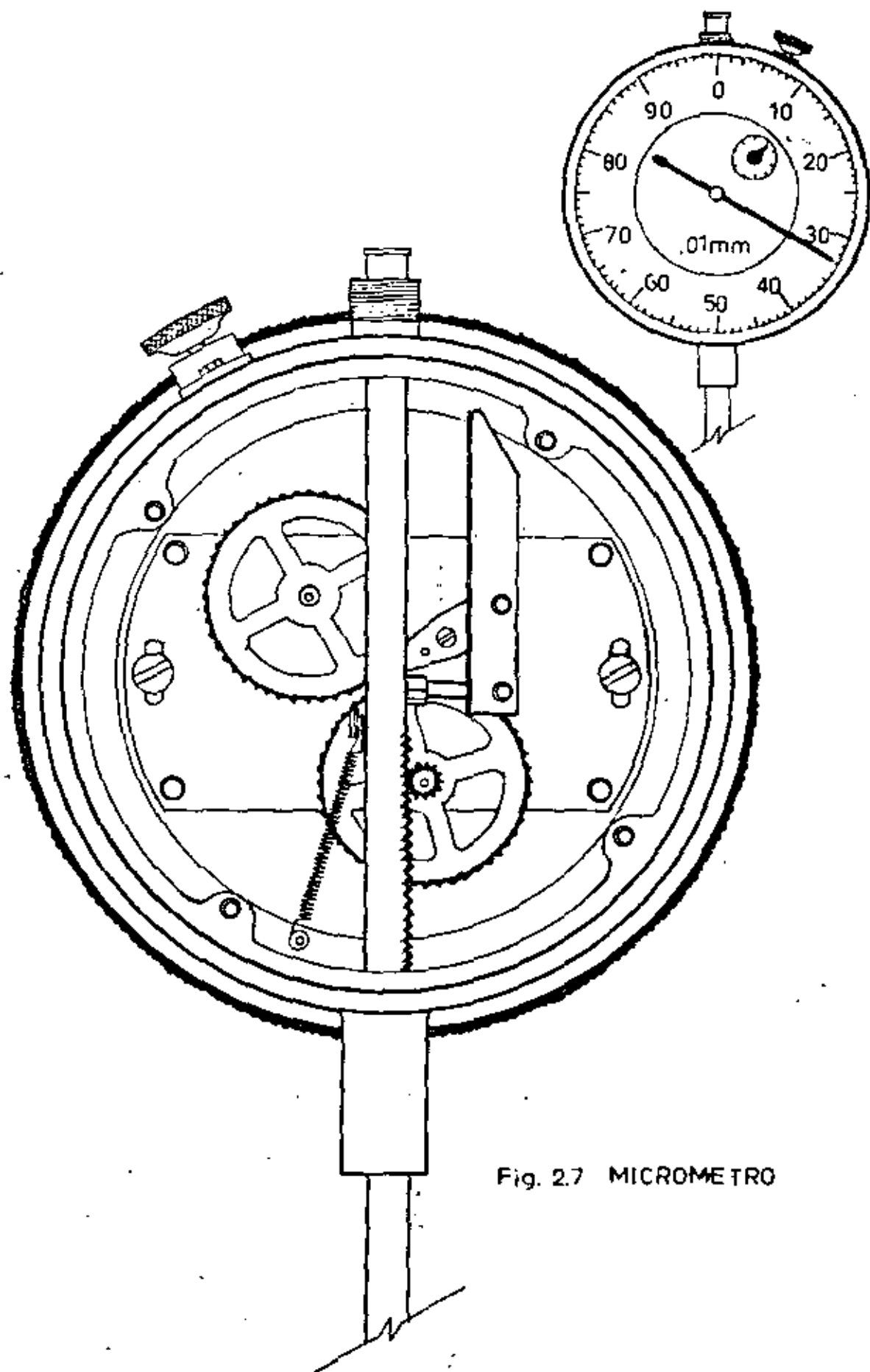


Fig. 27 MICROMETRO

y en el otro una presión controlada conocida, que se aplica al efectuar la medición. Para determinar el momento en que se logra el equilibrio existen varios sistemas, - el más usual consiste en utilizar a la membrana como obturador entre dos conductos a un lado de la misma, quedando el equilibrio establecido en el instante en que la membrana interrumpe la comunicación entre los mencionados conductos al hacer disminuir la presión aplicada después de haber sido sobrepasada la presión de equilibrio (fig. 2.8).

Los dispositivos basados en las leyes de equilibrio de fluidos que se utilizan para medir desplazamientos verticales, emplean el principio de vasos comunicantes. La mayoría de estos aparatos funcionan de manera semejante al mostrado en la figura 2.9, en la cual los desplazamientos verticales en el vertedor se miden por medio de la variación en el nivel del agua en la pipeta.

### 2.3.3 PRINCIPIOS OPTICOS.

Los principios ópticos son utilizados principalmente en las técnicas topográficas de medición. Estas técnicas consisten en la determinación de elevaciones por medio de nivelación óptica, determinación de desplazamientos horizontales a partir de líneas de colimación y medición de movimientos de puntos en observación por medio de trian-



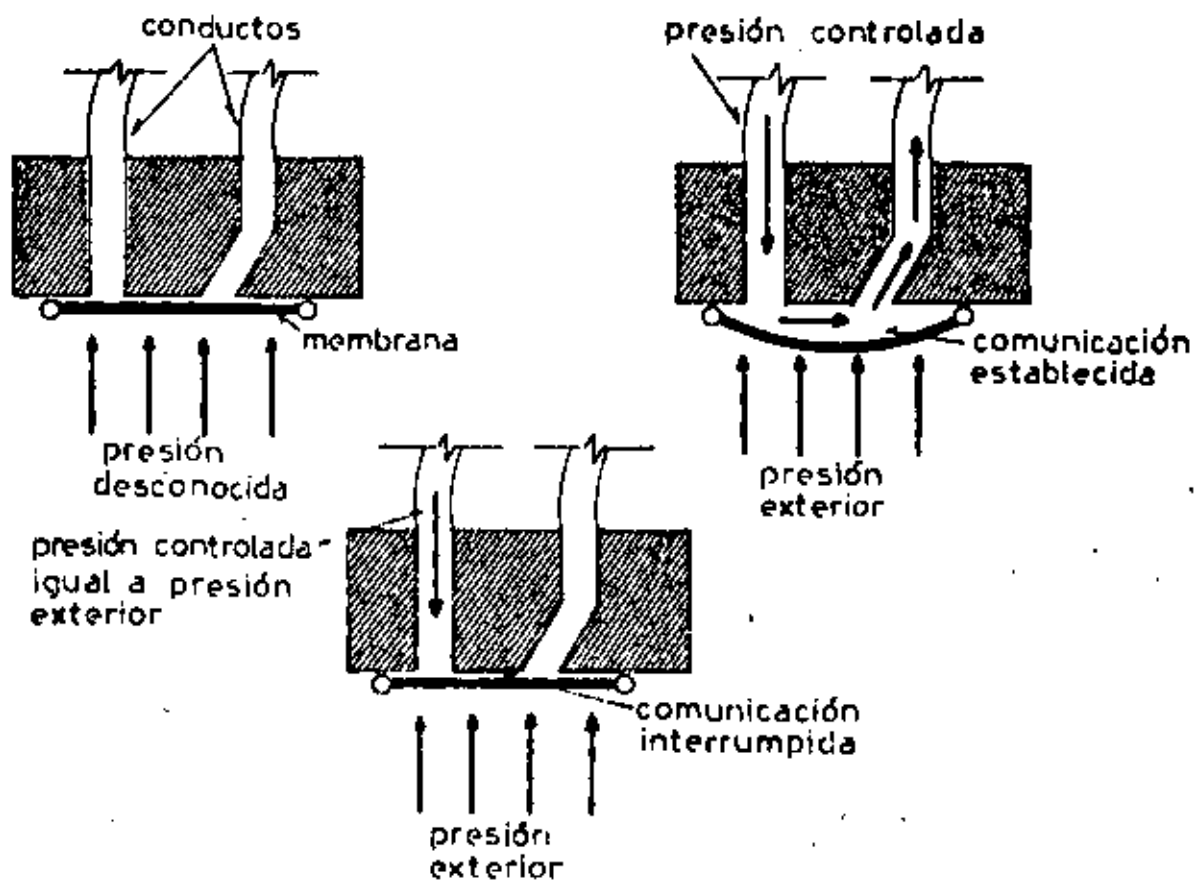


Fig. 2.8 TRANSDUCTOR DE MEMBRANA OBTURADORA

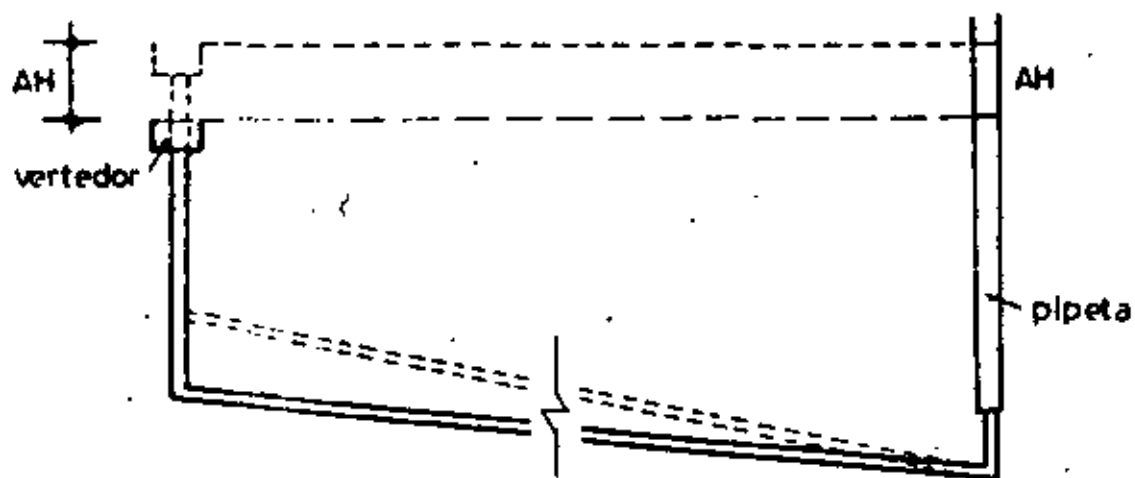


Fig. 2.9 SISTEMA HIDRAULICO PARA MEDIR DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

gulación.

La determinación de desplazamientos verticales por estos procedimientos consiste en fijar una serie de bancos de observación y correr nivelaciones periódicas, observando el cambio de elevación de los bancos.

Los desplazamientos horizontales son determinados por medio de la medición directa de la distancia entre una línea de colimación fija y una serie de puntos de observación. La ejecución de mediciones subsiguientes permitirá conocer los desplazamientos en estos puntos.

Cuando no es posible efectuar mediciones directas de desplazamientos, se emplea el método de triangulación, que consiste en una serie de puntos en observación, constituyendo los vértices de una red de triángulos, cuyos desplazamientos se obtienen por medio de la medición de sus ángulos interiores relacionándolos a una línea base fija de longitud conocida.

- 3 INSTRUMENTOS DE MEDICION.
- 3.1 MEDIDORES DE DEFORMACION.
- 3.1.1 MEDIDORES DE DEFORMACION VERTICAL.
- 3.1.1.1 SISTEMAS TOPOGRAFICOS.

Son muy empleados en este tipo de mediciones, consisten de una serie de bancos de nivel cuya elevación se obtiene periódicamente mediante nivelaciones de precisión. Los -- bancos de nivel pueden ser colocados en la superficie o - en el interior de una masa de suelo.

Los bancos de nivel superficiales, son puntos de observación formados generalmente por una varilla o un tornillo embebido en un pequeño bloque de concreto (fig.3.1). Estos dispositivos son simples y baratos, con equipos de topografía adecuados se puede llegar a determinar el asentamiento ocurrido con una precisión de 0.1 mm.

Los bancos de nivel profundos, son puntos de observa-

ción en el interior del suelo, consisten de una varilla o tubo de diámetro pequeño que pasa libremente dentro de un tubo vertical, y una base anclada en su extremo inferior (fig. 3.2).

Los asentamientos de la base son determinados a través de nivelaciones del extremo superior de la varilla o tubo. Se emplean por lo general para medir asentamientos de cimentaciones en suelos blandos. Su precisión depende del equipo topográfico que se emplea.

Los bancos de nivel de partida no deben sufrir movimientos y las nivelaciones deben cerrarse con errores no mayores de 0.5 a 2.0 cm. en circuitos de un kilómetro.

### 3.1.1.2 SISTEMAS DE TUBOS VERTICALES TELESCOPIADOS

Los sistemas de tubos verticales telescopiados son de dos tipos, los que se sujetan al terreno por medio de cru ce tas de fierro (cross-arm) y los que lo hacen únicamente por fricción.

Los sistemas con cru ce ta están formados por una serie de tubos de fierro telescopiados, colocados en forma ver ti cal dentro de un terraplén, con una cru ce ta de perfil laminado soldada al centro de los tubos de menor diámetro, como se muestra en la figura 3.3. Normalmente los tubos son de 1.5 y dos pulgadas de diámetro con una longitud -

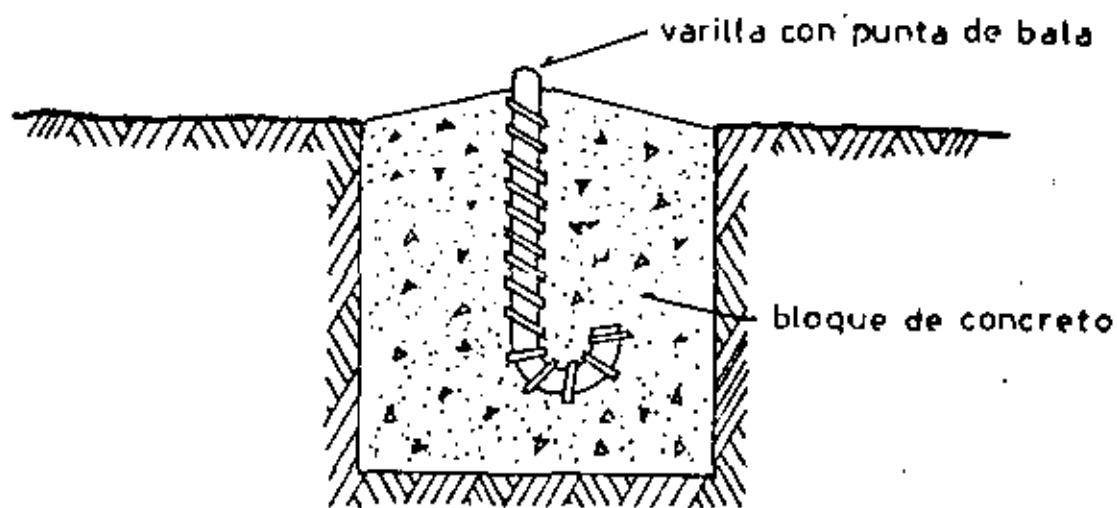


Fig. 3.1 BANCO DE NIVEL

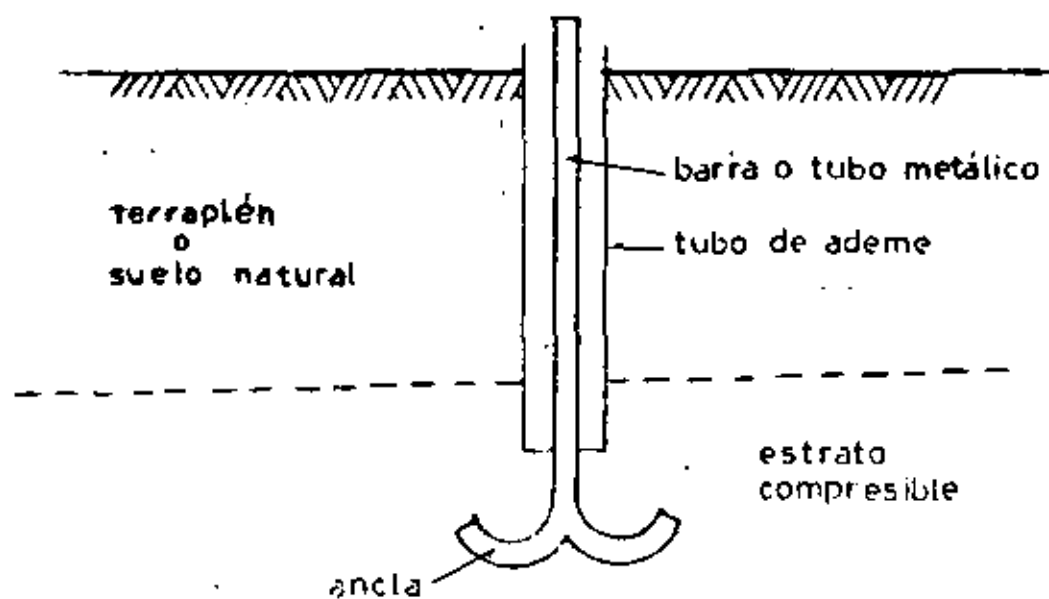


Fig. 3.2 BANCO DE NIVEL PROFUNDO

de dos metros.

Los movimientos del terraplén son seguidos por los tubos telescopiados, determinándose los asentamientos por medio del cambio de elevación de los extremos inferiores de los de menor diámetro, lo cual se obtiene mediante la nivelación del brocal del tubo superior y la medición de la profundidad de los extremos inferiores. Esta medición se efectúa por medio de un dispositivo formado de un gancho con un resorte que detecta el extremo inferior de los tubos- determinándose la distancia vertical por medio de una cinta de acero a tensión controlada.

Las principales ventajas de este sistema son su sencillez y la experiencia que se tiene en su empleo, además de que las crucetas no permiten que el suelo se desplace con respecto al tubo. Tiene los inconvenientes de que no es posible instalarlo dentro de perforaciones y que el dispositivo de medición puede quedar atorado en el interior de la tubería. Normalmente se obtienen con estos -- instrumentos precisiones de 0.1 a 1.0 cm. En instalaciones muy antiguas se ha tenido el problema de oxidación - de los tubos, esta dificultad ha sido superada instalando tubos de plástico.

Los tubos verticales telescopiados sin cruceta, tienen la ventaja de que pueden ser instalados tanto en terra--

plenas como en perforaciones. Existen dos sistemas de este tipo diferenciándose en la forma en que se determina la elevación de los puntos de observación.

El primero es un sistema similar al anterior, solo que la tubería sigue los movimientos del suelo únicamente por fricción. Normalmente se emplea para tal fin la tubería del inclinómetro, instrumento que se describirá más adelante.

En este sistema, la precisión depende en gran parte de la facilidad con que los tubos deslicen en sus coples -- evitando el movimiento relativo entre estos y el suelo.

El segundo sistema de este tipo, consiste de una serie de tubos de plástico telescopiados colocados en forma vertical ya sea en perforaciones o en terraplenes en construcción. Los puntos de observación están constituidos por una serie de anillos metálicos ensartados en la tubería (fig. 3.4). Los asentamientos del terreno se miden detectando el cambio de elevación de estos anillos, determinado mediante la obtención de su profundidad por medio de un dispositivo que contiene una bobina cuya inductancia se ve alterada en las cercanías de los anillos, esta alteración se detecta en un circuito puente alcanzando su máximo desbalanceo en la elevación del anillo.

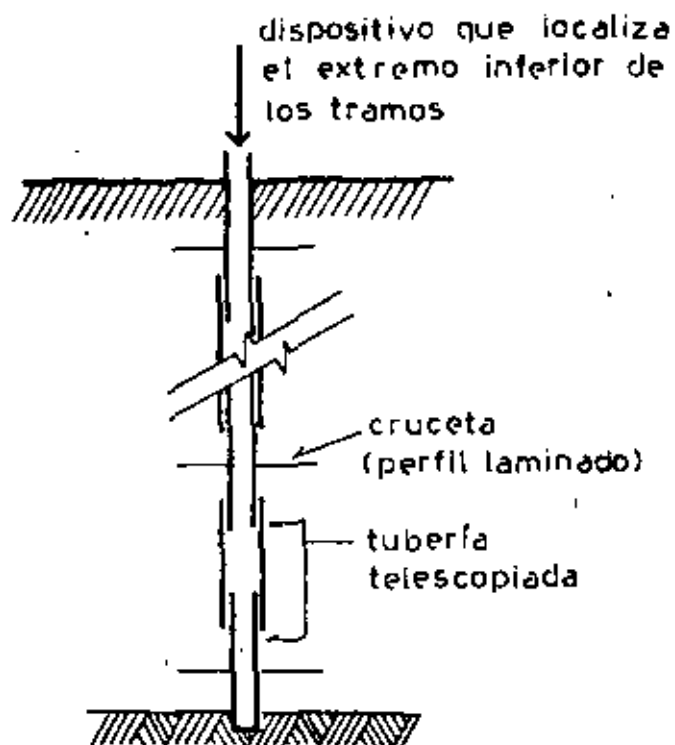


Fig 33 tubos verticales con cruce

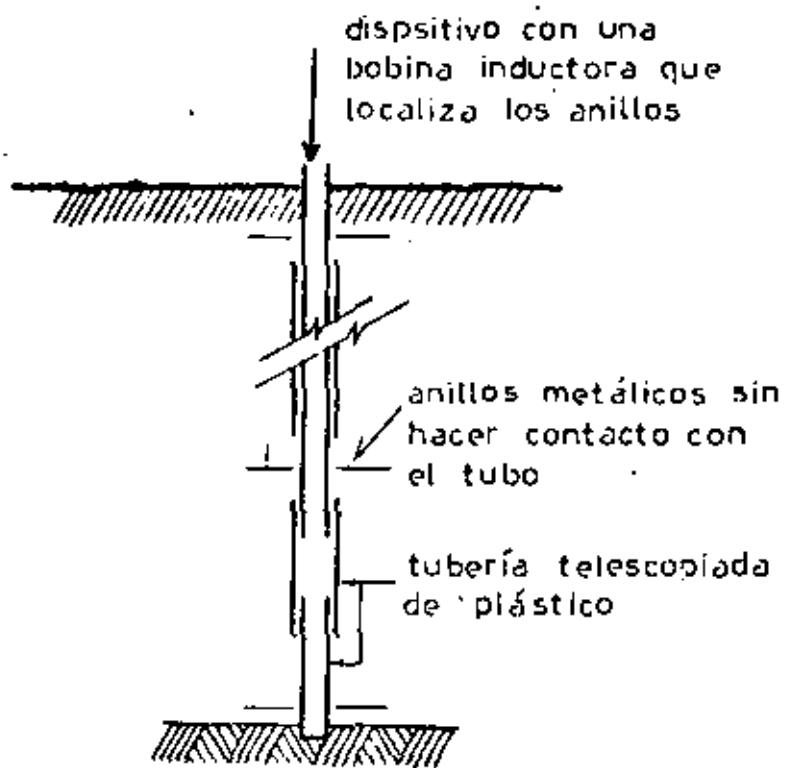


Fig 34 tubos verticales sin cruce con detector inductivo



Los anillos son independientes de los movimientos del tubo, por lo que en este caso la precisión del sistema no es afectada por el movimiento relativo de los tubos y el suelo.

Eléctricamente el sistema tiene una precisión de 0.5 mm, obteniéndose su máxima sensibilidad cuando el diámetro interior del anillo no es mayor de dos veces el diámetro de la bobina, y su espesor es igual al ancho de la misma.

La precisión general del sistema está afectada por la medición de la profundidad de la bobina y por la precisión en la nivelación del brocal de la tubería, siendo en general de 2.5 a 20.0 mm.

### 3.1.1.3 SISTEMAS HIDRAULICOS

Son dispositivos operados a control remoto, basados en las leyes del equilibrio de los fluidos. El aparato de este tipo más sencillo es el nivel de manguera, a partir del cual se han desarrollado una serie de instrumentos más versátiles, adaptándose a las condiciones y necesidades de cada tipo de obra. Para su estudio se han dividido en tres tipos dependiendo de la posición relativa que exista entre el aparato y la unidad de lecturas.

El instrumento hidráulico más empleado en la medición de asentamientos cuando la unidad de observación se tiene

a la misma elevación es el mostrado en la figura 3.5, el cual consiste de un vertedor conectado a la unidad de lectura por medio de dos mangueras. La elevación del dispositivo se determina observando el nivel al que asciende el agua en la pipeta cuando se le inyecta agua al vertedor. La presión del aire en el aparato debe ser la atmosférica por lo que se coloca un conducto de ventilación hacia el exterior.

Las principales fuentes de error de este instrumento son la formación de burbujas de aire dentro de las mangueras y las fluctuaciones del agua en el vertedor cuando las lecturas se hacen muy rápido. La precisión de este aparato depende de varios factores y varía de 0.1 a 10.0 mm.

Otro dispositivo de este tipo es la celda de asentamientos la cual consiste de un recipiente parcialmente lleno de agua, comunicado a la pipeta de la unidad de medición por medio de dos mangueras (fig. 3.6).

El asentamiento de la celda se determina a partir de la variación del nivel del agua en la pipeta. Cuando el diámetro de la celda sea muy grande con respecto al de la pipeta esta variación será prácticamente igual al asentamiento en la celda.

Este instrumento tiene como ventajas su sencillez, su

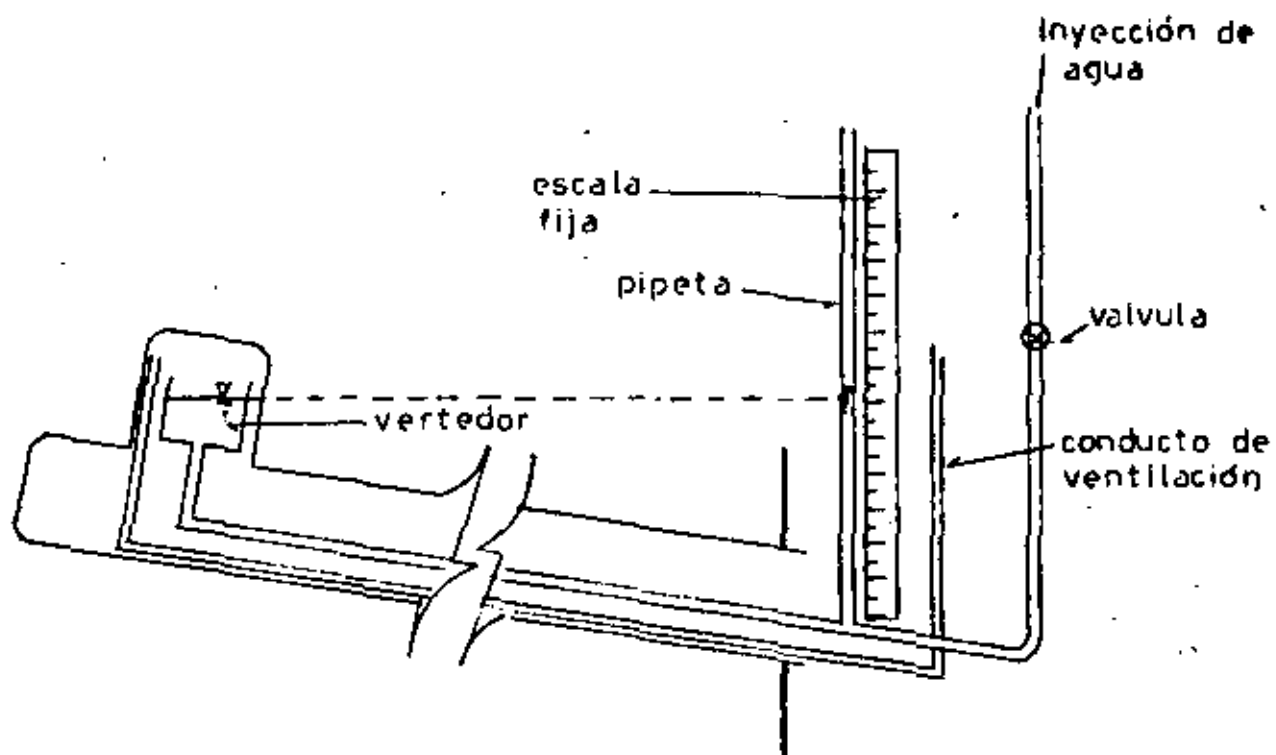


Fig. 3.5 : TESTIGO HIDRAULICO

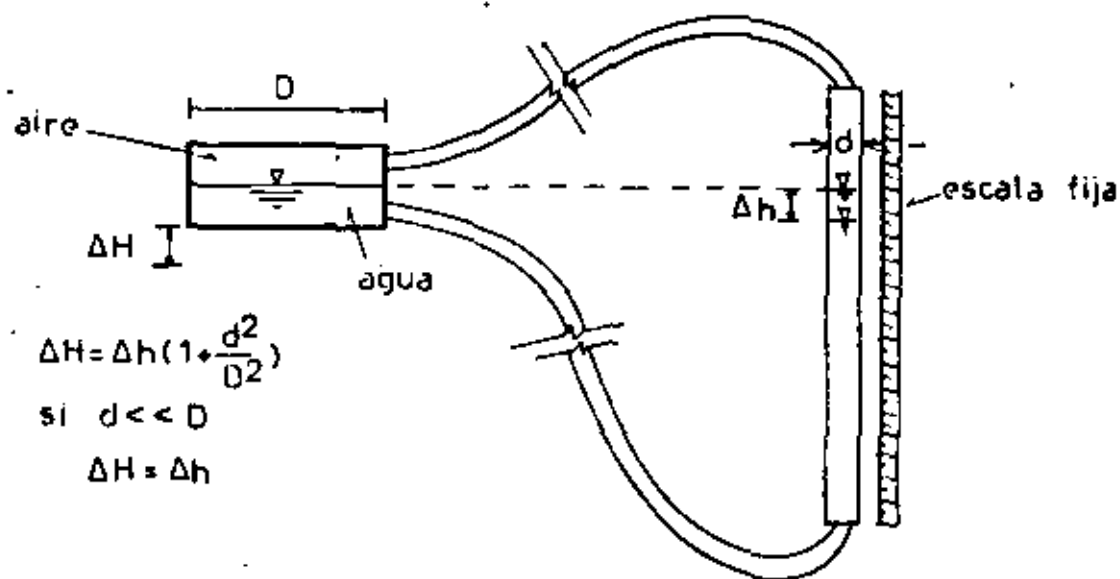


Fig. 3.6 CELDA DE ASENTAMIENTO

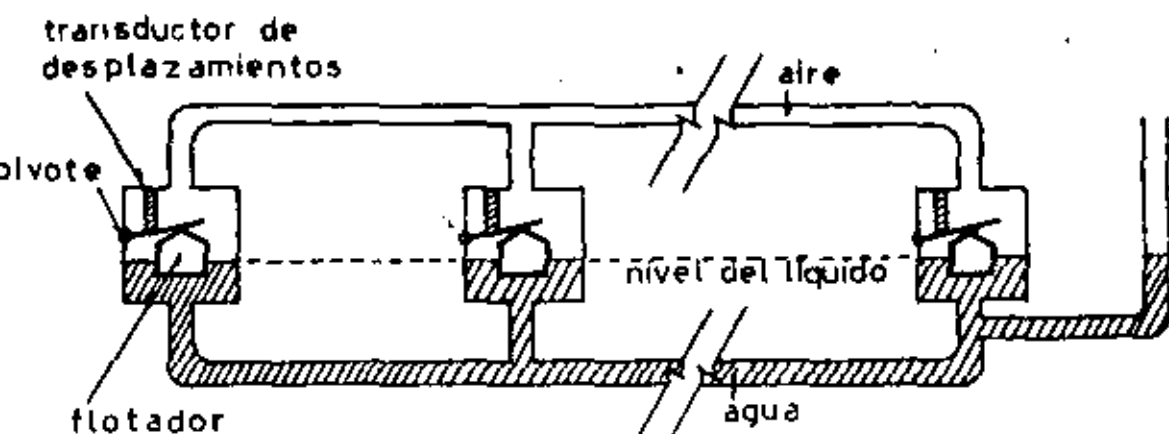
facilidad de instalación y su bajo costo, siendo su precisión de 0.5 a 5.0 mm.

Un dispositivo de mayor precisión es el de flotadores, mostrado en la figura 3.7, el cual consiste de varios re ci pi en tes comunicados entre sí con un tirante de agua -- dentro de ellos y flotadores que transmiten sus movimientos a transductores de desplazamiento.

El nivel de el agua se mantiene constante de manera que los asentamientos en las celdas provocan un movimiento en los transductores, cuyas lecturas se calibran en el sitio.

Este dispositivo tiene la desventaja de que el transduc tor puede sufrir daños por humedad. Se tiene poca expe ri en cia en su empleo, habiéndose llegado a obtener prec is io nes hasta de 0.1 mm.

Cuando la unidad de lecturas se localiza arriba del -- instrumento, se puede utilizar el dispositivo mostrado - en la figura 3.8, el cual consiste de una celda con un - vertedor en su interior, la celda es comunicada a la uni dad de medición por medio de dos mangueras, una de las - cuales está conectada al vertedor y se encuentra llena - de agua, y la otra contiene aire a presión manteniendo - dentro de la celda una presión constante, la unidad de - medición está formada por un tanque de agua conectado a



las lecturas de los transductores se calibran en el sitio relacionandolas con los asentamientos de las celdas.

Fig. 3.7 MEDIDOR DE ASENTAMIENTOS HIDRAULICO CON FLOTADORES

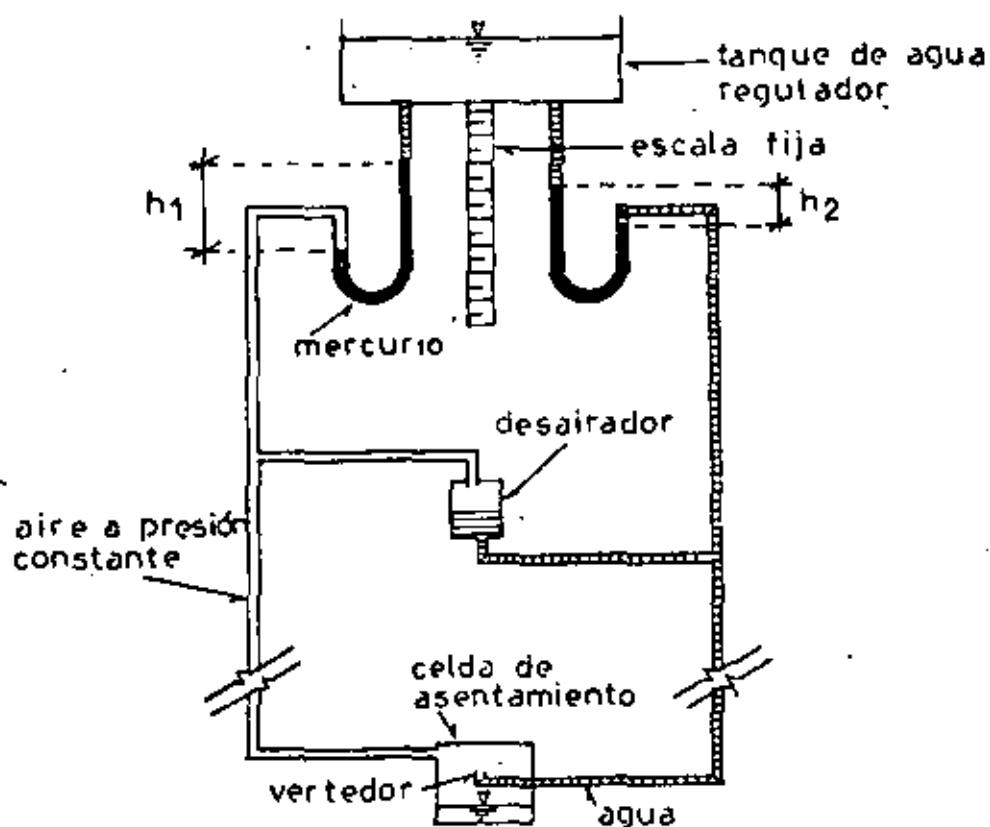


Fig. 3.8 TESTIGO HIDRAULICO PROFUNDO

dos manómetros de mercurio.

Cuando la celda sufre un movimiento vertical, la presión en el agua dentro del vertedor aumenta, derramándose y provocando que la columna de mercurio correspondiente ( $h_2$ ) disminuya hasta igualar la presión dentro de la celda. Así la disminución de la columna de mercurio ( $h_2$ ) es una medida directa de los asentamientos en la celda.

La celda de asentamientos puede ser utilizada también, cuando la unidad de lectura esté arriba de ella, inyectando aire a presión constante con el fin de que ascienda el agua hasta la pipeta (fig. 3.9). La variación del nivel del agua en la pipeta, estará relacionada con el asentamiento ocurrido, de la misma forma que en la celda de asentamientos con unidad de lectura al mismo nivel (fig. 3.6).

La evaporación en la pipeta es un factor que se toma en cuenta colocando un tubo de igual diámetro al de la pipeta, en el que se observa la variación de su nivel por efecto de la evaporación.

Otro dispositivo de medición que se coloca abajo de la unidad de lecturas, es la celda eléctrica de mercurio que consiste de un recipiente lleno de mercurio conectado a la unidad de medición por medio de dos mangueras y un ca

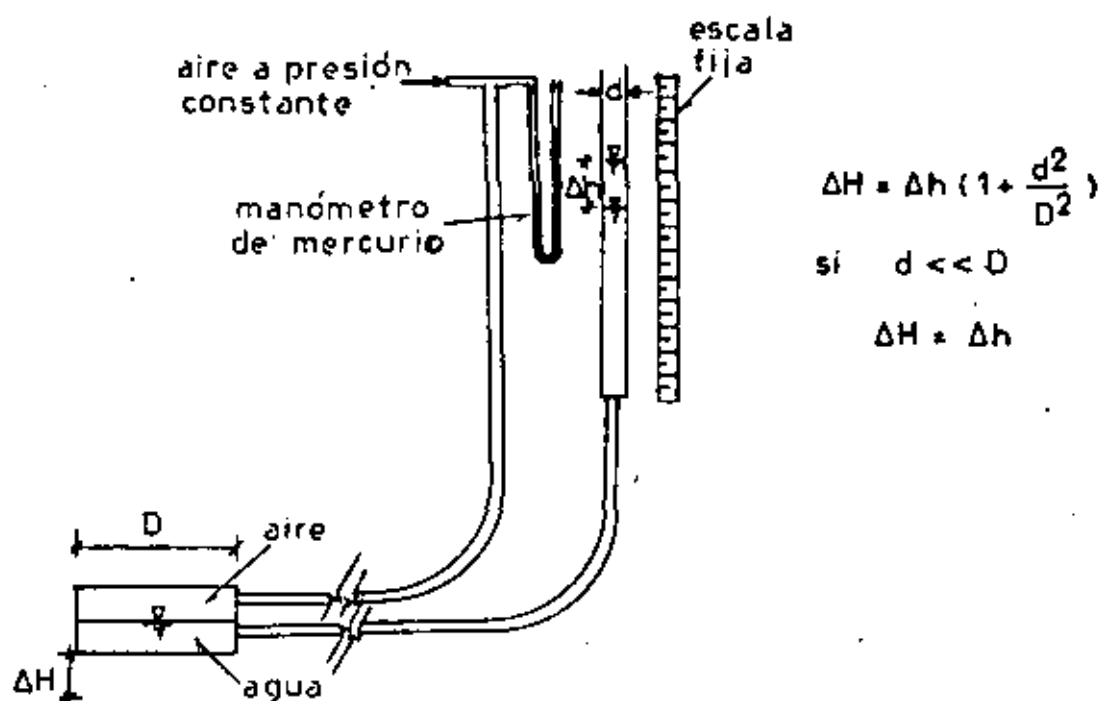


Fig. 3.9 CELDA DE ASENTAMIENTO CON UNIDAD DE LECTURAS SOBRE ELLA

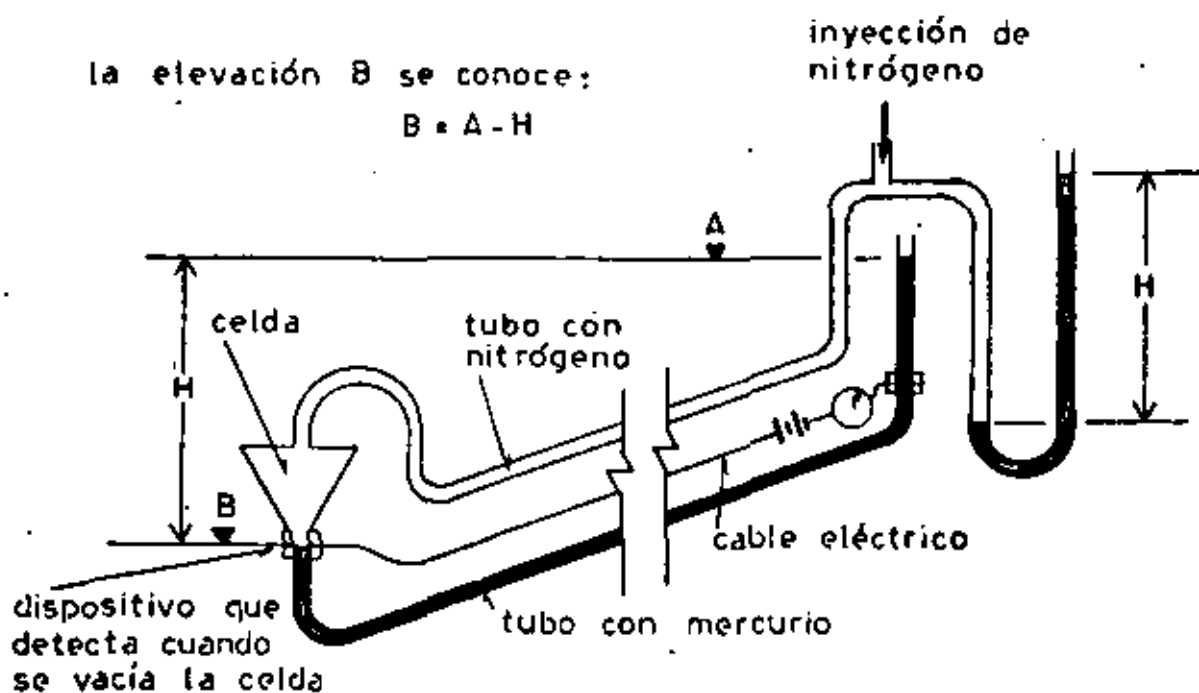


Fig. 3.10 CELDA ELECTRICA DE MERCURIO

ble eléctrico (fig. 3.10).

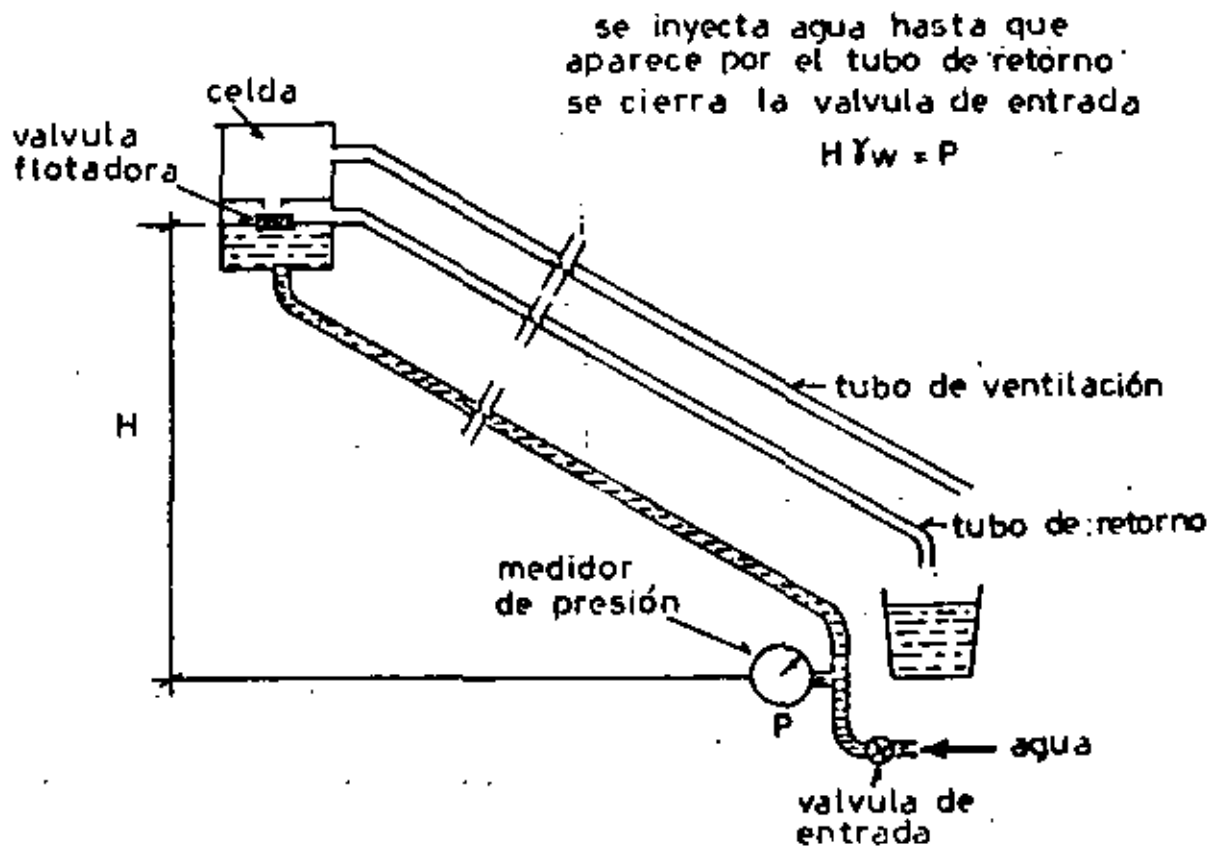
El mercurio de las celdas es desplazado al inyectar nitrógeno a presión por una de las mangueras, detectando el momento en que se vacía la celda mediante una señal eléctrica y determinando la elevación del aparato por medio de la presión aplicada y de la altura que alcanzó el mercurio en la unidad de lecturas.

La precisión de este aparato es de 2 a 7 mm., pero tiene la desventaja de presentar problemas de corrosión y de ser muy costoso.

Cuando la unidad de lecturas se encuentra abajo del -- aparato, se puede emplear el dispositivo mostrado en la figura 3.11, el cual consiste de una celda conectada a -- la unidad de medición por medio de dos mangueras, inyectando agua a través de una de ellas hasta que retorne por la otra. La elevación de la celda se conoce por medio de la presión que registra un manómetro conectado en la manguera de inyección en la unidad de medición. Es necesario tener una tercera manguera de ventilación para conservar a la celda a presión atmosférica. Su precisión es de 7 a 15 mm.

Otro dispositivo de este tipo consiste de una celda llena de mercurio con una membrana que interrumpe la comuni





**Fig. 3.11 CELDA DE ASENTAMIENTOS CON UNIDAD DE LECTURAS BAJO ELLA**

cación entre dos conductos (fig. 3.12). La elevación de la celda se conoce por medio de la diferencia entre la presión necesaria para causar burbujeo ( $P_2$ ) y la presión aplicada al mercurio ( $P_1$ ).

Este aparato tiene la ventaja de poder ser usado independientemente de la posición en que se encuentre la unidad de medición. Su precisión es de 2 a 7 mm., pero tiene las desventajas de ser sensible a la temperatura y de no poder evitar burbujas de aire en la manguera del mercurio.

La celda de globo (fig. 3.13) es otro tipo de dispositivo que consiste de un recipiente lleno de agua y un elemento inflable en su interior que puede ser desplazado dentro de un tubo flexible. La celda es conectada a la unidad de lecturas por dos mangueras una de las cuales llega a la pipeta y la otra a un manómetro. La elevación del dispositivo se conoce inyectando una presión constante al globo observando la altura que alcanza el agua en la pipeta.

La ventaja de este aparato es que puede ser desplazado a diferentes puntos dentro de la tubería flexible, obteniéndose el perfil de asentamientos del tubo.

Tiene una precisión de 5 a 25 mm. pero tiene como desventaja ser muy sensible a la temperatura.

se aplica  $P_1$  para cerrar  
el diafragma se aplica  
 $P_2$  hasta causar burbujas

$$H \delta h_g = P_1 - P_2$$

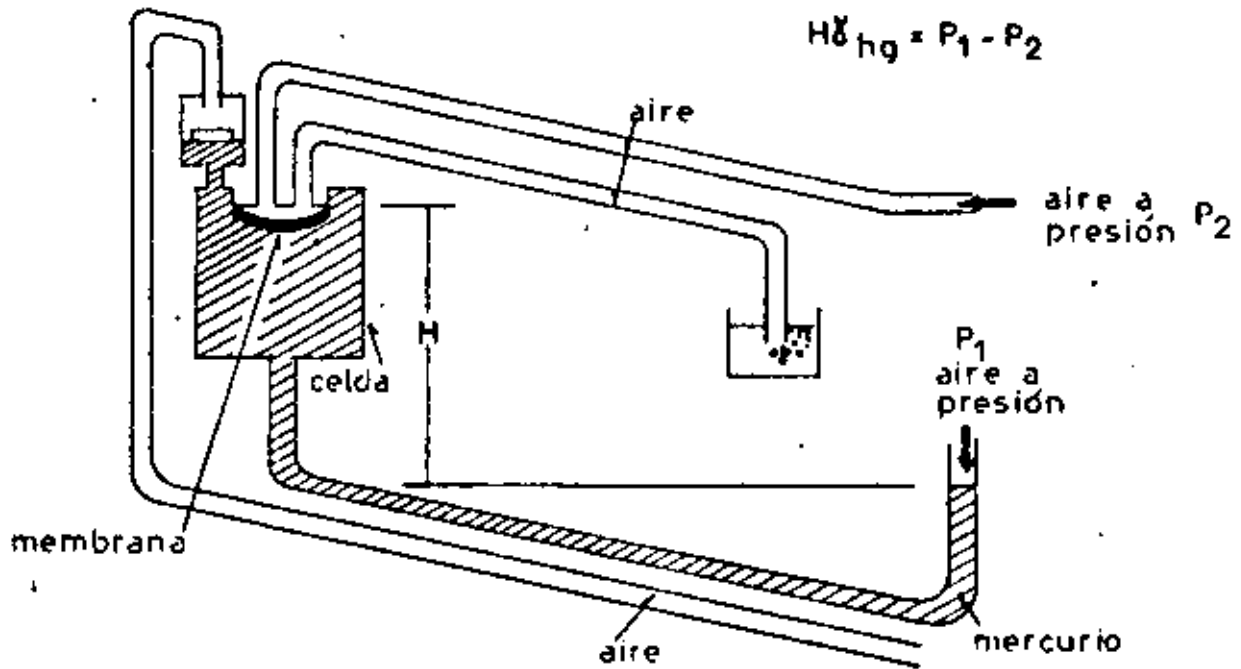
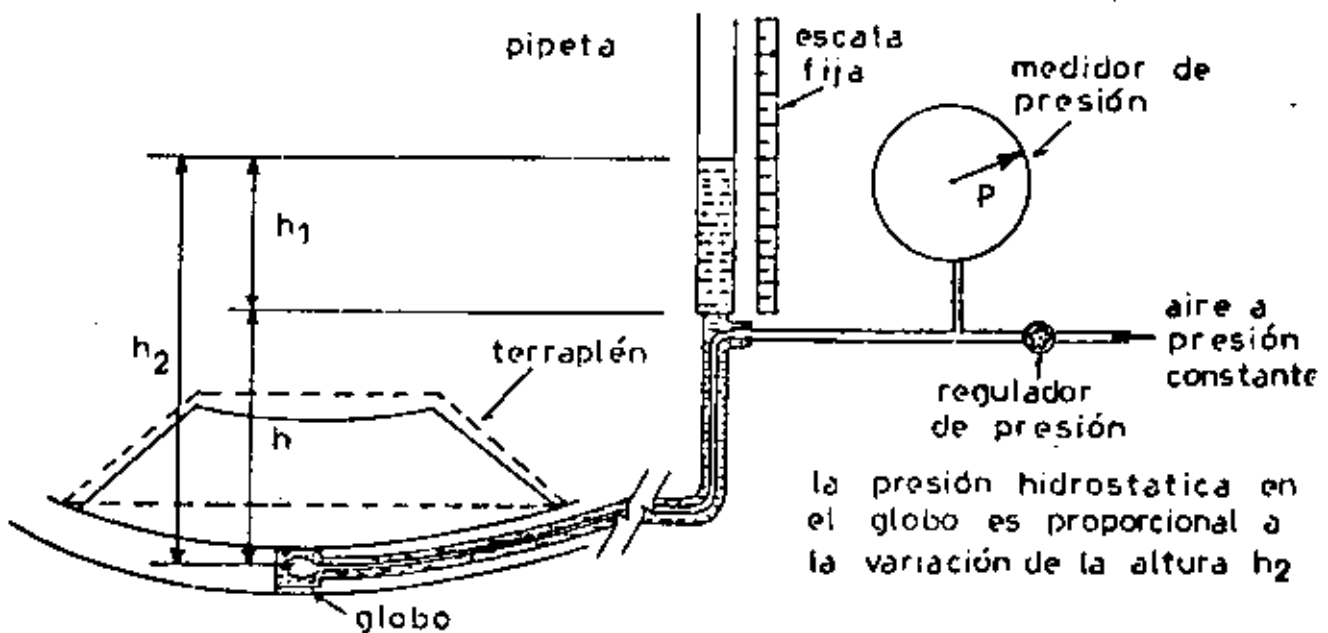


Fig. 3.12 CELDA DE ASENTAMIENTOS CON MEMBRANA OBTURADORA



la presión hidrostática en el globo es proporcional a la variación de la altura  $h_2$

Fig. 3.13 CELDA DE ASENTAMIENTO DE GLOBO

### 3.1.2 MEDIDORES DE DEFORMACION EN OTRAS DIRECCIONES

#### 3.1.2.1 SISTEMAS TOPOGRAFICOS

Consisten en la determinación de los movimientos horizontales de puntos de observación por medio de técnicas topográficas, los métodos usados son la medición directa con respecto a líneas de colimación y la triangulación.

Los puntos de observación que se emplean para medir -- desplazamientos a partir de líneas de colimación se les llama testigos superficiales y consisten de pequeños bloques de concreto con un tornillo, una varilla o un dispositivo especial para acoplar una mira deslizable (fig. - 3.14).

Las líneas de colimación se definen por medio de un punto y una mira, debiéndose localizar fuera de la zona de movimientos. Para mediciones de mucha precisión se utilizan monumentos de centraje forzoso en vez de puntos de centraje con plomada y la distancia del testigo a la línea de colimación se determina por medio de miras deslizables con vernier (fig. 3.15).

Utilizando miras deslizables y monumentos de centraje forzoso se pueden llegar a obtener precisiones del orden de 0.1 mm. en la medición de desplazamientos horizontales.

La triangulación consiste de una serie de puntos que -

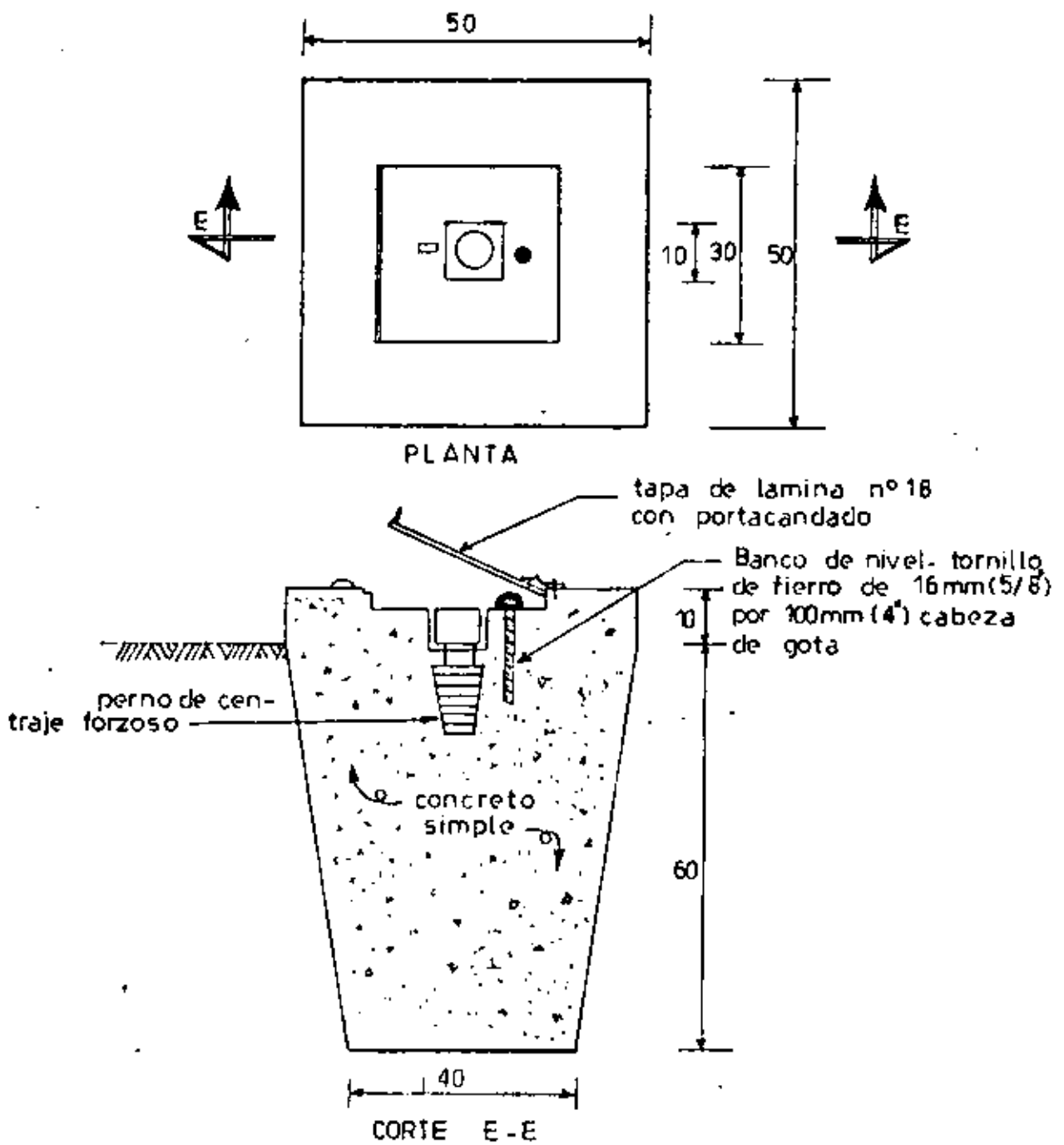


Fig. 3.14 TESTIGO SUPERFICIAL

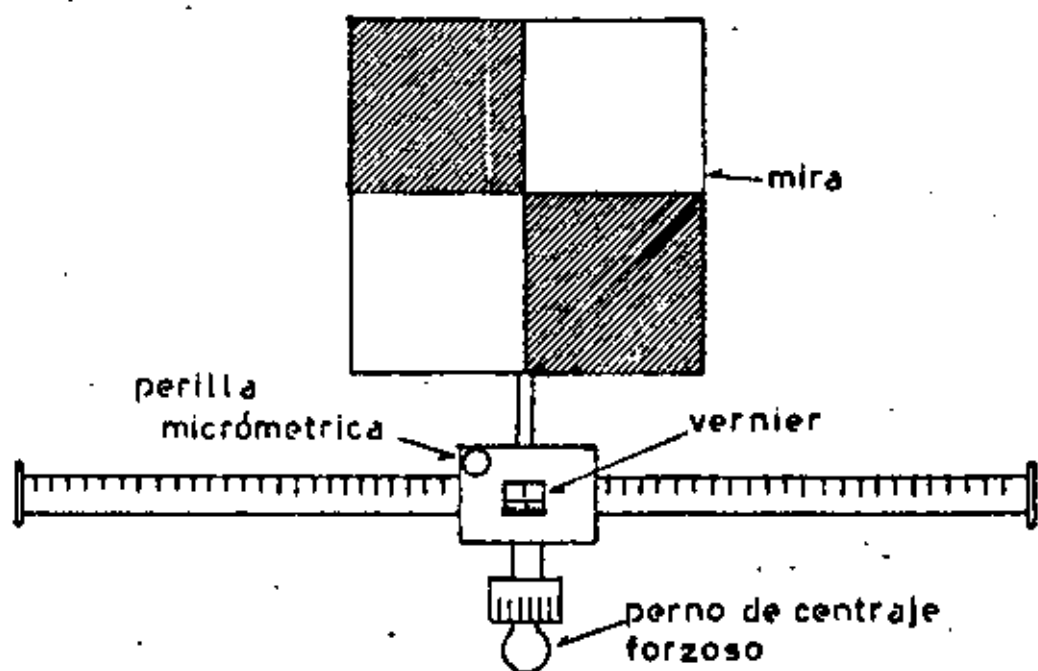


Fig. 3.15 MIRA DESLIZABLE CON VERNIER

constituyen los vértices de una red de triángulos. Estos puntos pueden ser varillas o tornillos colocados en pequeños bloques de concreto o monumentos de centraje forzoso, los cuales sirven tanto de puntos de centraje como de miras en la medición de los ángulos interiores de los triángulos.

La aproximación en la determinación de los desplazamientos dependerá de la precisión con que se midan los ángulos y de la medición de la línea base.

Para lograr buena precisión en la medición de los ángulos se realizan una serie de repeticiones y se efectúan las lecturas en horas del día en que no haya niebla ni reverberación que afecten la visibilidad.

La medición de la línea base se realiza con cinta y dinamómetro, debiendo hacerse corrección por temperatura y efectuando los cadenamientos en tramos cortos, también es posible emplear telémetros cuya precisión puede ser hasta de 1:300000.

La precisión de triangulaciones normales es de 0.5 a 1.0 cm. con líneas base menores de 150 m. medidas con una aproximación de 1:10000 y un cierre angular de 10 seg. Las triangulaciones de alta precisión con monumentos de centraje forzoso, mediciones de líneas base con apro-

ximación de 1:200000 y cierre angular no mayor de 4 seg. proporcionan desplazamientos con una precisión de 0.5 a 1.5 mm.

### 3.1.2.2 MEDIDORES DE DEFORMACIONES LONGITUDINALES.

Estos instrumentos son empleados para determinar los desplazamientos longitudinales entre dos puntos de observación colocados en cualquier dirección. Normalmente se les da el nombre de extensómetros.

Estos dispositivos pueden ser removibles ó fijos. Los extensómetros removibles más usuales son la regla graduada, la cinta de topografía, el vernier, el deformímetro y el micrómetro.

La regla graduada y la cinta de topografía son instrumentos ampliamente usados por su sencillez que proporcionan mediciones con una precisión limitada, pero que son de gran utilidad en la observación de desplazamientos en todo tipo de obra.

El vernier es un sistema de medición que proporciona una aproximación de la décima parte de la menor división de su escala. Consiste de dos escalas móviles, ambas por lo general con diez divisiones, una de las cuales es de una longitud igual a nueve divisiones de la otra. Las mediciones se efectúan corriendo una escala con respecto a



la otra de longitud que se desea medir, siendo la última cifra de la lectura la graduación de la escala más pequeña cuya división coincida con cualquier división de la otra escala.

El deformímetro es un instrumento formado por un tubo y una barra deslizante dentro de él, conteniendo un vernier que mide los desplazamientos relativos entre la barra y el tubo (fig. 3.16). Es muy empleado para observar los cambios de las dimensiones en las secciones de túneles. Se deben de fijar puntos de observación con cabezas de tornillos, varillas con punta de bala, etc. de modo de garantizar que se mida siempre la distancia entre los mismos puntos. La precisión de este aparato varía de 0.1 a 1.0 mm.

El micrómetro es un instrumento empleado para medir pequeños desplazamientos con gran precisión. Su uso es muy amplio tanto en laboratorio como en campo; una de sus principales aplicaciones en el campo es en la observación del comportamiento de grietas en estructuras. Su funcionamiento fué descrito anteriormente en la sección 2.3.2.

Su principal desventaja es la de tener un rango pequeño. La precisión de este aparato es muy alta, de 0.01mm, tiene buena repetibilidad y no es muy costoso.

Los extensómetros fijos se usan para medir deformaciones

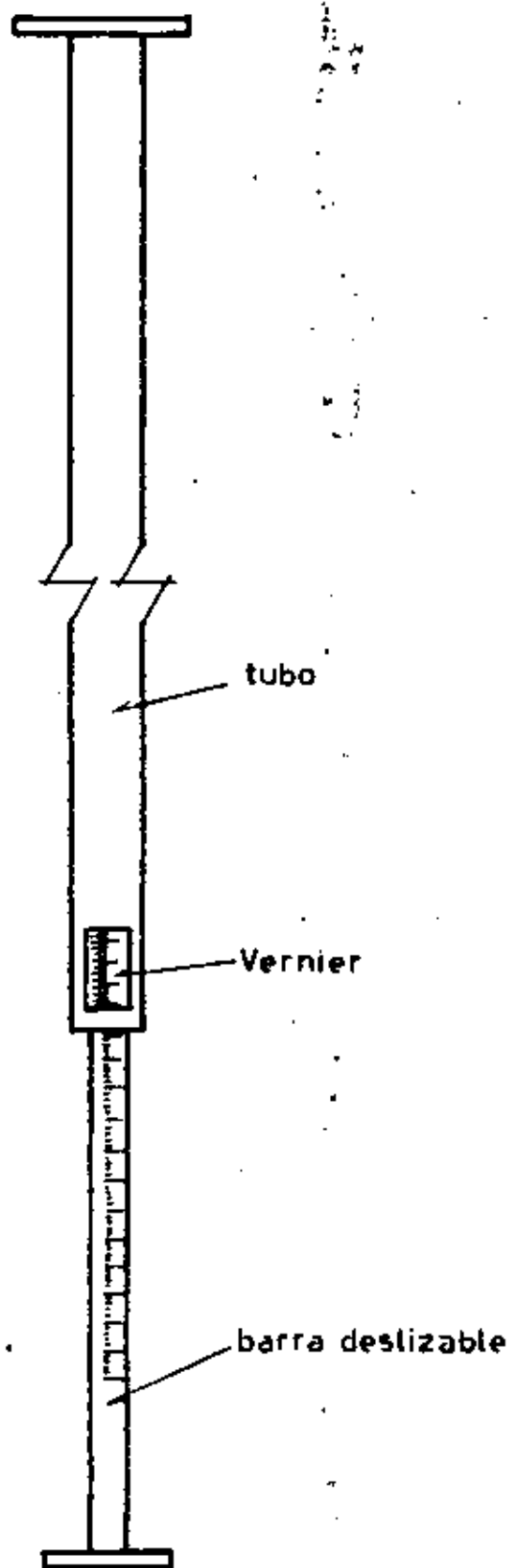


Fig. 3.16 DEFORMIMETRO

dentro de masas de suelo o roca, pudiéndose agrupar en mecánicos y eléctricos.

Los extensómetros mecánicos más usados son el extensómetro de alambre tensado y el extensómetro de barra. El primero consiste de uno o varios alambres o cables de acero dentro de una tubería telescopiada los cuales se anclan en diferentes puntos a lo largo de la misma y se tensan por medio de pesas, resortes o de alguna otra forma.

En el extensómetro mecánico de alambre tensado con pesas, los desplazamientos se miden en una escala fija colocada a un lado de las pesas como se muestra en la figura 3.17, obteniéndose presiones de 0.5 a 2.0 cm.

Un extensómetro de este tipo más preciso consiste en tensar el alambre por medio de un resorte y medir los desplazamientos con un micrómetro (fig. 3.18).

Las mediciones con este tipo de dispositivos pueden tener errores por deformación diferida con el tiempo (creep) de los alambres tensados, también pueden presentarse interferencias entre los mismos por producirse una catenaria excesiva; las variaciones de temperatura ocasionan fluctuaciones en las mediciones.

Los extensómetros mecánicos de barra son dispositivos

se mide el movimiento  
de la placa usando una  
escala  $\Delta L = \Delta$  (en la escala)

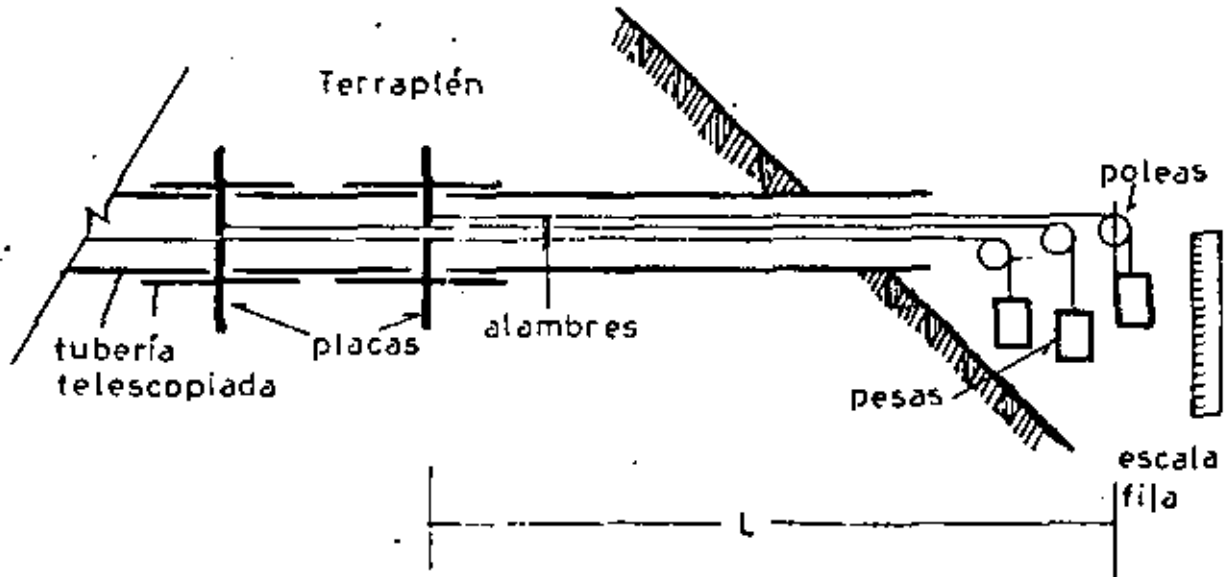


Fig. 3.17 EXTENSOMETRO MECANICO DE ALAMBRE  
TENSADO CON PESAS

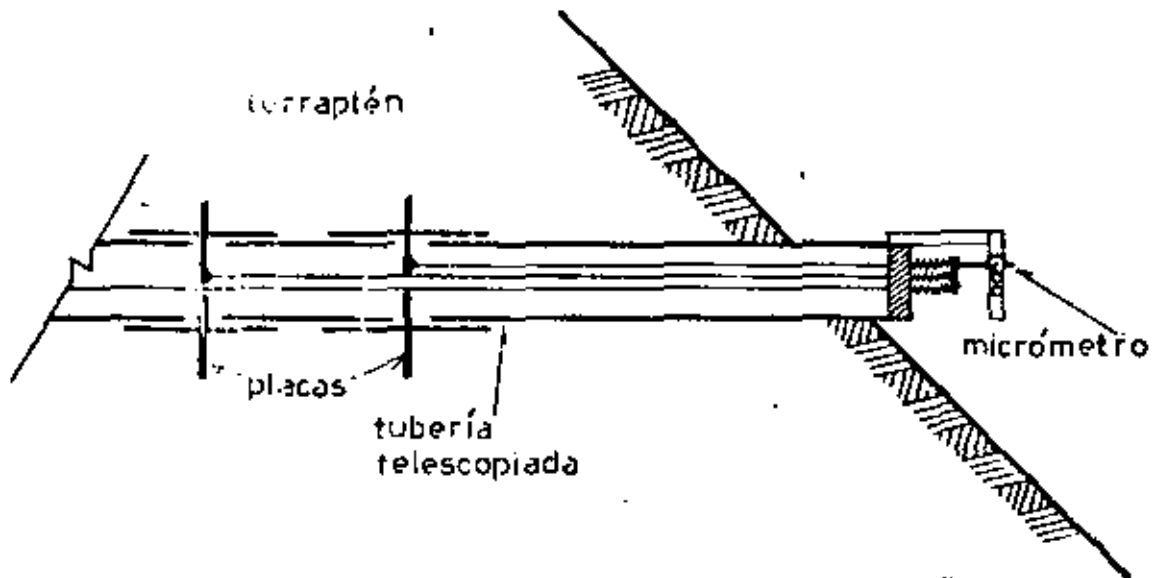


Fig. 3.18 EXTENSOMETRO MECANICO DE ALAMBRE  
TENSADO CON RESORTES

formados por una barra de acero, uno de cuyos extremos se encuentra anclado al terreno y en el otro se coloca un micrómetro, un vernier o cualquier otro transductor de desplazamientos. Este instrumento con un micrómetro se presenta en la figura 3.19 y tiene una precisión de 0.02 mm. con el inconveniente de que su rango es muy reducido.

Los extensómetros eléctricos más usados están formados por barras o alambres tensados, anclados dentro del terreno, los cuales transmiten las deformaciones del suelo a un transductor eléctrico de desplazamiento que puede ser un potenciómetro, un strain-gage, una cuerda vibrante o cualquier otro tipo de transductor.

Los extensómetros de potenciómetro utilizados para suelos son del tipo mostrado en la figura 3.20. Su precisión puede ser hasta de 0.01 mm. y su repetibilidad es buena, pero tiene el inconveniente de que si se presenta una falla eléctrica en el potenciómetro difícilmente podrá ser reparada por estar en el interior del suelo.

Los extensómetros de este tipo utilizados en rocas (fig. 3.21) normalmente emplean un potenciómetro circular acoplado a una polea por la que pasa un alambre tensado, anclado a la roca en uno de sus extremos y a un resorte de tensión constante en el otro. Con este dispositivo se obtienen precisiones similares que con el anterior,

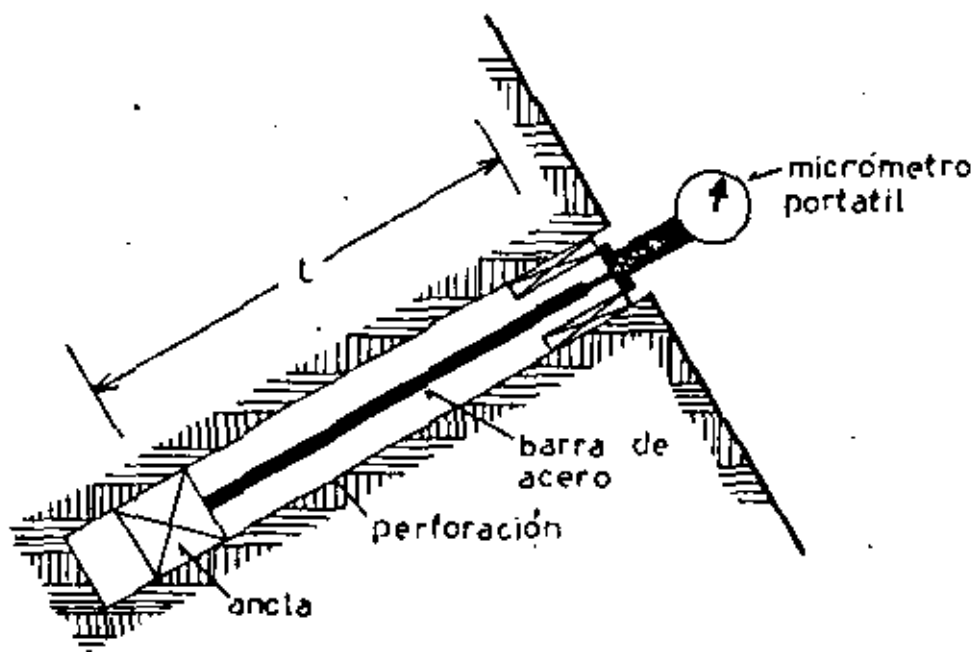


Fig. 319 EXTENSOMETRO DE BARRA CON MICROMETRO

se mide la resistencia  $R$   
del potenciómetro

$$\Delta L = K(R - R_0)$$

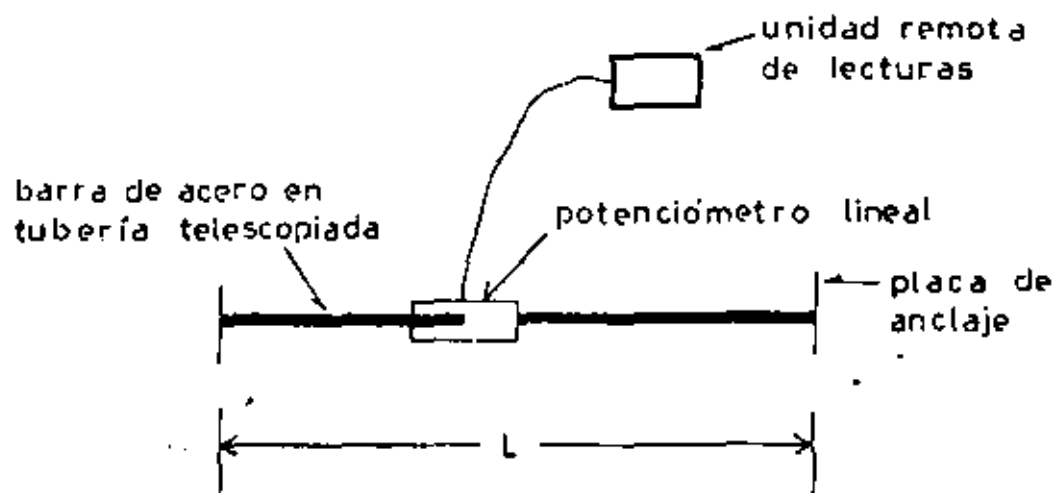


Fig. 320 EXTENSOMETRO DE BARRA CON POTENCIOMETRO

contando con un rango más amplio, pero tienen las limitaciones de todos los extensómetros de alambre.

Los extensómetros de cuerda vibrante han sido utilizados para suelos y rocas en forma similar que los de potenciómetro como se ve en las figuras 3.22 y 3.23, las principales dificultades que presentan son la corrosión de la cuerda vibrante y la necesidad de mantenerla a presión atmosférica. Estos problemas han sido superados mediante la circulación de nitrógeno en la cámara del transductor logrando así mantener seca la cuerda y controlar la presión en la cámara. La precisión de estos dispositivos es de 0.5 mm. y su rango es de aproximadamente de 15 cm.

Los extensómetros de strain-gages como el mostrado en la figura 3.24 son utilizados para rocas obteniéndose mediciones con una precisión de 0.2 a 1.0 mm.

Otro tipo de dispositivo eléctrico para medir desplazamientos consiste de un par de bobinas inductoras en forma de disco, colocadas en el interior del suelo, a una cierta distancia. La variación de esta distancia se detecta a control remoto por el cambio en la inductancia entre las bobinas. Como no hay contactos mecánicos en el sensor la interferencia de éste con la deformación es mínima. Se han logrado con este instrumento repetibilidades de -

se mide la resistencia R  
del potenciómetro

$$\Delta L = K(R - R_0)$$

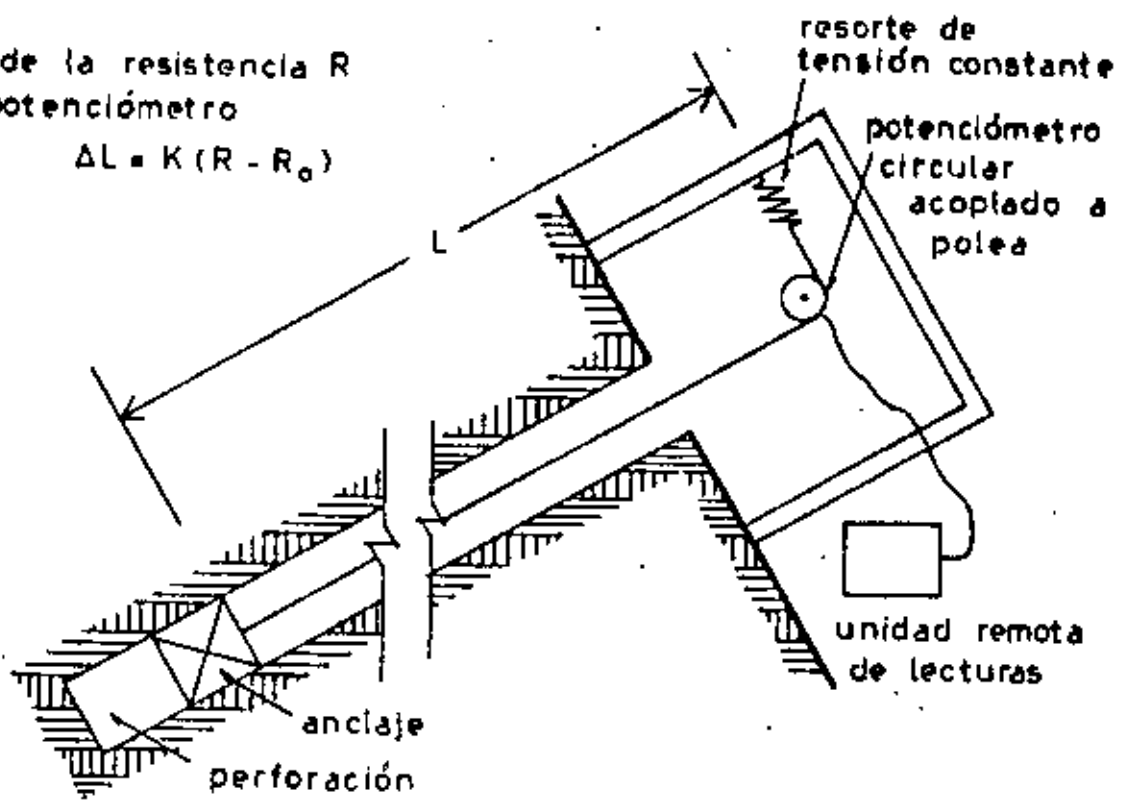


Fig. 3.21 EXTENSOMETRO DE ALAMBRE TENSADO CON POTENCIOMETRO CIRCULAR.

se mide la frecuencia de  
vibración de la cuerda f

$$\Delta L = K(f^2 - f_0^2)$$

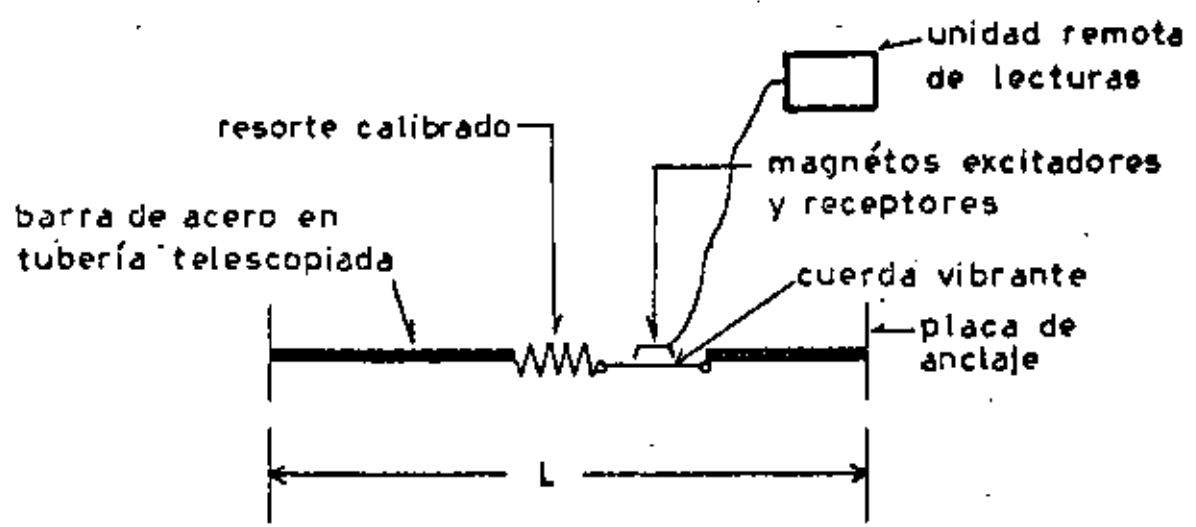


Fig. 3.22 EXTENSOMETRO DE BARRA CON CUERDA VIBRANTE



se mide la variación de la frecuencia de vibración de la cuerda

$$\Delta L = K(f^2 - f_0^2)$$

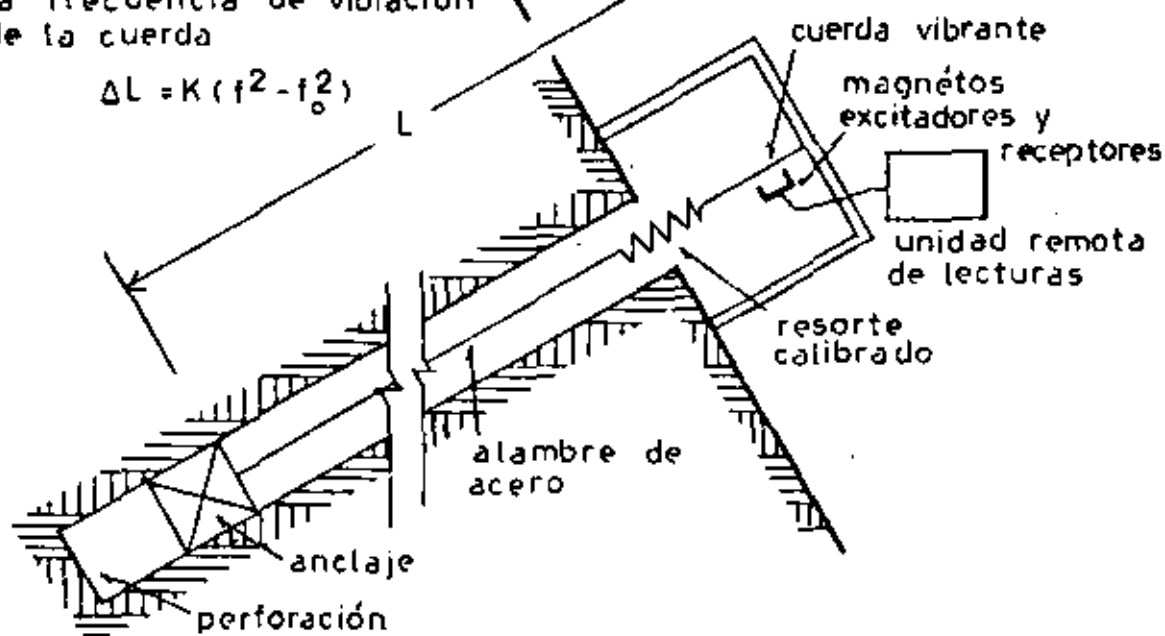


Fig.323 EXTENSOMETRO DE ALAMBRE CON CUERDA VIBRANTE

se mide la resistencia R del straingage.

$$\Delta L = K(R - R_0)$$

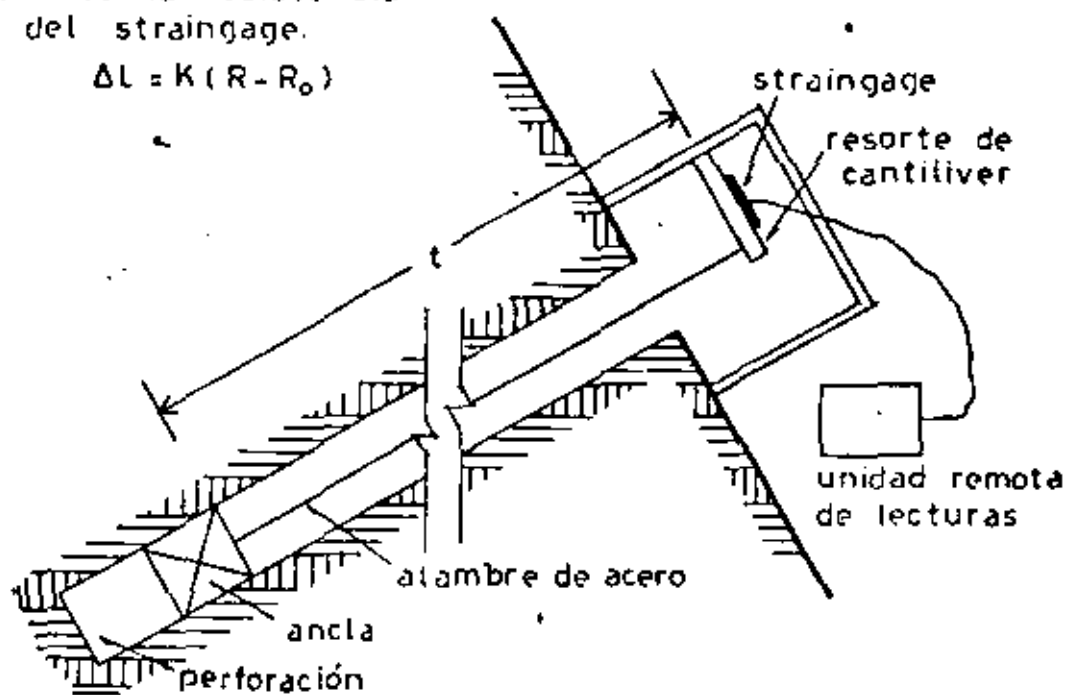


Fig.324 EXTENSOMETRO DE CUERDA CON STRAINGAGE

0.1% lo que corresponde a 0.01 pulgadas para una distancia de 10 pulgadas.

### 3.1.2.3 MEDIDORES TRANSVERSALES DE DEFORMACION.

Este tipo de aparatos proporcionan una distribución de desplazamientos con respecto a una línea perpendicular a la dirección de las mediciones. De estos instrumentos los más comunes son el extensómetro transversal, el deflector metro y el inclinómetro.

El extensómetro transversal consiste de un tubo flexible de acero con una serie de resistencias variables colocadas en forma transversal dentro de él, y un alambre tensado anclado entre sus extremos, el cual sirve como contacto deslizante (fig. 3.25). Los movimientos del tubo al seguir los desplazamientos del terreno provocan una variación del punto de contacto entre el alambre y las resistencias variando el valor de éstas. Esta variación se detecta por medio de un puente de Wheatstone.

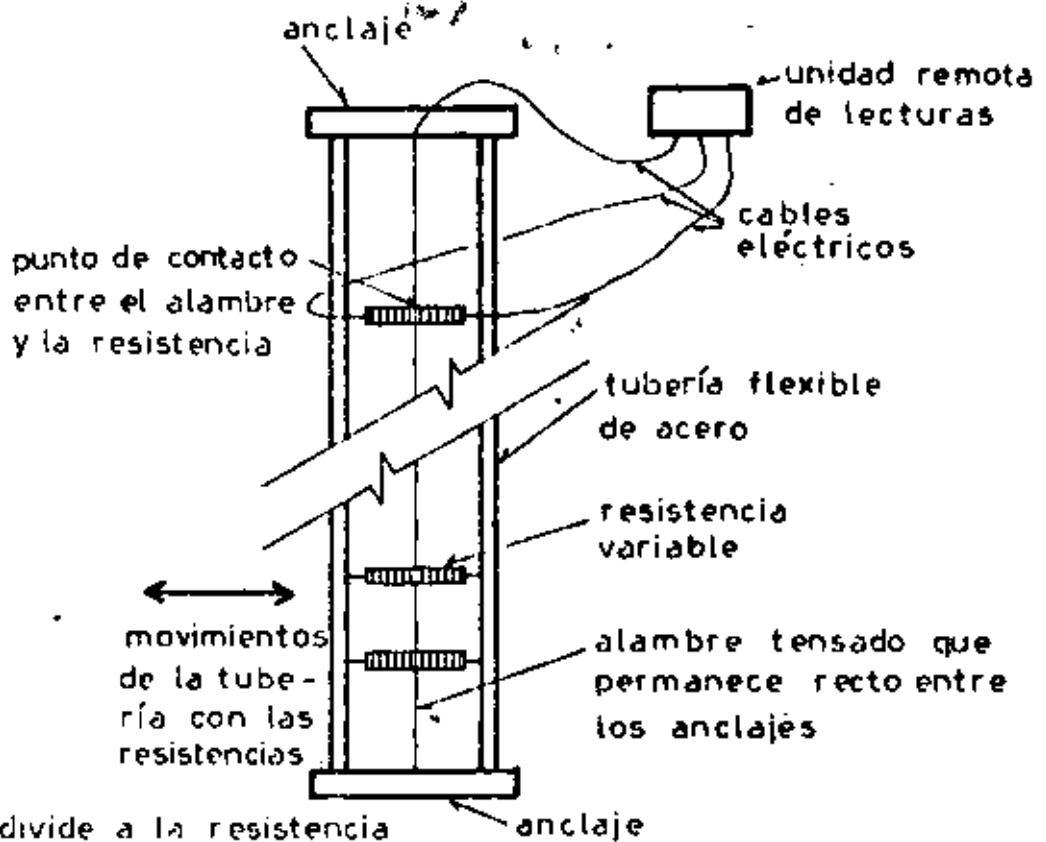
Su precisión puede llegar a ser de 0.5 mm., se emplea generalmente para determinar con precisión la distribución de deformaciones en estructuras de retención. Tiene los inconvenientes de ser muy delicado y de requerirse mucho cuidado en su instalación, además la rigidez del tubo, la pequeñez de su rango y su costo son algunas de

sus limitaciones.

El deflectómetro es un dispositivo formado por un tubo flexible con un alambre tensado en su interior, una serie de pequeños tramos rígidos que contienen unas guías para mantener al alambre en el centro del tubo y unos transductores eléctricos de inducción, mediante los cuales se detecta el ángulo de inclinación del alambre (fig. 3.26).- Los desplazamientos transversales de la tubería se determinan por medio de las variaciones del ángulo de inclinación del alambre en cada tramo rígido y de la distancia entre guías.

Es empleado en mediciones precisas en roca, obteniéndose se precisiones del orden de 0.3 mm. cuando la distancia entre guías es de 5 m. Sus principales limitaciones son su complejidad y su costo.

El inclinómetro es el instrumento más utilizado en la determinación de distribuciones de desplazamientos horizontales, consiste de una tubería especial de aluminio o plástico con cuatro ranuras longitudinales y un dispositivo medidor de inclinación que se introduce en ella. Este dispositivo conocido como torpedo se guía dentro de la tubería por ruedas que entran en las ranuras y se suspende desde el brocal por medio de un cable acotado (fig. 3.27).



el alambre divide a la resistencia en dos partes constituyendo una mitad de un puente de wheatstone, la otra mitad esta en la unidad de lecturas. Movimientos de la tubería causan movimientos del punto de contacto.

Fig. 3.25 EXTENSOMETRO TRANSVERSAL

la variación de  $\alpha$  se detecta por medio de transductores eléctricos. Es un alambre continuo en toda la tubería

transductor eléctrico inductivo

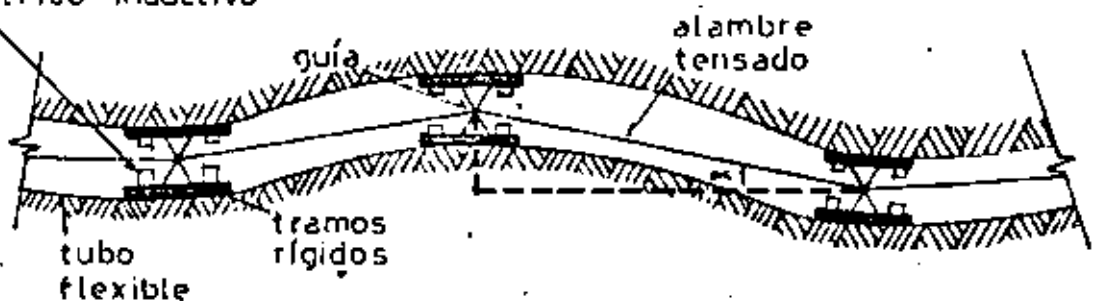


Fig. 3.26 DEFLECTOMETRO

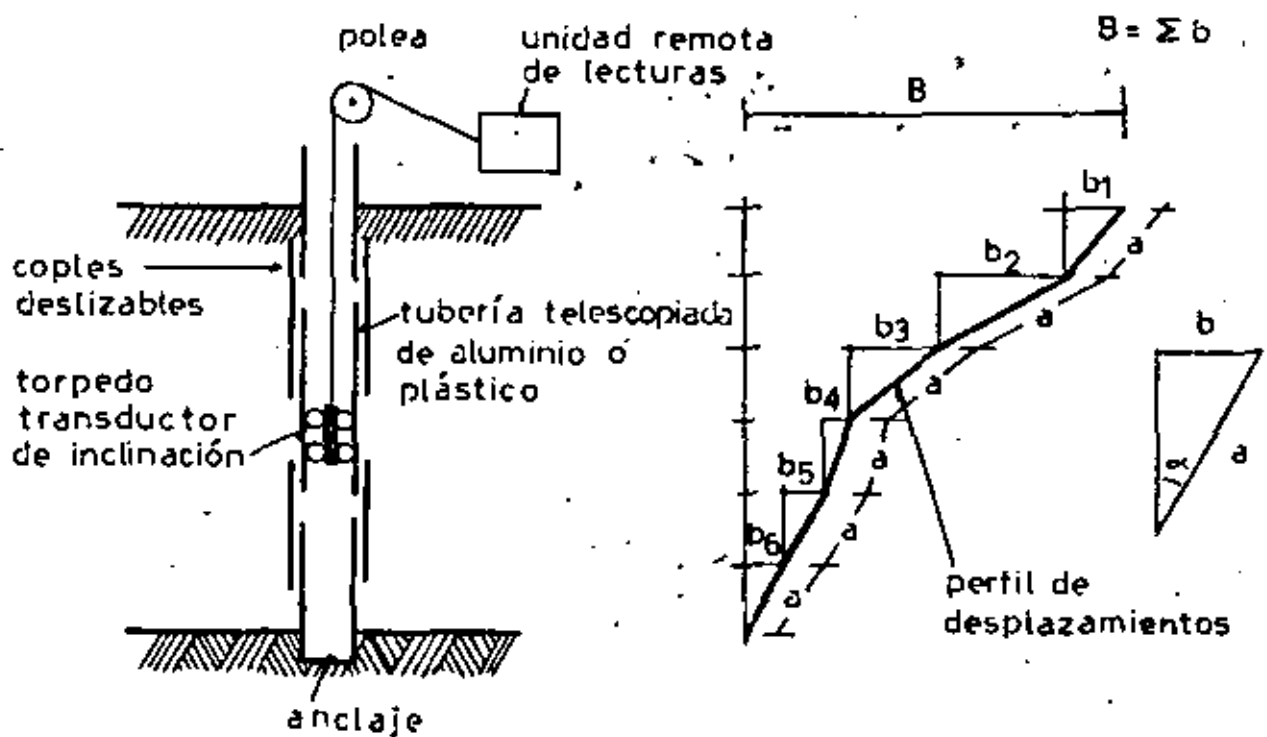


Fig. 3.27 INCLINOMETRO

Mediante el conocimiento de la inclinación de la tubería en una serie de puntos, de la distancia vertical entre ellos (a) y por medio de la suma acumulativa de las distancias horizontales obtenidas (b) se determina el perfil de la tubería (fig. 3.27). Los desplazamientos horizontales son obtenidos por medio de la diferencia entre perfiles de deformación de la tubería en diferentes mediciones.

Normalmente se considera que el fondo del inclinómetro no tiene desplazamientos, efectuándose la suma acumulativa de abajo hacia arriba. Cuando el fondo del inclinómetro tiene movimientos la suma se hace de arriba hacia abajo, refiriendo las distancias horizontales al brocal del inclinómetro cuyos desplazamientos se determinan topográficamente.

Los ángulos verticales se determinan de diferentes maneras, dependiendo del tipo de transductor que se utilice. Hasta la fecha los transductores que se han desarrollado, son a base de potenciómetro, strain-gage, de transformador diferencial variable de respuesta lineal, de cuerda vibrante y de acelerómetro.

El transductor más usado es el de potenciómetro y consiste de un péndulo que sirve de contacto deslizable sobre una resistencia en forma de arco de círculo, dividién

dola en dos resistencias que constituyen una mitad del -- puente de Wheatstone. La otra mitad del puente está conte-- nida en una unidad portátil de medición. El instrumento está diseñado de modo que la componente de inclinación -- en el plano definido por las cuatro ruedas del torpedo y el péndulo es directamente proporcional a la lectura del potenciómetro cuando el puente está balanceado.

Este dispositivo tiene una precisión de 25 mm. en tres -- cientos metros de instalación, los cambios de temperatu-- ra no le afectan, pero requiere introducir cuatro veces -- el torpedo para determinar los desplazamientos en dos -- ejes perpendiculares.

El transductor a base de strain-gage consiste de un pên-- dulo semirígido dentro de un torpedo metálico lleno de -- aceite. El péndulo está formado por una tira de cobre-be-- rilio empotrado en su extremo superior y con un peso de -- forma cónica sujeto en su parte inferior. Cuando el tor-- pedo se inclina el péndulo se flexiona sufriendo deforma-- ciones que son detectadas por dos pares de strain-gages -- fijados al mismo. La precisión de este transductor es de -- 25 mm. en noventa metros de instalación, requiere de fre-- cuentes calibraciones y los cambios de temperatura lo -- afectan notablemente.

El torpedo a base de cuerda vibrante consiste en un --

péndulo semejante al anterior, en el que se colocan cuatro cuerdas vibrantes que detectan su deformación al inclinarse el torpedo. La precisión de este dispositivo es de 25 mm. en trescientos metros, tiene como limitaciones el ser muy sensible a la temperatura y de requerir de -- cálculos largos en su procesamiento.

El transductor formado por un transformador diferencial variable de respuesta lineal consiste de un péndulo rígido articulado en su parte superior, donde va acoplado un L.V.D.T.

Su precisión es de 25 mm. en instalaciones de treinta metros. Tiene el inconveniente de requerir cuatro inserciones del torpedo en la tubería para obtener desplazamientos en dos direcciones.

El transductor a base de acelerómetros es el más preciso, consiste de un torpedo en cuyo interior dos servo-acelerómetros son colocados formando noventa grados entre sí, sobre un plano horizontal cuando el torpedo se encuentra vertical.

El ángulo de inclinación de la tubería es obtenido en función de la componente de la aceleración de la gravedad, medida en la dirección de cada servo-acelerómetro, teniendo una aceleración nula cuando el torpedo está en posición vertical.



La precisión de este dispositivo es de 25 mm. en noventa y cinco metros de instalación, su operación es sencilla y rápida, siendo necesario introducir solo dos veces el torpedo para obtener desplazamientos en dos direcciones perpendiculares.

Existen varios factores que afectan los resultados proporcionados por este aparato, uno de los más frecuentes es la torsión de los tubos, la cual trae como consecuencia un cambio en la dirección de la medición. Se han detectado torsiones hasta de un grado por cada tres metros de tubería.

Otro factor importante es la variación de los puntos de medición, ya que al obtener los desplazamientos puede estar se comparando posiciones de diferentes puntos. Esta variación se debe por lo general a errores al tomar las lecturas o es debida a asentamientos del terreno, en este caso el error se puede disminuir tomando lecturas a distancias fijas del extremo superior de cada tubo.

En terraplenes en construcción es común tomar lecturas ya sea como se indicó anteriormente o con respecto al fondo de la tubería, ya que si se refieren al brocal, los puntos de medición sufrirán grandes variaciones conforme aumente el número de tramos.

Un factor que debe tomarse siempre en cuenta son los -

procedimientos de instalación del aparato ya que si se efectúa una instalación defectuosa, difícilmente se podrán obtener resultados confiables. La verticalidad en la instalación de la tubería es importante para no disminuir el rango del transductor, además es necesario que la zona adyacente a la tubería quede en condiciones similares a el resto del suelo.

La primera lectura después de la instalación, debe realizarse inmediatamente, repitiéndola varias veces para definir perfectamente la posición inicial de cada punto de observación.

Este instrumento ha tenido gran aplicación en terraplenes, excavaciones, estructuras de retención, etc. debido a su versatilidad, su precisión y a que la tubería puede ser también empleada para determinar asentamientos mediante un dispositivo de gancho como se indicó anteriormente (sección 3.1.1.2).

## 3.2 MEDIDORES DE ESFUERZO.

### 3.2.1 PIEZOMETROS.

La determinación de la presión del agua intersticial en el interior del suelo es un aspecto de gran importancia en la Mecánica de Suelos. Esta variable es posible medirla en puntos específicos por medio de piezómetros.

En general el funcionamiento de estos aparatos se basa en el equilibrio de presiones en el elemento sensor del instrumento, ya sea por medio de una columna de agua ó de una presión exterior aplicada.

Un aspecto de importancia que se debe de tener presente al trabajar con piezómetros es que las variaciones de la presión se registrarán con un cierto tiempo de retraso. Este lapso conocido como tiempo de respuesta es debido a la variación del volúmen de agua dentro del piezómetro al registrar un cambio en la presión medida, por lo que el tiempo de respuesta de un piezómetro dependerá principalmente de la permeabilidad del suelo y del volúmen de agua necesario para registrar el cambio.

### 3.2.1.1 PIEZOMETRO ABIERTO

Este instrumento es el más simple, consiste de un tubo vertical colocado en el interior del suelo, cuya parte inferior tiene perforaciones para que fluya el agua dentro de él y un filtro de arena que impide el arrastre de material (fig. 3.28).

La presión que actúa en el extremo inferior de el tubo va a ser equilibrada con la columna de agua que se forme en su interior, siendo así la altura de esta columna una medida de la presión en ese punto.

Este tipo de piezómetro requiere para detectar un cambio de presión que fluya un volúmen de agua por él, lo cual sucede en un cierto lapso constituyendo el tiempo de respuesta del instrumento. Este tiempo depende de el diámetro del tubo vertical y de la permeabilidad del suelo, siendo muy grande en suelos de baja permeabilidad -- por lo que normalmente estos piezómetros se utilizan solo en suelos de permeabilidad relativamente alta.

La altura de la columna de agua se obtiene conociendo la elevación del extremo inferior del piezómetro y determinando la elevación del nivel del agua en el tubo vertical por medio de una sonda eléctrica, que consiste de un dispositivo suspendido de un cable acotado que al entrar en contacto con el agua cierra un circuito eléctrico, lo cual se detecta desde el exterior por medio de un amperímetro, un foco ó un timbre, midiéndose con el cable acotado, la profundidad del agua en el piezómetro.

Un aspecto importante en los piezómetros abiertos es la colocación de un filtro adecuado en el extremo inferior del aparato, que evite que se introduzcan partículas de suelo al piezómetro garantizando así un buen funcionamiento. También es importante aislar la zona de medición del resto de la perforación para efectuar así mediciones puntuales de presión. Esto se logra normalmente por medio de sellos de bentonita colocados a ambos lados de dicha

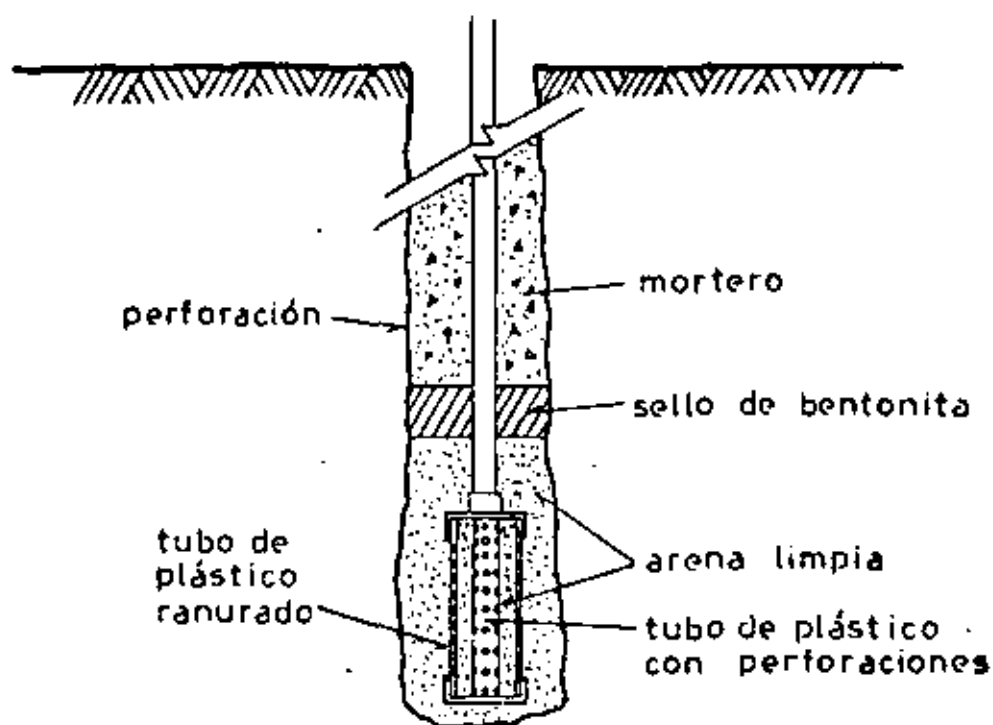


Fig. 3.28 PIEZOMETRO ABIERTO

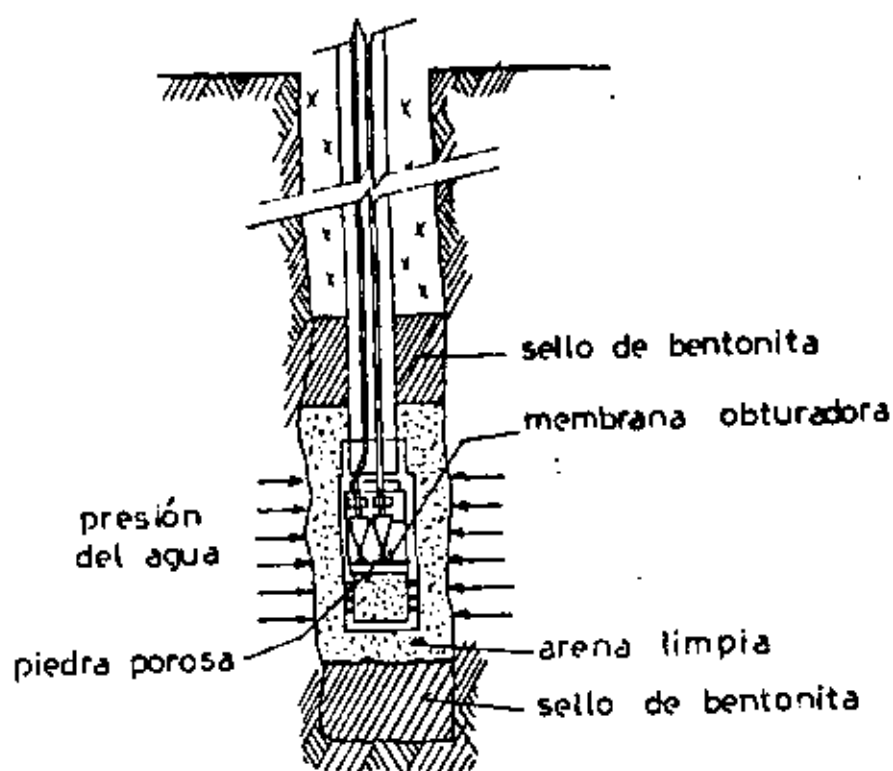


Fig. 3.29 PIEZOMETRO NEUMATICO

zona, como se muestra en la figura 3.28.

### 3.2.1.2 PIEZOMETRO NEUMATICO.

Este tipo de piezómetro tiene un tiempo de respuesta corto, consiste de un dispositivo formado por un sistema de membrana obturadora similar al descrito anteriormente en la sección 2.3.2 y un filtro de arena con una piedra porosa (fig. 3.29).

La presión desconocida se determina logrando el equilibrio de presiones a ambos lados de la membrana como ya fué mencionado anteriormente (sección 2.3.2).

Existen varios sistemas para determinar la presión de equilibrio, uno de ellos es el mostrado en la figura (3.30) que consiste en inyectar aire a presión por una de las ramas hasta lograr abrir la membrana obturadora, lo cual se detecta observando el burbujeo en el extremo de la otra rama sumergida en agua, cuando esto sucede se disminuye la presión de inyección hasta observar que el burbujeo se reduce a una pequeña cantidad constante de burbujas, registrándose en este momento la presión de equilibrio en el manómetro de Bourdon.

Otro sistema es el mostrado en la fig. (3.31) similar al anterior con la diferencia de que en su rama de salida tiene un manómetro en vez de estar sumergida en agua.

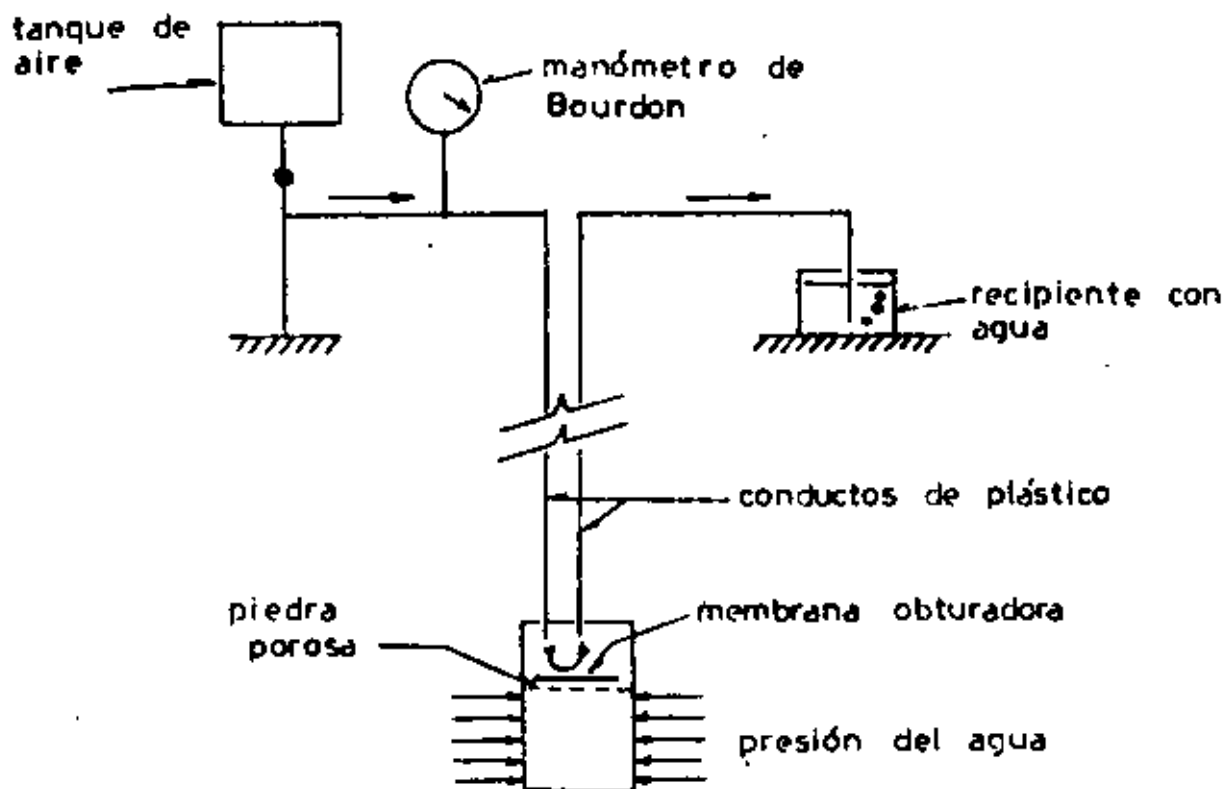


Fig. 3.30 SISTEMA DE PIEZOMETRO NEUMATICO

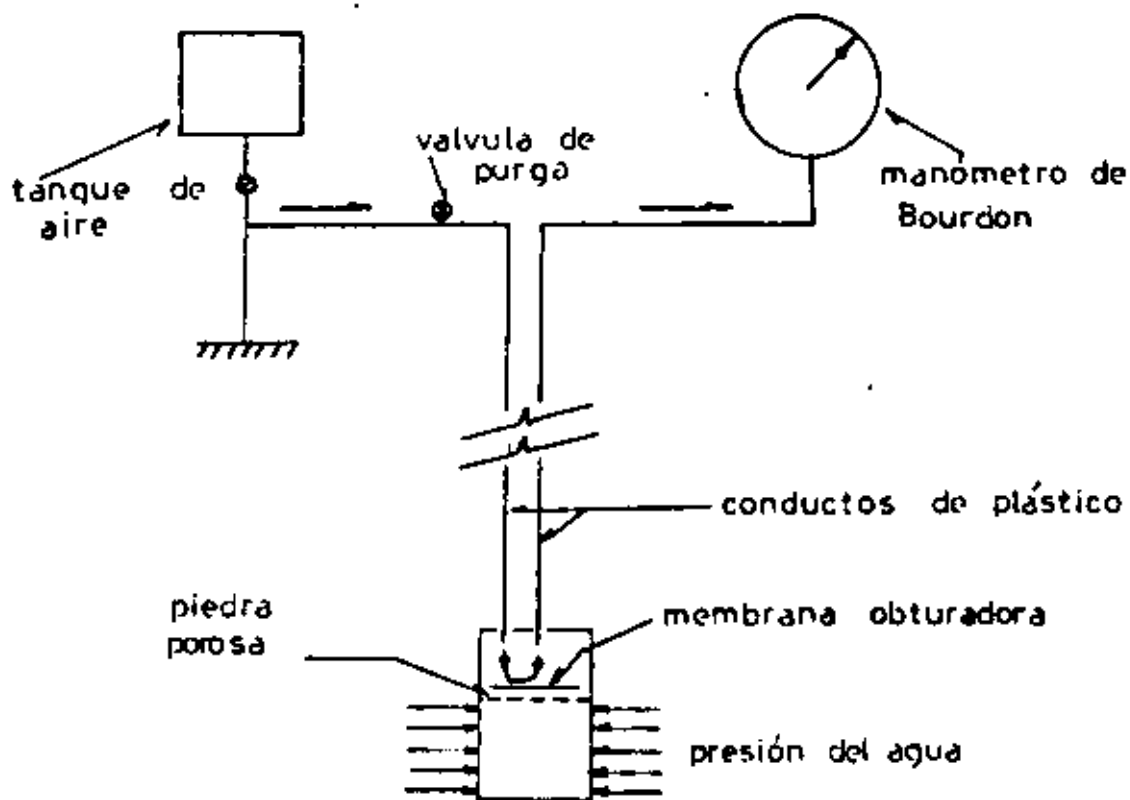


Fig. 3.31 SISTEMA DE PIEZOMETRO NEUMATICO

La presión de equilibrio se determina en la misma forma, abatiendo la presión a través de una válvula de purga -- colocada en la rama de entrada y efectuando la lectura -- en el manómetro de la otra rama.

Actualmente el sistema más empleado consiste en inyectar aire a presión por ambas ramas, comunicándolas a través de una válvula en la unidad de lecturas fig. (3.32), no pudiéndose como en los sistemas anteriores detectar -- cuando se ha sobrepasado la presión de equilibrio, por -- lo que se inyecta la presión por incrementos de  $0.5 \text{ Kg/cm}^2$  purgando el sistema con la válvula mencionada cerrada y observando el manómetro colocado en la rama derecha del sistema, si la presión de este manómetro se mantiene --- constante aún no se ha superado la presión de equilibrio por lo que se da otro incremento similar al anterior hasta que la presión en el manómetro baje al purgar, siendo la presión de equilibrio la que quede indicada en él, después de purgar.

Este sistema, aunque es el más complicado, tiene la -- ventaja de que con él se obtiene una mejor precisión y -- se evitan concentraciones de esfuerzos en la membrana -- que pueden causarle algún daño, por sobrepasar la presión diferencial que soporta.

En todos los sistemas anteriores se acostumbra utilizar



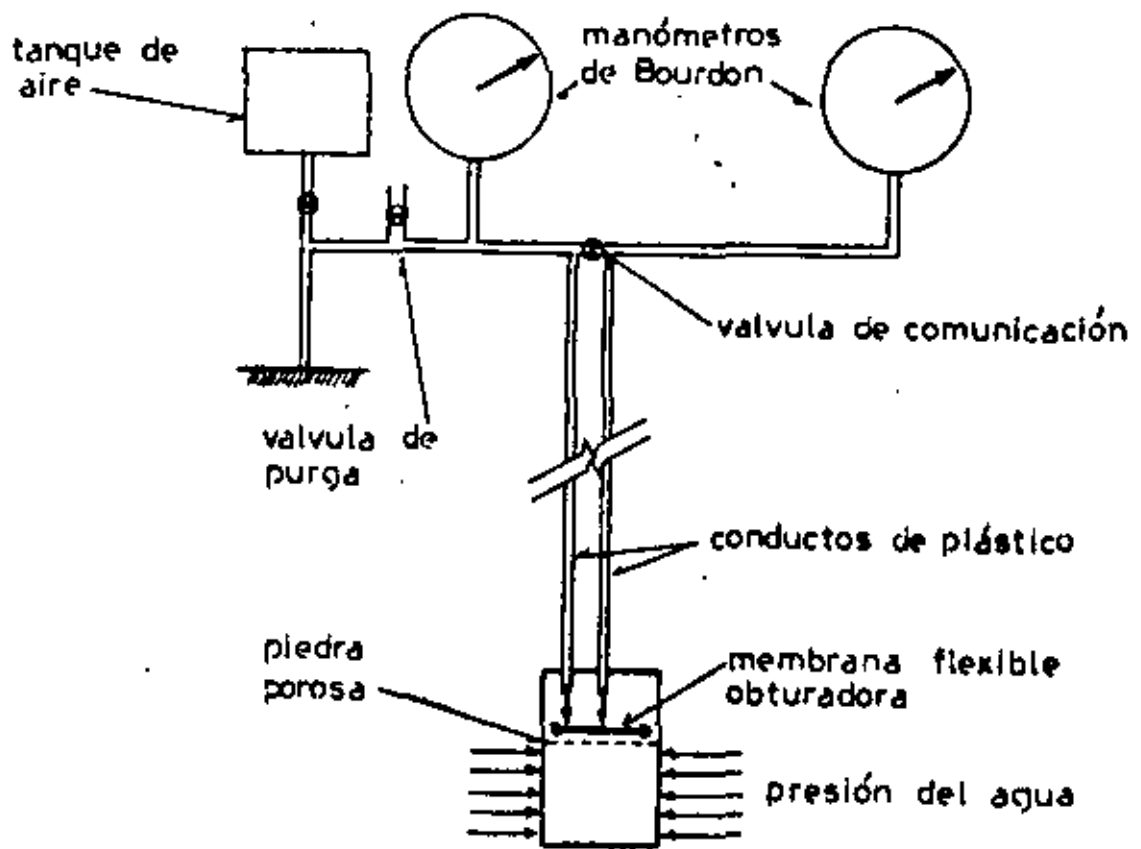


Fig. 3.32 SISTEMA DE PIEZOMETRO NEUMATICO

manómetros de mercurio para intervalos de presiones bajas (de 0 a 4 kg/cm<sup>2</sup>) y manómetros de Bourdon para presiones mayores. La válvula de purga que se utiliza es de precisión, empleándose normalmente válvulas micrométricas de aguja. El sistema de inyección de aire está constituido, por un tanque de aire, un filtro y un regulador que evita posibles daños al piezómetro.

Este tipo de piezómetro se utiliza en suelos de baja permeabilidad por su corto tiempo de respuesta, debido al pequeño volumen de agua que necesita para registrar (0.5 cm<sup>3</sup>). También es posible utilizarlo en suelos permeables aunque en estos casos es preferible emplear piezómetros abiertos por su sencillez.

Es común instalar estos piezómetros con un filtro de arena a su alrededor y sellar con bentonita sus extremos cuando se coloque en perforaciones.

Este tipo de piezómetros tienen la ventaja de no tener restricción para la posición relativa del instrumento y la unidad de lecturas.

La precisión de este instrumento es de 5 g/cm<sup>2</sup> con una sensibilidad de 10 g/cm<sup>2</sup> y un rango hasta de 30 kg/cm<sup>2</sup>, requiriéndose de mucho cuidado tanto en su instalación como al tomarse sus lecturas.

### 3.2.1.3 PIEZOMETRO ELECTRICO.

Los piezómetros de este tipo consisten en un transductor eléctrico de desplazamiento accionado por la presión del agua a través de un diafragma. Los transductores más empleados son el de cuerda vibrante y el de strain-gages.

El instrumento que emplea el primer transductor está formado por una carcasa de acero en cuyo interior contiene una cuerda vibrante sujeta a un diafragma de acero inoxidable como se muestra en la fig. (3.33) y una piedra porosa a través de la cual pasa el agua hacia el diafragma. En la cámara de la cuerda vibrante se mantiene la presión atmosférica por medio de una manguera que comunica al exterior.

El piezómetro eléctrico de strain-gage está formado por un juego de strain-gages colocados en una membrana sobre la cual actúa la presión del agua. La cámara donde se encuentra este transductor se mantiene al vacío, obteniéndose así tiempos de respuesta sumamente cortos.

Existen piezómetros eléctricos que emplean otro tipo de transductores, tales como los capacitivos descritos en la primera parte de este trabajo.

La instalación de estos instrumentos se realiza en forma similar a los anteriores, colocando filtros de arena y sellos de bentonita.

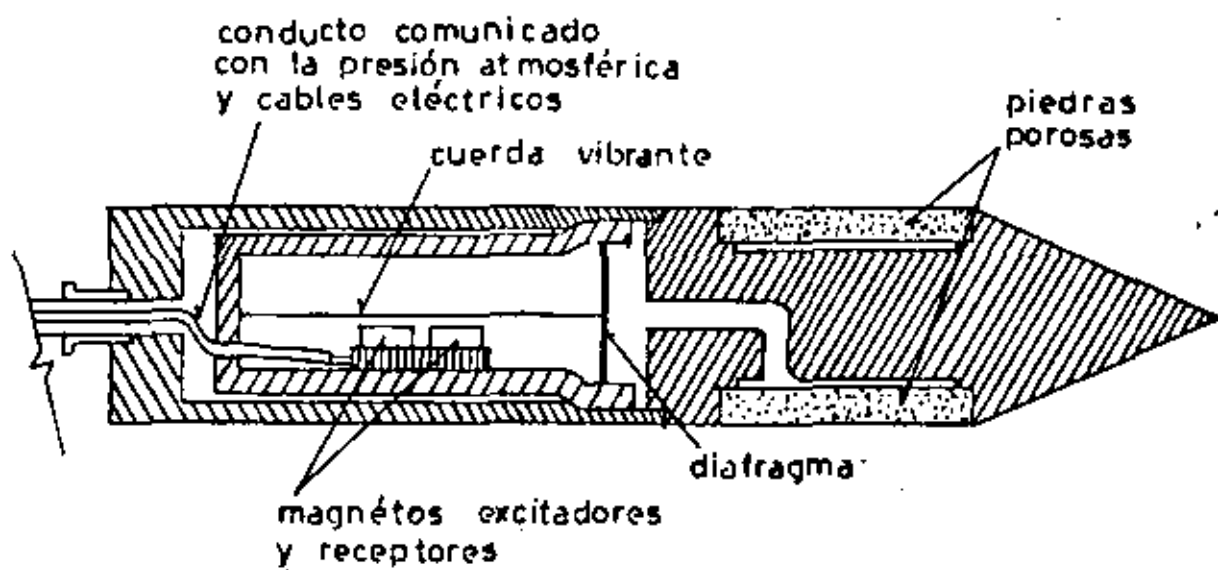


Fig. 3.33 PIEZOMETRO ELECTRICO DE CUERDA VIBRANTE

Estos piezómetros tienen el inconveniente de que se presenta una deformación diferida con el tiempo (creep) en el diafragma lo que afecta las lecturas, además como se trata de un sistema eléctrico la humedad en la cámara del transductor o las posibles filtraciones producen graves daños al aparato. Los cambios de temperatura afectan principalmente al dispositivo de strain-gages.

La unidad de lecturas puede ser colocada en cualquier posición relativa con el piezómetro, sus lecturas son automáticas y tienen una buena precisión.

### 3.2.2 CELDAS DE PRESION.

La medición de los esfuerzos en el interior de la masa de suelo tiene importancia en la Mecánica de Suelos. Los instrumentos por medio de los cuales se realiza esta medición son las celdas de presión.

Idealmente la presencia de una celda de presión en el suelo no altera las condiciones de esfuerzo en la vecindad del aparato, sin embargo todos los dispositivos de este tipo desarrollados hasta el momento alteran de alguna manera el estado de esfuerzos existente. Esto es debido principalmente a la geometría, rigidez y tamaño de la celda, para minimizar estos efectos debe de haber un contacto perfecto, entre la superficie de la celda y el suelo. En arcillas se acostumbra labrar la forma de la celda en

el suelo, y en los materiales en que esto no es posible se coloca el instrumento sobre un lecho de arena de pequeño espesor.

La precisión de estos aparatos es muy variable dependiendo de muchos factores, principalmente del grado con que se adapte la celda al medio, además esta precisión es muy difícil de evaluar debido al desconocimiento del estado de esfuerzos que actúa realmente en el interior del suelo.

En muchas ocasiones se acostumbra colocar un piezómetro junto a la celda de presión, para conocer la presión del agua que contribuye a la presión total medida por la celda, con el objeto de medir esfuerzos efectivos.

#### 3.2.2.1 CELDA DE PRESION DE TRANSDUCTOR NEUMATICO

Consiste de dos platos metálicos formando un espacio cerrado con un líquido en su interior y un transductor neumático de presión conectado a la celda por un tubo de pequeño diámetro (fig. 3.34).

La presión del suelo sobre la celda se transmite al líquido dentro de ella midiéndose su presión por medio de un sistema similar al de los piezómetros neumáticos.

El líquido que se acostumbra emplear dentro de la celda

es monoetilenglicol o algún tipo de aceite. El sistema para medir la presión puede ser cualquiera de los descritos anteriormente en los piezómetros neumáticos, por lo que su procedimiento de lectura es el mismo que el de este tipo de aparatos.

Para obtener buenos resultados con estos instrumentos se realiza una calibración previa a la instalación, simulando hasta donde sea posible las condiciones en que trabajará el instrumento.

#### 3.2.2.2 CELDA DE PRESION DE TRANSDUCTOR ELECTRICO.

Existen varios tipos de celdas de presión eléctricas. - en algunas la presión del suelo se transmite a un líquido como en las celdas antes descritas, en otras se mide directamente la deformación en diafragmas sobre los que actúa directamente la presión del suelo.

En la fig. (3.35) se muestra una celda del primer tipo, en la que la presión del líquido se detecta por medio de la deformación de un diafragma medida con strain-gages. - Una celda del segundo tipo es la mostrada en la figura - 3.36) en la cual la deformación del diafragma sobre la que actúa directamente la presión del suelo se mide por medio de una serie de strain-gages colocados como se indica en la figura. Otra celda de este tipo en la que la deformación del diafragma se mide por medio de cuerdas -

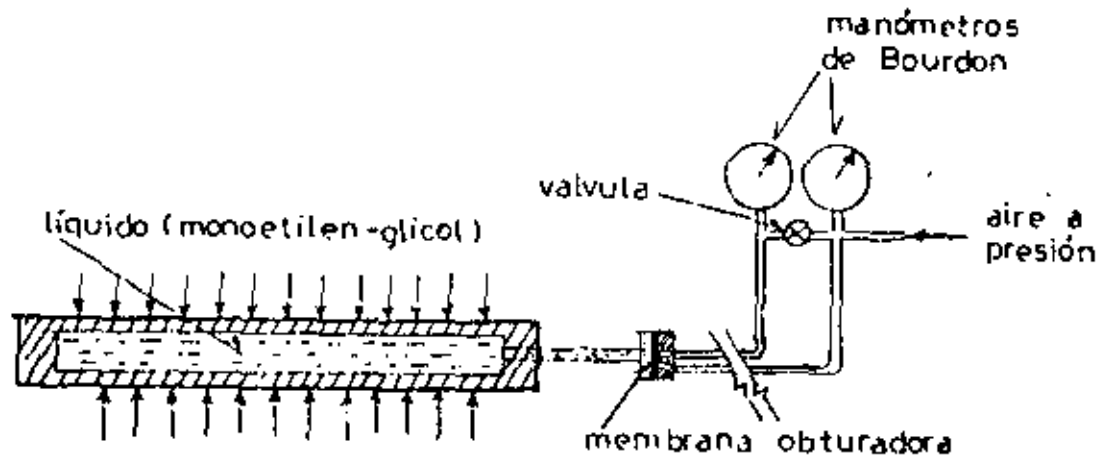


Fig. 3.34 CELDA DE PRESION NEUMATICA

se mide la resistencia de un elemento sensible

$$\sigma = K(R - R_0)$$

$R_0$  resistencia en ausencia de esfuerzos

$R$  resistencia con esfuerzo  $\sigma$

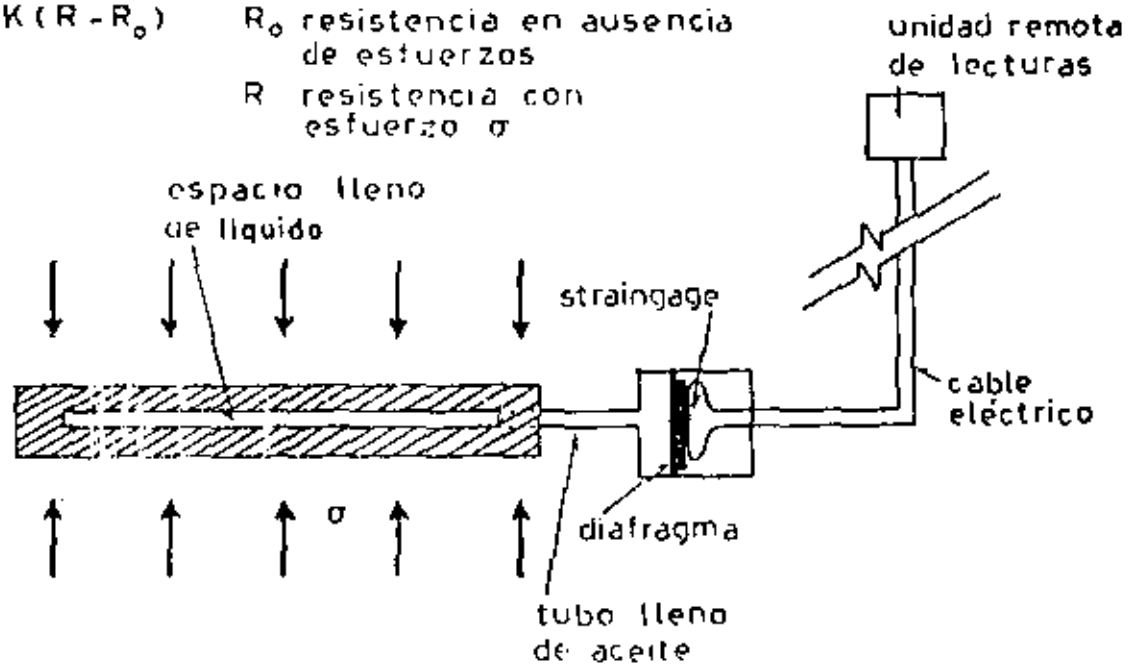


Fig. 3.35 CELDA DE PRESION CON STRAINGAGE



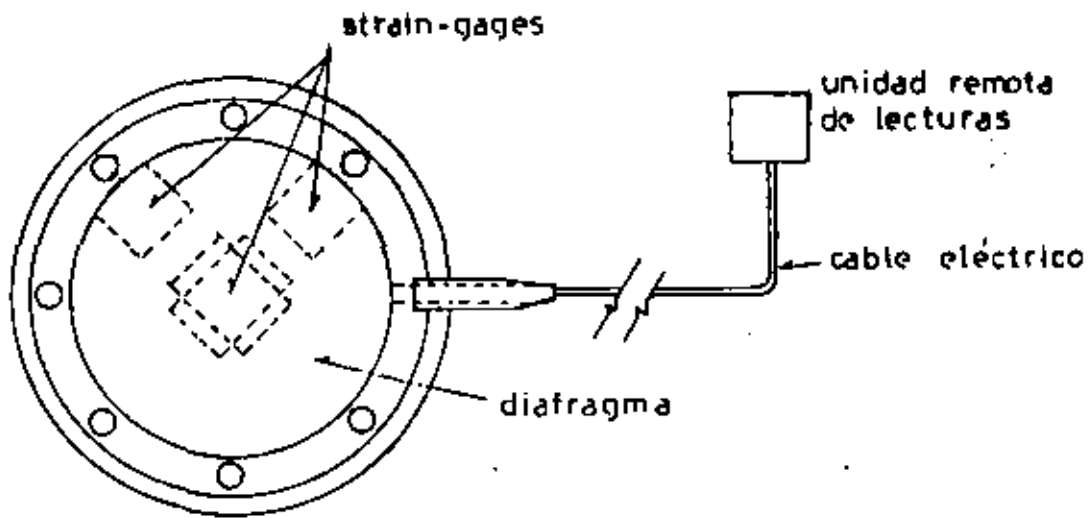


Fig. 3.36 CELDA DE PRESION ELECTRICA CON STRAINGAGE

se mide la frecuencia de vibración de una cuerda

$$\sigma = K(f^2 - f_0^2)$$

$f_0$  frecuencia en ausencia de esfuerzos. ( $\sigma = 0$ )

$f$  frecuencia con esfuerzo  $\sigma$

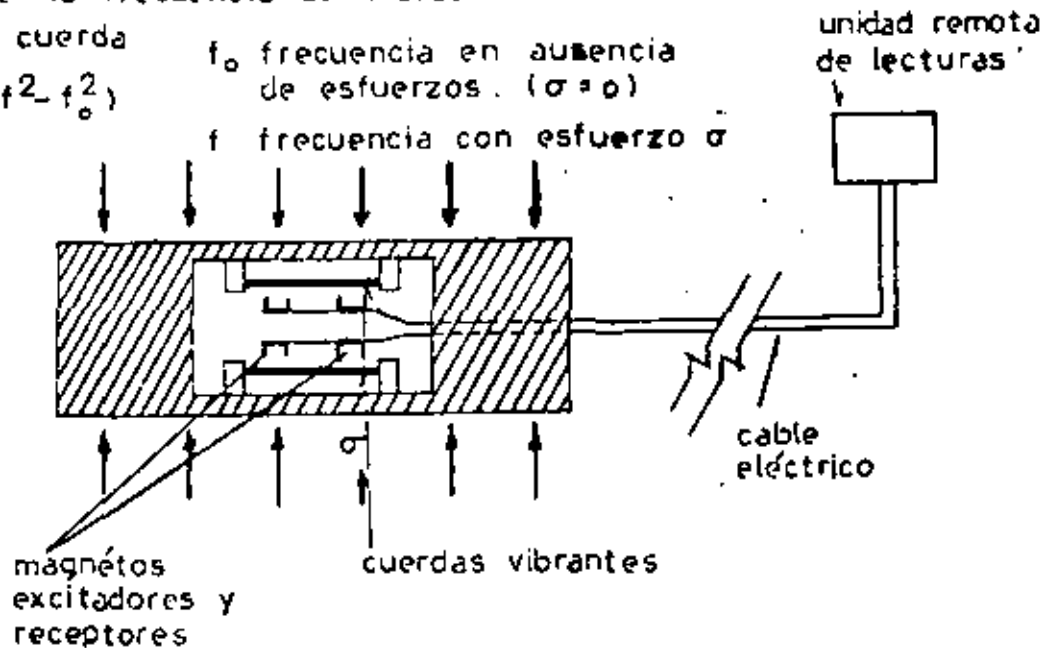


Fig. 3.37 CELDAS DE PRESION DE CUERDA VIBRANTE

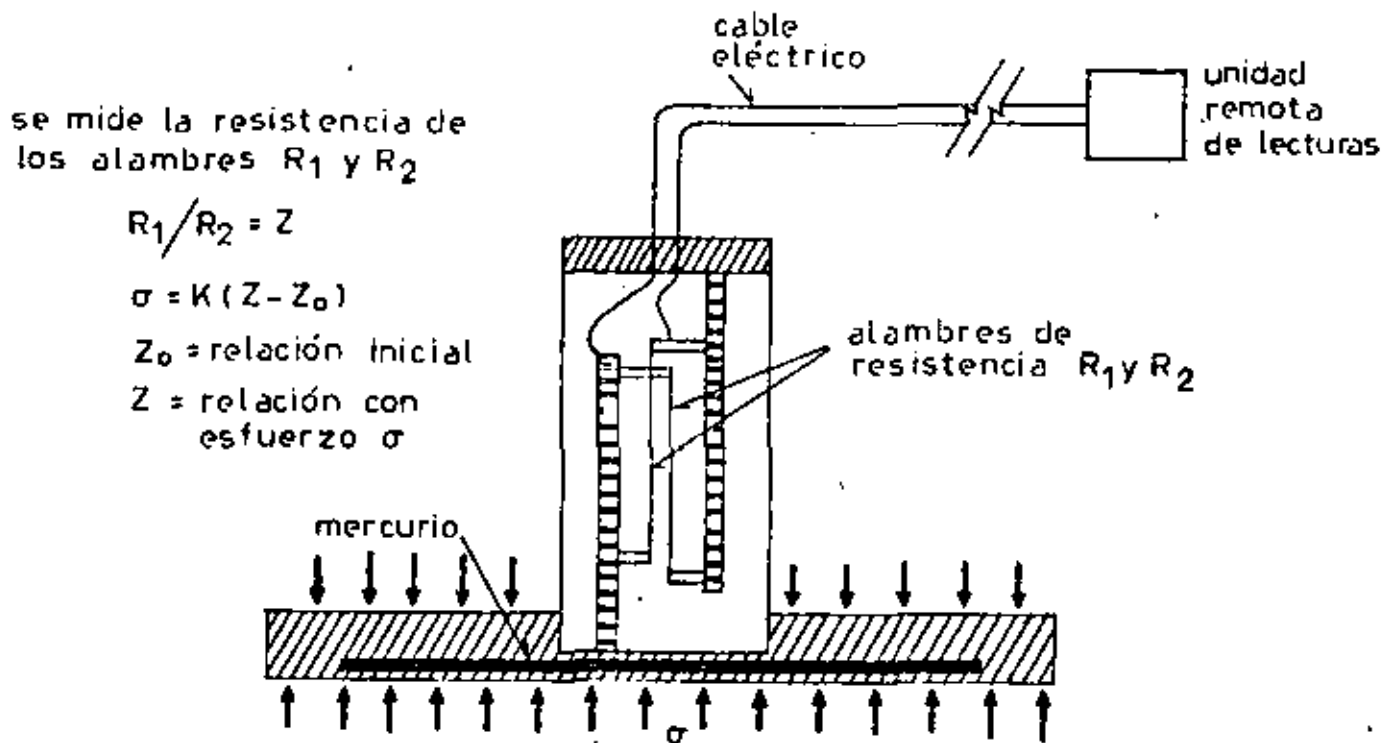


Fig. 3.38 CELDA DE PRESION ELECTRICA DE STRAIN-GAGE DE ALAMBRES COMBINADOS

vibrantes, es la mostrada en la fig. (3.37).

Una celda eléctrica que emplea un sistema similar al de los strain-gages se muestra en la fig.(3.38), la cual consiste de un diafragma que transmite la presión del suelo a través de una película de mercurio a otro diafragma -- cuya deformación se mide con strain-gages de alambre de resistencias combinadas.

Todas estas celdas tienen los inconvenientes de ser --- susceptibles a fallas eléctricas por humedad en los transductores y de requerir calibraciones muy cuidadosas. Su unidad de lecturas consiste por lo general de un circuito puente obteniéndose lecturas automáticas.

### 3.2.3 CELDAS DE CARGA.

Estos instrumentos miden las cargas transmitidas entre elementos estructurales o las cargas transmitidas al suelo por dichos elementos.

Consisten en general en la medición de las deformaciones de un elemento bajo cargas conocidas de manera de determinar su relación carga-deformación, para que posteriormente, una vez colocado en la estructura se determinen las cargas que actúan en él midiendo sus deformaciones.

Los métodos para medir las deformaciones del elemento

pueden ser mecánicos, como en el caso de la celda de carga mostrada en la fig. (3.39) cuyas deformaciones se miden con un micrómetro, o eléctricos como en la celda de carga mostrada en la fig.(3.40) que hace uso de strain-gages y la de la fig.(3.41) que emplea cuerdas vibrantes sujetadas al elemento estructural.

Para obtener los mejores resultados se acostumbra efectuar calibraciones antes y después de utilizar la celda. Estos instrumentos se emplean para medir cargas estáticas en cimentaciones, muros de retención, tabla-estacas, etc.

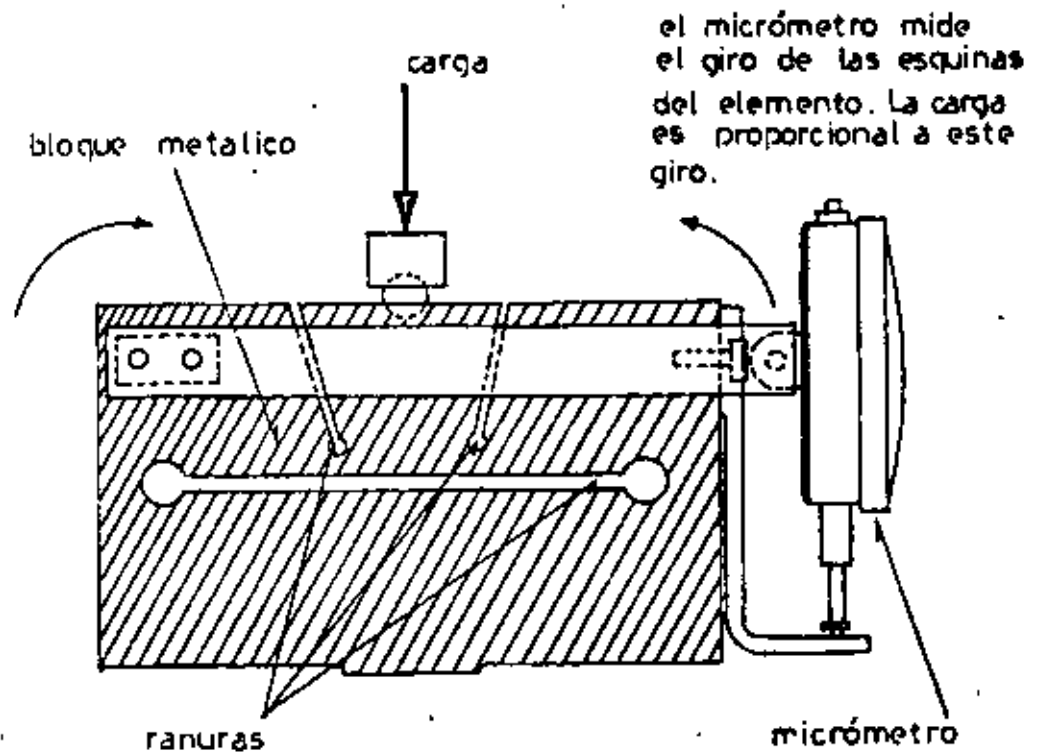


Fig. 3.39 CELDA DE CARGA MECANICA

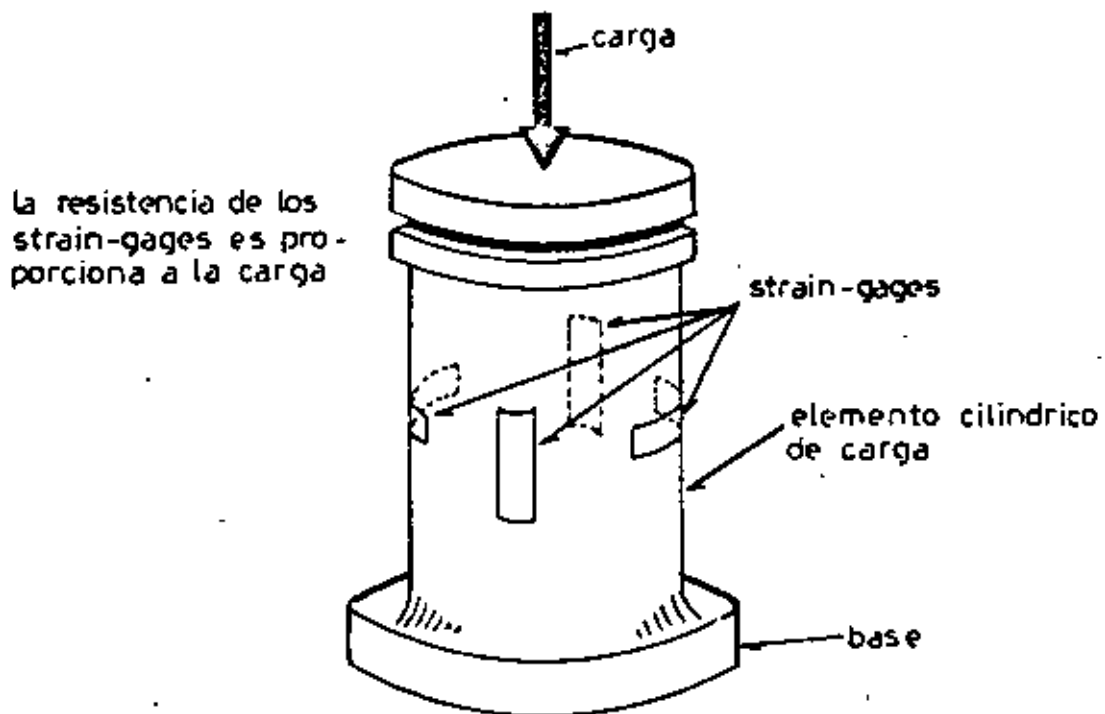


Fig. 3.40 CELDA DE CARGA CON STRAIN-GAGES

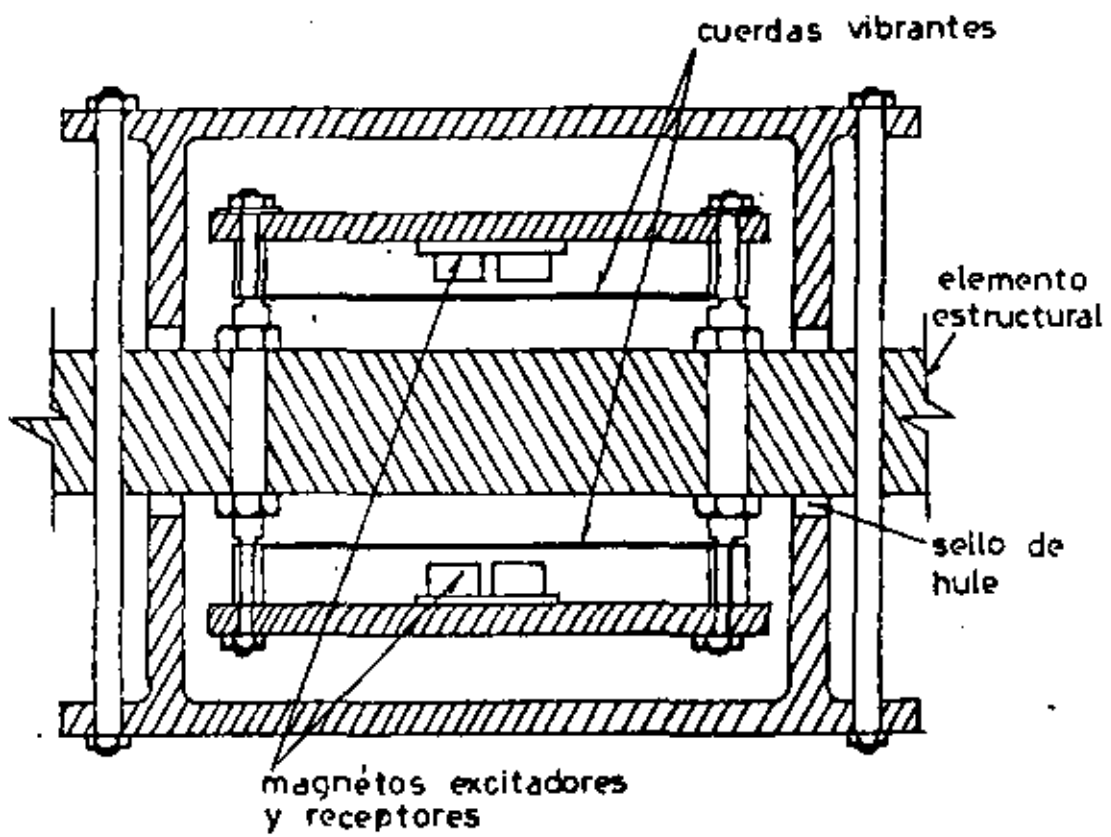


Fig. 3.41 CELDA DE CARGA CON CUERDAS VIBRANTES

#### 4. APLICACIONES.

##### 4.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Al elaborar el proyecto de cualquier obra en la inter-  
venga el suelo se hacen siempre una serie de hipótesis y  
suposiciones que normalmente distan de cumplirse, por lo  
que es necesario verificar el comportamiento de estas --  
obras por medio de instrumentos de medición.

La instrumentación de una obra debe orientarse para me  
dir aquellos fenómenos que sean significativos en el com  
portamiento esperado de la estructura, seleccionándose -  
con este criterio las variables que se van a medir. Los  
instrumentos que se empleen se escogen en base a la magni  
tud esperada de las variables, la precisión requerida y  
las condiciones particulares de la obra tomando siempre-  
en cuenta los factores económicos.

Es conveniente instalar los instrumentos de manera que sea posible verificar los datos obtenidos por medio de dos sistemas independientes de medición.

Para obtener el máximo provecho de la información hay que tener siempre presente que los datos proporcionados por la instrumentación están expuestos a errores debidos en general a los siguientes factores:

4.1.1 Características físicas del instrumento. Son características intrínsecas del dispositivo que controlan su precisión. Normalmente se especifican las características de los elementos que lo forman, pero lo que realmente importa son las características de la totalidad del sistema.

4.1.2 Procedimientos de instalación. El instrumento puede ser dañado o mal instalado durante estos trabajos, provocando que su precisión nominal se modifique creando situaciones en las que la medida no sea representativa.

4.1.3 Influencias exteriores. Las constituyen los efectos de temperatura, helada, humedad, corrosión, defectos de construcción del dispositivo, vibraciones, movimientos de las referencias, etc.

4.1.4 Adaptabilidad del instrumento. Es un factor muy difícil de detectar, depende de la interacción entre el



instrumento y el medio en que está colocado. Idealmente el comportamiento del medio debe ser el mismo que si no estuviera el instrumento.

4.1.5 Criterios de simplificación de datos. Comprende toda clase de promedios, redondeos de cifras, ajuste de cierre de errores, etc. incluyendo los métodos estadísticos que se emplean para estimar la tendencia de cierto fenómeno.

4.1.6 Errores de observación. Se deben a la falta de cuidado o de destreza por parte de la persona que efectúa la medición.

4.1.7 Complejidad del instrumento. Los aparatos con alto grado de complejidad están siempre propensos a tener fallas que se traducen en errores en las mediciones.

No existe una regla general para definir la instrumentación de una obra, sino que en función de las características particulares de cada caso se determina el número y tipo de instrumentos necesarios. Para dar una idea general de las aplicaciones de la instrumentación a obras específicas se presentan a continuación cuatro ejemplos.

#### 4.2 DREN GENERAL DEL LAGO DE TEXCOCO.

Dentro de las obras que se realizan en el Lago de Texcoco se encuentra el dren general que permitirá el manejo

de las aguas que llegan al lago. Esta obra es un canal -- con una capacidad máxima de  $45 \text{ m}^3/\text{seg.}$  de 19.3 km. de -- longitud y sección trapezoidal con taludes 3:1 alojado en una formación arcillosa de consistencia muy blanda intercalada por estratos limoarenosos de pequeño espesor.

Los estudios de estabilidad de los taludes dieron como resultado taludes 12:1 debido principalmente a las fuerzas de filtración y a la baja resistencia al esfuerzo -- cortante de este suelo a largo plazo, pero se vió que se podía construir con taludes 3:1 siempre y cuando se mantuviere un tirante de agua dentro de la excavación y posteriormente se abatiera lentamente de forma que las fuerzas de filtración que se generaran fueran mínimas. Como no es posible calcular teóricamente la velocidad óptima de abatimiento del nivel de agua se procedió a construir un dren experimental mediante el cual se pudiera establecer la velocidad de abatimiento.

Este dren de prueba se construyó con el mismo procedimiento, la misma geometría y en una zona cercana al dren general, consiste de dos tramos de canal de 137 m. de -- longitud cada uno divididas por una atagüa que permite operarlos en forma independiente y se encuentra instrumentado para observar su comportamiento al abatir el nivel del agua.

La instrumentación del dren de prueba está diseñada --

para medir los desplazamientos horizontales y verticales en la zona adyacente a los taludes con testigos superficiales, determinar la distribución de desplazamientos -- horizontales en el interior de la masa del subsuelo por medio de inclinómetros y conocer las presiones del agua en diferentes puntos del subsuelo por medio de piezóme-- tros neumáticos y abiertos, la localización de estos ins-- trumentos se muestra en la fig. (4.1).

En la fig. (4.2) se muestran los asentamientos y despla-- zamientos horizontales correspondientes a diferentes ele-- vaciones del nivel del agua en la excavación. El primer-- abatimiento se realizó de mayo a julio de 1975 producién-- dose asentamientos y desplazamientos horizontales hacia el eje del dren en los testigos superficiales llegando a valores de 5 y 6.9 cm. respectivamente, en la fig. (4.3) se muestran los desplazamientos horizontales en uno de -- los inclinómetros.

En agosto del mismo año el dren se inundó completamen-- te debido a las intensas lluvias que se presentaron ob-- servándose recuperaciones en los desplazamientos ya ocu-- rridos, aunque hubo deformaciones remanentes del orden -- de 3.2 cm. en los testigos superficiales como se ve en -- la fig. (4.2).

El segundo abatimiento tuvo lugar de diciembre a marzo

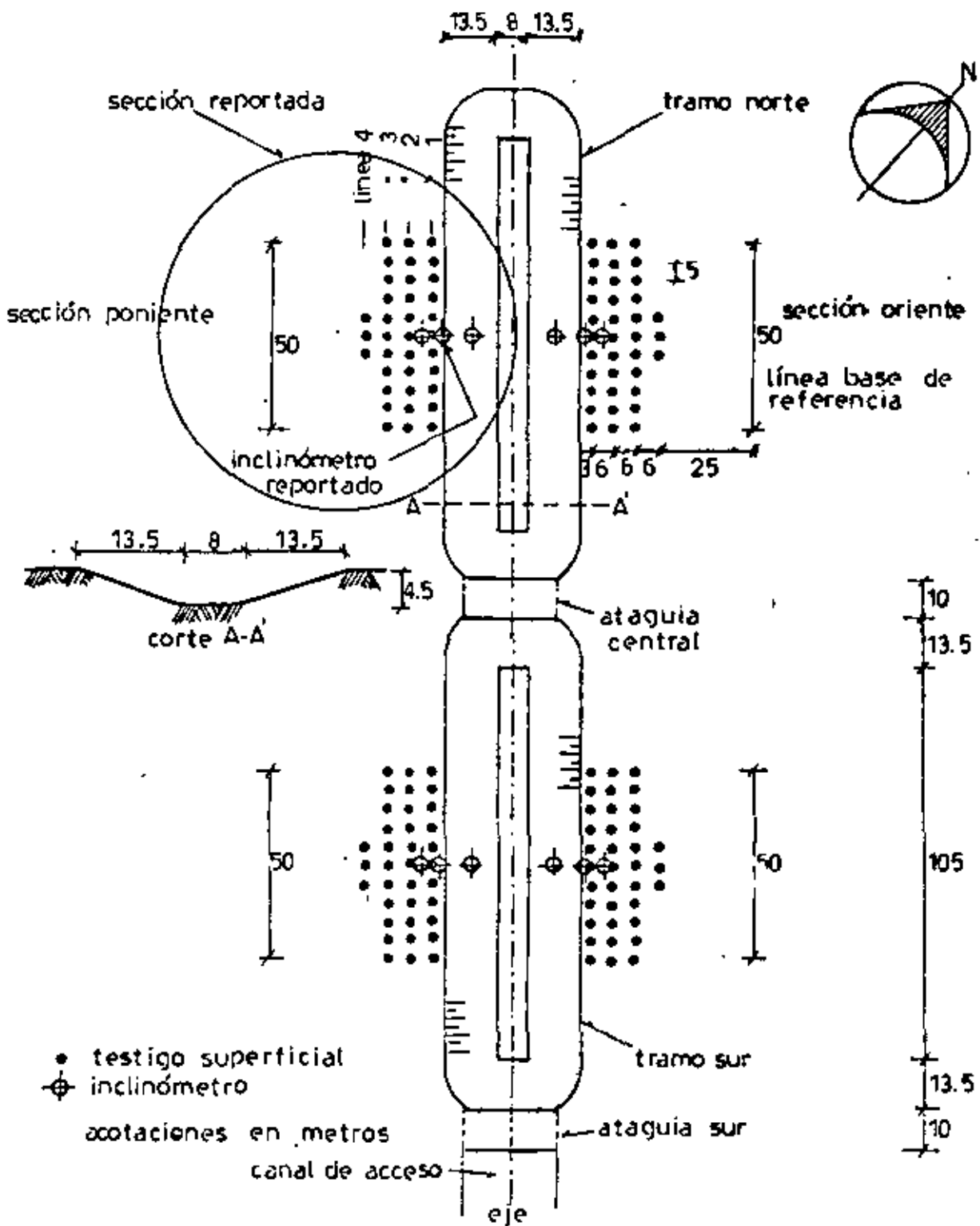


Fig. 4.1 DREN DE PRUEBA INSTRUMENTACION

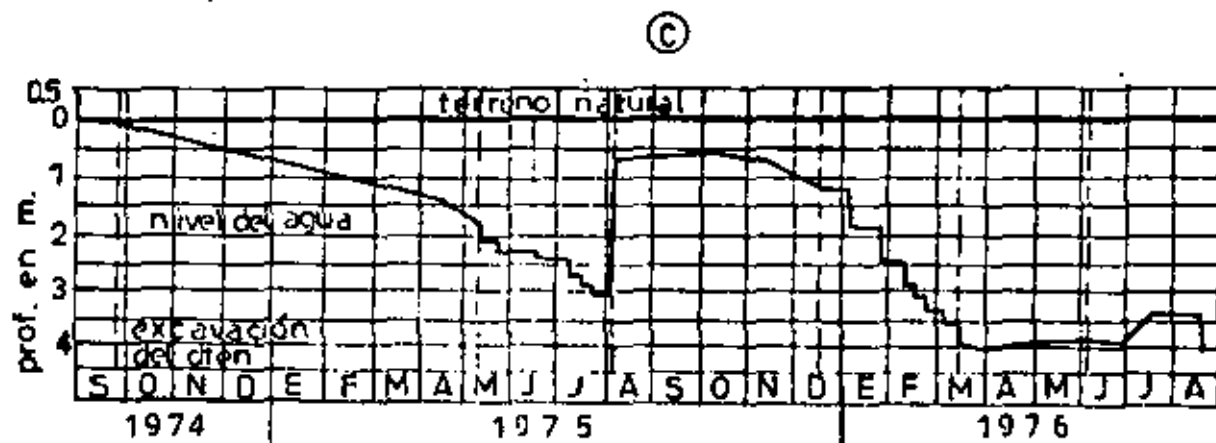
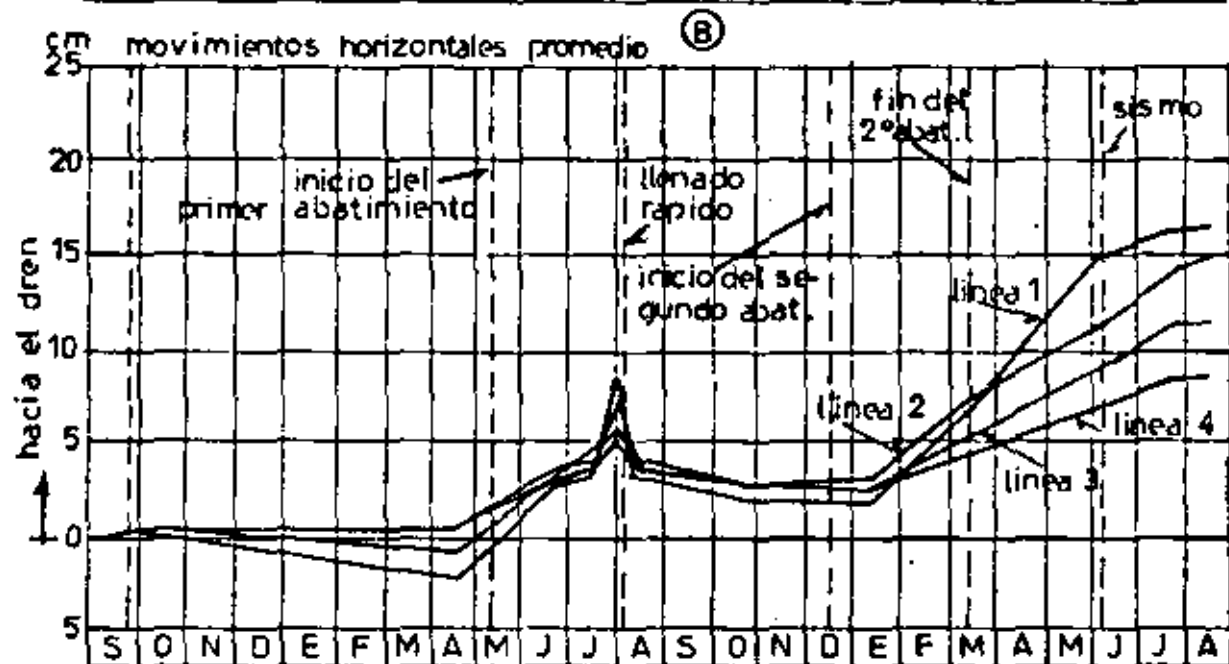
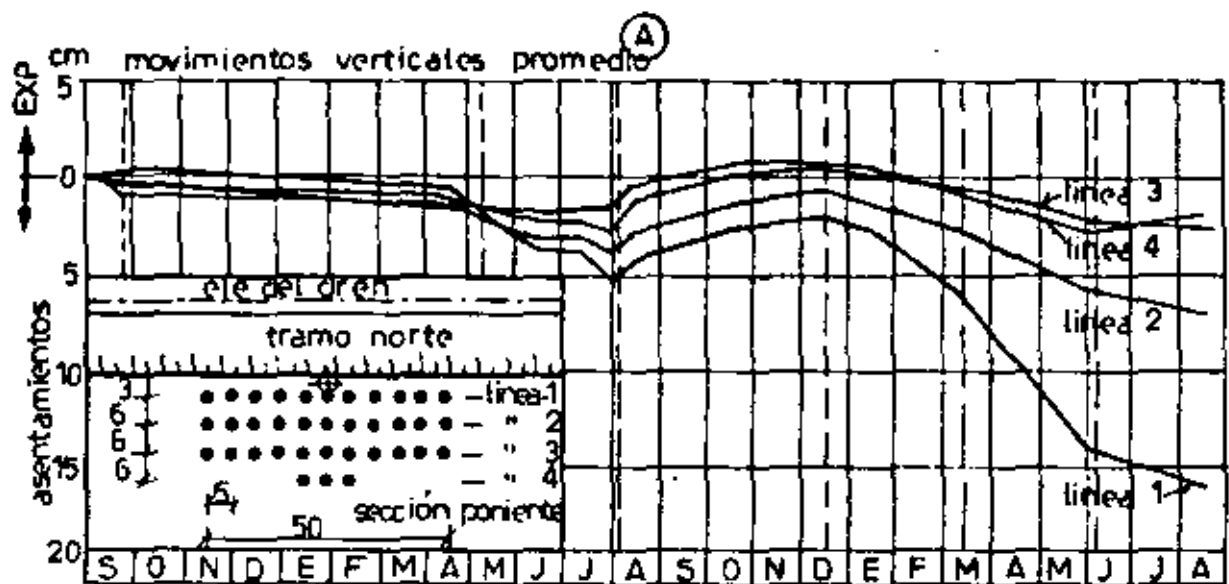


Fig. 4.2 MOVIMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES EN TESTIGOS SUPERFICIALES

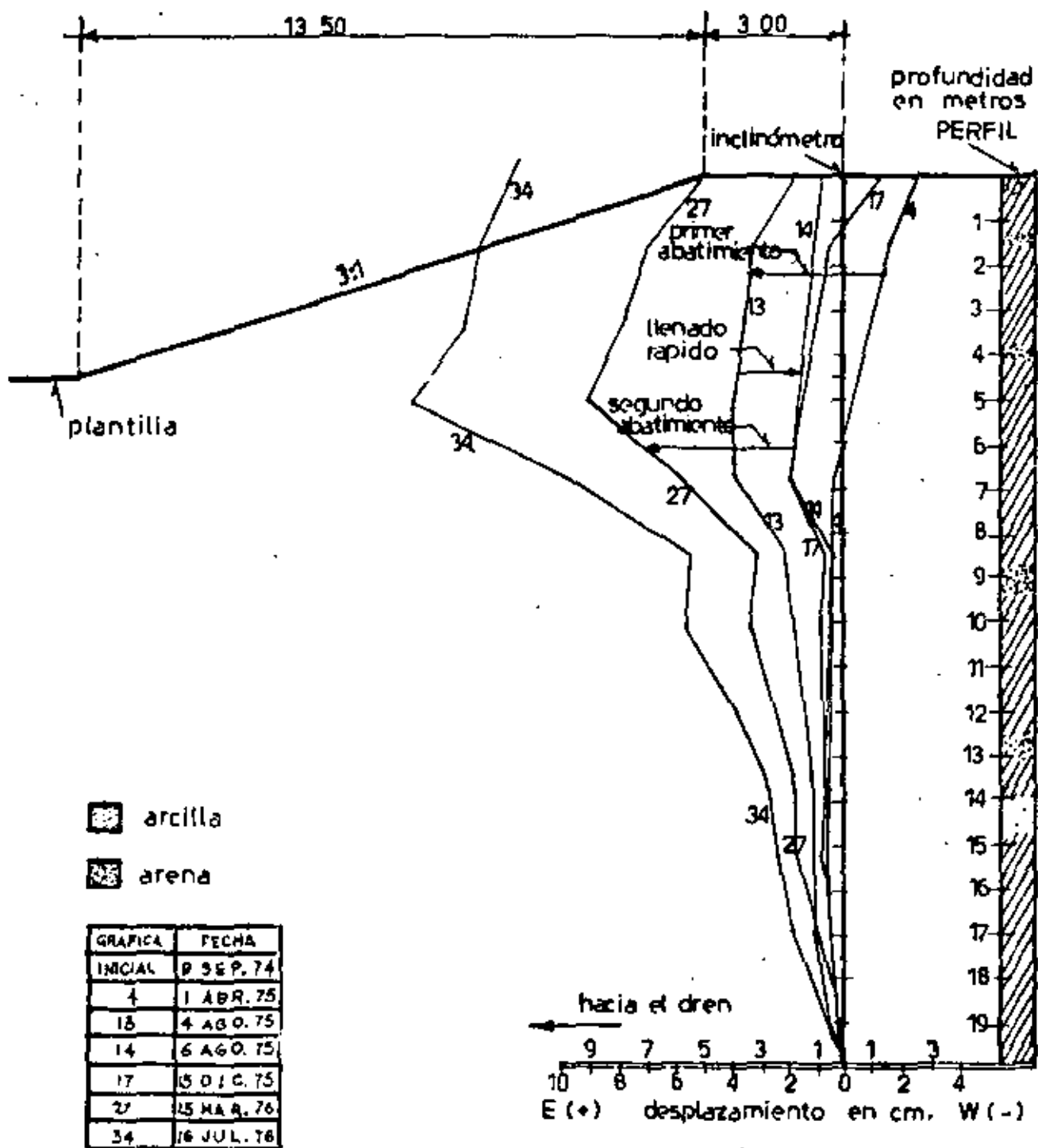


Fig. 4.3 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN UN INCLINOMETRO

de 1976 vaciándose prácticamente el dren y manteniéndose así hasta junio del mismo año, observándose desplazamientos verticales máximos en la superficie de 15.8 cm. y horizontales en dirección hacia el dren de 16.5 cm., los desplazamientos horizontales en el interior del subsuelo fueron hasta de 16 cm.

En la fig. (4.3) se aprecia la influencia de los estratos limoarenosos localizados a nueve y trece metros de profundidad.

En la fig. (4.4) se muestra la variación de la presión del agua registrada en una serie de piezómetros, unos muy cercanos al dren y otros alejados, en estas gráficas se aprecia la influencia del abatimiento del nivel del agua en el dren en la presión de poro en la masa del suelo.

La conclusión a la que se ha llegado actualmente a partir de las mediciones efectuadas, es que es posible operar el dren general abatiendo el nivel de agua a tres metros de profundidad en tres meses, manteniendo este abatimiento un lapso máximo de dos meses, aunque se ve la posibilidad de efectuar esta operación en forma más rápida sin pérdida de estabilidad en los taludes para hacer más eficiente la operación del dren.

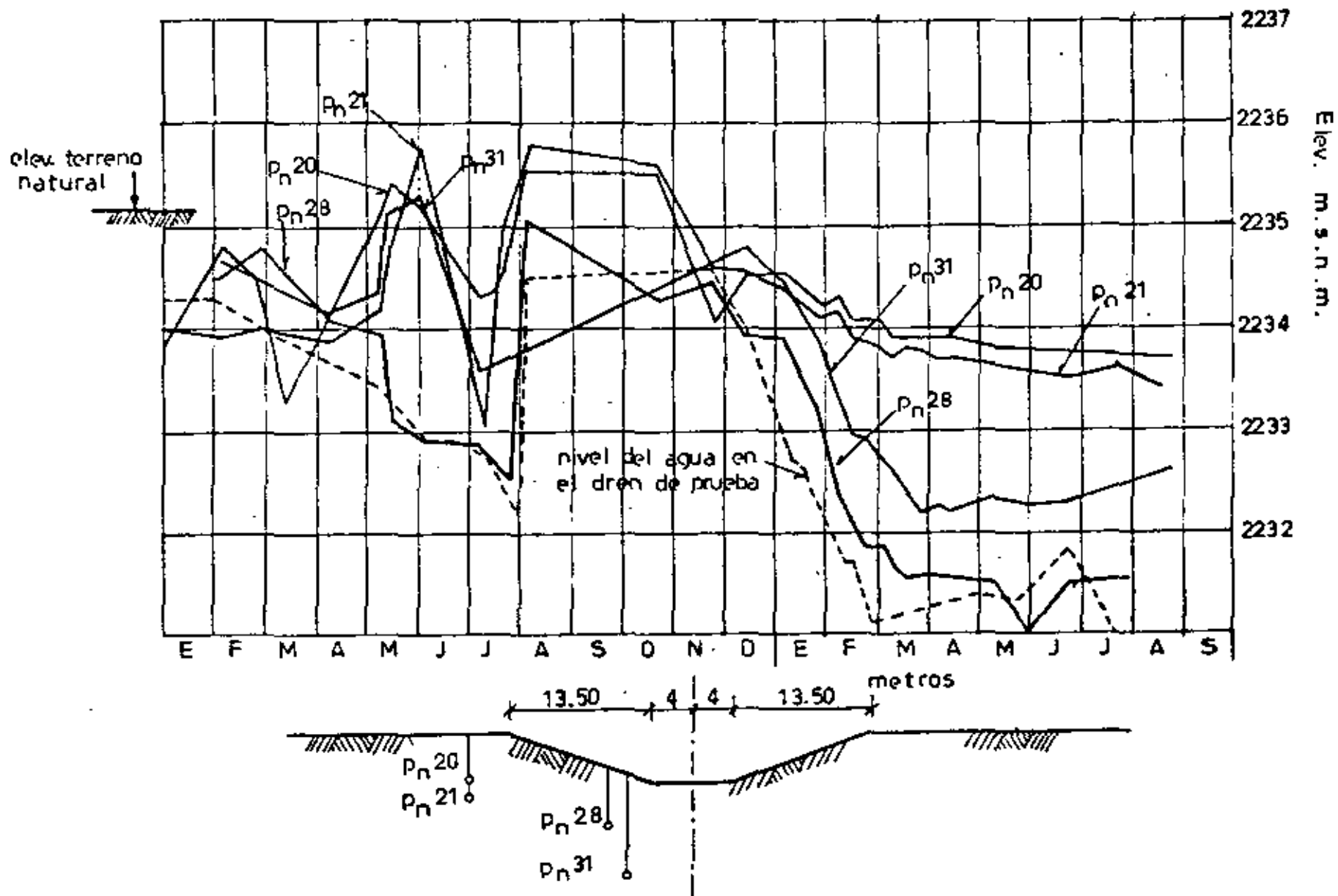


Fig. 4.4 OREN DE PRUEBA. OBSERVACIONES EN PIEZOMETROS NEUMATICOS



#### 4.3 DESLIZAMIENTOS EN LA CARRETERA TIJUANA-ENSENADA.

En la carretera Tijuana-Ensenada se tuvieron problemas muy serios de deslizamientos de masas de suelo en un tramo de aproximadamente nueve kilómetros, presentándose ocho movimientos importantes debidos a la reactivación de fallas antiguas por el peso de un terraplén construido sobre depósitos de talud y el efecto del agua infiltrada sobre las masas inestables.

La zona está formada por depósitos de talud que yacen sobre rocas sedimentarias marinas en las que se presenta un sistema de deslizamientos antiguos. Los taludes de la masa en movimiento están sujetos a una intensa erosión marina.

Los depósitos de talud están formados por fragmentos angulosos de rocas andesíticas empacadas en suelos arenolimosos en estado suelto con una permeabilidad alta, filtrándose el agua de lluvia hasta las lutitas y areniscas que los subyacen.

Para estudiar este problema fué necesario definir la topografía del área de deslizamiento, la dirección y magnitud de los deslizamientos, la forma y profundidad de la superficie de deslizamiento, las condiciones hidráulicas del subsuelo y las características geológicas.

El área de deslizamiento se determinó por medio de las grietas formadas, instalándose testigos superficiales -- para observar sus movimientos horizontales en la dirección del desplazamiento y los movimientos verticales con respecto a puntos fijos de referencia.

Los movimientos horizontales se midieron por medio de líneas de colimación, eliminándose la alternativa de -- triangulación por lo accidentado del terreno y la lejanía de los puntos de referencia.

Se realizaron sondeos exploratorios para conocer la -- estratigrafía y naturaleza de los materiales en las masas deslizantes determinándose el espesor de los depósitos -- de talud y el contacto entre los diferentes materiales. Se instalaron inclinómetros en estas perforaciones a profundidades mayores que la superficie de deslizamiento penetrando en todos los casos en la roca sedimentaria sana. Las perforaciones en que se instalaron fueron de 5 1/2 pulgadas de diámetro empacándose en arena limpia bien graduada con el fin de utilizarlos también como pozos de observación del nivel freático.

En general se observó que la superficie de falla se encontraba en el contacto de los depósitos de talud con -- las rocas sedimentarias, observándose un incremento de -- los movimientos en los contactos de lutitas sanas y alte

radas y en estratificaciones de estas con areniscas. Se vió también un defasamiento entre el fin de la época de lluvias y el aminoramiento de los movimientos pensándose que existe una relación entre la velocidad de desplazamiento y el grado de saturación del suelo en la vecindad de la superficie de falla. A continuación se describen dos de estos deslizamientos ocurridos en ese tramo.

En el km. 12+360 se presentó el deslizamiento cuyas -- grietas perimetrales están marcadas en la fig. (4.5). En esta zona hubo necesidad de proteger el pie del talud -- contra la acción erosiva del mar construyendo un muro de mampostería de siete metros de altura.

La instrumentación colocada consistió de cinco líneas de testigos superficiales y 12 inclinómetros localizados como se muestra en la misma figura, observándose los desplazamientos mostrados en la fig. (4.6) en la que se define la superficie de deslizamiento.

En el período de febrero a junio de 1968 ocurrieron -- los máximos desplazamientos observándose un incremento -- en ellos por la infiltración del agua de perforación en la superficie de deslizamiento. Los mayores desplazamientos fueron de 18.5 cm/mes en los movimientos horizontales y de 17 cm/mes en los verticales poniéndose en peligro la estabilidad del muro de mampostería, teniéndose por esto

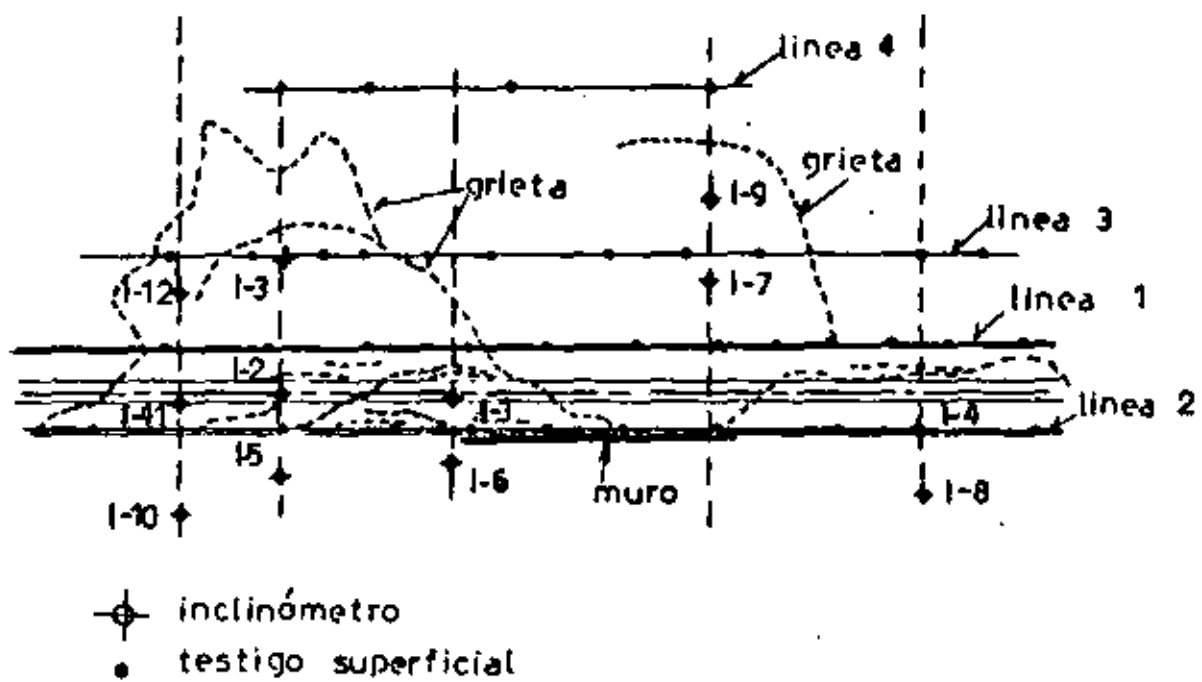


Fig. 4.5 LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS EN EL DESLIZAMIENTO DEL KM 12+360

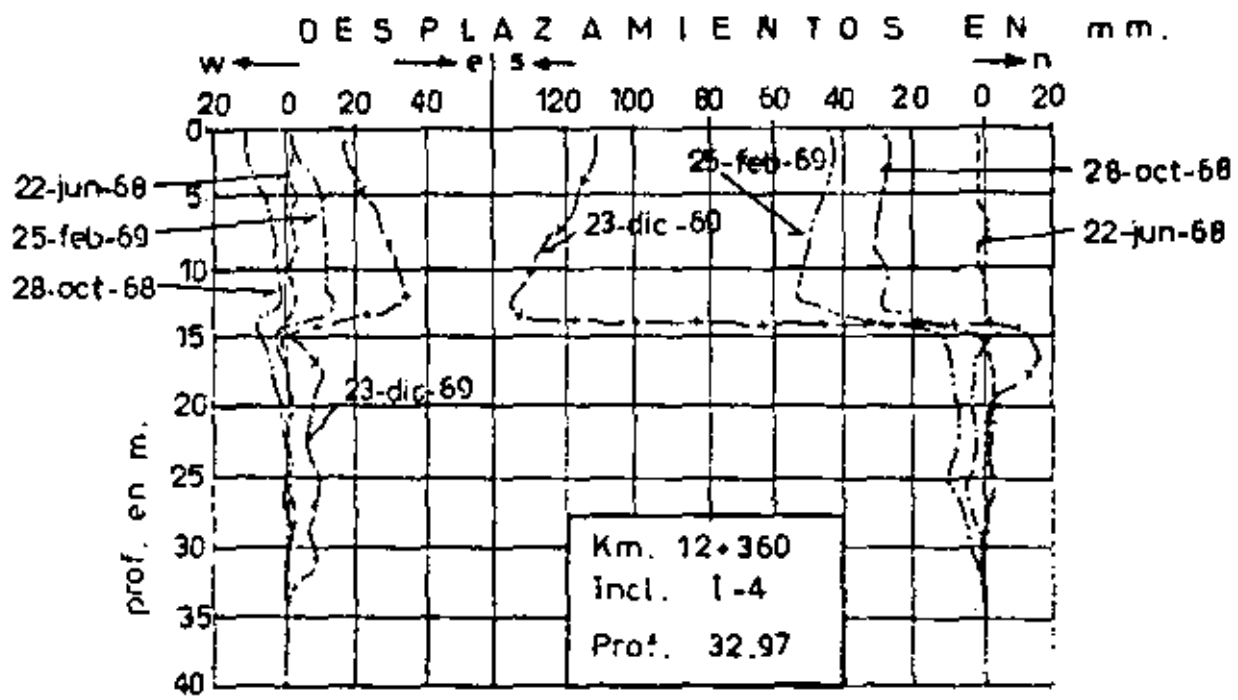
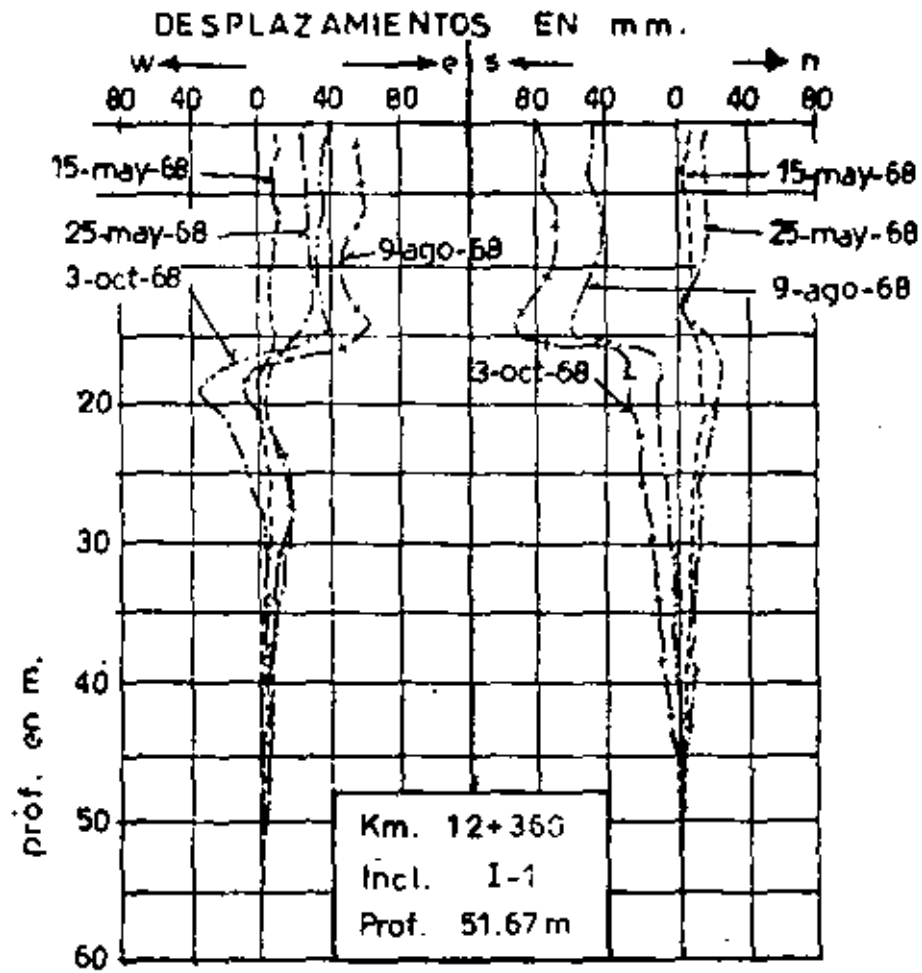


Fig. 4.6 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN INCLINOMETRO DESLIZAMIENTO KM. 12+360

que construir un pedraplen en su base reduciéndose los movimientos observados a 6.4 cm/mes horizontales y 4.6 cm/mes verticales.

La solución para la estabilización final de este desplazamiento fué la remoción de un volúmen de material de 70,000 m<sup>3</sup> de la cabeza de la ladera fig.(4.7) y la impermeabilización del piso del corte para evitar la infiltración de agua, obteniéndose un factor de seguridad de 1.5

Otro deslizamiento interesante fué el ocurrido el el km. 15+500 en el cual se instalaron nueve inclinómetros y varias líneas de testigos superficiales, en la fig. (4.8) se muestra la localización de los inclinómetros sobre el eje de la falla y en la fig. (4.9) se muestran los resultados de dos de estos inclinómetros.

Los movimientos en esta zona durante la construcción del camino eran de baja magnitud incrementándose en forma notoria después de terminado en la época de lluvias, llegando a 19.5 cm/mes horizontales y 10.4 cm/mes verticales.

Para estabilizar estos movimientos se consideró que la solución más adecuada era construir una trinchera estabilizadora con taludes 1:1 de 18 m. de longitud y profundidad de 2m. bajo la superficie deslizante. Durante la construcción de esta trinchera se midieron velocidades hasta

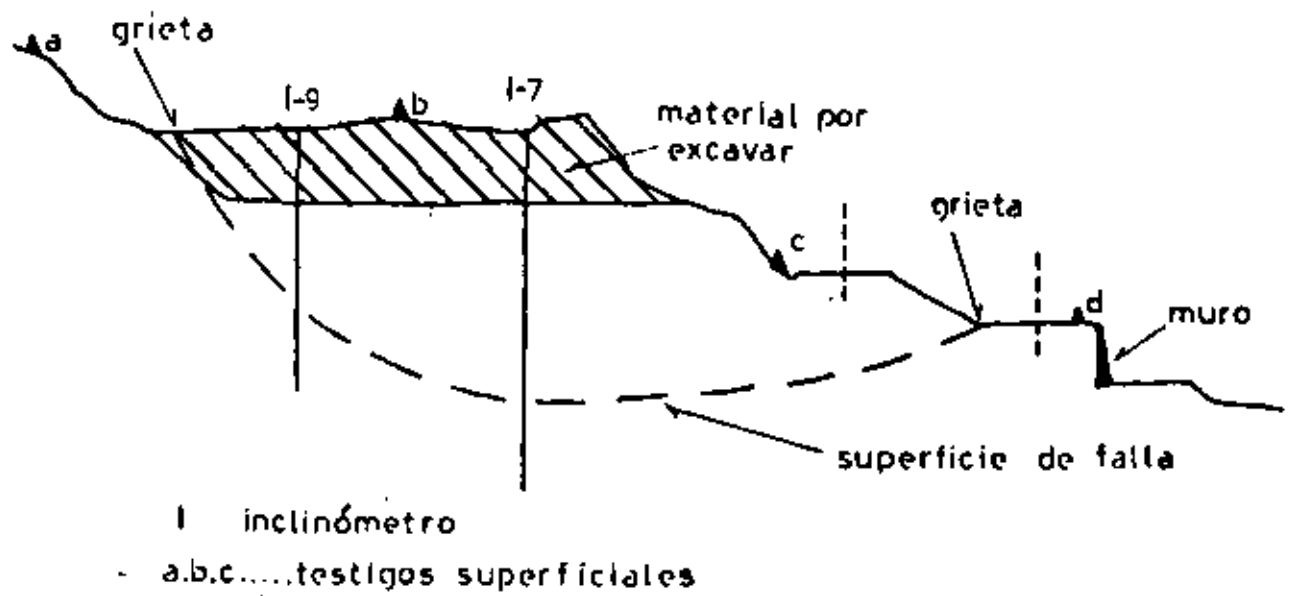


Fig. 4.7 ESTABILIZACION DEL DESLIZAMIENTO DEL KM 12+360

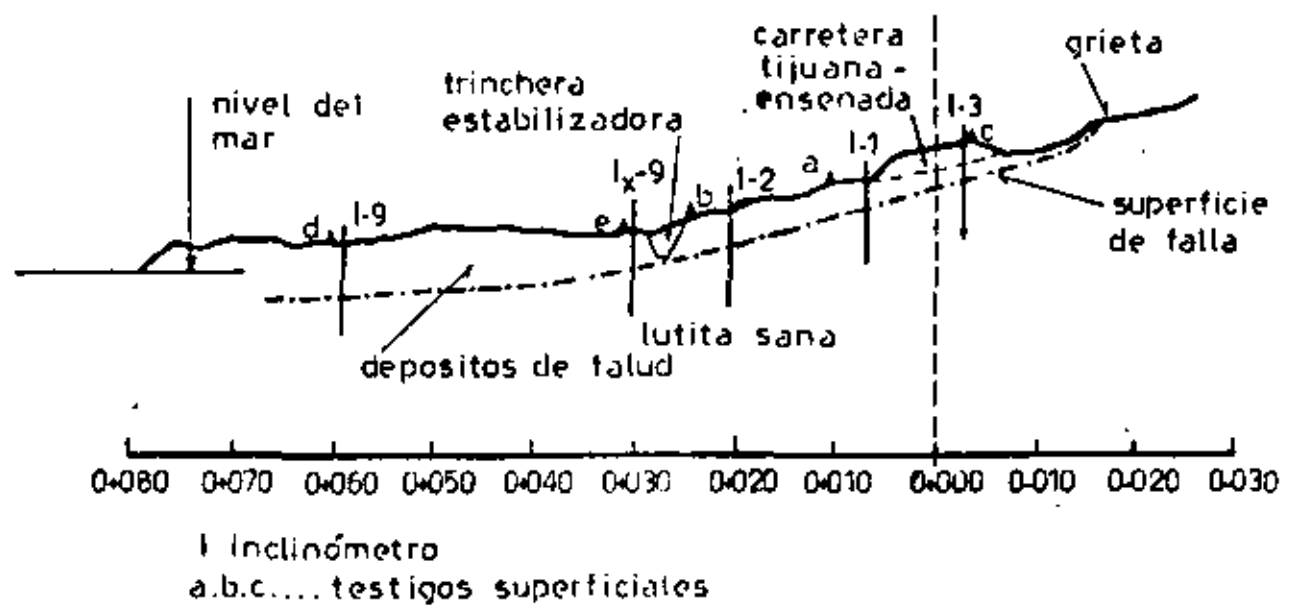


Fig. 4.8 SECCION DEL DESLIZAMIENTO EN EL KM. 15+500

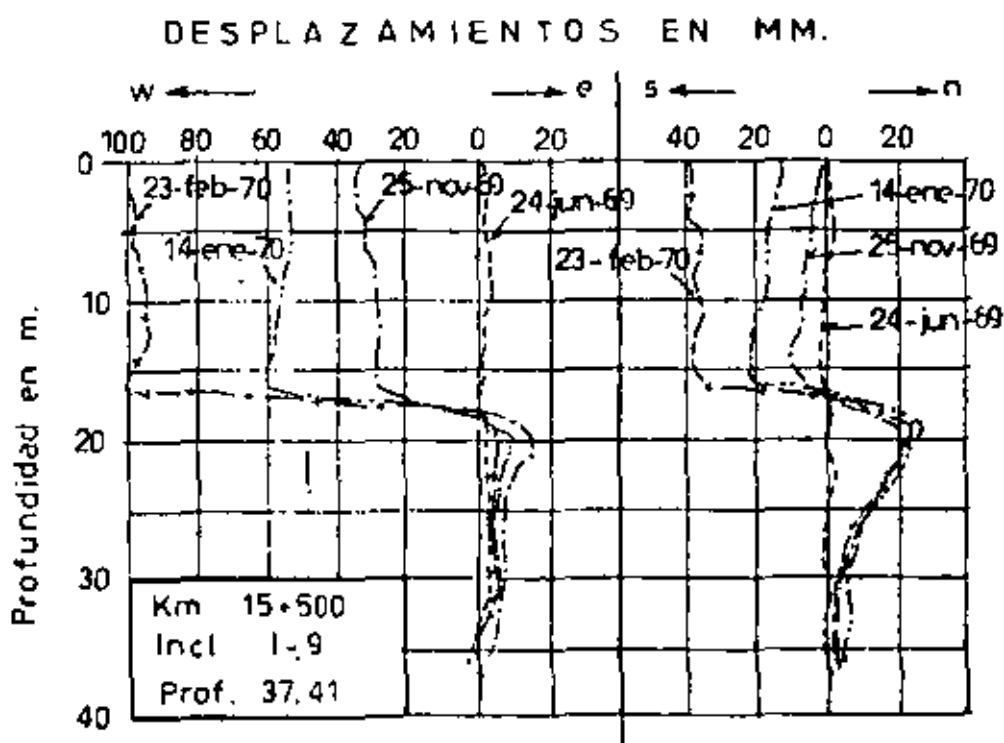
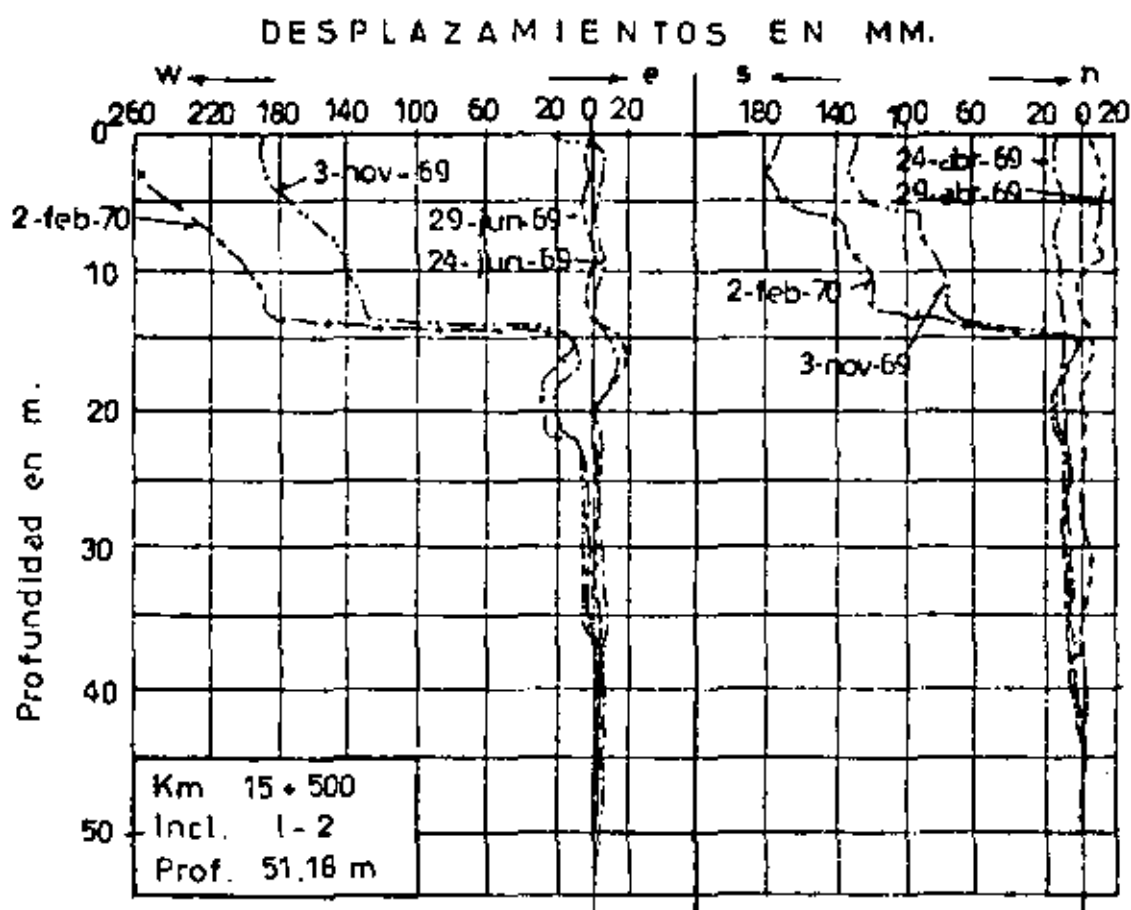


Fig. 4.9 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN INCLINOMETROS. DESLIZAMIENTO Km 15+500



de 15 cm/día obteniéndose desplazamientos horizontales -  
totales de la carretera de 1.4 m., reduciéndose finalment  
te la velocidad de los desplazamientos a 3.6 cm/mes.

#### 4.4 PALACIO DE LOS DEPORTES.

El Palacio de los Deportes es una estructura continua  
de concreto de forma circular con 180 m. de diámetro que  
transmiten al subsuelo una carga aproximada de 77,000 --  
ton.

El subsuelo del predio donde se construyó esta estruc-  
tura forma parte del antiguo lago de Texcoco, constituí-  
do hasta 60 m. de profundidad casi exclusivamente por ar-  
cillas de origen volcánico.

La falta de precedentes en cimentaciones de obras de -  
esta magnitud obligó a diseñar una cimentación que pudier  
ra trabajar de diversas formas, dependiendo de la respuest  
ta del subsuelo durante la vida útil de la obra, acompa-  
ñada de una amplia instrumentación que permitiera detec-  
tar cualquier situación no prevista.

La cimentación consiste de 1,407 pilotes como el mostrad  
do en la fig. (4.10) y una losa de cimentación diseñada  
tanto para transmitir el terreno prácticamente la totalid  
dad de la carga de la estructura como para sostenerse --  
sin estar en contacto con el suelo, además se compensó

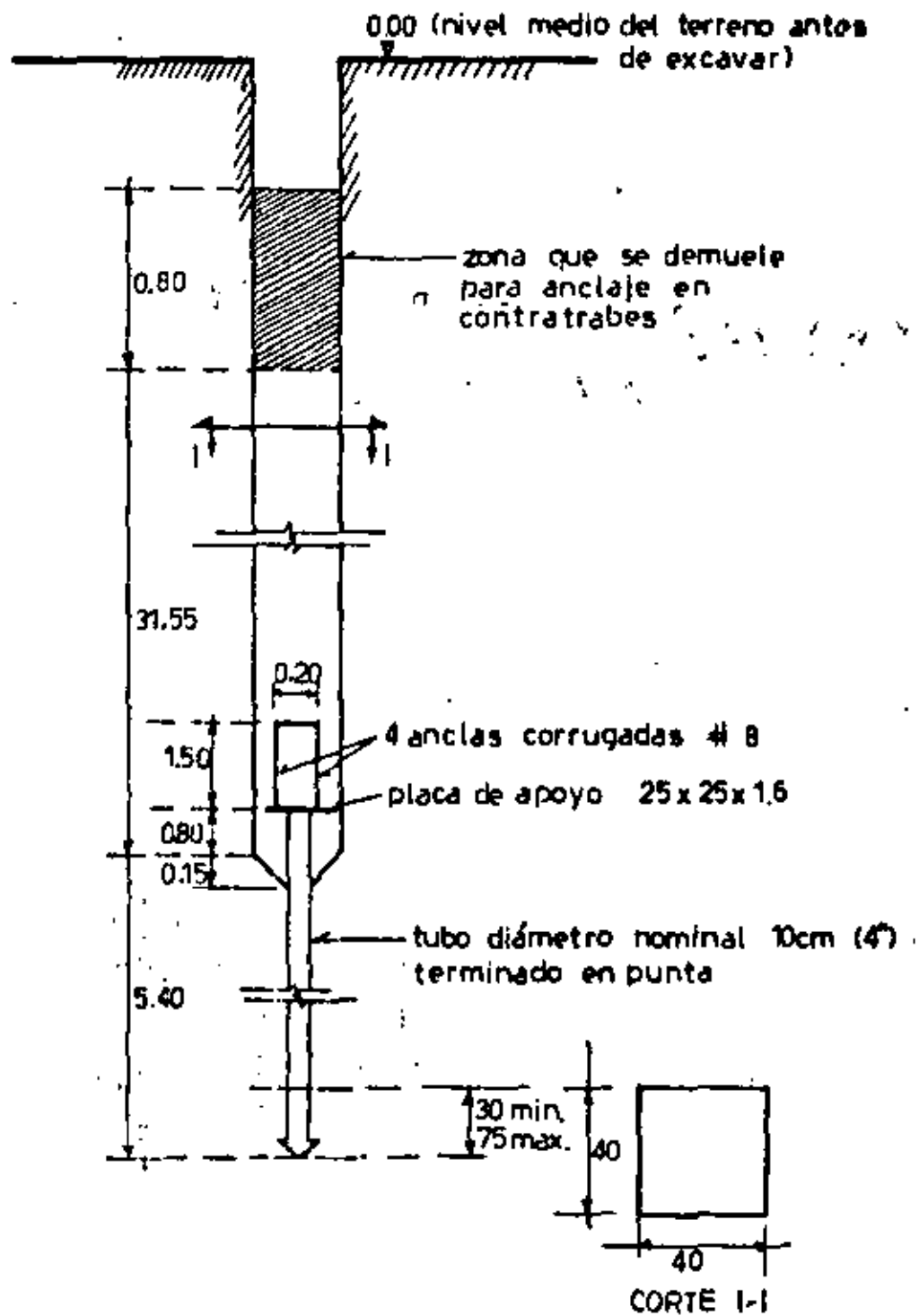


Fig. 4.10 GEOMETRIA DE LOS PILDOTES DE LA CIMENTACION

parcialmente desplazando la losa a 1.8 m. bajo el nivel del terreno logrando así una compensación de aproximadamente  $2.5 \text{ ton/m}^2$ .

Como se ve en la fig. (4.10) la parte inferior de los pilotes está formada por un tubo metálico de cuatro pulgadas de diámetro con la idea de que si un pilote no penetra en el estrato de apoyo fluya plásticamente esta parte, evitando concentraciones de esfuerzos en la estructura.

La instrumentación fué diseñada con el objetivo de conocer las condiciones piezométricas iniciales en el sitio de la obra y sus tendencias, conocer la evolución de la consolidación de cada uno de los estratos del subsuelo bajo estas condiciones piezométricas, determinar los movimientos verticales, horizontales y las presiones de poro del subsuelo en el transcurso de la construcción, conocer los movimientos verticales absolutos y diferenciales de la cimentación durante y después de la construcción, determinar la verticalidad de los pilotes después de haber sido hincados y por último conocer las características carga-deformación de estos pilotes.

Para obtener esta información se instalaron 15 estaciones de medición localizadas como se muestra en la fig. (4.11) y con los instrumentos que se indican en la tabla

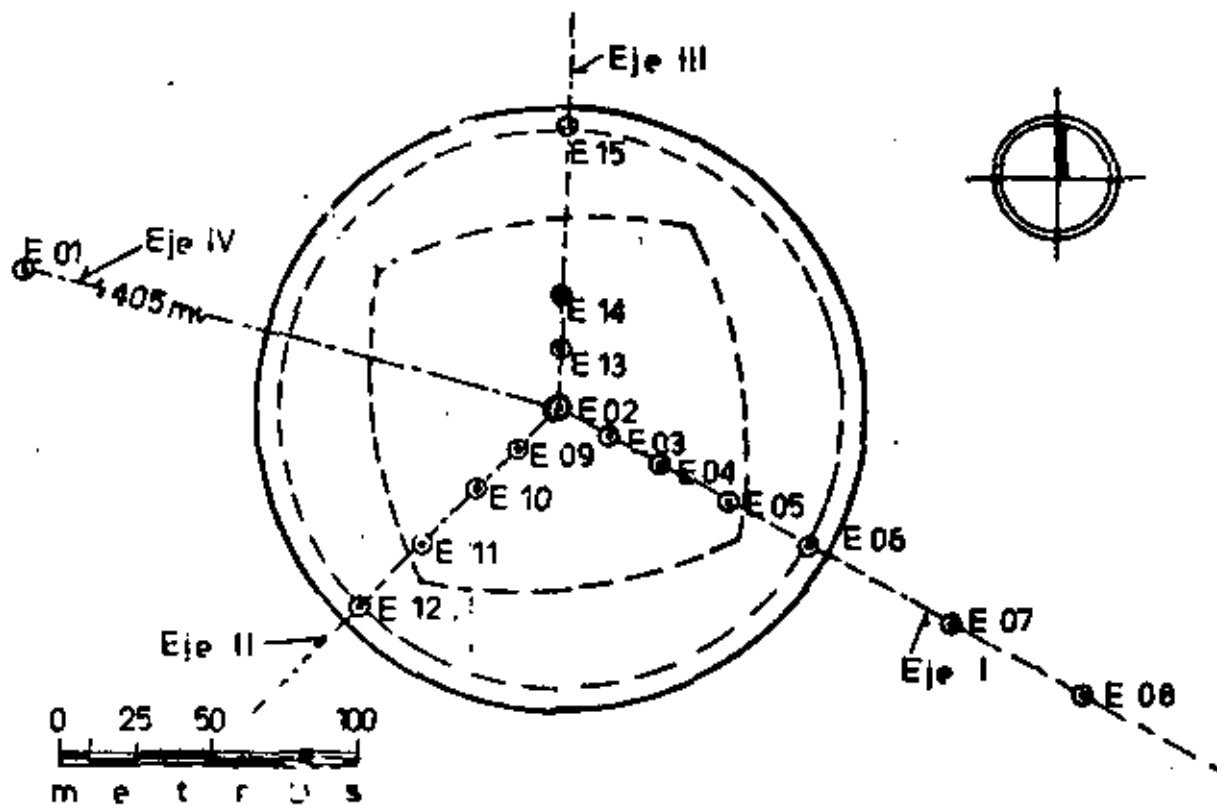


Fig. 4.11 LOCALIZACION DE LAS ESTACIONES DE MEDICION  
 (ver aparatos instalados en cada estacion en la  
 tabla 4.1)

ESTACION DE MEDICION	TIPO DE APARATO	Nº DE IDENTIFICACION	PROFUNDIDAD EN METROS	DISTANCIA AL CENTRO EN METROS	ESTACION DE MEDICION	TIPO DE APARATO	Nº DE IDENTIFICACION	PROFUNDIDAD EN METROS	DISTANCIA AL CENTRO EN METROS	ESTACION DE MEDICION	TIPO DE APARATO	Nº DE IDENTIFICACION	PROFUNDIDAD EN METROS	DISTANCIA AL CENTRO EN METROS
----------------------	-----------------	----------------------	-----------------------	-------------------------------	----------------------	-----------------	----------------------	-----------------------	-------------------------------	----------------------	-----------------	----------------------	-----------------------	-------------------------------

E 01	PA 011	20	4 05	E 06	96.0	E 11	65.0	0	E 07	150	E 12	96.0	0	E 08	200	E 13	20.0	E 09	20.0	E 14	38.0	E 05	65.0	E 10	38.5	E 15	96.0
	PA 012	40																									
	PA 02	60																									
	BN 011	0																									
	BN 012	40																									
	BN 013	60																									
	BN 014	120																									
PA 015	80																										
PA 016	100																										
E 02	PA 021	30	0	E 07	150	E 12	96.0	0	E 07	150	E 12	96.0	0	E 08	200	E 13	20.0	E 09	20.0	E 14	38.0	E 05	65.0	E 10	38.5	E 15	96.0
	PA 022	40																									
	PN 021	20																									
	I 021	40																									
E 03	BE 031	4	20.0	E 08	200	E 13	20.0	E 09	20.0	E 14	38.0	E 05	65.0	E 10	38.5	E 15	96.0										
																		PA 031	20								
																		PA 032	40								
																		BN 031	0								
E 04	PA 041	20	38.5	E 09	20.0	E 14	38.0	E 09	20.0	E 14	38.0	E 05	65.0	E 10	38.5	E 15	96.0										
	PA 042	40																									
	PA 043	60																									
	PN 041	20																									
	I 041	40																									
E 05	PN 051	20	65.0	E 10	38.5	E 15	96.0	E 10	38.5	E 15	96.0	E 05	65.0	E 10	38.5	E 15	96.0										
																		I 051	40								
																		PA 101	20								
																		PA 102	40								
																		PA 103	60								
																		PN 101	20								
I 101	40																										
E 06	I 061	40	96.0	E 11	65.0	E 11	65.0	E 11	65.0	E 11	65.0	E 11	65.0	E 11	65.0	E 11	65.0										
																		BN 061	0								
																		PN 111	20								
																		I 111	40								
																		BN 111	0								
																		PA 141	20								
PA 142	40																										
PA 143	60																										
PN 141	20																										
I 141	40																										
E 07	BE 071	0	0	E 07	150	E 12	96.0	E 07	150	E 12	96.0	E 07	150	E 12	96.0	E 07	150	E 12	96.0								
																				PA 071	20						
																				PA 072	40						
																				PA 073	60						
																				BN 071	0						
																				BE 081	4						
BE 082	4																										
BE 083	4																										
BE 084	4																										
E 08	BE 081	4	20.0	E 08	200	E 13	20.0	E 08	200	E 13	20.0	E 08	200	E 13	20.0	E 08	200	E 13	20.0								
																				PA 081	20						
																				PA 082	40						
																				PA 083	60						
																				BN 081	0						
																				BE 091	4						
BE 092	4																										
BE 093	4																										
BE 094	4																										
E 09	BE 091	4	20.0	E 09	20.0	E 14	38.0	E 09	20.0	E 14	38.0	E 09	20.0	E 14	38.0	E 09	20.0	E 14	38.0								
																				PA 091	20						
																				PA 092	40						
																				PA 093	60						
																				BN 091	0						
																				BE 101	4						
BE 102	4																										
BE 103	4																										
BE 104	4																										
E 10	PA 101	20	38.5	E 10	38.5	E 15	96.0	E 10	38.5	E 15	96.0	E 10	38.5	E 15	96.0	E 10	38.5	E 15	96.0								
																				PA 102	40						
																				PA 103	60						
																				PN 101	20						
																				I 101	40						
																				BE 111	4						
BE 112	4																										
BE 113	4																										
BE 114	4																										

#### NOMENCLATURA

- PA Piezómetro abierto
- PN Piezómetro neumático
- BN Banco de nivelación
- BE Banco de expansión
- I Inclínometro

· TABLA 4.1 APARATOS DE MEDICION INSTALADOS

#### 4.1.

Las condiciones piezométricas iniciales detectadas son las que se indican en la fig.(4.12), presentándose un -- flujo vertical descendente que provoca una consolidación de los estratos superficiales de arcilla produciendo este fenómeno una fricción negativa en los pilotes que disminuye su capacidad de carga.

La presión de poro inducida por el hincado de pilotes observada se muestra en la fig. (4.13) y es semejante a la observada en otras obras con la misma densidad de pilotes en la Ciudad de México, no pudiéndose hacer ninguna interpretación teórica por la imposibilidad de calcular analíticamente este incremento de presión para un grupo de pilotes.

Las variaciones de la presión de poro observadas durante las operaciones de excavación y lastre en la cimentación se muestran en la misma figura donde se comparan con un cálculo analítico de esta presión basado en la teoría de Skempton de presión de poro.

Los movimientos verticales durante la construcción se consideran que fueron debido a el levantamiento del terreno ocasionado por la hincada de pilotes, a una deformación instantánea por la remoción y lastrado del terreno y a una deformación diferida debida a la disipación de -

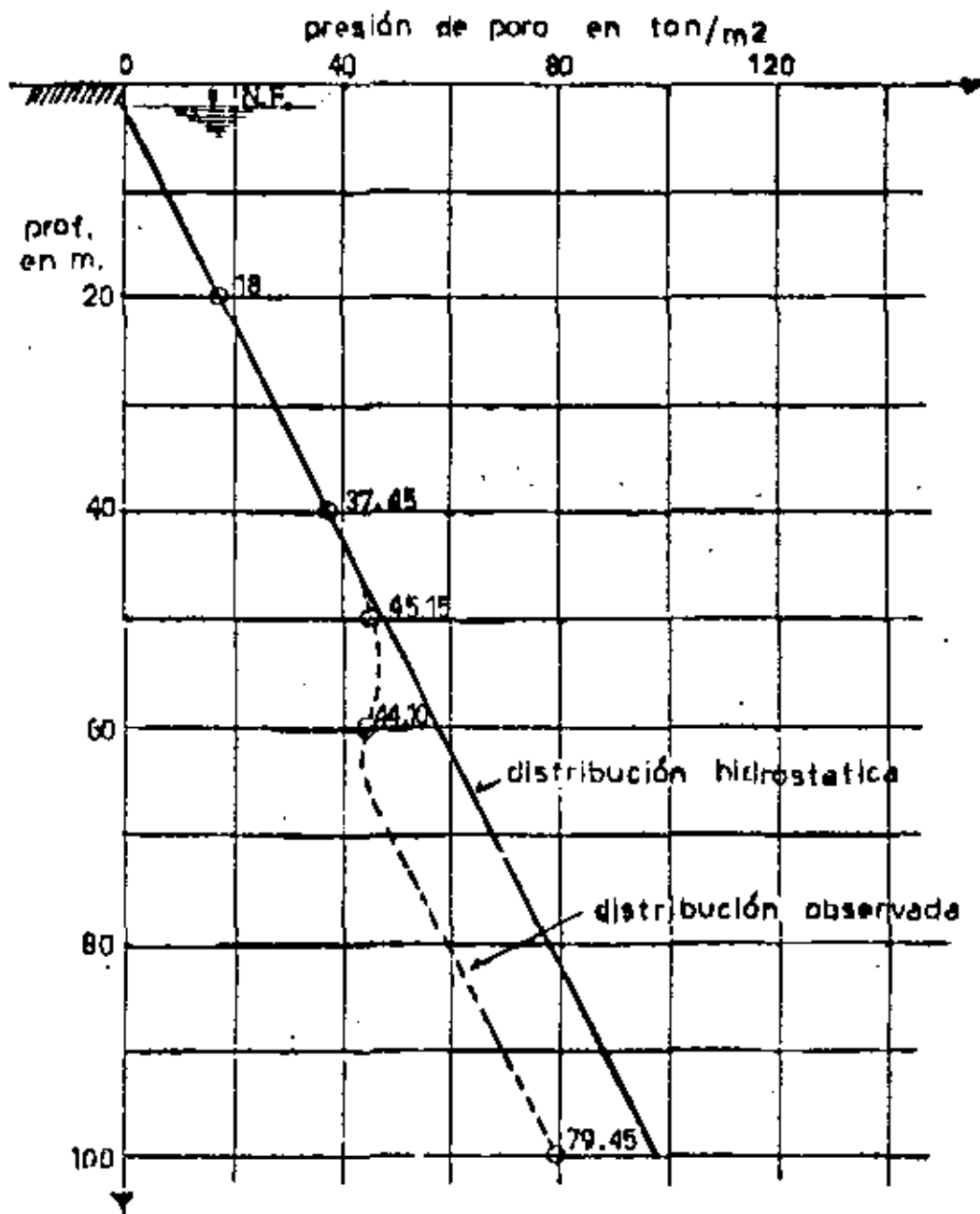


Fig. 4.12 CONDICIONES PIEZOMETRICAS INICIALES EN LA ZONA DEL PALACIO DE LOS DEPORTES

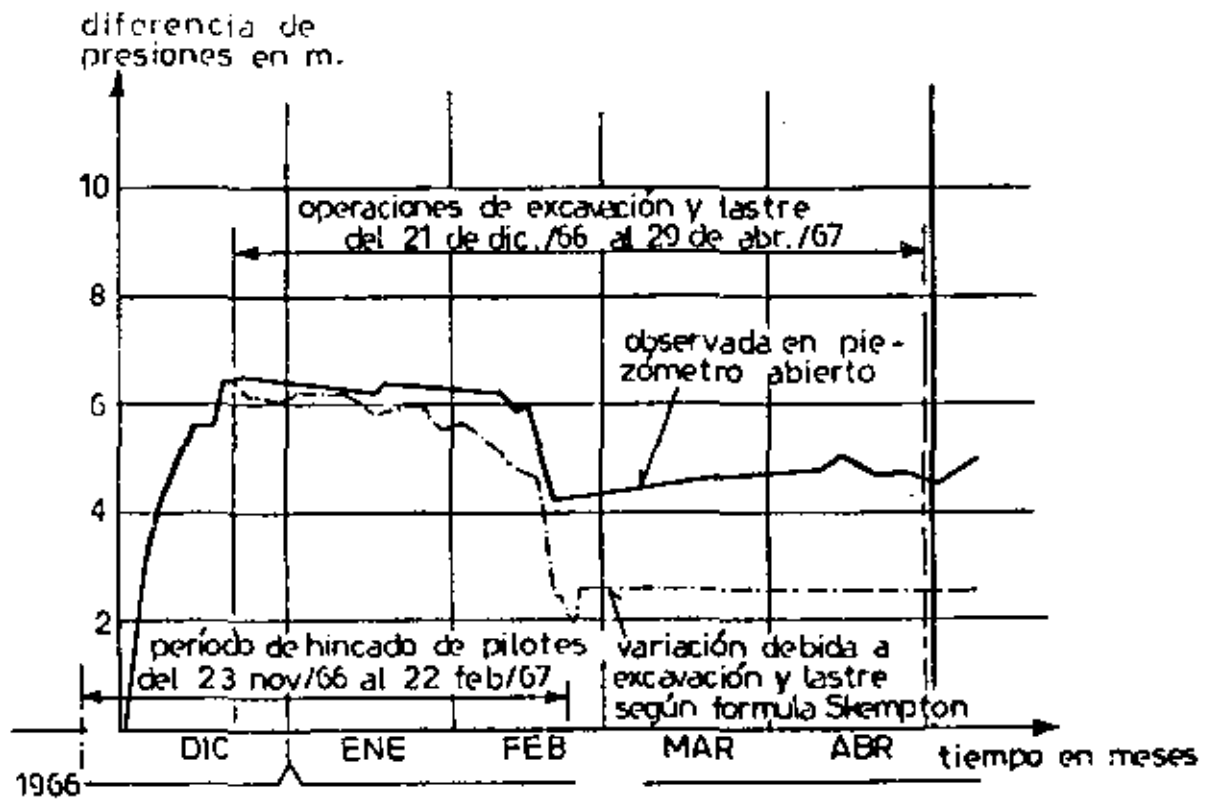


Fig. 4.13 PRESIONES DE PORO OBSERVADAS Y ESTIMADAS



la presión de poro. Estos movimientos en dos estaciones de medición se muestran en las figuras (4.14) y (4.15) -- comparadas con valores obtenidos teóricamente.

Los movimientos horizontales observados en los inclinómetros se considera que fueron debido a la hinca de pilotes y a las operaciones de excavación y lastre. Los inclinómetros localizados cerca de la zona piloteada detectaron un perfil de desplazamientos como el mostrado en la figura (4.16) el cual es típico para la hinca de pilotes a distancias cortas del instrumento, la fig. (4.17) muestra otra distribución típica para inclinómetros a distancias grandes del sitio de hincado de pilotes.

Los movimientos verticales generales en la estructura durante y después de la construcción se muestran en la figura (4.18) obtenidos de nivelaciones con respecto al banco de nivel 011 en la estación de medición E01 colocada en el terreno circundante sujeto a consolidación regional.

Catorce pilotes fueron instrumentados colocando un inclinómetro en su interior, observándose los desplazamientos mostrados en la fig. (4.19) los cuales no son mayores del 8% estando dentro de límites aceptables.

#### 4.5 PRESA GUADALUPE.

La Presa Guadalupe localizada sobre el río Cuautitlán

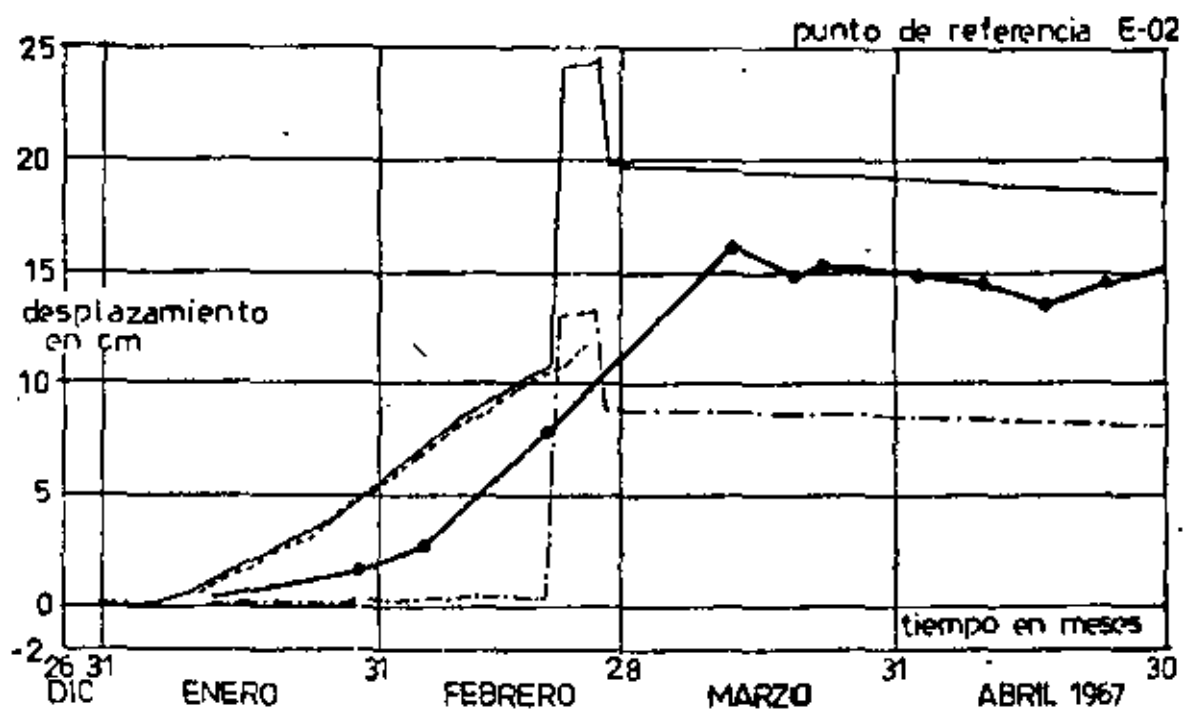


Fig. 4.14 MOVIMIENTOS VERTICALES OBSERVADOS Y ESTIMADOS - EST. MEDICION E-02

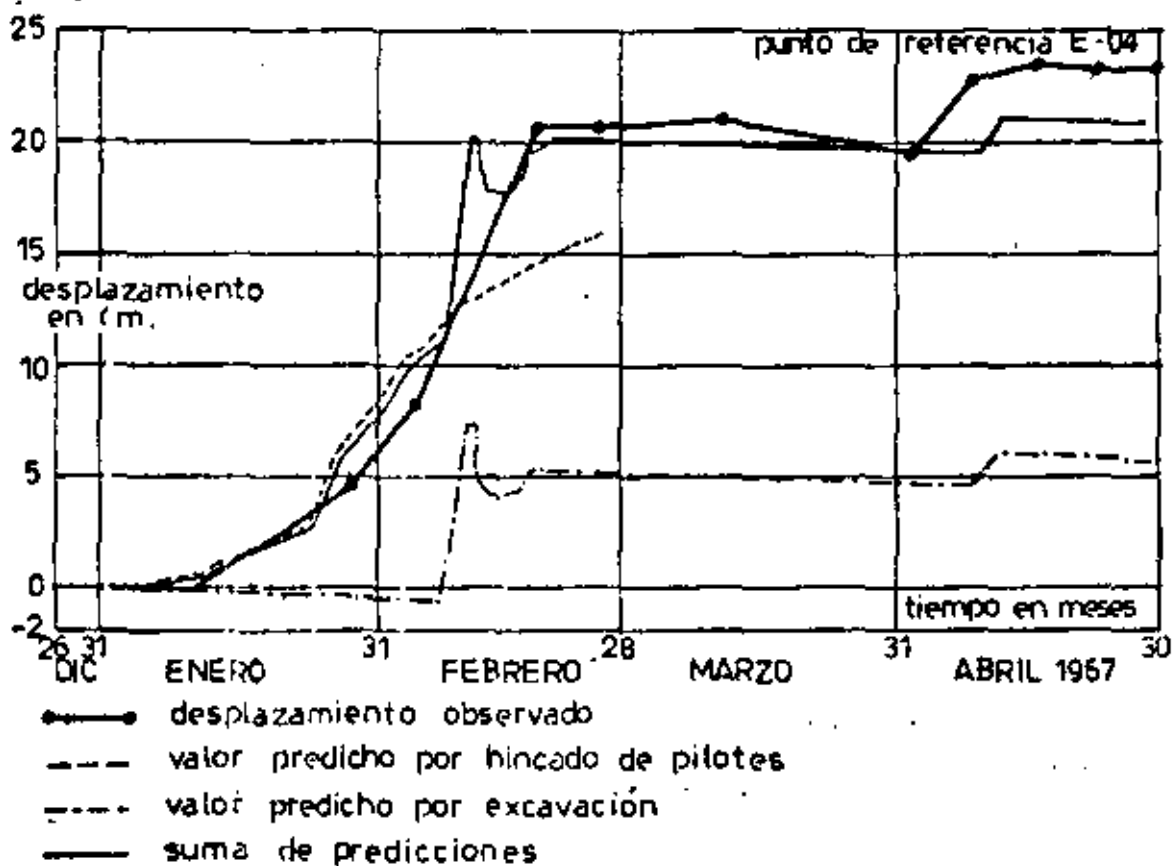


Fig. 4.15 MOVIMIENTOS VERTICALES OBSERVADOS Y ESTIMADOS ESTACION DE MEDICION E-04

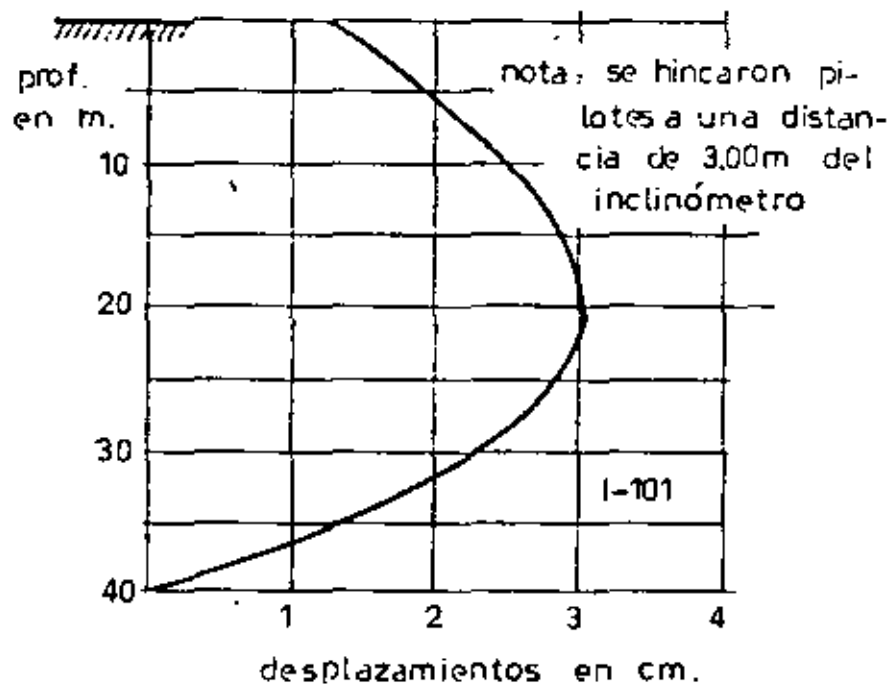


Fig. 4.16 PERFIL DE UN INCLINOMETRO LOCALIZADO CERCA DE LA ZONA PILOTEADA

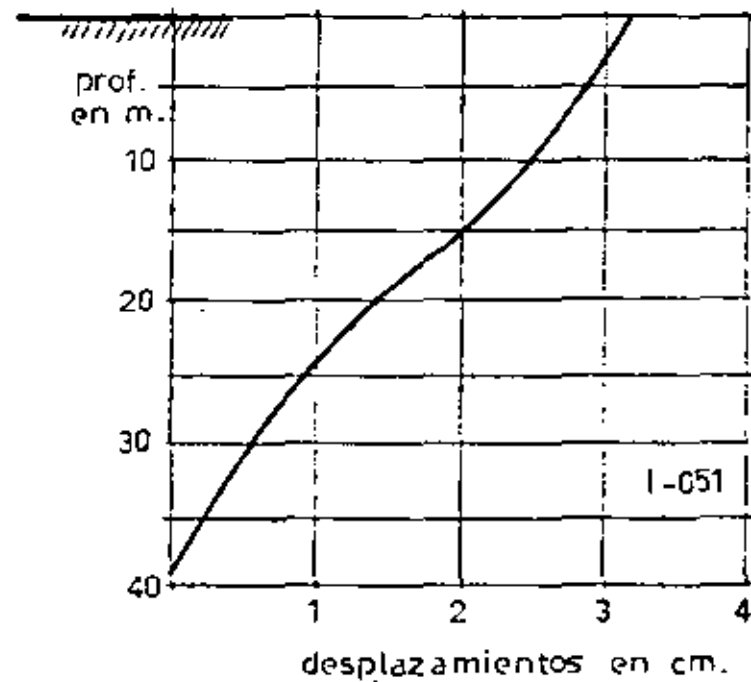


Fig. 4.17 PERFIL DE UN INCLINOMETRO LOCALIZADO LEJOS DE LA ZONA PILOTEADA

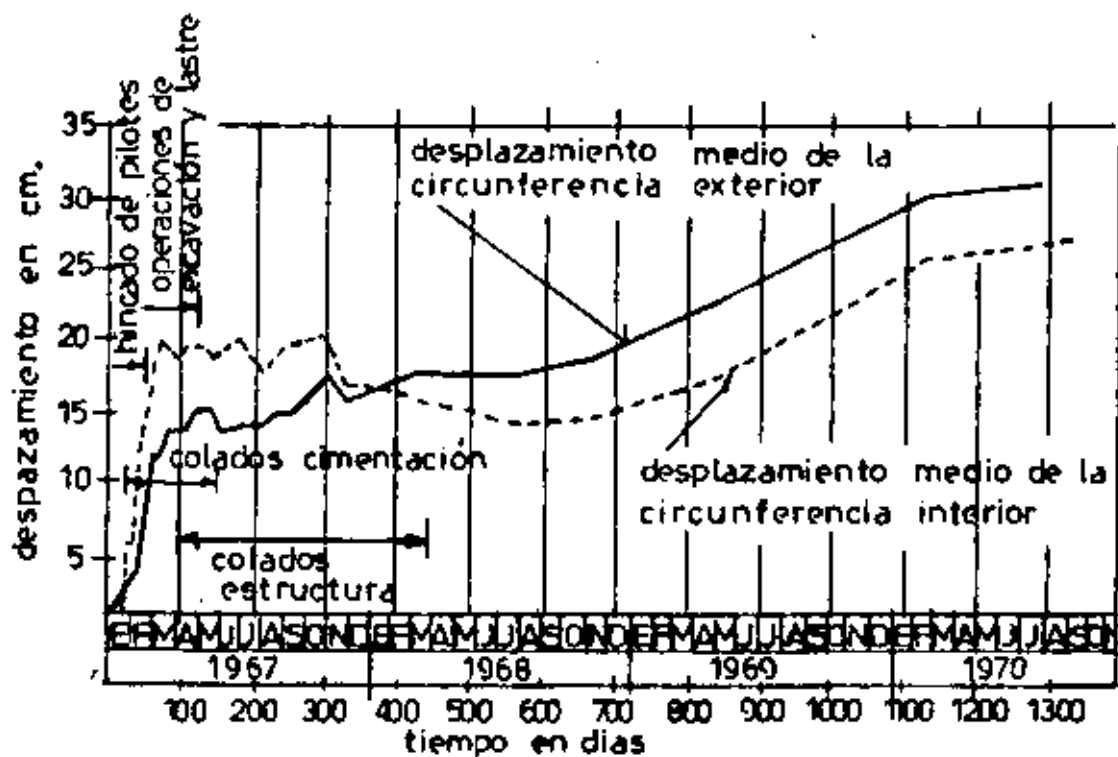


Fig. 4.18 MOVIMIENTOS VERTICALES GENERALES DE LA ESTRUCTURA ANTES Y DESPUES DE LA CONSTRUCCION

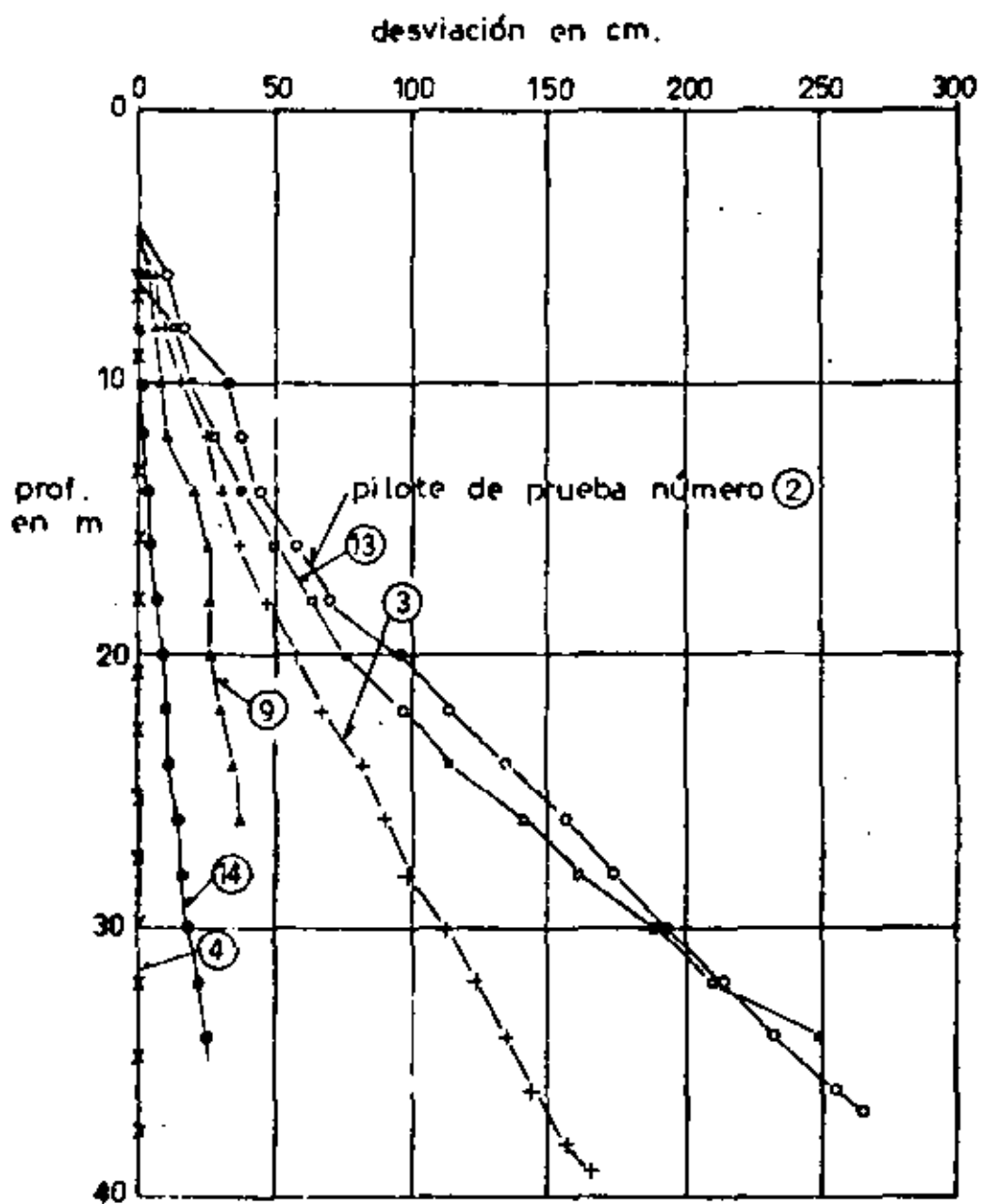


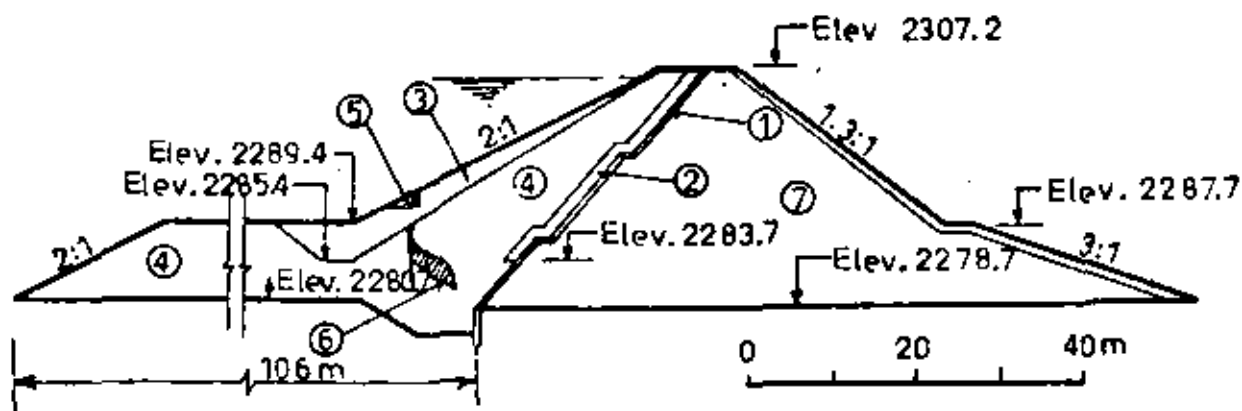
Fig. 4.19 DESVIACION DE LA VERTICAL DE LOS PILOTES

en el estado de México tiene como objetivo almacenar agua para riego. Esta presa ha sido reconstruida dos veces por presentar problemas de filtraciones excesivas que ponían en peligro su estabilidad.

Su cimentación está constituida por dos estratos de limos arenociliosos de espesor variable entre 4 y 13 metros intercalados con un estrato de arena de menor espesor.

La primera presa de 28.5 m. de altura fué de enrocamiento con una losa de concreto en su talud aguas arriba que se unía en su base a un dentellón también de concreto de 26 m. de profundidad. Durante la construcción y su primer llenado se presentaron grandes asentamientos llegando a un máximo de 2.10 m. abatiéndose el embalse al observar esta situación. Cuatro años después se intentó subir el embalse presentándose una fuga del orden de  $4 \text{ m}^3/\text{seg.}$  por lo que se vació el embalse encontrándose que la losa de concreto había fallado por flexión.

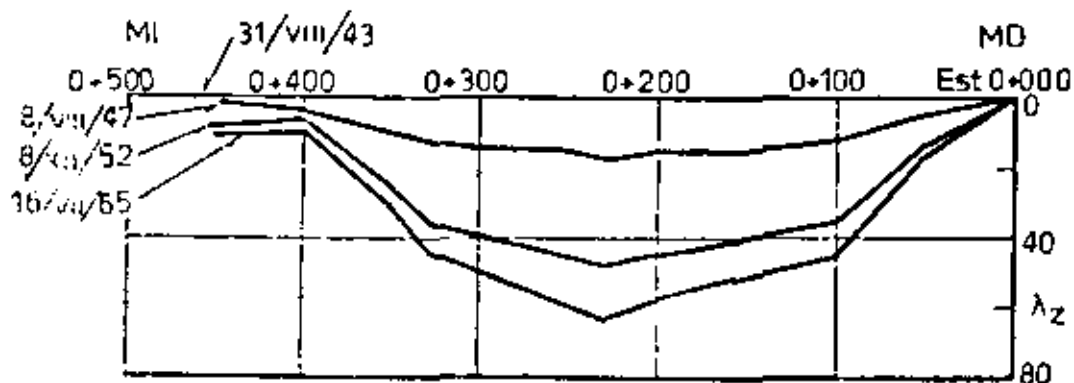
Posteriormente se reconstruyó la cortina colocándole un corazón impermeable de arcilla, sobre su antiguo talud - aguas arriba y una berma de 100 m. de largo y 8 m. de altura para aumentar su estabilidad fig. (4.20), años después con el vaso casi lleno se presentó una filtración de  $0.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  por lo que se abatió el embalse observán-



Elev. elevación en m.

- |                     |  |
|---------------------|--|
| 1) losa de concreto | 4) corazón impermeable                                 |
| 2) filtro           | 5) banqueta provocada por hundimiento del enrocamiento |
| 3) enrocamiento     | 6) cavidad y grieta descubiertas en abril 1953         |
|                     | 7) relleno   |

Fig. 4.20 SECCION MAXIMA DE LA SEGUNDA CORTINA



MI margen izquierda

MD margen derecha

Est estación en m.  $\lambda_z$  asentamiento en cm.

Fig. 4.21 ASENTAMIENTOS EN LA CORONA DE LA PRESA REGISTRADOS A PARTIR DEL 31 DE AGOSTO DE 1943

dose en el talud aguas arriba una grieta longitudinal al eje de la cortina de 40 cm. de ancho y una cavidad de -- 2 m. de altura y 3 m. de ancho, además se descubrieron -- también grietas transversales.

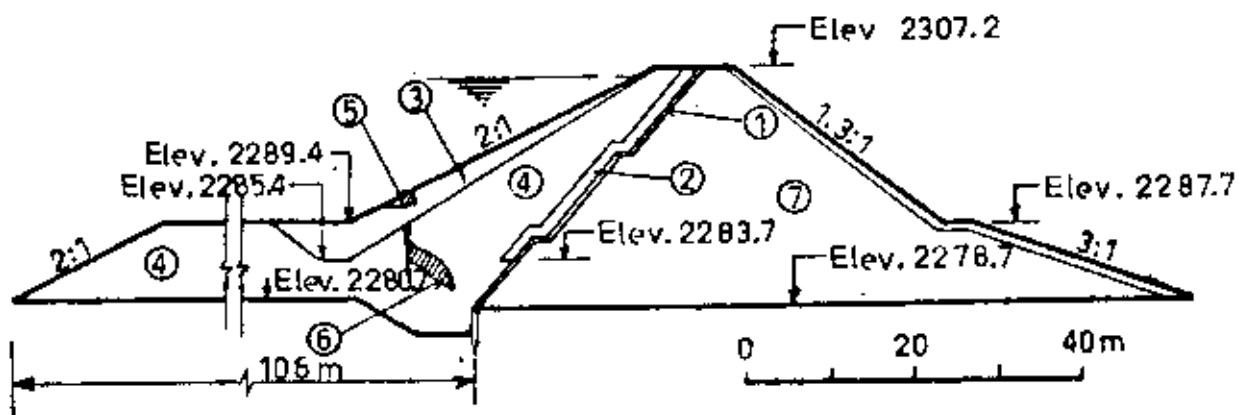
Esta presa tenía como única instrumentación bancos de nivel sobre la corona de la cortina, observándose los -- asentamientos mostrados en la fig. (4.21).

En 1968 se reconstruyó otra vez y se sobrelevó, quedando la sección de la cortina como se muestra en la fig. - (4.22). Para tal fin se removió el enrocamiento de protección del talud aguas arriba, el material impermeable del corazón, la losa de concreto y parte del enrocamiento -- aguas abajo excavándose además una trinchera en la cimentación en la zona ocupada por el dentellón.

La nueva cortina fué ampliamente instrumentada colocándole inclinómetros, piezómetros abiertos, piezómetros -- neumáticos, celdas de presión neumáticas, extensómetros de potenciómetro y extensómetros transversales, así como testigos superficiales y una red de triangulación como se muestra en las figs. (4.23) y (4.24).

El objetivo de esta instrumentación fué el de vigilar el comportamiento de la estructura, controlar su operación y entender el mecanismo de deformación de la cortina bajo el efecto de la carga hidráulica impuesta por el embalse.





Elev. elevación en m.

1) losa de concreto

2) filtro

3) enrocamiento

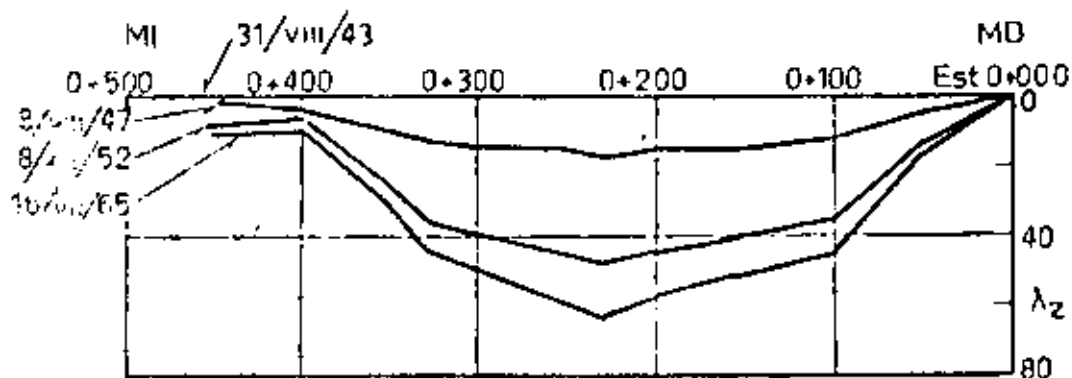
4) corazón impermeable

5) banqueta provocada por hundimiento del enrocamiento

6) cavidad y grieta descubiertas en abril 1953

7) relleno

Fig. 4.20 SECCION MAXIMA DE LA SEGUNDA CORTINA

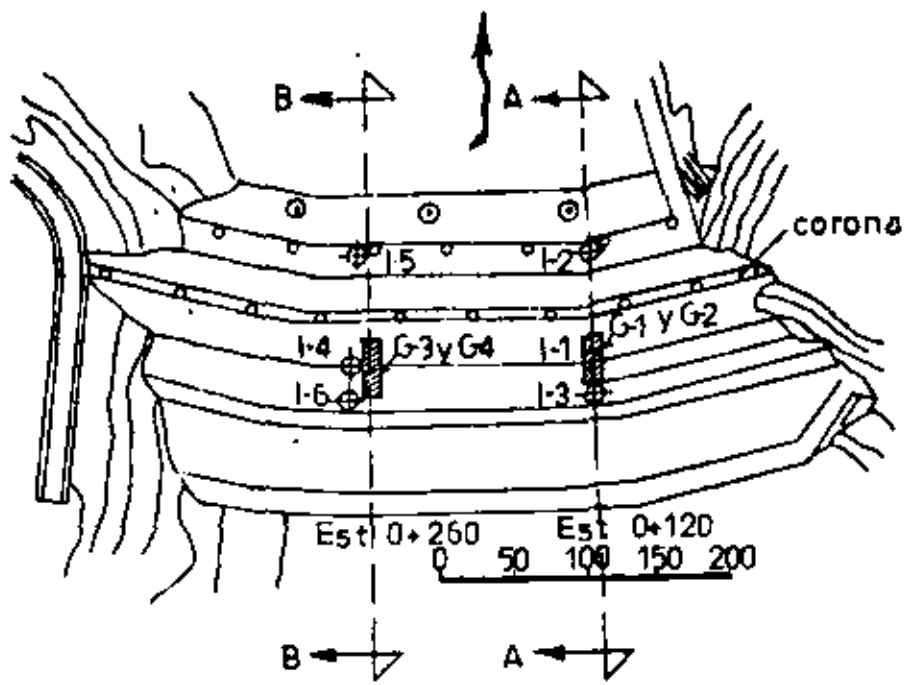


MI margen izquierda

MD margen derecha

Est estación en m.  $\lambda_2$  asentamiento en cm.

Fig. 4.21 ASENTAMIENTOS EN LA CORONA DE LA PRESA REGISTRADOS A PARTIR DEL 31 DE AGOSTO DE 1943



- ⊙ piezómetros abiertos
- ⊕ inclinómetros
- testigos superficiales
- ▨ grupos de instrumentos detallados en la fig. 4.24

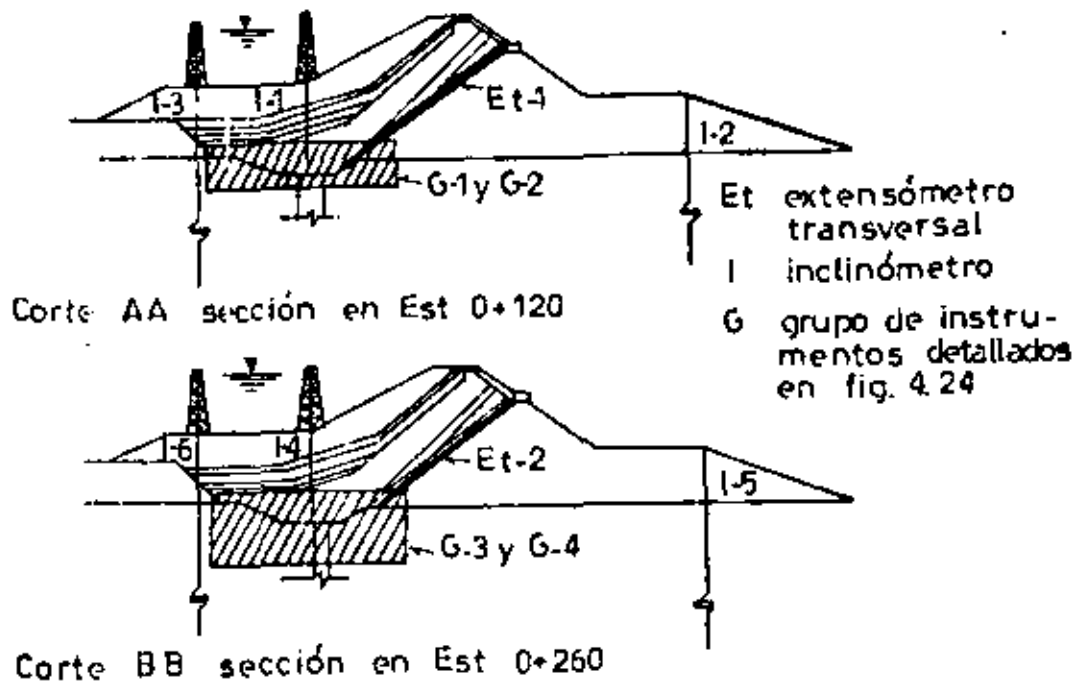


Fig. 4.23 INSTRUMENTACION PRESA GUADALUPE MEX.

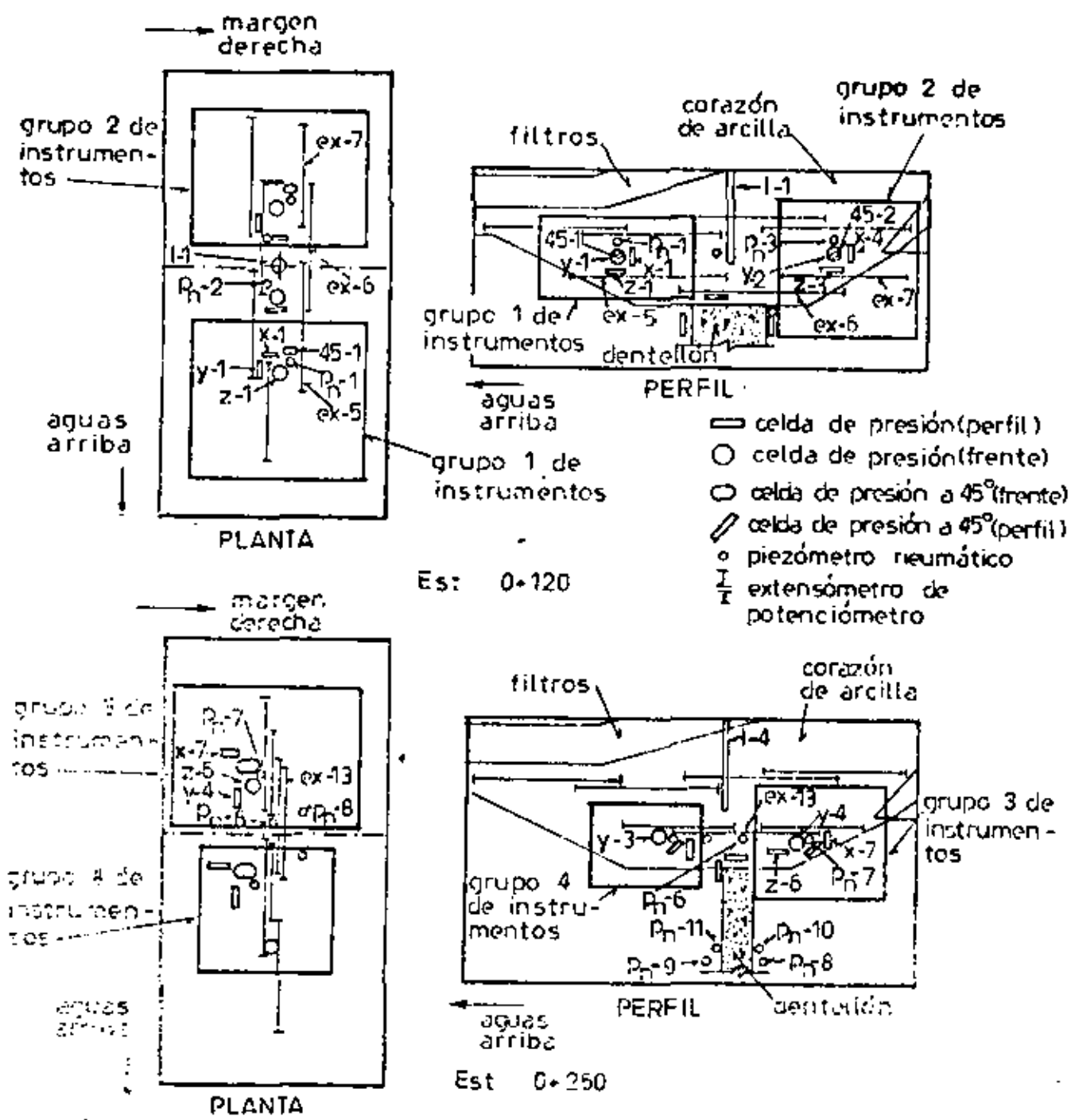
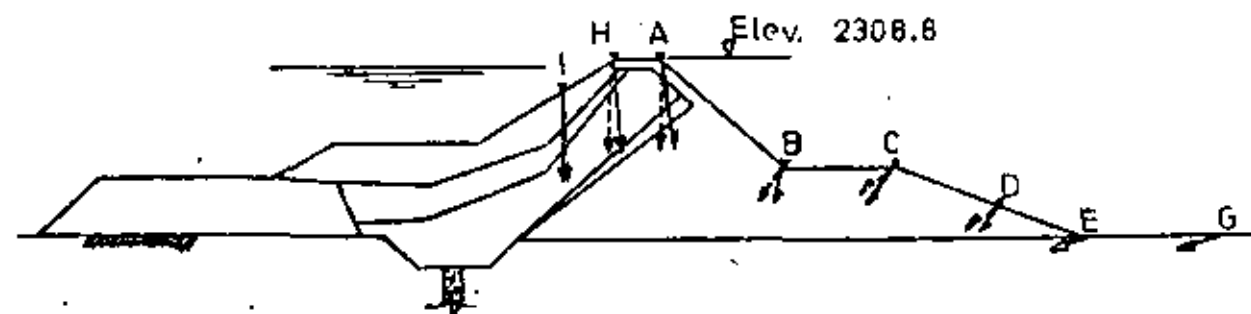


Fig. 4.24 DETALLES DE LA INSTRUMENTACION DE LA PRESA GUADALUPE MEX

Los desplazamientos generales observados en la cortina por medio de inclinómetros y de testigos superficiales, se muestra en las figs. (4.25) y (4.26) en donde se ha visto que por las diferentes direcciones de los movimientos aguas arriba y aguas abajo de la cortina es probable que existan zonas de tensión particularmente en la trinchera de arcilla. Para confirmar lo anterior se analizaron los datos de las celdas de presión, piezómetros neumáticos y extensómetros instalados en esta zona.

En el grupo 1 de instrumentos localizados en la trinchera, aguas arriba del dentellón en la estación 0+120, fig. (4.27) se observó que el esfuerzo vertical registrado era menor que los horizontales, en base a esto, con el esfuerzo registrado en la celda a 45° y restando la presión de poro medida en los piezómetros se determinó la variación de los esfuerzos efectivos principales mayor y menor ( $\bar{\sigma}_1$  y  $\bar{\sigma}_3$ ) como se ve en la fig. (4.27) en donde se observa que el esfuerzo principal menor se hace igual ó menor que cero cuando se abate el embalse creándose esfuerzos de tensión.

En la misma figura se muestran los desplazamientos de los extensómetros en los cuales se aprecia que el extensómetro E-5 tiene una extensión brusca coincidiendo con la fecha en que el esfuerzo principal menor se vuelve de ten



0 20 50cm ①

--- 1/vii/71 ②  
 --- 1/xii/71 ②

- 1) escala de desplazamientos
- 2) vectores desplazamiento
- ABC...testigos superficiales

Fig. 4.25 PRESA GUADALUPE DESPLAZAMIENTOS EN LOS TESTIGOS SUPERFICIALES

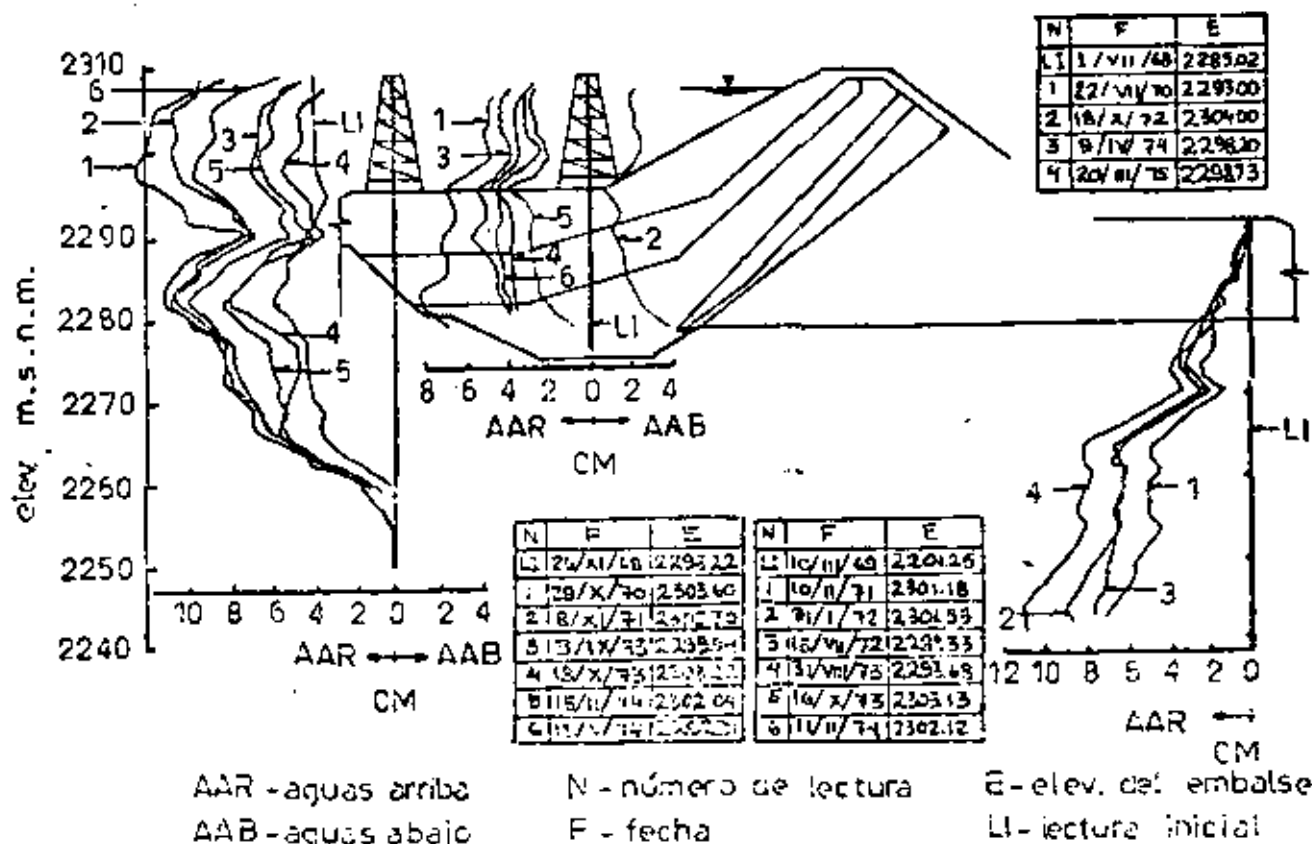


Fig. 4.26 PRESA GUADALUPE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN LOS INCLINOMETROS, 1-2 e 1-3.

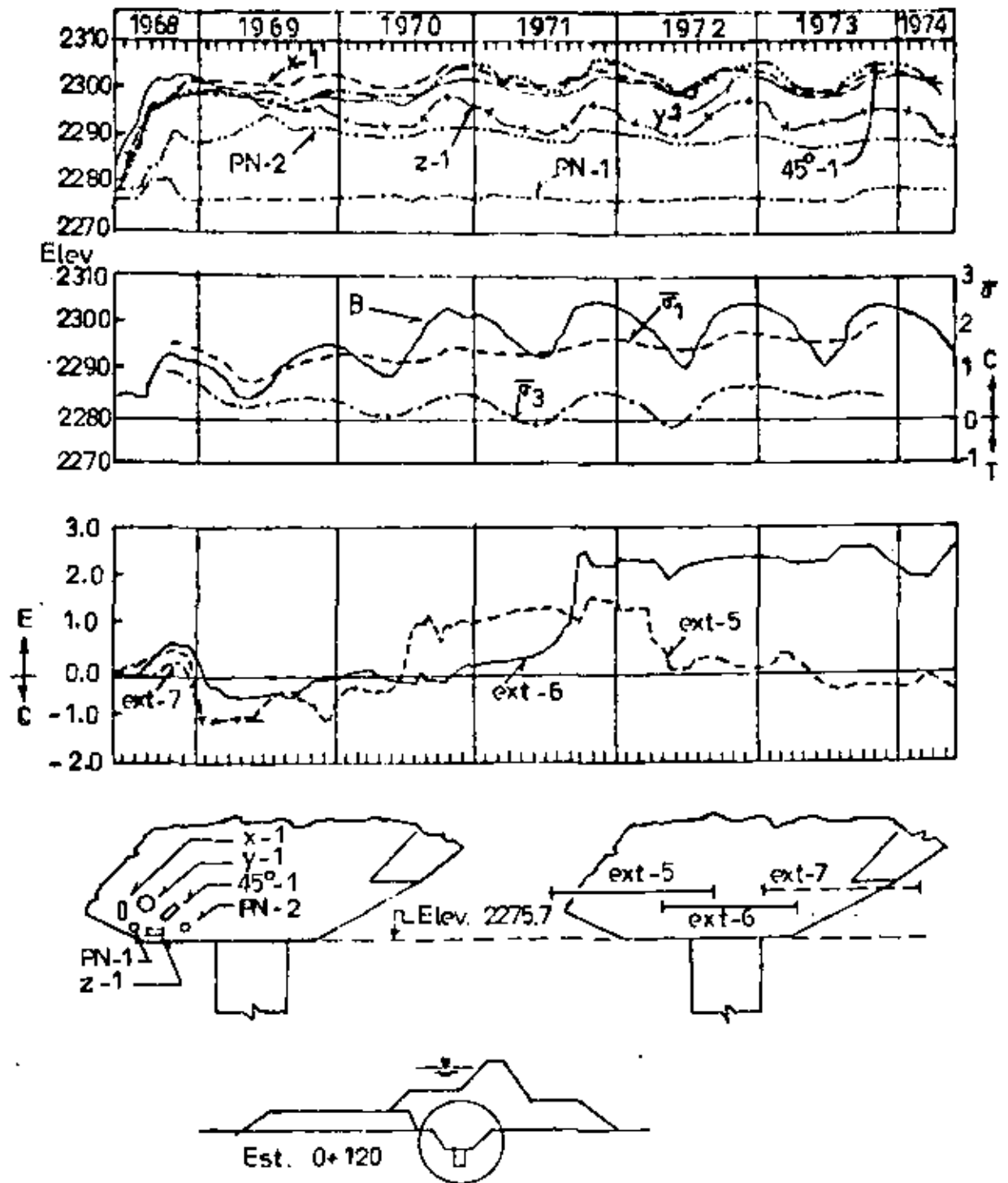


Fig. 4.27 LECTURAS DE CELDAS DE PRESION, PIEZOMETROS Y EXTENSOMETROS EST. 0+120, GRUPO 1

lo que se puede interpretar como la formación de una - - grieta, este fenómeno se repite posteriormente en el extensómetro E-6.

En el grupo 2 de instrumentos localizado en la trinchera aguas abajo del dentellón en la misma estación fig. - (4.28) se hizo el mismo análisis observándose que los esfuerzos efectivos son siempre de compresión y que los -- desplazamientos del extensómetro E-7 instalado en este - sitio también son de compresión.

Los datos obtenidos del grupo 3 de instrumentos localizados en la estación 0+260 aguas abajo del dentellón se - analizaron de la misma forma que los anteriores obteniéndose las gráficas de la fig. (4.29) en donde se observan esfuerzos de tensión coincidiendo con la presa llena, esto se ha interpretado como un efecto de asentamientos diferenciales producidos por la carga de agua del embalse, ya que en esta estación la trinchera está sobre un estrato de limo arenociloso de mayor espesor. El extensómetro E-13 colocado en esta zona presenta como en los casos anteriores una extensión brusca coincidiendo con la fecha en la que se tuvieron esfuerzos de tensión fig.(4.29).

En el grupo 4 de instrumentos localizado en la misma - estación aguas arriba del dentellón, se observó después de analizar sus datos, esfuerzos de compresión únicamente

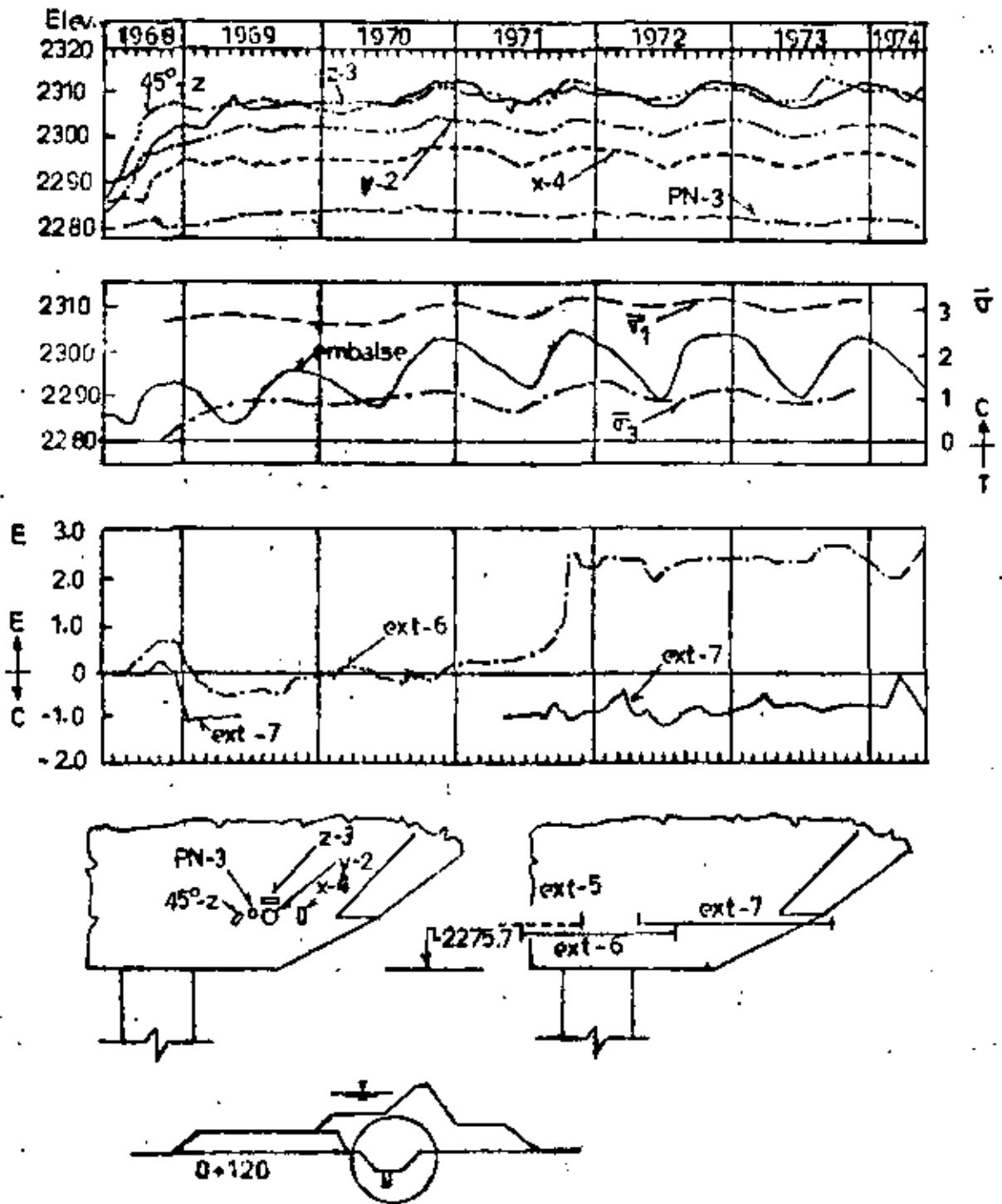


Fig. 4.20 OBSERVACIONES EN CELDAS DE PRESION, PIEZOMETROS NEUMATICOS Y EXTENSOMETROS EN LA ESTACION 0+120, GRUPO 2



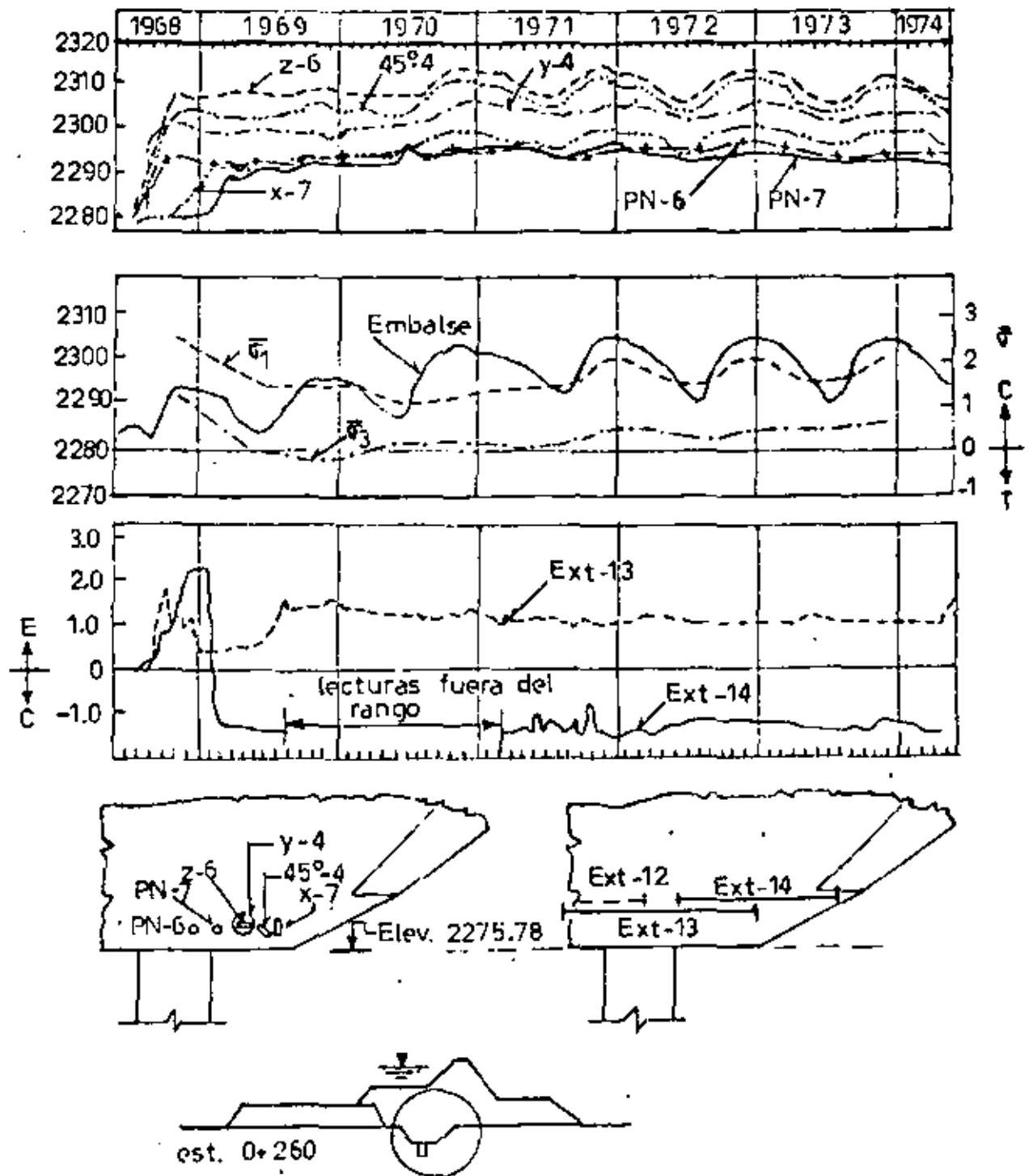


Fig. 4.29 OBSERVACIONES EN CELDAS DE PRESION PIEZOMETROS NEUMATICOS Y EXTENSOMETROS EN LA ESTACION 0+260, GRUPO N° 3.

78  
como en el caso del grupo 2 de instrumentos.

Como se ve en el comportamiento antes descrito el motivo de las fallas de las cortinas anteriores fué la formación de grietas por esfuerzos de tensión en materiales rígidos (losa de concreto en la primera cortina y corazón de arena arcillosa en la segunda cortina), la tercera cortina tiene un corazón flexible de arcilla plástica y materiales de filtro autosellantes que evitan las filtraciones por las grietas formadas. Hasta la fecha no se han observado filtraciones significativas ni presiones excesivas en los piezómetros abiertos colocados al pie del talud aguas abajo, por lo que se considera que la cortina tiene un comportamiento satisfactorio.

## 5 CONCLUSIONES

5.1 Existen una gran cantidad de principios de medición y de instrumentos que permiten observar y cuantificar los fenómenos que ocurren en las obras de tierra y cimentaciones de estructuras. La selección de los dispositivos adecuados en cada caso se hace en base a las características de los aparatos (sensibilidad, repetibilidad, rango, etc.) y a las necesidades que se tengan, tomando en cuenta el factor económico.

5.2 La instrumentación de cualquier obra se diseña - persiguiendo fines específicos, definiendo las variables que interesan en función de estos objetivos. La información que se obtenga solo será de utilidad con un amplio conocimiento del fenómeno en estudio y del comportamiento del suelo.

5.3 Por medio de la instrumentación se puede llegar a comprender el proceso de deformaciones y la distribución de esfuerzos en la masa de hielo, siendo posible comparar estos resultados con los predichos teóricamente verificándose así la validez de las hipótesis de diseño y determinándose en cada caso el intervalo de validez de las teorías.

5.4 La instrumentación permite detectar un comportamiento inadecuado cuando apenas se inicia, siendo posible aplicar las medidas correctivas necesarias antes de que represente un problema de gravedad.

5.5 Por medio de los resultados de la instrumentación se obtiene el máximo de experiencia de una obra, la cual se aprovecha para el diseño de obras futuras.

5.6 Dada la gran cantidad de aparatos que existen y - las incertidumbres que en toda obra se presentan, siempre es justificable instrumentar una obra aunque sea en forma muy simple.

## BIBLIOGRAFIA.

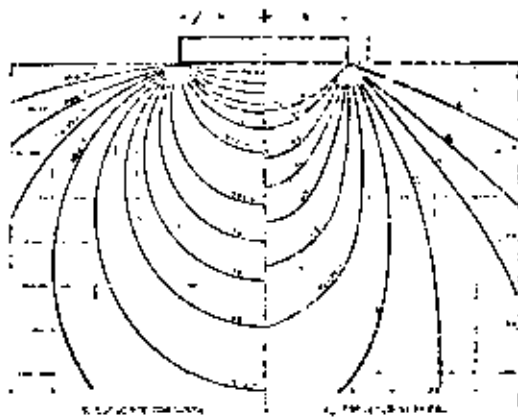
- 1.-ADVANTAGES AND LIMITATIONS OF OBSERVATIONAL METHOD IN -  
APPLIED SOIL MECHANICS. R.B. Peck. Novena conferencia "Rankine". Revista Géotechnique 19, N°2. pp 171-178. 1969.
- 2.-EXPERIMENTAL METHODS FOR ENGINEERS. J.P. Holman. Mc Graw-Hill Company. 2ª edición.
- 3.-ACCURACY OF FIELD DEFORMATION MEASUREMENTS. James P. ---  
Gould, C. John Dunnicliff. Memorias del 4º Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos 1971, tomo I. pp 313-361.
- 4.-EQUIPMENT FOR FIELD DEFORMATION MEASUREMENTS. James P. --  
Gould, C. John Dunnicliff. Memorias del 4º Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos 1971, tomo II. pp 319-332.
- 5.-FOUNDATION INSTRUMENTATION. T.H. Hanna. Series on rock  
and soil mechanics. Trans Tech Publications. 1973.
- 6.-CONSTRUCCION DE DRENEJOS PROFUNDOS DE GRAN LONGITUD EN SUE-  
LOS MUY BLANDOS. J. José Hanel C., Rodrigo Murillo. Reporte  
para el X Congreso Nacional de Ingeniería Civil. 1976.
- 7.-DESLIZAMIENTOS EN LA CARRETERA TIJUANA-ENSENADA. A. Rico  
Rodríguez, G. Springall C. Memorias de la 7ª Reunion Nacional  
de Mecánica de Suelos. México. 1974.
- 8.-CARACTERISTICAS, INSTRUMENTACION Y COMPORTAMIENTO INICIAL  
DE LA CIMENTACION DEL PALACIO DE LOS DEPORTES. Daniel Rezendiz.

Revista "Ingeniería" ,U.N.A.M. N°4 octubre de 1968. pp 594-622.

9.-COMPORTAMIENTO DE PRESAS EN MEXICO. COMPORTAMIENTO DE LA PRESA "GUADALUPE". J. Alberro, J. Flores N. 1975. pp 3-39.

10.-INSTRUMENTACION PARA EL CONTROL ESTRUCTURAL DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO. Dámaso Roldán F. Tesis de Maestría -- 1975. U.N.A.M.

11.-SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE. R.B. Peck, K. Terzaghi. John Wiley & Sons Inc. 2ª Edición. 1967. pp 627-681.



# I. DISTRIBUCION DE PRESIONES

En la Mecánica de Suelos existen diversas teorías por medio de las cuales se puede calcular la distribución de presiones dentro de la masa del suelo. Estas teorías demuestran que una carga aplicada al suelo aumenta los esfuerzos verticales en toda la masa. El aumento es mayor debajo de la carga pero se extiende en todas direcciones. A medida que aumenta la profundidad, disminuye la concentración de esfuerzos debajo de la carga.

**TEORIA DE BOUSSINESQ.** Esta teoría supone una masa de suelo homogénea, elástica e isotrópica que se extiende infinitamente por debajo de una superficie de la masa. El incremento del esfuerzo vertical,  $\Delta\sigma_z$ , a la profundidad  $z$  y a una distancia horizontal  $r$  del punto de aplicación de la carga  $Q$ , se calcula por medio de la fórmula siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

En el apéndice No. I aparece la gráfica de Fadum para valores de Boussinesq para un área rectangular uniformemente cargada. En los apéndices II y III aparecen tabuladas las soluciones de Boussinesq para carga concentrada y para área circular uniformemente cargada.

**TEORIA DE WESTERGAARD.** Esta teoría se ajusta más a las condiciones elásticas de una masa estratificada de suelo. Se supone una masa homogénea elástica reforzada por finas láminas horizontales no deformables, de espesores despreciables. La fórmula para calcular el incremento del esfuerzo vertical, producido por una carga concentrada aplicada en la superficie de un suelo compresible, es la siguiente:

*Ing. Ma. Dolores Hernández*

guiente:

$$\sigma_x = \frac{q}{8z^2} \left[ 1 - 2\left(\frac{r}{z}\right)^2 \right]^{3/2}$$

En el apéndice IV aparece la gráfica de Nøstergaard.

ESFUERZOS BAJO DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA. A continuación se mencionan diferentes condiciones de carga superficiales de interés práctico:

- a) Carga lineal de longitud infinita; para este caso se usa la fórmula:

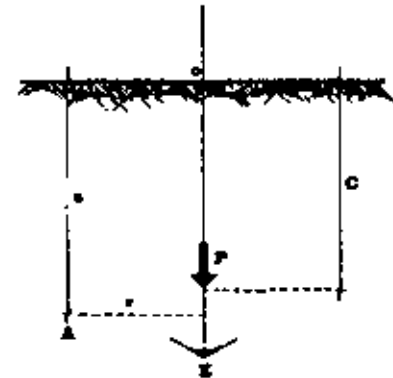
$$\sigma_x = \frac{p}{k} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2}$$

- b) Área circular uniformemente cargada (Apéndice V)  
 c) Carga rectangular de longitud infinita (Apéndice VI)  
 d) Carga trapecial de longitud infinita (Apéndice VII)

LA CARTA DE NEWMARK. Newmark desarrolló un método gráfico sencillo que permite obtener rápidamente los esfuerzos verticales [12] transmitidos a un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y elástico para cualquier condición de carga uniforme repartida sobre la superficie del medio. Esta carta es especialmente útil cuando se tienen varias áreas cargadas, aplicando cada una de ellas diferentes presiones a la superficie del medio. (Ver problema No. 7).

SOLUCIÓN DE FADUM. Fadum da los valores de influencia de una carga lineal como la transmitida por una zapata corrida. Para problemas de este tipo se utiliza la gráfica del apéndice IX.

PROBLEMA DE MIDLIN. Se supone la existencia de un sólido que ocupa la región del espacio  $Z$  en cuyo interior obra una carga concentrada  $P$ , aplicada en un punto  $z = c$ ,  $r = 0$ . Se trata de calcular el estado de esfuerzos en la masa para el punto de aplicación de la carga.



El problema de Boussinesq es una particularización del anterior, con lo que la carga concentrada queda aplicada en la frontera del medio.

## Problemas Resueltos

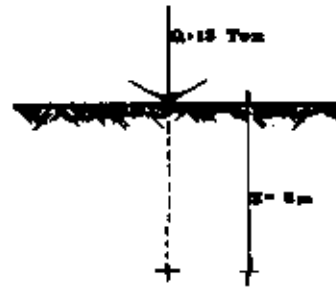
Calcule el esfuerzo que produce una carga concentrada de 15 toneladas a una profundidad de 6 metros:

- a) Usando la fórmula de Boussinesq  
 b) Usando la tabla propuesta por Boussinesq



SOLUCION:

- a) Para calcular los esfuerzos en el suelo, según la teoría de Boussinesq que supone una masa de suelo homogénea, elástica e isotrópica que se extiende infinitamente en todas direcciones.



por debajo de la superficie del suelo, se tiene:

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

Para el caso analizado:  $r = 0$ , sustituyendo valores:

$$\sigma_z = \frac{(3)(15)}{2\pi(6)^2} \cdot (1) = \frac{45}{226.195}$$

$$\sigma_z = 0.19894 \text{ ton/m}^2 = 198.94 \text{ kg/m}^2$$

R

- b) Como  $r/z = 0$ , entrando a la tabla del apéndice II se obtiene:

$$P_0 = 0.4775$$

Aplicando la expresión:  $\sigma_z = \frac{P}{z^2} P_0$

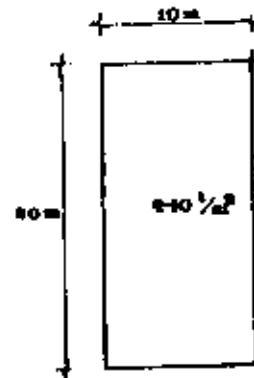
$$\sigma_z = \frac{15}{36} \cdot 0.4775 = \frac{0.19895 \text{ ton/m}^2}{36} = 198.95 \text{ kg/m}^2$$

R

2

Una cimentación de 10 x 20 metros soportará una carga uniforme de 10 ton/m<sup>2</sup>. Calcular las presiones verticales en una esquina a profundidades de 10, 20 y 30 metros. Graficar los valores obtenidos.

SOLUCION:



Para resolver este tipo de problemas en que se tienen áreas rectangulares es conveniente emplear las gráficas de Boussinesq para lo cual se necesita calcular los parámetros m y n con los cuales se entra a las gráficas mencionadas. m y n se definen como:

$$m = \frac{x}{z} \quad y \quad n = \frac{y}{z}$$

x es la longitud de un lado del área rectangular.

y es la longitud del otro lado del área.

z es la profundidad a la cual se quiere conocer el esfuerzo.

m e y son intercambiables.

Habiendo obtenido  $M_0$ , con los parámetros m y n, se aplica

la fórmula:

$$\sigma_z = M_0 q$$

para obtener la magnitud del esfuerzo.

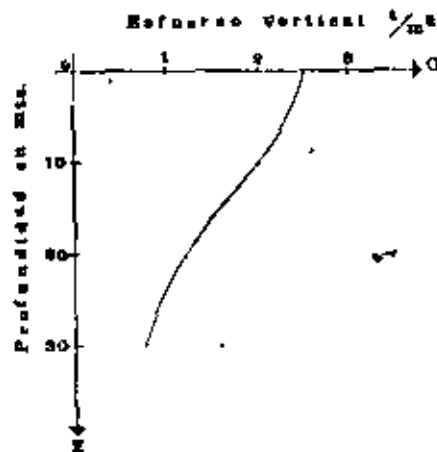
Con objeto de facilitar la solución de este tipo de problemas, a continuación se presenta la siguiente tabla:

Escogiendo  $x = 20$  mts;  $y = 10$  mts.

z	$m = \frac{x}{2}$	$n = \frac{y}{2}$	$W_0$	$q$	$z_0$
0	-	-	0.25	10	2.5
10	2	1	0.20	10	2.0
20	1	0.5	0.12	10	1.2
30	0.66	0.33	0.075	10	0.75

Los valores de la columna 4 se obtienen de las gráficas de Boussinesq (apéndice No. 1)

Graticando, se tiene:



Calcular el esfuerzo a una profundidad de 3 metros y a 2,4 metros del centro de una zapata cuadrada de 3 metros de lado y que transmite una presión de  $1.5 \text{ Kg/cm}^2$ :

- Usando la ecuación de Westergaard
- Usando las gráficas de Westergaard

SOLUCION:

a) Westergaard supone en su teoría, como ya se mencionó, una masa homogénea, elástica reforzada por finas láminas horizontales no deformables de espesores despreciables. La fórmula para calcular el esfuerzo vertical producido por una carga concentrada aplicada en la superficie del suelo es:

$$z = \frac{Q}{0.2^2 \left[ 1 + 2 \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{3/2}}$$

Q, r y z significan lo mismo que en la fórmula de Boussinesq.

Para resolver el problema se tiene que:

$$z = 3.0 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$r = 2.4 \text{ m} = 240 \text{ cm}$$

Para poder aplicar la expresión, es necesario convertir la carga uniforme a una equivalente concentrada:

$$Q = 1.5 \text{ Kg/cm}^2 \times 90,000 \text{ cm}^2 = 135,000 \text{ kg}$$

Sustituyendo valores:

$$\sigma_z = \frac{135,000}{1300^2 \left[ 1 + \left( \frac{240}{300} \right)^2 \right]^{3/2}} = \frac{135,000}{972639.36} = 0.138 \text{ kg/cm}^2$$

R

$$\sigma_z = 0.138 \text{ kg/cm}^2$$

b) Considerando que el ancho de la zapata es de 3 m, de acuerdo a la gráfica que se presenta en el apéndice No. IV, se tiene que  $B = 3$  mts.

Si  $B$  es igual a 3 metros, 2.4 metros equivalen a  $0.8 \cdot B$ , siendo esta la distancia horizontal del punto.

Entrando a la gráfica con  $B$  y  $0.8 B$ , se obtiene:

$$\sigma_z = 0.09 \text{ q}$$

por lo tanto:

$$\sigma_z = 0.09 \times 1.5 = 0.135$$

$$\sigma_z = 0.135 \text{ kg/cm}^2$$

R

Nótese que para obtener el resultado según la gráfica, se emplea la carga uniforme dada.

Construir una carta de Newmark con una escala  $z = 5$  cm.

SOLUCIÓN:

Newmark desarrolló un método gráfico sencillo que permite obtener rápidamente los esfuerzos transmitidos a un medio seminfinito, homogéneo, isótropo y elástico para cualquier condición de -

carga uniformemente repartida sobre la superficie del suelo. Esta carta es especialmente útil cuando se tienen varias áreas cargadas, que transmiten diferentes presiones a la superficie del suelo.

El método se basa en la ecuación:

$$\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{1}{1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2} \right]^{3/2}$$

Que corresponde al esfuerzo vertical bajo el centro de un área circular uniformemente cargada. Esta ecuación se puede escribir:

$$\frac{\sigma_z}{q} = 1 - \left( \frac{1}{1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2} \right)^{3/2}$$

Si en esta ecuación se da a  $\frac{r}{z}$  el valor de 0.1, se encuentra que  $\sigma_z/q$  resulta ser 0.27; es decir, que si se tiene un círculo cargado de radio  $r = 0.27 z$ , donde  $z$  es la profundidad de un punto A bajo el centro del círculo, el esfuerzo en dicho punto A será:

$$\sigma_z = 0.1 \cdot q$$

Si este círculo de  $r = 0.27 z$  se divide en un número de segmentos iguales, cada uno de ellos contribuirá al esfuerzo  $\sigma_z$  total en la misma proporción. Si se divide el círculo en 20 partes, como es usual en las cartas de Newmark, cada segmento cooperará para el esfuerzo  $\sigma_z$  con:

$$\frac{0.1 \cdot q}{20} = 0.005 \cdot q$$

El valor de 0.005 es el valor de influencia correspon-

4

diente a cada uno de los segmentos circulares considerados.

Supónganse ahora valores de 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, y 0.9 a la relación  $r/z$ ; los correspondientes valores para la relación  $r/z$  serán:

Para 0.2	$r/z = 0.40$
Para 0.3	$r/z = 0.52$
Para 0.4	$r/z = 0.64$
Para 0.5	$r/z = 0.77$
Para 0.6	$r/z = 0.92$
Para 0.7	$r/z = 1.12$
Para 0.8	$r/z = 1.39$
Para 0.9	$r/z = 1.91$

Las cantidades anteriores son los radios de círculos concéntricos con los cuales se formará la carta de Newmark.

Para  $r/z = 1$ , resulta que el radio del círculo correspondiente es ya infinito para cualquier  $z$  diferente de cero, por lo que las áreas que se generan por la prolongación de los radios vectores que se utilizaron para subdividir los círculos en segmentos iguales, fuera del círculo  $r/z = 0.9$ , aún siendo infinitas, tienen la misma influencia sobre el punto A que las restantes dibujadas.

Obtánganse los radios de los círculos según  $z = 5$  cm:

$r = 0.27 (5) = 1.35$	cm.
$r = 0.40 (5) = 2.0$	"
$r = 0.52 (5) = 2.6$	"

$r = 0.64 (5) = 3.2$	cm.
$r = 0.77 (5) = 3.85$	"
$r = 0.92 (5) = 4.6$	"
$r = 1.12 (5) = 5.55$	"
$r = 1.39 (5) = 6.95$	"
$r = 1.91 (5) = 9.55$	"

Que son los radios de los círculos para la carta pedida.

Otra forma de obtener la relación  $r/z$ , para construir la carta de Newmark es entrando con los valores de 0.1, 0.2, ..., 0.9 de  $M$  a la tabla de Boussinesq sobre valores de influencia para área circular uniformemente cargada.

La carta resultante se presenta en el apéndice No. VIII.

Resolver el problema número 2 utilizando la carta de Newmark.

SOLUCION:

Para aplicar la carta de Newmark se emplea la fórmula:

$$r_z = q N I$$

donde  $q$  es la carga unitaria distribuida,  $N$  es el número de cuadros e  $I$  es el coeficiente de influencia de cada cuadro, siendo igual a 0.005.

Considérese que la escala que muestra la carta equivale a 10 metros, o sea, para calcular el esfuerzo a 10 metros de profun-

didad. Se dibuja el área rectangular dada en papel transparente y se coloca el punto donde se requieren conocer los esfuerzos, en el centro de los círculos de la carta de Newmark; se cuenta el número de cuadros y se aplica la fórmula arriba indicada.

Para  $z = 10$  m, se tiene  $N = 42$  cuadros.

Sustituyendo:

$$\sigma'_z = (10) (42) (0.005) = 2.1 \text{ ton/m}^2$$

Ahora se dibuja el área considerando que la escala dada en la carta de Newmark son 20 metros:

Para  $z = 20$  m, se tiene que  $N = 26.5$  cuadros

$$\sigma'_z = (10) (26.5) (0.005) = 1.32 \text{ ton/m}^2$$

Procediendo de igual manera que en los casos anteriores:

Para  $z = 30$  m, se tiene que  $N = 17$  cuadros

$$\sigma'_z = (10) (17) (0.005) = 0.85 \text{ ton/m}^2$$

Obsérvese que los valores de influencia calculados con este procedimiento son aproximadamente iguales a los obtenidos en el problema 2.

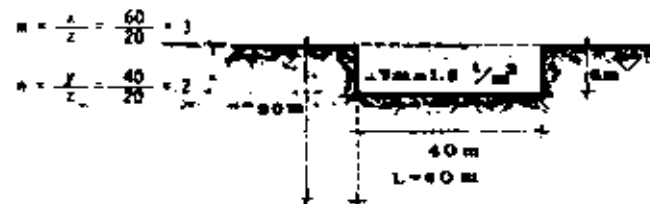
Si la excavación de un edificio rectangular de 60 metros de largo por 40 metros de ancho es de 6 metros de profundidad y el material excavado es arena húmeda cuyo peso volumétrico es  $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$ . ¿Cuál es la presión vertical reducida al remover el peso de la arena en un punto a 20 metros debajo de la superficie original del terreno y en una esquina?

SOLUCION:

En este caso se tiene:

$$m = \frac{x}{z} = \frac{60}{20} = 3$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{40}{20} = 2$$



Con estos valores se entra a la gráfica de Boussinesq ob-

teniendo:

$$k_0 = 0.232$$

Por otra parte; la descarga producida por la excavación será igual a:  $P = 1.8 \times 6 = 10.8 \text{ ton/m}^2$

Aplicando:  $\sigma = P k_0$ , se obtiene:  $\sigma = 10.8 \times 0.232 = 2.5056 \text{ ton/m}^2$

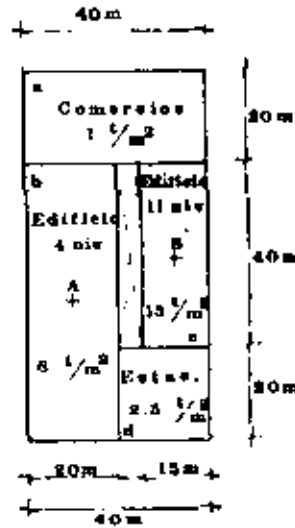
$$\sigma = 2.5056 \text{ ton/m}^2$$

R

Determinar la distribución de presiones en los puntos A y B de la planta del edificio de la figura mostrada a profundidades de 10, 20 y 30 metros. Usar la carta de Newmark y dibujar las envolventes obtenidas.

SOLUCION:

Para obtener los esfuerzos a una profundidad de 10 metros se considera que la escala dada en la carta son 10 metros y en base a dicha escala se dibuja el área dada, colocando el punto A sobre el centro de la carta y contando el número de cuadros correspondientes a cada una de las áreas, se aplica la fórmula de hemmark para cada área, obteniéndose así los esfuerzos parciales. El esfuerzo total será la suma de los esfuerzos parciales. Esta operación se repite para las profundidades de 20 y 30 metros.



Para el punto B se procede de igual forma.

Para z = 10 mts

A	B
Area a: N = 3.0	N = 4.1
Area b: N = 167.5	N = 9.0
Area c: N = 5.0	N = 145.0
Area d: N = 3.0	N = 2.4

Para z = 20 mts.

A	B
Area a: N = 3.75	N = 9.2
Area b: N = 115.4	N = 22.9
Area c: N = 13.5	N = 90.5
Area d: N = 6.2	N = 4.33

Para z = 30 mts.

A	B
Area a: N = 4.2	N = 8.2
Area b: N = 57.2	N = 25.2
Area c: N = 14.3	N = 57.8
Area d: N = 8.1	N = 6.2

Aplicando los resultados anteriores en la siguiente expresión:

$$\sigma = q \cdot N \cdot I$$

donde  $I = 0.005$

Se obtiene:

Para z = 10 mts.

$\sigma_a = 1 (0.005) (3) = 0.015$	$\sigma_a = 1 (0.005) (4.1) = 0.0205$
$\sigma_b = 6 (0.005) (167.5) = 5.025$	$\sigma_b = 6 (0.005) (9.0) = 0.27$
$\sigma_c = 13 (0.005) (5.0) = 0.325$	$\sigma_c = 13 (0.005) (145) = 9.425$
$\sigma_d = 2.5 (0.005) (3.0) = 0.0375$	$\sigma_d = 2.5 (0.005) (2.4) = 0.030$
$\sigma_t = 5.4025$	$\sigma_t = 9.7455$

Para z = 20 mts.

$\sigma_a = 1 (0.005) (3.75) = 0.018$	$\sigma_a = 1 (0.005) (9.2) = 0.046$
---------------------------------------	--------------------------------------

A	B
$b = 6 (0.905) (15.4) = 3.467$	$b = 6 (0.005) (22.9) = 0.687$
$c = 13 (0.005) (13.5) = 0.877$	$c = 13 (0.005) (90.5) = 5.882$
$d = 2.5 (0.005) (6.2) = 0.077$	$d = 2.5 (0.005) (4.33) = 0.054$
$\tau_z = 4.434$	$\tau_z = 6.669$

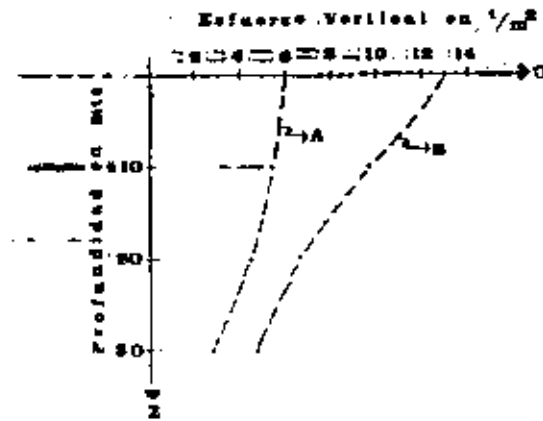
Para  $z = 30$  wts.

$b = 1 (0.005) (4.2) = 0.021$	$b = 1 (0.005) (8.2) = 0.041$
$c = 6 (0.005) (57.2) = 1.716$	$c = 6 (0.005) (20.2) = 0.756$
$e = 13 (0.005) (14.3) = 0.929$	$e = 13 (0.005) (57.8) = 3.757$
$d = 2.5 (0.005) (8.1) = 0.101$	$d = 2.5 (0.005) (6.2) = 0.077$
$\tau_z = 2.767$	$\tau_z = 4.611$

Tabulando los resultados finales:

z	A ( $T/m^2$ )	B ( $T/m^2$ )
10	5.4025	9.7450
20	4.4340	6.6690
30	2.7670	4.6310

R

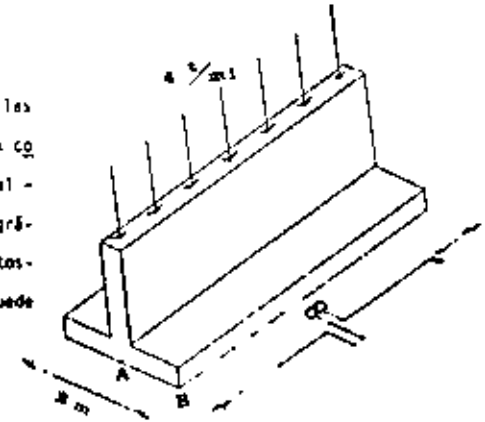


Para la zapata corrida de la figura, calcular y dibujar la distribución de presiones para los puntos A y B a profundidades de 1, 2, 4, y 8 metros.

- Considerando carga lineal (Gráfica de Fadum)
- Por medio de la gráfica de distribución de esfuerzos verticales para carga rectangular de longitud infinita.

SOLUCION:

a) Para poder utilizar las gráficas de Fadum se necesita conocer  $m$  y  $n$  que se calculan al igual que para utilizar las gráficas de Boussinesq. Con estos valores se obtiene  $P_0$  y se puede



aplicar la fórmula:

$$\sigma_z = \frac{P}{z} P_0$$

donde P tiene unidades de carga por unidad de longitud.

Al igual que en problemas anteriores, por facilidad se presentan en una tabla los cálculos.

Para el punto A			x = 0, y = 0			
z	m = $\frac{x}{z}$	n = $\frac{y}{z}$	P <sub>0</sub>	P	P <sub>0</sub> P	$\sigma_z = \frac{P_0 P}{z}$
1	0	=	0.319	4	1.276	1.276
2	0	=	0.319	4	1.276	0.638
4	0	=	0.319	4	1.276	0.319
8	0	=	0.319	4	1.276	0.1595

Para el punto B			x = 1, y = 0			
z	m = $\frac{x}{z}$	n = $\frac{y}{z}$	P <sub>0</sub>	P	P <sub>0</sub> P	$\sigma_z = \frac{P_0 P}{z}$
1	1	=	0.079	4	0.316	0.316
2	0.5	=	0.204	4	0.816	0.408
4	0.25	=	0.278	4	1.112	0.278
8	0.125	=	0.308	4	1.232	0.154

Los valores de P<sub>0</sub> de las tablas anteriores fueron obtenidos de las gráficas de Fadum (Apéndice IX).

- b) Por medio de la gráfica de distribución de esfuerzos verticales para carga rectangular de longitud infinita.

Se tiene que la descarga al subsuelo será igual a:

$$P = 4 \text{ ton/m} / 2\text{m} = 2 \text{ ton/m}^2$$

Para el punto A

Considérese que:

$$b = 1 \text{ m}$$

$$2b = 2 \text{ m}$$

$$4b = 4 \text{ m}$$

$$8b = 8 \text{ m}$$

$$z = 1 \quad \sigma_z = 0.82 \quad P = 1.64$$

$$z = 2 \quad \sigma_z = 0.56 \quad P = 1.12$$

$$z = 4 \quad \sigma_z = 0.31 \quad P = 0.62$$

z = 8 Este valor se sale de la gráfica, por lo tanto no se puede obtener.

Punto B

$$b = 1 \text{ m}$$

$$2b = 2 \text{ m}$$

$$4b = 4 \text{ m}$$

$$8b = 8 \text{ m}$$

$$z = 1 \text{ m} \quad \sigma_z = 0.49 \quad P = 0.98$$

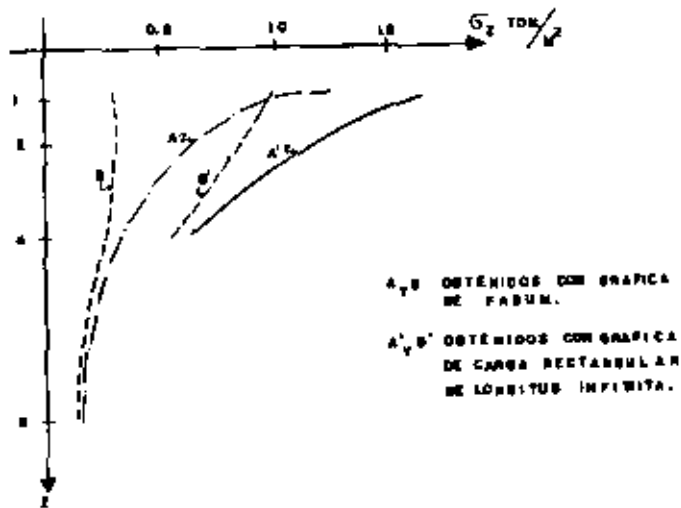
$$z = 2 \text{ m} \quad \sigma_z = 0.42 \quad P = 0.84$$

$$z = 4 \text{ m} \quad \sigma_z = 0.27 \quad P = 0.54$$

$$z = 8 \text{ m}$$

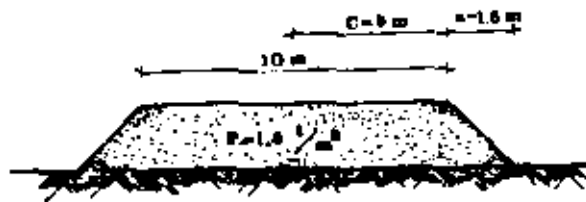
Al igual que para el punto A, este valor se sale de la gráfica.





9

En la figura se presenta el terraplén de una carretera.- Encontrar los esfuerzos en el centro del terraplén y en uno de sus extremos, a profundidades de 10, 20 y 30 metros.



SOLUCION:

La descarga que transmite el terraplén a la cimentación es igual a:

$$P = 1.8 \text{ ton/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1.8 \text{ ton/m}^2$$

Para calcular los valores de influencia de la carga trapezoidal se usará la gráfica incluida en el apéndice VII.

Se procede a hacer la siguiente tabla:

z	a/z	c/z	I	$\sigma_z = IP \text{ (ton/m}^2\text{)}$	$2 \cdot \gamma \text{ (ton/m}^2\text{)}$
10	0.15	0.5	0.31	0.558	1.116
20	0.075	0.25	0.18	0.324	0.648
30	0.05	0.166	0.12	0.216	0.432

Los valores de influencia I de la tabla anterior se obtuvieron entrando a las gráficas de valores de influencia de esfuerzos verticales debido a la sobrecarga impuesta por una carga trapezoidal de longitud infinita, con los valores a/z y c/z, siendo a = 1.5 m y c = 5 m.

Los valores de la columna " $\sigma_z$ " son los esfuerzos en el extremo del terraplén y los valores de la columna " $2 \cdot \gamma$ " son los esfuerzos en el centro del terraplén.

Calcúlese el problema anterior por medio de fórmula.

10

SOLUCION:

La fórmula a aplicar es la siguiente:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[ \beta + \frac{x}{z} \alpha - \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right]$$

donde:  $P$  es la carga

$\beta$  es el ángulo entre  $r_2$  y  $ro$

$\alpha$  es el ángulo entre  $ro$  y  $r_1$

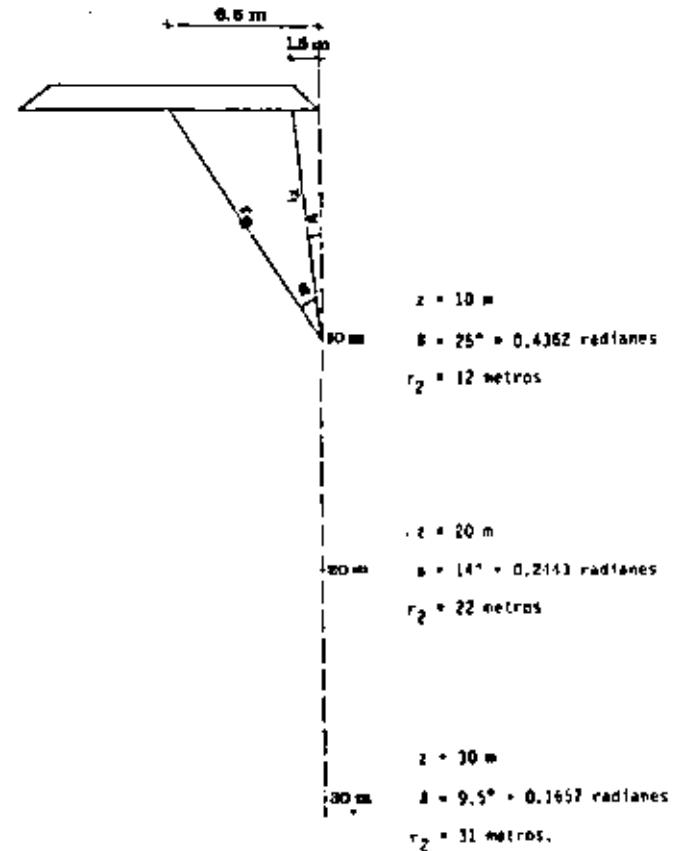
$x$  es la distancia del extremo al punto donde se quiere conocer el esfuerzo

$z$  es la profundidad

Para cuando  $x = 0$  la fórmula queda:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[ \beta + \frac{z}{r_2^2} b \right]$$

Dibújese a escala el terraplén y midáanse los ángulos para profundidades de 10, 20 y 30 metros. Para un extremo del terraplén:



Se aplica la fórmula:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[ \beta + \frac{z}{r_2^2} b \right]$$

Para este caso:  $P = 1.8 \text{ ton/m}^2$

$b = 6.5 \text{ mts}$

Para  $z = 0$ :  $\theta = 90^\circ = 1,5705$

$$\sigma_z = -\frac{1,8}{\pi} [1,5705] = 0,8998$$

$$\tau_z = 0,8998 \text{ ton/m}^2$$

Para  $z = 10$  metros:  $r_2 = 12 \text{ m}$ ;  $\theta = 25^\circ = 0,4362$

$$\sigma_z = -\frac{1,8}{\pi} \left[ 0,4362 + \frac{10 (6,5)}{12} \right] = 0,5085$$

$$\tau_z = 0,5085 \text{ ton/m}^2$$

Para  $z = 20$  metros:  $r_2 = 22 \text{ m}$   $\theta = 14^\circ = 0,2443$

$$\sigma_z = -\frac{1,8}{\pi} \left[ 0,2443 + \frac{20 (6,5)}{22} \right] = 0,2938$$

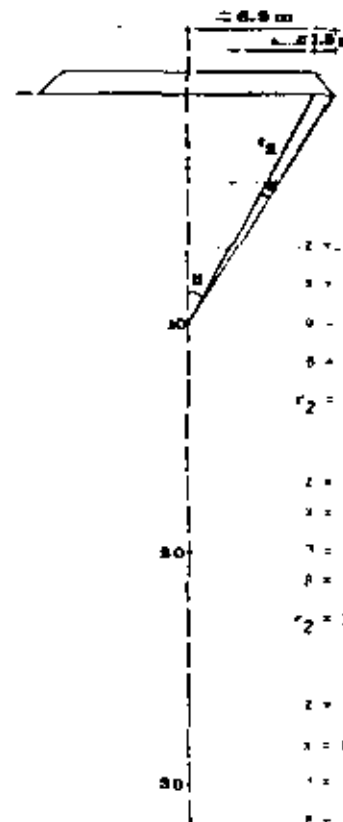
$$\tau_z = 0,2938 \text{ ton/m}^2$$

Para  $z = 30$  metros:  $r_2 = 31 \text{ m}$   $\theta = 9,5^\circ = 0,1657$

$$\sigma_z = -\frac{1,8}{\pi} \left[ 0,1657 + \frac{30 (6,5)}{31} \right] = 0,211$$

$$\tau_z = 0,211 \text{ ton/m}^2$$

Ahora para el centro del terraplén:



$z = 10 \text{ m}$ :

$x = 6,5 \text{ m}$ ;  $b = 6,5 \text{ m}$ ;  $a = 1,5 \text{ m}$

$\alpha = 6^\circ = 0,1047 \text{ rad}$

$\theta = 26,5^\circ = 0,4624 \text{ rad}$

$r_2 = 10 \text{ m}$

$z = 20 \text{ m}$ :

$x = 6,5 \text{ m}$ ;  $b = 6,5 \text{ m}$ ;  $a = 1,5$

$\alpha = 3,75^\circ = 0,0654 \text{ rad}$

$\theta = 14,25^\circ = 0,2486 \text{ rad}$

$r_2 = 20 \text{ m}$

$z = 30 \text{ m}$ :

$x = 6,5 \text{ m}$ ;  $b = 6,5 \text{ m}$ ;  $a = 1,5$

$\alpha = 3^\circ = 0,0523 \text{ rad}$

$\theta = 9,5^\circ = 0,1657 \text{ rad}$

$r_2 = 30 \text{ m}$

Ahora se usa la fórmula:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[ \theta + \frac{x}{a} \alpha - \frac{z}{r_2^2} \right] \quad (\alpha = \beta)$$

Para  $z = 0$

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[ 1.5705 \right] = 0.8998 \times 2 = 1.7996$$

$$\sigma_z = 1.7996 \text{ ton/m}^2$$

Para  $z = 10 \text{ m}$ :

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[ 0.4624 + \frac{6.5}{1.5} \cdot 0.1047 \right] = 0.9248 \times 2 = 1.8496$$

$$\sigma_z = 1.8496 \text{ ton/m}^2$$

Para  $z = 20 \text{ m}$ :

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[ 0.2436 + \frac{6.5}{1.5} \cdot 0.0651 \right] = 0.3348 \times 2 = 0.6696$$

$$\sigma_z = 0.6696 \text{ ton/m}^2$$

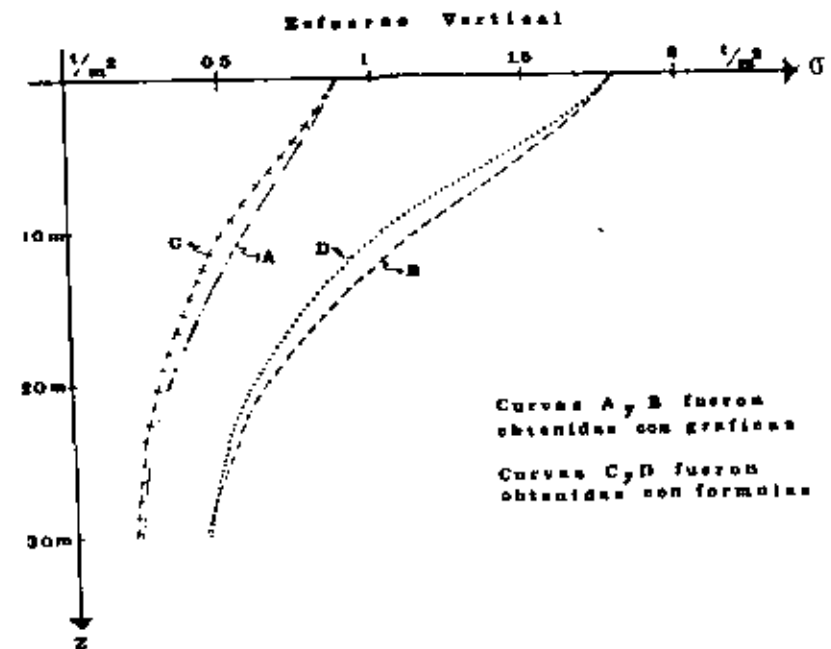
Para  $z = 30 \text{ m}$ :

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[ 0.1657 + \frac{6.5}{1.5} \cdot 0.0523 \right] = 0.2247 \times 2 = 0.4494$$

$$\sigma_z = 0.4494 \text{ ton/m}^2$$

Como los valores obtenidos son para la mitad del terreno, se multiplican por dos para obtener el esfuerzo que produce el terreno completo.  $\sigma_z = 2 \times \sigma_z$

A continuación se presentan las envolventes obtenidas tanto para este problema como para el anterior en que se obtuvieron los esfuerzos mediante gráficas.

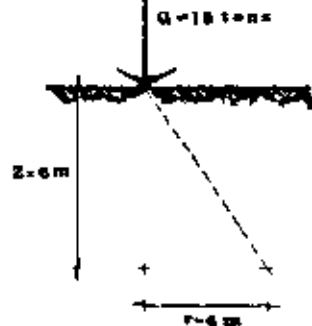


## Problemas Propuestos

### 1

Con los datos del problema resuelto No. 1, calcular el esfuerzo a una distancia de 4 metros medida horizontalmente a partir del punto de aplicación de la carga:

- a) Usando la fórmula de Boussinesq.  
b) Usando la tabla propuesta por Boussinesq.



Resp. a)  $\sigma_z = 79.1 \text{ Kg/m}^2$   
 $\sigma_r = 80.0 \text{ Kg/m}^2$

### 2

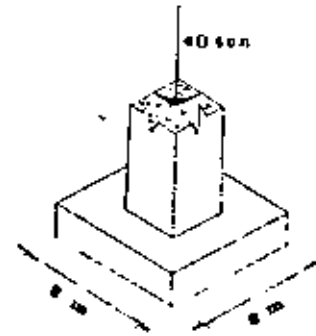
Calcular los esfuerzos a profundidades de 5, 10, 20 y 30 metros bajo la carga de la zapata cuadrada de la figura suponiendo:

- a) Carga concentrada de 40 toneladas;  
b) Carga uniforme de  $10 \text{ ton/m}^2$ . Graficar los resultados obtenidos.

Resp.

a)

z	$\sigma_z (\text{t/m}^2)$
5	0.764
10	0.191
20	0.04775
30	0.0212

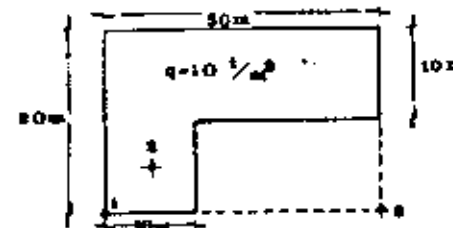


b)

z	$\sigma_z (\text{t/m}^2)$
5	0.720
10	0.20
20	0.04
30	0.02

### 3

Para los puntos mostrados en c) área de la figura, calcular las presiones transmitidas a profundidades de 10, 20 y 30 metros. Emplear la teoría de Boussinesq para hacer los cálculos.



Resp.

z	punto		
	1	2	3
0	2.5	10.0	0
10	1.81	4.75	0.38
20	1.48	2.28	0.70
30	1.02	1.31	0.72

4

Newberl.

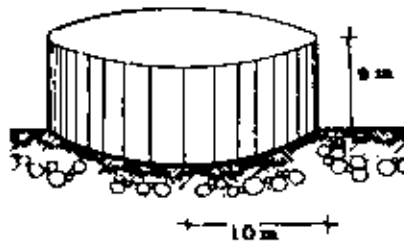
Resp.

Resolver el problema anterior utilizando la carta de -

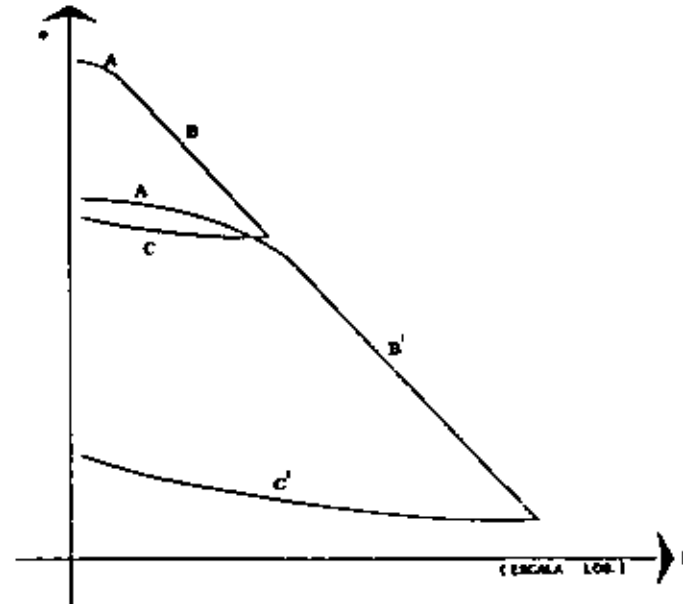
z	punto 1	punto 2	punto 3
	$\sigma_z \text{ t/m}^2$	$\sigma_z \text{ t/m}^2$	$\sigma_z \text{ t/m}^2$
0	2.5	10	0
10	2.06	4.25	0.22
20	1.63	2.76	0.66
30	1.25	1.84	0.675

5

Un tanque circular de 10 metros de radio y 9 metros de altura se utiliza para almacenar petróleo y transmite al subsuelo -- una carga uniforme de 11 ton/m<sup>2</sup>. Calcular la distribución de es -- fuerzos a profundidades de 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, y 40 metros.



z	$\sigma_z \text{ (t/m}^2)$
0	11
5	10.016
10	7.110
15	4.604
20	3.129
25	2.195
30	1.579
35	1.177
40	0.956



## II. ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

## CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Son muchas las causas que producen los asentamientos de las estructuras, entre las principales están la consolidación y la distorsión del subsuelo, directamente relacionadas con la carga que se transmite al mismo.

A un proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso determinado, provocado por el aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación, la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma, así, el movimiento de las partículas de suelo ocurre solo en dirección vertical. Esto es la consolidación unidireccional o unidimensional.

A continuación se presenta un resumen de las fórmulas de la teoría de la consolidación que se usan con frecuencia para el cálculo de asentamientos.

$$\text{Coeficiente de compresibilidad: } a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

$$\text{Coeficiente de variación volumétrica: } m_v = \frac{a_v}{1 + e}$$

$$\text{Coeficiente de Consolidación: } c_v = \frac{k (1 + e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

$$\text{Factor tiempo: } T = \frac{k (1 + e) t}{a_v \gamma_w H^2}; \quad T = c_v \frac{t}{H^2}$$

$$T = \frac{2}{\pi} U^2$$

Coeficiente de permeabilidad:

$$k \text{ (cm/seg)} = \frac{a_v H^2}{5 (1 + e) t_{50}}$$

Fórmulas para calcular el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor H:

$$\Delta H = \frac{a_v \sigma}{1 + e} H$$

$$\Delta H = \frac{a_v}{1 + e} \Delta p H$$

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

Fórmula para calcular el asentamiento por consolidación en el tramo virgen de la curva de consolidación:

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e} \left( H \log \frac{p_{q_1} + \Delta p}{p_{q_1}} \right)$$

Asentamiento ocurrido en un tiempo t:

$$S_t = \Delta H \left[ \frac{U}{100} \right]$$

$$S_t = m_v \Delta p H \left[ \frac{U}{100} \right]$$

TEORÍA ELÁSTICA. La teoría elástica permite resolver muchos problemas de deformación bajo muy diversas condiciones del medio elástico siempre y cuando se hagan respecto a ese medio, hipótesis de comportamiento de tipo simplificadorio.

En la aplicación de las soluciones obtenidas por medio de la teoría elástica para diferentes problemas, no deben perderse de vista las hipótesis en que esta teoría se basa.

En primer lugar ha de mencionarse el hecho de que por ser los suelos no homogéneos y anisótropos, se apartan decisivamente de las hipótesis usualmente atribuidas al medio elástico. El hecho más importante estriba en que los suelos no son elásticos y menos - aún linealmente elásticos. Por otra parte, la relación de Poisson - es muy difícil de medir en la práctica, aparte de que varía con gran cantidad de factores. Sin embargo en muchos casos prácticos las distribuciones de esfuerzos que se obtienen mediante la aplicación de - la teoría elástica, han resultado satisfactorias.

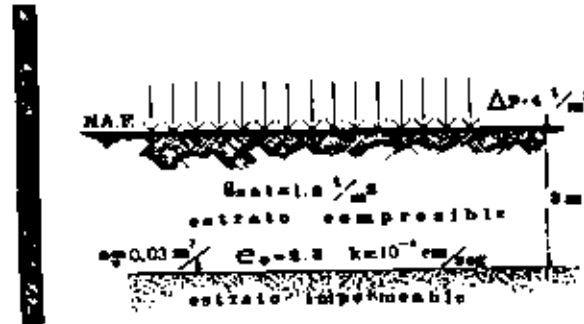
Es frecuente en la práctica emplear la hipótesis simplista que considera que la transmisión de las presiones causadas - por una zapata se distribuye uniformemente según un ángulo  $\alpha$ , usualmente de  $30^\circ$ . (Ver figura del apéndice III). En este caso se usa la fórmula:

$$s = 0,867 \frac{pb}{c} C_s$$

El término  $C_s$  que aparece en la fórmula se obtiene de la gráfica del apéndice III.

## Problemas Resueltos

Sobre el estrato de arcilla de 3 metros de espesor mostrado en la figura, se va a colocar una sobrecarga de  $4 \text{ ton/m}^2$ . Se desea determinar con los datos indicados en la figura, la magnitud del hundimiento y en que tiempo se va a producir el 90% de ese hundimiento.



SOLUCIÓN:

Considerando que el estrato tiene un espesor muy pequeño, se supone  $\Delta p$  como constante.

Para calcular el hundimiento se emplea la expresión:

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

dónde:  $m_v$  es el coeficiente de variación volumétrica  
 $\Delta p$  es el incremento de presión  
 $H$  es el espesor del estrato

Como se sabe,  $m_v$  se calcula por medio de la fórmula:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e}$$

siendo  $a_v$  el coeficiente de compresibilidad  
 $e$  la relación de vacíos

$$m_v = \frac{0,03}{1 + 2,2} = \frac{0,03}{3,2} = 0,009375 \text{ m}^2/\text{ton}$$

Por lo tanto el hundimiento total será:

$$\Delta H = m_v \Delta p H = 0,009375 \times 4 \times 3 = 0,1125 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,1125 \text{ m}$$

R



Para calcular el tiempo en que se va a producir el 90% del hundimiento se tiene la fórmula:

$$T = C_v \frac{t}{H^2}$$

siendo T el factor tiempo y t el tiempo.

$$\text{Despejando a t: } t = \frac{T H^2}{C_v}$$

$C_v$  (coeficiente de consolidación) se calcula como:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w}$$

$$C_v = \frac{10^{-8} (3.3)}{0.03 \times 1} = \frac{3.3}{3,000,000} = 0.000,0011 \text{ m}^2/\text{seg}$$

Para  $U = 90\%$  se tiene  $T = 0.848$ , de las curvas teóricas de consolidación. (Apéndice X y/o XI).

Aplicando la fórmula:

$$t = \frac{0.848 \times 9}{0.0000011} = 6,933,181.8 \text{ seg}$$

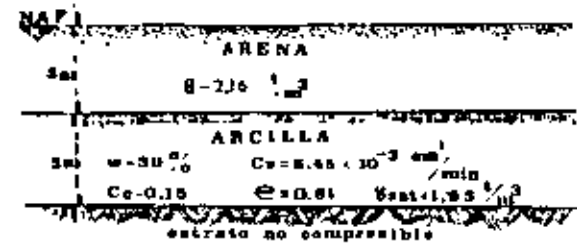
$$t = 115,626.36 \text{ min} = 1927.27 \text{ horas}$$

$$t = \underline{80.3 \text{ días}}$$

El subsuelo de un lugar consiste en un depósito de arena de 3 metros de espesor con un peso unitario de  $2.16 \text{ ton/m}^3$ . Bajo el depósito de arena hay un estrato de arcilla normalmente consolidada de 3 metros de espesor, que descansa sobre un suelo no compresible. La arcilla tiene un contenido de agua de 30%, un índice de compresibilidad  $C_c = 0.15$  y un coeficiente de consolidación de - - -

$1.45 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min}$ . El nivel freático está en la superficie.

Si el esfuerzo vertical a la mitad del estrato de arcilla es incrementado en  $7300 \text{ kg/m}^2$  por la construcción de una estructura, ¿cuál será el asentamiento debido a la consolidación de la arcilla?



SOLUCIÓN:

Para calcular el asentamiento se usará la expresión:

$$\Delta H = \frac{C_c}{1+e_0} \left[ H \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right]$$

Se calcula  $P_0$ :  $P_0 = H_1 (\gamma_1 - \gamma_w) + H_2 (\gamma_2 - \gamma_w)$

$$\text{Sustituyendo: } P_0 = 3(2.16 - 1) + 1.5(1.93 - 1) = 3.48 + 1.395 = 4.875$$

$$P_0 = 4.875 \text{ ton/m}^2$$

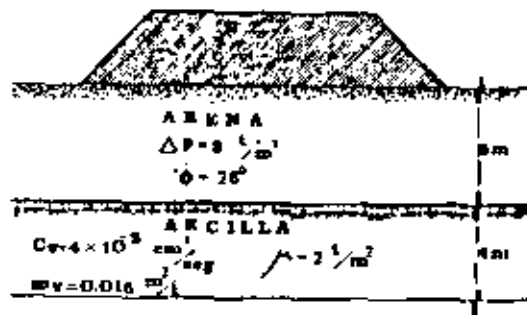
$$\Delta H = \frac{0.15}{1+0.81} \left[ 3 \log \frac{4.875 + 7.3}{4.875} \right] + 0.248 \log 2.497$$

$$\Delta H = 0.0927 \text{ m} = \underline{9.27 \text{ cm}}$$

3

En un cierto tiempo después de la construcción de un terraplén que transmite una presión media de  $3 \text{ ton/m}^2$  sobre un estrato de arcilla, queda en este un exceso de presión hidrostática promedio de  $2 \text{ ton/m}^2$ :

- a) ¿Qué hundimiento ha sufrido dicho terraplén por la consolidación de la arcilla?  
 b) ¿Cuánto hace que se construyó el terraplén?



SOLUCION:

- a) Para calcular el asentamiento se usará la expresión:

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

$$\Delta H = 0.016 \times 3 \times 4 = 0.19 \text{ mts}$$

$$\underline{\Delta H = 0.19 \text{ m}}$$

Se calcula U:

$$U = \left[ 1 - \frac{p}{p'} \right]$$

$$U = 1 - 2/3 = 0.333$$

Como:  $U = \frac{\Delta H'}{\Delta H_T}$   $\Delta H' = U \Delta H_T = 0.333 \times 0.19$

$$\underline{\Delta H' = 0.06 \text{ m}}$$

R

- b) Se tiene la expresión:

$$T = \frac{H}{4} U^2$$

$$T = \frac{H}{4} (1/3)^2 = 0.08726$$

O de otra forma, se entra a las tablas del apéndice 1 para la relación U-T, con el valor de  $U = 0.33$  e interpolando se obtiene el valor:

$$T = 0.088$$

Se procede a calcular el tiempo, por medio de la expresión:

$$t = \frac{T H^2}{C_v}$$

$$t = \frac{0.08726 \times 160,000}{4 \times 10^{-3}} = 3,490,400 \text{ seg} = 58,173.33 \text{ min} = 969.55 \text{ hrs}$$

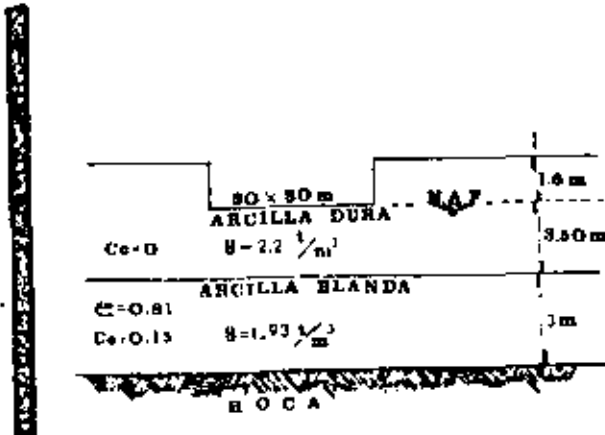
$$t = 40.39 \text{ días}$$

R

4

Una estructura cuadrada de 30 metros por lado descansa sobre una losa de cimentación desplantada a 1.8 metros debajo de la superficie del terreno natural. La presión transmitida por la losa es de  $11.22 \text{ ton/m}^2$ ; subyaciendo a la losa existe un estrato de arcilla dura muy consolidada por desecación que puede considerarse como incompresible y que descansa en un estrato de arcilla blanda normalmente consolidada.

Calcular el asentamiento total en una esquina de la estructura.



SOLUCIÓN:

Primero se calculará la presión inicial:

$$P_0 = 1.8 \times 2.2 + 3.5 (2.2 - 1) + 1.5 (1.93 - 1)$$

$$P_0 = 3.96 + 4.2 + 1.395 = 9.555 \text{ ton/m}^2$$

$$P_0 = 9.555 \text{ ton/m}^2$$

El incremento neto de presión en la base de la cimentación es la carga de  $11.22 \text{ ton/m}^2$  menos el peso del suelo excavado para alojar el basamento

$$q = 11.22 - 1.8 \times 2.2 = 7.26 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 7.26 \text{ ton/m}^2$$

Se calcula ahora el coeficiente de influencia  $u_0$  a la profundidad deseada

$$m = \frac{z}{l} + \frac{30}{z} = 6; n = \frac{z}{l} = \frac{30}{5} = 6$$

con estos valores y de las gráficas del apéndice i:

$$u_0 = 0.25$$

$$\Delta p = 7.26 \times 0.25 = 1.815$$

$$\Delta p = 1.815 \text{ ton/m}^2$$

El asentamiento por consolidación se calcula como:

$$\Delta H = \frac{Cc}{1+e} \left[ H \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \right]$$

$$\Delta H = \frac{0.15}{1+0.81} \left[ 3 \log \frac{9.555 + 1.815}{9.555} \right]$$

$$\Delta H = 0.24861 \times \log 1.1899$$

$$\Delta H = 0.0162 \text{ m} \approx 1.62 \text{ cm}$$

5 R

Un edificio se construyó de Mayo de 1955 a Mayo de 1957.

En mayo de 1960, el asentamiento promedio encontrado fue de 11.4 cm.

Si se sabe que el asentamiento total será de 35.5 cm, estimar el asentamiento que se presentó en Mayo de 1965. Suponer que el subsuelo está doblemente drenado.

SOLUCIÓN:

Para la mayoría de los casos prácticos en los cuales la carga se aplica conforme avanza la construcción, se obtiene una precisión aceptable cuando se calcula el tiempo de asentamiento con relaciones que suponen que dicho tiempo será el periodo de construcción.

De los datos se tiene:

$$S_t = 11.4 \text{ cm} \quad \text{para } t = 4 \text{ años}$$

$$y \quad S_H = S = 35.5 \text{ cm} \quad \text{para } t = \dots$$

Así se tiene que el asentamiento pedido es para  $t = 9$  años, o sea, para 1965.

$$T = \frac{4}{3} U^2 \quad U = \sqrt{\frac{4}{3} T} = 1,13 \sqrt{T}$$

$$U = 1,13 \sqrt{T}$$

Si:  $S_{t_1}$  es el asentamiento para el tiempo  $t_1$

$S_{t_2}$  es el asentamiento para el tiempo  $t_2$

se tendrá que:

$$\frac{S_{t_1}}{S_{t_2}} = \frac{U_1}{U_2} = \sqrt{\frac{T_1}{T_2}} = \sqrt{\frac{t_1}{t_2}}$$

Sustituyendo valores:

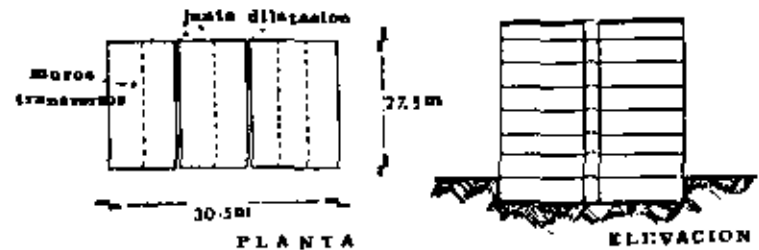
$$\frac{11,4}{S_{t_2}} = \frac{\sqrt{4}}{\sqrt{9}}; \quad S_{t_2} = \frac{11,4 \times 3}{2} = 17,1 \text{ cm}$$

$$\underline{S_{t_2} = 17,1 \text{ cm}}$$

R

que es el asentamiento que se presentó en 1965.

Antes de construir el edificio mostrado en el croquis de la figura se hizo un ensayo de carga con una zapata de 60 x 60 cm sobre la superficie del terreno en que se construirá el edificio. El subsuelo está constituido por un depósito de arena de 21 metros de espesor. El asentamiento de la zapata con una carga de 3,6 kg/cm<sup>2</sup> fue de 9,1 mm. ¿Cuál será el asentamiento probable del edificio si éste transmitirá la carga en un área de 27,50 x 30,50 mts con la misma carga unitaria? Supóngase que el coeficiente de compresibilidad ( $a_v$ ) de la arena se conserva constante en toda la profundidad



SOLUCIÓN:

Para la solución se empleará la gráfica del apéndice III

La relación  $\frac{h}{b}$  para la zapata vale:

$$\frac{21}{0,60} = 35$$

De la gráfica del apéndice No. III se obtiene un valor

de  $C_s = 1$

Por lo tanto:

$$\Delta H = 0,867 \frac{P_b}{E} C_s$$

$$0,91 = (0,867) (3,6) (60) (1) \times \frac{1}{E}$$

$$\frac{1}{E} \times 187,272 = 0,91$$

$$\frac{1}{E} = 0,004859$$

En el caso del edificio

$$\frac{H}{b} = \frac{27,0}{27,5} = 0,763$$

Obteniéndose de la gráfica:  $C_s = 0,46$

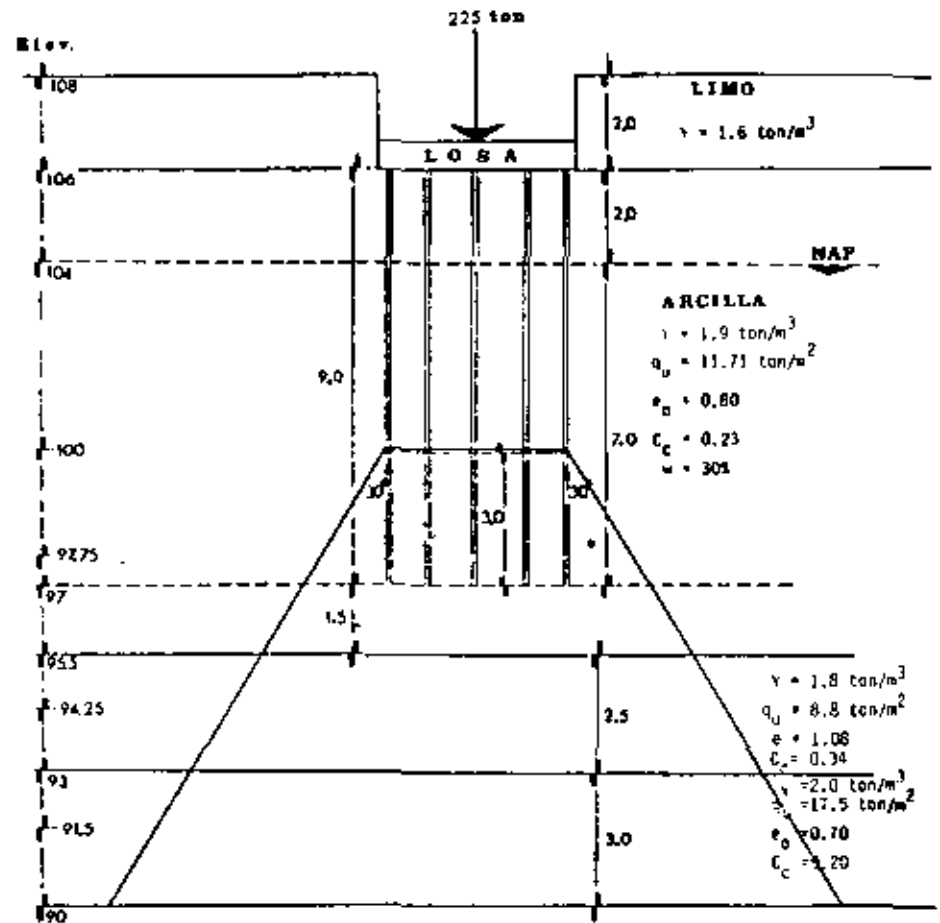
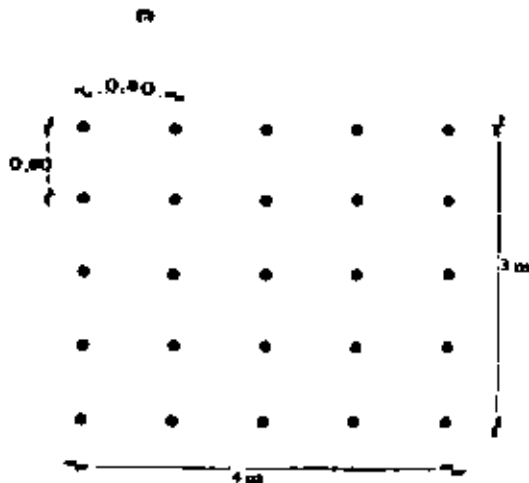
Por lo tanto el asentamiento será:

$$\Delta H = (0.857)(3.6)(27.50)(0.46)(0.00486) = 0.192 \text{ m}$$

R

$$\Delta H = 19.2 \text{ cm}$$

Calcular el asentamiento de una cimentación con pilotes distribuidos en un área de 4 x 3 metros. La distribución de los pilotes y las características del subsuelo se indican en la figura. La carga total que actúa sobre los pilotes es de 225 toneladas.



## SOLUCION:

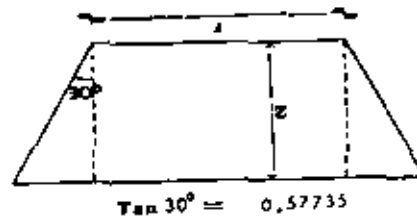
Para calcular los asentamientos del grupo de pilotes es necesario calcular la distribución de la carga que transmiten los pilotes. Según el criterio de Terzaghi, la carga total se transmite íntegramente hasta 2/3 de la longitud del pilote y a partir de esta profundidad se distribuye según un ángulo de  $30^\circ$ , como se muestra en la figura. Este criterio empírico de resultados aceptables en la práctica.

La descarga de los pilotes a 2/3 de su longitud es de:

$$q_1 = \frac{W_f}{A_1} = \frac{225}{8 \times \frac{2}{3}} = 18.75 \text{ ton/m}^2$$

Para conocer la carga transmitida al punto medio del estrato comprendido entre las elevaciones 95.50 y 100, se calcula primeramente el área a la profundidad de 97.75 y posteriormente se halla la carga transmitida dividiendo la descarga total entre esta área.

Cálculo de  $ap$ :



A la elevación de 97.75 se tendrá la siguiente área:

$$A_2 = (4 + 2 \times 2.25 \times 0.57735) \times (3 + 2 \times 2.25 \times 0.57735)$$

$$A_2 = 36.9 \text{ m}^2$$

$$q_2 = \frac{225}{36.9} = 6.1 \text{ ton/m}^2$$

A la elevación de 94.25:

$$A_3 = (4 + 2 \times 5.75 \times 0.57735) \times (3 + 2 \times 5.75 \times 0.57735)$$

$$A_3 = 105.3$$

$$q_3 = \frac{225}{105.3} = 2.126 \text{ ton/m}^2$$

A la elevación de 91.50:

$$A_4 = (4 + 2 \times 8.50 \times 0.57735) \times (3 + 2 \times 8.50 \times 0.57735)$$

$$A_4 = 178 \text{ m}^2$$

$$q_4 = \frac{225}{178} = 1.265 \text{ ton/m}^2$$

Para poder calcular asentamientos es necesario calcular las presiones efectivas iniciales a las profundidades medias:

Valor de  $p_0$  (Elevación 97.75):

$$1.6 \times 2 = 3.2$$

$$1.9 \times 2 = 3.8$$

$$(1.9 - 1) = 0.9 = \frac{5.625}{\pm 12.625} \text{ ton/m}^2$$

Valor de  $p_0$  (Elevación 94.25):

$$12.625$$

$$2.25 \times 0.9 = 2.025$$

$$1.25 \times 0.8 = \frac{1.0}{\pm 15.645} \text{ ton/m}^2$$

Valor de  $p_0$  (Elevación 91.50):

$$\begin{aligned} 1.25 \times 9.0 &= 11.25 \\ 1.5 \times 1.0 &= 1.5 \\ \hline &= 12.75 \text{ ton/m}^2 \\ &= 18.145 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Finalmente, aplicando la expresión para el cálculo de asentamientos se tiene:

$$\Delta H = \frac{e_c}{1+e} \left( H \log \frac{p_2 + \Delta p}{p_0} \right)$$

Elevación 95.50:

$$\Delta H_2 = \frac{1.72}{1+0.60} \left( 4.5 \log \frac{12.625 + 6.1}{12.625} \right) = 0.575 \times \log 1.492$$

$$\Delta H_2 = 0.098 \text{ m} = 9.8 \text{ cm}$$

Elevación 93:

$$\Delta H_3 = \frac{0.34}{1+1.03} \left( 2.5 \log \frac{15.645 + 2.325}{15.645} \right) = 0.198 \log 1.135$$

$$\Delta H_3 = 0.0224 \text{ m} = 2.24 \text{ cm}$$

Elevación 90:

$$\Delta H_4 = \frac{0.20}{1+0.73} \left( 3 \log \frac{18.145 + 1.255}{18.145} \right) = 0.352 \log 1.07$$

$$\Delta H_4 = 0.0103 \text{ m} = 1.03 \text{ cm}$$

El asentamiento total será igual a:

$$\Delta H_{\text{total}} = 9.8 + 2.24 + 1.03 = 13.07 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{\text{total}} = 13.07 \text{ cm}$$

## Problemas Propuestos

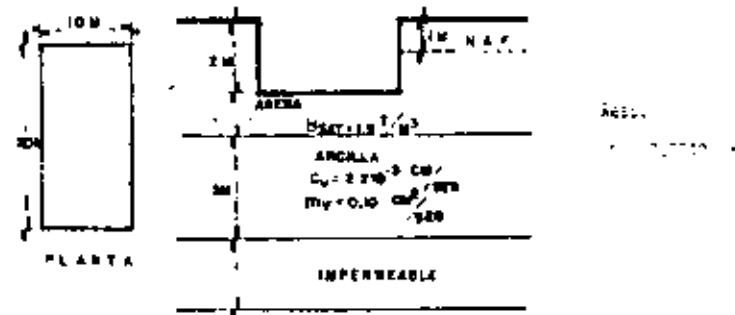
1

De acuerdo con la estratigrafía y propiedades mostradas en la figura, calcúlese el asentamiento del estrato compresible de arcilla cuando éste se sujeta a una descarga de  $4 \text{ t/m}^2$ . ¿Cuánto tiempo se alcanza el 50% de consolidación?



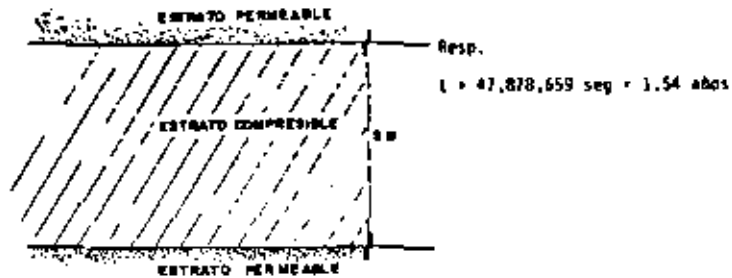
2

Calcular el asentamiento en el centro de gravedad de un edificio, 102 días después de terminada la construcción, suponiendo que la carga se aplicó en forma instantánea y que la compresibilidad de la arena es despreciable, para la estratigrafía y propiedades del subsuelo mostradas en la figura.



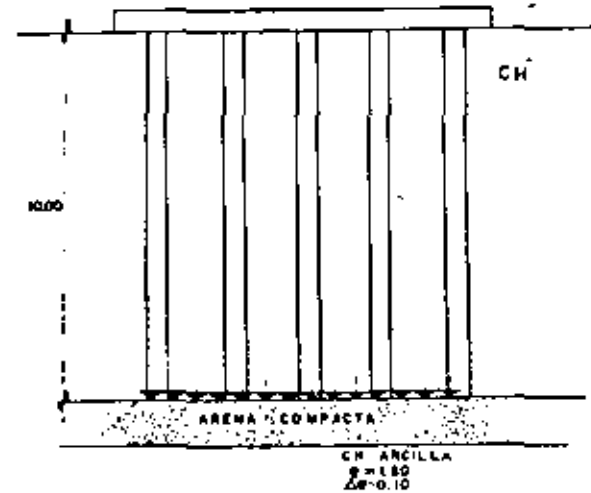
3

Obtener el tiempo que se requiere para que se produzca el 50% de consolidación en un estrato de 9.0 metros de espesor con capas arenosas permeables arriba y abajo y que tiene las siguientes propiedades:  $k = 0.0000001$  cm/seg;  $e = 1.5$ ;  $a_v = 0.0003$  cm<sup>2</sup>/gm.;  $\gamma_w = 1$  gm/cm<sup>3</sup>.

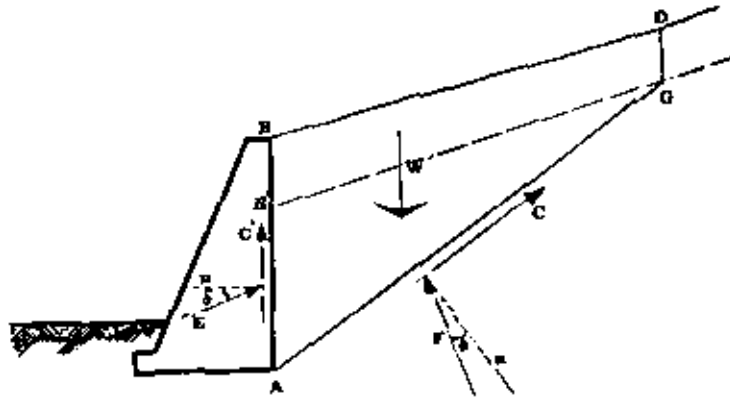


4

Determinar el asentamiento aproximado que sufrirá la placa de cimentación de la figura, constituida por 10 pilotes de concreto de  $0.40 \times 0.40$  metros de sección. La carga total que actúa en la placa es de 500 toneladas y las características del subsuelo se muestran en la figura. Considérese que la carga se transmite íntegramente a la capa dura y que a partir de esta profundidad se distribuye según la teoría de Boussinesq para áreas rectangulares uniformemente cargadas.







### III. EMPUJE DE TIERRAS

En la práctica actual de la Ingeniería se consideran por lo general dos tipos de elementos de soporte: rígidos y flexibles. Los primeros son denominados genéricamente muros y los segundos tablas.

Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles de suelo en ambos lados se llama muro de retención. La tierra que produce el mayor nivel se llama relleno y es el elemento generador de presión. Las tablas ancladas son elementos de retención del suelo, generalmente usadas en fronteras con agua.

Para obtener el empuje que produce un suelo sobre los elementos de soporte se utilizan más frecuentemente las teorías de Rankine, Coulomb y Terzaghi.

TEORIA DE RANKINE. Un suelo está en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado. De acuerdo con lo anterior caben dos estados plásticos: El que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo  $k_a$  y  $\lambda$  y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo  $k_p$  y  $\lambda$ . Los estados se denominan respectivamente activo y pasivo.

$$\text{En el estado activo: } K_A = \frac{1}{K_0} = \tan^2 (45 - \phi/2) = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi}$$

$$\text{En el estado pasivo: } K_P = K_0 = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

que son los coeficiente activo y pasivo de presión de tierras.

Para suelos puramente friccionantes se tienen las si---

siguientes fórmulas para el cálculo del empuje:

$$\text{Empuje activo: } E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$\text{Empuje pasivo: } E_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2$$

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo  $\beta$  con la horizontal, los empujes activo y pasivo se calculan por medio de las fórmulas:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \delta}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \delta}} \right]$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \delta}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \delta}} \right]$$

Para suelos cohesivos, la teoría de Rankine da las siguientes expresiones:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2 c h$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2 c h$$

La altura máxima a que puede llegarse en un corte vertical de material cohesivo sin soporte y sin derrumbarse se obtiene de:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma}$$

Para suelos cohesivo-friccionantes, según la teoría de Rankine, se utilizan las siguientes fórmulas:

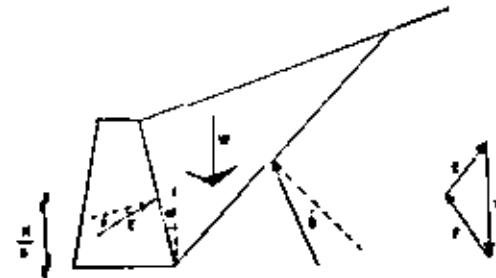
$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_1}} H$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2c \sqrt{N_0} H$$

La altura crítica con la que puede mantenerse sin soporte el suelo cohesivo - friccionante en corte vertical, se calcula por medio de la fórmula:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N_0}$$

**TEORÍA DE CULUMB.** Esta teoría considera que el empuje sobre el muro se debe a una cuña de suelo limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla plana desarrollada dentro del relleno. Ver figura adjunta.



Considerando el equilibrio de la cuña se ve que el polígono dinámico constituido por W, F y E debe cerrarse. Como W es conocida en dirección y magnitud y además se conocen previamente las

direcciones de E y F, puede conocerse la magnitud del empuje sobre el muro.

Este método es un procedimiento por tanteos para encontrar la curva crítica que da el máximo empuje.

**Método de Culmann.** Se aplica a rellenos de cualquier forma basada en la teoría de Coulomb. Es un método gráfico que permite llegar fácilmente al valor del máximo empuje ejercido contra un muro por un relleno. En los problemas 4 y 5 se describe su aplicación.

**METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI.** El primer paso para la aplicación de este método es encasillar el material de relleno con el que ha de trabajarse, en uno de los siguientes 5 tipos:

- I. Suelo granular grueso sin finos
- II. Suelo granular grueso con finos limosos
- III. Suelo residual con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas
- V. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre en los fragmentos.

En lo que se refiere a la geometría del relleno y la condición de las cargas, este método cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica:

- 1.-La superficie del relleno es plana, inclinada o no, y sin sobrecarga.
- 2.-La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel en que se torna horizontal.
- 3.-La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.
- 4.-La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

En el primer caso el problema se resuelve aplicando las fórmulas:

$$F_H = \frac{1}{2} K_H H^2 \quad E_v = \frac{1}{2} K_v H^2$$

que son las componentes horizontal y vertical del empuje.  $K_H$  y  $K_v$  se obtienen de las gráficas del apéndice No XIII(a)

El empuje se considera aplicado a la altura de  $H/3$  contada a partir del pie inferior del muro.

Para el segundo caso los valores de  $K_H$  y  $K_v$  deberán obtenerse de las gráficas del apéndice No XIII (b)

Para el tercer caso, cuando el relleno soporta sobrecarga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje, deberá incrementarse uniformemente en:

$$P = Cq$$

$q$  es el valor de la sobrecarga repartida \*

C se escoge de la tabla del apéndice No XIV según sea el tipo de relleno.

En el caso cuatro se considerará que la carga ejerce sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes una carga concentrada que vale:

$$P = C q'$$

$q'$  es el valor de la carga lineal uniforme

C se obtiene, como en el caso anterior, del apéndice No.

XIV

ADICIONES.- Este tipo de elementos de soporte es usado en el caso de obras en las que se ejecutan excavaciones verticales, para garantizar la estabilidad de las paredes durante el tiempo necesario para la construcción.

La disposición de los elementos de soporte es como se describe a continuación: En primer lugar se hincan verticalmente una serie de postes o viguetas de acero siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor que el fondo de la misma. El espacio entre estos elementos se reviste con tablas horizontales que se van añadiendo a medida que la excavación progresa; también, según la profundidad aumenta, deberán afirmarse los elementos verticales con puntales de acero o de madera, colocados transversalmente a la excavación.

Para diseñar los puntales es necesario conocer la magnitud y la distribución del empuje del suelo sobre el ademe.

Para calcular el empuje sobre el ademe es preciso recurrir a otros métodos que no sean las teorías clásicas de Rankine y Coulomb ya que estas no son aplicables, pues la distribución de presiones en los ademes es aproximadamente parabólica, con el punto de aplicación del empuje muy cerca del punto medio de la altura del ademe.

El empuje sobre ademes se obtiene según los resultados de mediciones efectuadas por Terzaghi durante la construcción del metro de Berlín y Chicago en arenas compactas y en arcillas blandas y firmes. Para estos tres casos, Terzaghi dió la distribución de los empujes. Estas tres distribuciones se presentan en el apéndice No IV.

## Problemas Resueltos

En una arena arcillosa con las siguientes propiedades:  $\gamma_m = 1.9 \text{ ton/m}^3$ ,  $c = 0.2 \text{ kg/cm}^2$  y  $\phi = 30^\circ$ , se realiza una excavación vertical. ¿A qué profundidad el material se derrumbará si no tiene soporte?

S O L U C I O N :

Para suelos con cohesión y fricción se tiene la expresión:

$$H_{\text{crit}} = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N_2}$$

$$N_2 = \tan^2 (45 + \phi/2) = \tan^2 (60^\circ) = (1.7321)^2$$

$$\sqrt{N_2} = 1.7321$$

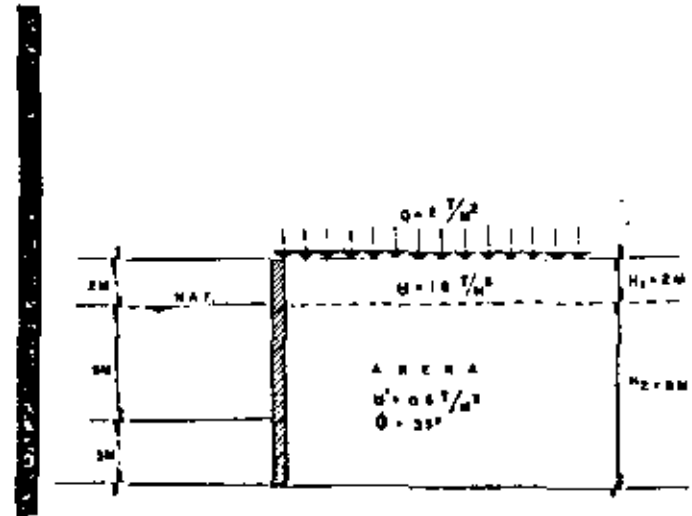
Sustituyendo valores

$$H_{\text{crit}} = \frac{4 \times 0.2}{1.9} \times 1.7321 = 7.293 \text{ mts}$$

$$\underline{H_{\text{crit}} = 7.293 \text{ mts}}$$

Para la tablestaca mostrada en la figura:

- Calcular la distribución de presiones, según Rankine, suponiendo un estado activo.
- Calcular el empuje



SOLUCION:

e) Se calculan  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ , que son los esfuerzos a las profundidades de 2 y 10 metros respectivamente.

$$\sigma = \frac{\gamma H}{N_2} = K_A \cdot H$$

$$\frac{1}{K_A} = K_A = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$K_A = \tan^2 (45 - 16.5) = \tan^2 (28.5) = (0.54296)^2$$

$$K_A = 0.2948$$

$$\sigma = 0.2948 \times 2 \times 1.8 = 0.9431$$

(1) esfuerzo debido a la sobrecarga es:

$$\sigma_q = q \times K_A = 2 \times 0.2948 = 0.5896$$

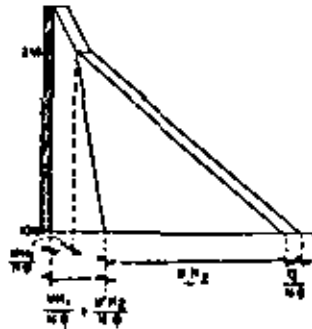
$$\sigma_1 = 0.9433 + 0.5696 = 1.5329$$

$$\sigma_1 = 1.5329 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' H_2 x_A + \gamma_w H_2$$

$$\sigma_2 = 1.5329 + 0.6 \times 8 \times 0.2948 + 1 \times 8$$

$$\sigma_2 = 10.9479 \text{ ton/m}^2$$



b) Cálculo del empuje

Se conoce la fórmula:

$$E_A = \frac{1}{2} \frac{1}{H} \gamma H_1^2 + \frac{1}{H} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} \frac{1}{H} \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 + \frac{q H}{H}$$

Que se puede deducir del diagrama de presiones del inciso anterior:

$$\frac{1}{H} = K_A \quad K_A = 3.392$$

$$E_A = \frac{1}{2} \frac{1}{3.392} \times 1.6 \times 4 + \frac{1}{3.392} 1.6 \times 2 \times 8 + \frac{1}{2} \frac{1}{3.392} 0.6 \times 64 +$$

$$+ \frac{1}{2} 1 \times 64 + \frac{2}{3.392} 10$$

$$E_A = 52.0469 \text{ ton/m}$$

R

3

En un muro de retención tipo gravedad, con espaldá vertical, altura  $H = 8\text{ m}$  y con relleno de superficie horizontal al nivel de su corona, analizar los esfuerzos actuantes debidos al relleno para cada uno de los casos que se describen a continuación:

CASO I

El relleno es de arena fina uniforme en estado suelto: -

$$S_g = 2.65 \quad e = 0.60, \quad \mu = 33^\circ$$

1) Relleno seco

2) Relleno completamente saturado debido a una fuerte lluvia y drenaje del muro sin operar. (Supongase que no hay flujo alguno)

3) Nivel del agua libre a la profundidad  $D_1 = 4\text{ m}$ , bajo la corona del muro; Arena seca hasta la profundidad  $D_2 = 1\text{ m}$  bajo la corona; La zona entre  $D_1$  y  $D_2$  está completamente saturada por capilaridad.

CASO II

El relleno es de grava limpia bien graduada, compactada en capas:  $S_g = 2.65, \quad e = 0.40, \quad \mu = 45^\circ$

1) Relleno seco

2) Relleno completamente saturado debido a una fuerte lluvia y drenaje del muro sin operar.

CASO III

El relleno es tezontle compactado en capas con equipo ligero:  $S_g = 2.60, \quad e = 1.76, \quad \mu = 45^\circ$

- 1) Relleno seco
- 2) Relleno completamente saturado debido a una fuerte lluvia y drenaje del muro sin operar.

Con el objeto de simplificar el análisis, suponga un ángulo de fricción ( $\phi$ ) entre muro y suelo igual a cero.

Para cada uno de los casos descritos, hacer los siguientes cálculos:

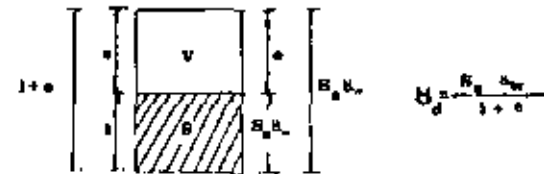
- a) Obtener fórmulas para los esfuerzos verticales efectivos, neutrales y totales en el relleno al nivel de la base del muro y a todo nivel, donde existe un cambio de pendiente de la distribución de esfuerzos. Calcular los valores numéricos de los esfuerzos y trazar la distribución de ellos a una escala apropiada.
- b) Obtener fórmulas para los esfuerzos efectivos, neutrales y totales actuando normalmente a la espalda del muro a nivel de su base y a todo nivel donde exista un cambio de pendiente de la distribución de esfuerzos. Calcular los valores numéricos de los esfuerzos y trazar la distribución de ellos a una escala apropiada.
- c) Obtener una fórmula para el empuje total, por unidad de longitud, actuante sobre el muro. Calcular el valor numérico de este empuje total.

NOTA.- Todas las fórmulas deberán expresarse en función de:

$S_k, e, w, K_A, H, D_1$  y  $D_2$ , según el caso.

SOLUCION:

SUELO SECO

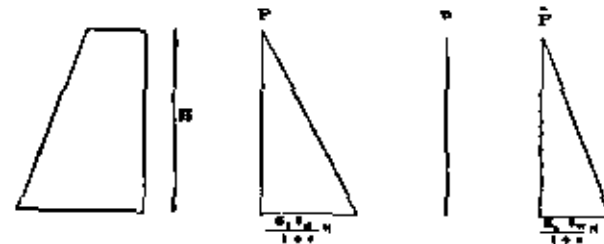


SUELO SATURADO

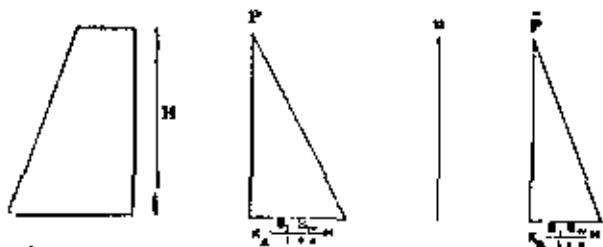


1) Relleno seco

a) Esfuerzos verticales



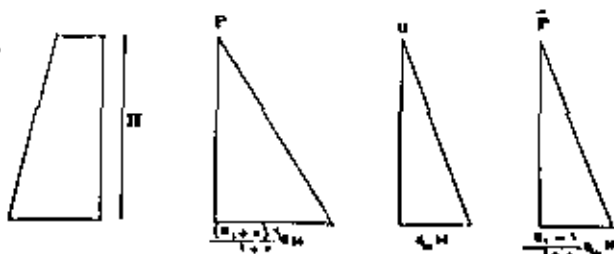
b) Esfuerzos normales al muro (horizontales)



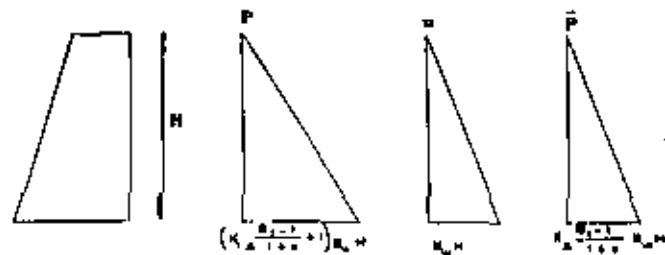
$$c) E_A = 1/2 K_A \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + \phi} H^2$$

2) Relleno completamente saturado debido a una fuerte lluvia y drenaje en el muro sin operar.

a) Esfuerzos verticales

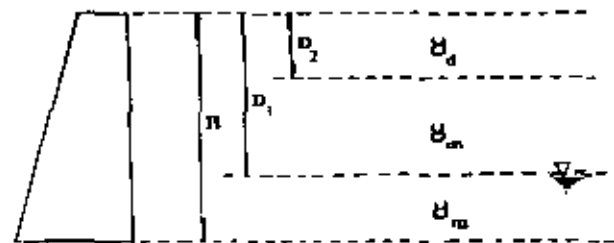


b) Esfuerzos normales al muro (horizontales)

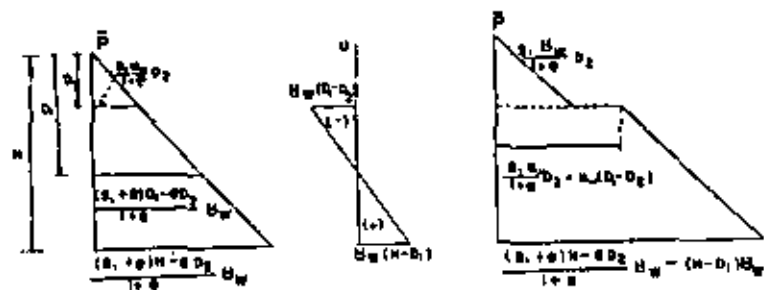


$$c) E_A = 1/2 (K_A \frac{\gamma_s - 1}{1 + \phi} + 1) \gamma_w H^2$$

3)

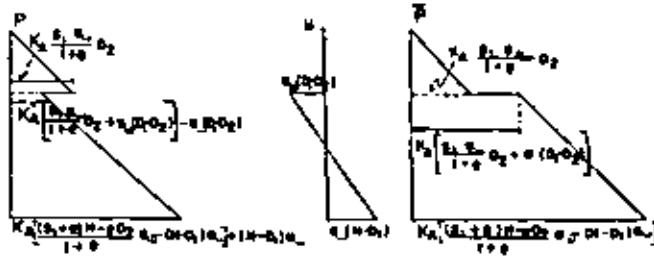


a) Esfuerzos verticales





b) Esfuerzos normales al muro (horizontales)



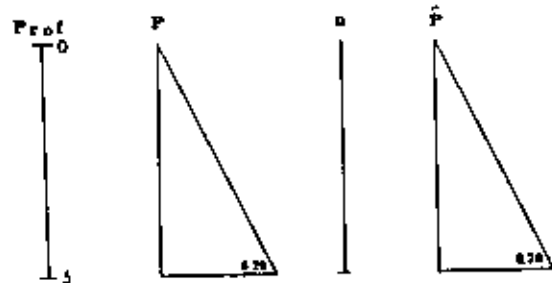
$$c) E_A = \frac{1}{2} K_A \frac{\gamma_s \gamma_w}{1 + e} D_2^2 + \left[ \frac{1}{2} \frac{K_A \gamma_w}{1 + e} \left[ 2e (D_1 - D_2) + S_s (H + D_2) + (2D_1 - D_2 - H) + \frac{1}{2} \gamma_w (H - 2D_1 + D_2) \right] (H - D_2) \right]$$

CASO 1

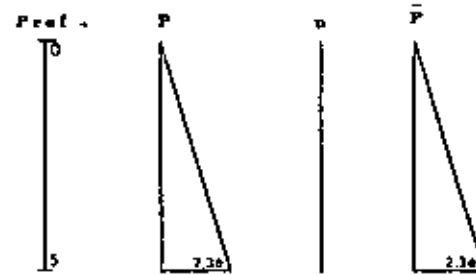
$$S_s = 2.65 \quad e = 0.60 \quad \phi = 33^\circ \quad K_A = 0.285$$

1) Relleno seco

a) Esfuerzos verticales ( $\text{ton/m}^2$ )



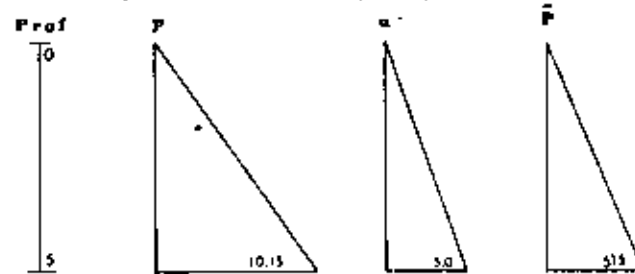
B) Esfuerzos horizontales



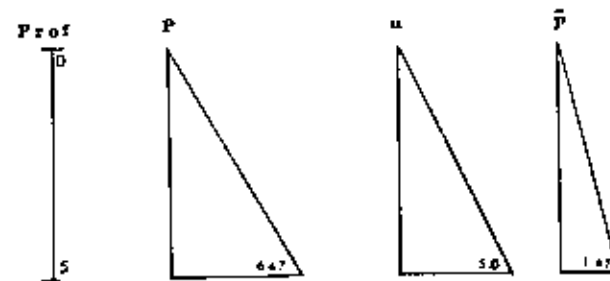
$$c) E_A = 5.90 \text{ ton/m}$$

2) Relleno saturado y drenaje sin operar

a) Esfuerzos verticales ( $\text{ton/m}^2$ )

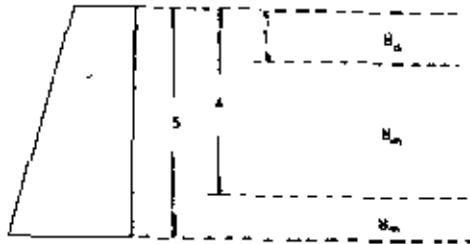


b) Esfuerzos horizontales ( $\text{ton/m}^2$ )

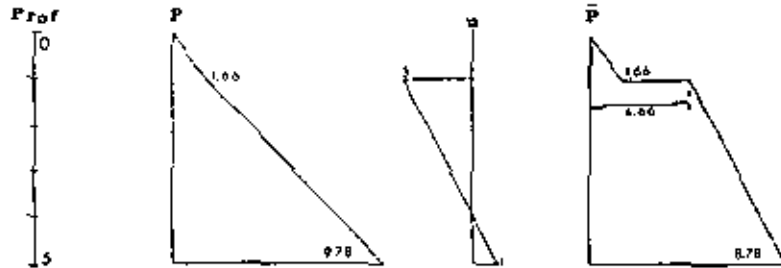


c)  $E_A = 16.17 \text{ ton/m}$

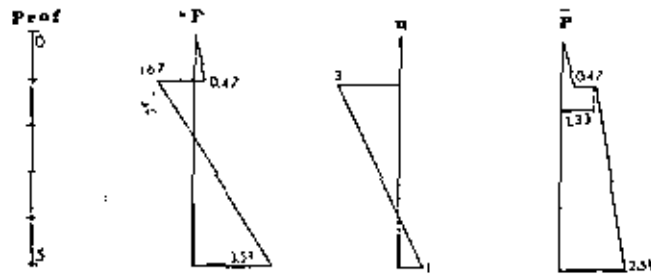
31



a) Esfuerzos verticales ( $\text{ton/m}^2$ )



b) Esfuerzos horizontales ( $\text{ton/m}^2$ )



c)  $E_A = 3.915 \text{ ton/m}$  (Empuje total)

76

Sin embargo el relleno no produce tensión en el muro, por lo que el área negativa del diagrama de esfuerzos totales horizontales se desprecia.

$E_B = 1.08 \text{ ton/m}$

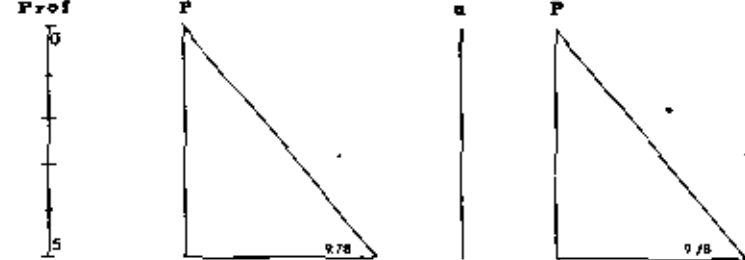
$E_{\text{correg}} = 4.995 \text{ ton/m}$

CASO II

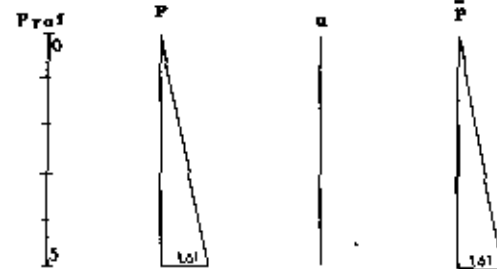
$S_s = 2.65, e = 0.40, \phi = 45^\circ; K_A = 0.171$

1) Relleno seco

a) Esfuerzos totales ( $\text{ton/m}^2$ )



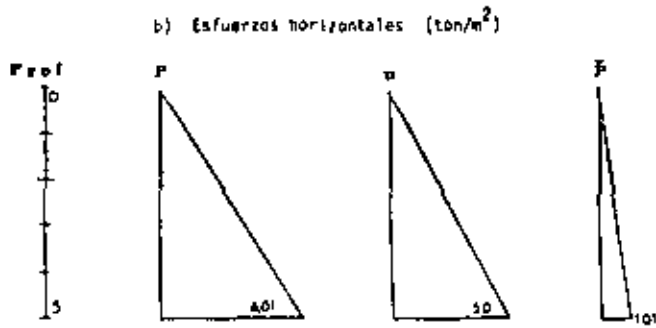
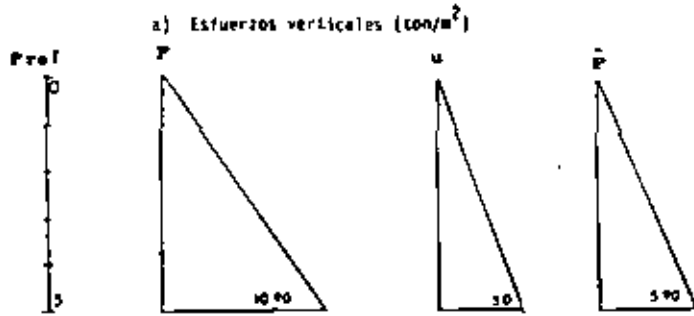
b) Esfuerzos horizontales ( $\text{ton/m}^2$ )



c)  $E_A = 4.03 \text{ ton/m}$

77

2) Relleno saturado y drenaje sin operar



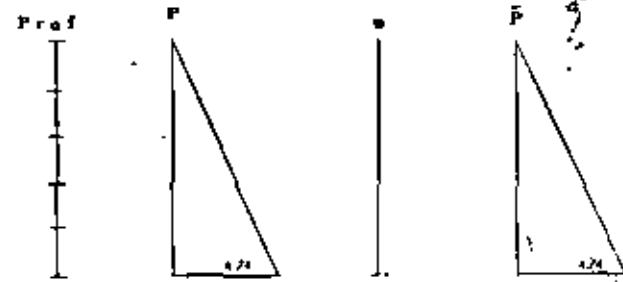
c)  $E_A = 15.1 \text{ ton/m}$

CASO III

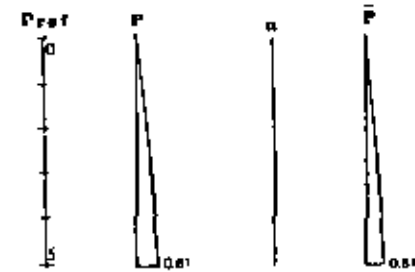
$S_s = 2.60, e = 1.76, \phi = 45^\circ, K_A = 0.171$

1) Relleno seco

a) Esfuerzos verticales ( $\text{ton/m}^2$ )



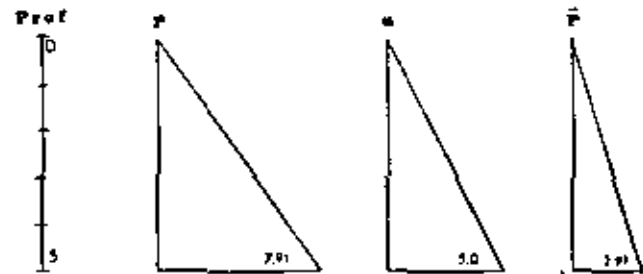
b) Esfuerzos horizontales ( $\text{ton/m}^2$ )



c)  $E_A = 2.02 \text{ ton/m}$

2) Relleno saturado y drenaje sin operar

a) Esfuerzos totales ( $\text{ton/m}^2$ )



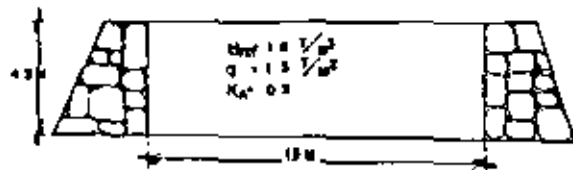
b) Esfuerzos horizontales ( $\text{ton/m}^2$ )



c)  $E_A = 13.7 \text{ ton/m}$

El espacio comprendido entre dos muros lisos se llena con arena suelta con un peso específico de  $1.8 \text{ ton/m}^3$ . Los muros tienen una altura de 4.5 metros y distan entre sí una distancia de 15 metros. La superficie del relleno sirve para depositar lingotes de acero que transmiten una sobrecarga de  $1500 \text{ kg/m}^2$ . Calcular el empuje total en magnitud y posición antes y después de colocar la sobrecarga:

- por Rankine
- Por Coulomb (Culmann)
- Por el método semiempírico de Terzaghi



SOLUCION:

a) por Rankine

1) Sin sobre carga

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$E_A = (0.5) (0.5) (1.8) (4.5)^2 = 9.11$$

$$E_A = 9.11 \text{ ton/m}$$

R



El empuje actúa a 1.5 metros medidos a partir de la base del muro.

2) Con sobre carga

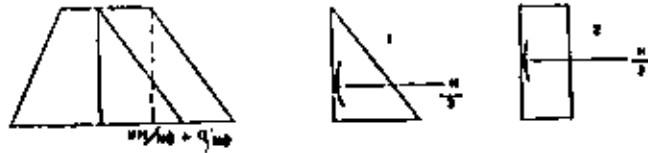
$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 + \frac{q}{\gamma_s} H$$

$$\gamma_s = \frac{1}{K_A} = \frac{1}{0.3} = 3.33$$

$$E_A = 9.1125 + \frac{1.5}{3.33} (4.5) = 12.4975$$

$$E_A = 12.49 \text{ ton/m}$$

R



$$\frac{\gamma H}{\gamma_s} = 4.05 \quad \frac{\gamma_s}{\gamma} = 0.75 \quad A_1 = 9.1125$$

$$M_1 = 9.1125 \times \frac{4.5}{3} = 13.668$$

$$A_2 = 3.375 \quad M_2 = 3.375 \times \frac{4.5}{2} = 7.59$$

$$M_1 + M_2 = 21.26$$

$$\text{Centraide} = \frac{M_1 + M_2}{A_1 + A_2} = \frac{21.26}{12.49} = 1.7025$$

$E_A$  actúa a 1.7025 metros contados a partir del pie del muro.

b) Por Coulomb (Culmann)

1) Sin sobrecarga

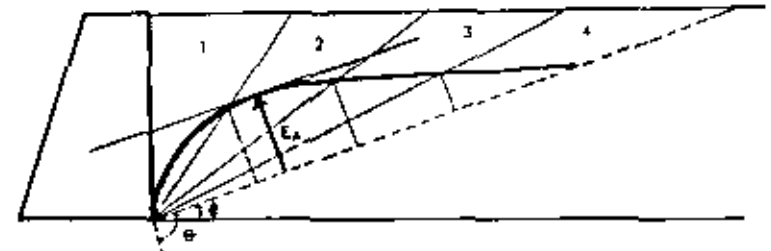
Se considera que  $\delta = 0$  (muros lisos)

Se tiene que  $\gamma_A = 0.5 + \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$

$$\sqrt{0.5} = \tan(45 - \frac{\phi}{2}); \text{arc tan } 0.708 = 45 - \frac{\phi}{2}$$

$$\therefore \phi = 19^\circ 24'$$

$$\theta = 90^\circ - \delta = 90^\circ - 0 = 90^\circ \quad \therefore \psi = 90$$



Con los datos obtenidos en la figura anterior se hace la siguiente tabla:

cuña	Area	$\gamma$	Peso	total
1	6.75	1.8	12.15	12.15
2	6.75	1.8	12.15	24.30
3	6.50	1.8	11.70	36.00
4	8.50	1.8	15.30	51.30

De la figura se obtiene:

$$E_A = 9.15 \text{ ton/m}$$

R

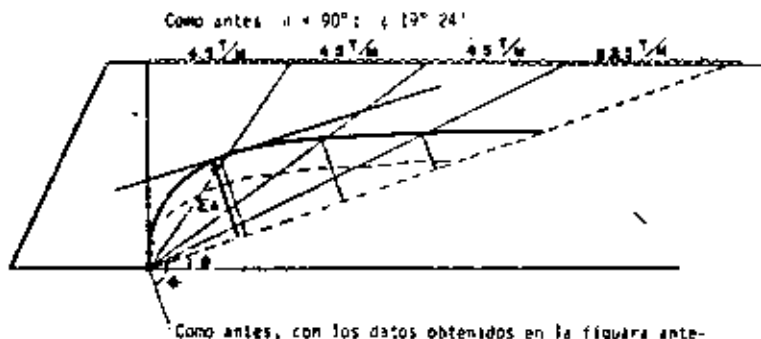
2) Con sobrecarga

Como el método de Culmann es para carga lineal y el problema presenta carga uniformemente distribuida se supone esta carga

actuando en tramos de 3 metros que es la longitud de las superficies que presenta cada cuña pero considerando que es lineal, por lo tanto:

$$Q = 1.5 \text{ ton/m}^2 \times 3 \text{ m} = 4.5 \text{ ton/m}$$

$$q = 4.5 \text{ ton/m}$$



Cuña	Area	$\gamma$	Peso	$q$	total
1	0.75	1.8	12.15	4.5	16.65
2	6.75	1.8	12.15	4.5	31.30
3	6.50	1.8	11.70	4.5	49.5
4	8.50	1.8	15.30	5.25	70.05

De la figura se obtiene:

$$E_A = 12.75 \text{ ton/m}$$

R

c) Método semi-empírico de Terzaghi:

1) Sin sobrecarga

Como el relleno es arena suelta, queda definida en el caso I

Como  $\beta = 0 \dots k_v = 0$  y no hay componente vertical

De las gráficas de Terzaghi se obtiene:

$$r_H = 470$$

$$E_H = \frac{1}{2} (470) (4.5)^2 = 4,758.75 \text{ kg/m}$$

$$E_H = 4.758 \text{ ton/m}$$

R

2) Con sobrecarga

Como el relleno es de superficie horizontal y soporta sobrecarga uniformemente repartida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje deberá incrementarse uniformemente en:

$$P = Cq$$

donde C se obtiene de la tabla de Terzaghi contenida en el apéndice XIV según el tipo de material.

$$\text{Caso 1} \quad C = 0.27$$

$$P = 1.5 \times 0.27 = 0.405$$

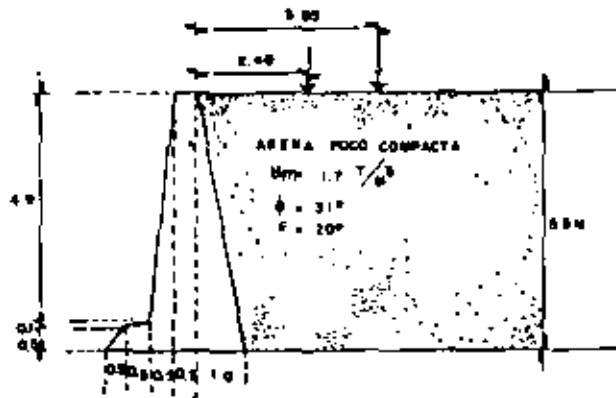
5 R

$$E_H = 4758.75 + 405 = 5163.75 \text{ kg/m}$$

$$E_H = 5.1637 \text{ ton/m}$$

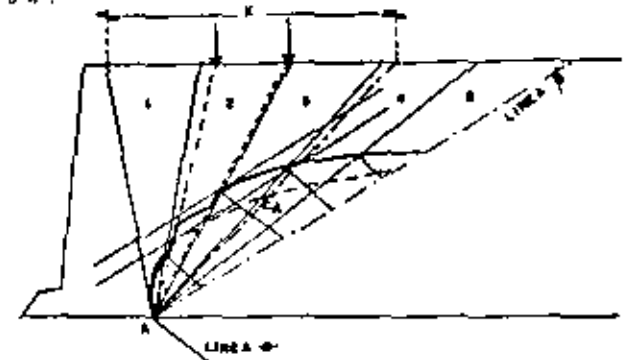
Un muro tiene su paramento inclinado y una altura de 5.5 metros, sostiene un terraplén constituido por arena poco compacta de las siguientes características:  $\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$ ,  $\phi = 31^\circ$  y  $\delta = 20^\circ$ . El terraplén soporta dos sobrecargas lineales de 3000 kg/m una de ellas a 2.40 metros y la otra a 3.95 metros, a partir de la corona del muro.

- a) Calcular el empuje activo por Coulomb (Culmann). ¿A qué distancia horizontal  $x$  deberán colocarse las sobrecargas para que no ejerzan empuje sobre el muro?
- b) Calcular el empuje activo, empleando el método semiempírico de Terzaghi.



SOLUCION:

a)



Cuña	Area	$\gamma$	Peso	q	Total	Total sin q
1	5.5	1.7	9.35		9.35	9.35
2	5.517	1.7	9.37	6.0	24.77	18.72
3	5.625	1.7	9.562		34.282	28.282
4	5.562	1.7	9.455		43.737	37.737
5	5.830	1.7	9.911		53.648	47.648

De la figura se obtiene:

$$E_A = 12.75 \text{ ton/m}$$

R

Para obtener la distancia pedida, en la misma figura donde se obtuvo el empuje activo, se dibujan a la misma escala los valores de la columna 7 de la tabla anterior, que son los correspondientes a los pesos de las cuñas sin sobrecarga. Para este caso se obtiene una línea de Culmann y se traza una tangente a ella paralela a la línea  $\delta$ , prolongándola hasta que se cruce con la línea de

Culmann antes obtenida. Por este punto y por el punto A [ver figura] se pasa una recta y se prolonga hasta el nivel del relleno. Se mide la distancia de la cresta del muro al punto obtenido y esa será la distancia pedida.

R

$$x = 5.35 \text{ metros}$$

c) Método semi-empírico de Terzaghi

Al ser el relleno arena poco compacta, el material está dentro del Caso 1.

Como  $\alpha = 0$ , la componente vertical del empuje  $K_y = 0$

De las gráficas de Terzaghi se obtiene:

$$K_A = 470 \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

y por lo tanto:

$$I_H = 0.5 (470) (5.5)^2 = 7108.75$$

$$E_H = 7108.75 \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Agregándole las sobrecargas:

$$P = C_0' = 0.27 \times 3000 = 810 \times 2 = 1620$$

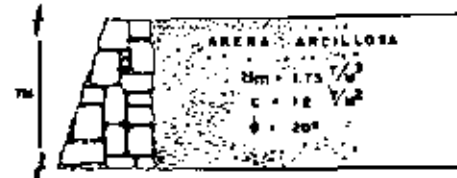
$$E_{Ht} = 7108.75 + 1620 = 8728.75$$

$$E_{HE} = 8728.75 \text{ kg/m}$$

R

6

Un muro de paramento vertical tiene 7 metros de altura. El suelo que soporta es una arena arcillosa de las siguientes características:  $\gamma_m = 1.75 \text{ ton/m}^3$ ,  $c = 1.2 \text{ ton/m}^2$  y  $\phi = 20^\circ$ . Despreciando cualquier efecto de fricción entre muro y relleno, determinar el empuje sobre el muro. La superficie del relleno es horizontal.



SOLUCIÓN:

Cuando el material presenta cohesión, la presión sobre el muro a cualquier profundidad  $z$  está dada por:

$$P_A = K_A \gamma z - 2c \sqrt{K_A}$$

$$\text{donde: } K_A = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{0.65798}{1.34202} = 0.4902$$

$$\sqrt{K_A} = 0.70$$

Cuando la profundidad  $z$  es pequeña, la expresión para el cálculo de la presión es negativa debido a la cohesión. En teoría, esto significa que para algunas profundidades (conocidas como profundidades críticas) el suelo está en tensión.



Para  $z = 0$

$$P_a = -2c\sqrt{K_A} = -2(1.2)(0.70) = -1.68 \text{ ton/m}^2$$

$$P_a = -1.68 \text{ ton/m}^2$$

El signo negativo significa que el suelo está en tensión y por lo mismo no ejerce presión sobre el muro.

Para  $z = 3 \text{ m}$

$$P_a = 0.49 (1.75) (3) - 1.68 = 4.32$$

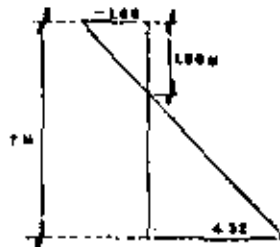
$$P_a = 4.32 \text{ ton/m}^2$$

La profundidad crítica se encuentra por medio de la expresión:

$$z_c = \frac{2c}{\sqrt{K_A}}$$

$$z_c = \frac{2 \times 1.2}{1.75 \times 0.70} = 1.96 \text{ mts}$$

El diagrama de presiones queda:



El área del triángulo superior a la izquierda del eje de presiones, representa una fuerza de tensión, la cual deberá ser --

restada de la fuerza de compresión para obtener el empuje resultante. Como se desprecia la fricción entre relleno y muro también se desprecia esta fuerza de tensión.

Calculando el área del triángulo de presiones se obtiene el empuje sobre el muro:

$$E_A = \frac{4.32 \times 3.0^2}{2} = 19.44 \text{ ton/m}$$

$$E_A = 19.44 \text{ ton/m}$$

**R  
7  
A**

Encontrar el empuje en el muro del problema anterior, suponiendo que no funcionan los drenes del muro y el agua se levanta, atrás del muro, a una altura de 3.0 metros a partir de la base del muro.

**S O L U C I O N :**

Si en un relleno existen estratos o hay agua, la distribución de presiones no varía linealmente con la profundidad en toda la altura del muro, resultando un problema más complejo.

Entre 0 y 4.0 metros de profundidad las condiciones son idénticas al problema anterior; la presión a los 4 metros será:

$$P_a = 0.49 (1.75) (4.0) - 1.68 = 1.749$$

$$P_a = 1.749 \text{ ton/m}^2$$

El término  $-2c\sqrt{K_R}$  se desprecia, como ya se dijo.

Debajo de los 4 metros, el suelo tiene un peso volumétrico igual a:

$$1.75 - 1.0 = 0.75 \text{ ton/m}^3$$

A una profundidad de 7 metros actuará una presión debida al relleno de:

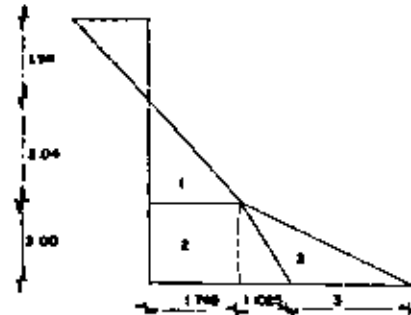
$$P_a = 1.749 + (0.49) (0.75) (3)$$

$$P_a = 2.851 \text{ ton/m}^2$$

La presión hidrostática será de:

$$P_H = 1 \times 3 = 3 \text{ ton/m}^2$$

Se puede trazar el diagrama de distribución de presiones



Estas áreas dan el empuje total sobre el muro. Como en el problema anterior, el área triangular a la izquierda del eje de presiones se desprecia.

En un diagrama triangular de presiones el empuje actúa a un tercio de la altura. En una distribución de presiones no tri-

angular se toman los momentos de cada área respecto a la base del muro para encontrar el centroide de ellas y por lo tanto el punto donde actúa el empuje

Es conveniente elaborar la siguiente tabla:

No.	Área	Altura del centroide	Momento del área
1	1.7839	3.68	6.5647
2	5.247	1.5	7.870
3	6.1537	1.0	6.1537
Total	13.1846		20.5884

El empuje total es:

$$E_A = 13.1846 \text{ ton/m}$$

Actúa a:

$$\frac{20.5884}{13.1846} = 1.561 \text{ m}$$

1.561 metros de la base del muro

Una atagüa se construirá con una serie de pilotes en cantiliver y sostendrá un suelo a una altura de 5.5 metros. El suelo tiene las siguientes propiedades:  $\gamma_m = 1.92 \text{ ton/m}^3$  y  $\phi = 30^\circ$ . En contrar la profundidad a la cual deberán ser hincados los pilotes suponiendo que sólo 2/3 partes de la resistencia teórica pasiva se desarrollará en la longitud de empotramiento.

SOLUCIÓN:

Sea  $H$  la longitud total de un pilote, y  $d$  la longitud

empotrada (ver figura adjunta).

Los coeficientes de presión del suelo serán:

$$K_A = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{0.5}{1.5} = \frac{1}{3}$$

$$K_P = \frac{1}{K_A} = 3$$

El valor de  $K_P$  se desarrollará solo 2/3 partes, por lo ---

$$K_P = 3 \times \frac{2}{3} = 2$$

La presión sobre el pilote, en el fondo, será:

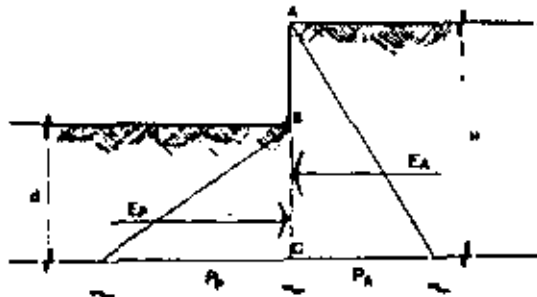
$$P_A = 1.92 \times H \times 1/3 = 0.64 H \text{ ton/m}^2$$

$$P_P = 1.92 \times d \times 2 = 3.84 d \text{ ton/m}^2$$

Los empujes totales son:

$$E_A = 1/2 H \times 0.64 H = 0.32 H^2 \text{ ton/m}$$

$$E_P = 1/2 d \times 3.84 d = 1.92 d^2 \text{ ton/m}$$



Tomando momentos en B:

$$-0.32 H^2 \times H/3 = 1.92 d^2 \times d/3$$

Obteniéndose:  $\frac{H}{d} = 1.8172$

pero:  $H = d + 5.5$

Entonces:  $\frac{d + 5.5}{d} = 1.8172 \Rightarrow d = 6.73 \text{ mts}$

R

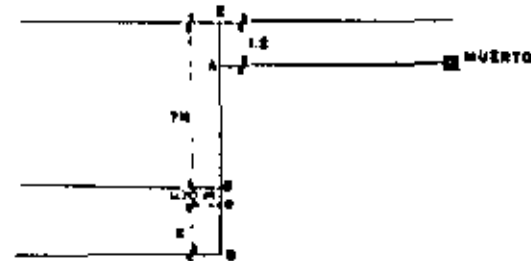
Que es la profundidad a la cual los pilotes deberán ser hincados.

9

Una excavación de 7.0 metros de profundidad se hace en un suelo sin cohesión para el cual se tiene  $\gamma_M = 1.8 \text{ ton/m}^3$  y  $\phi = 28^\circ$ . Los lados de la excavación son soportados por una serie de pilotes sujetados mediante un muro a una profundidad de 1.2 metros debajo de la superficie del terreno. Suponiendo fija la base y utilizando el método de la viga equivalente, determinar la longitud mínima de los pilotes para que estos estén en equilibrio.

SOLUCION:

La viga equivalente es:



Para un suelo sin cohesión, el punto de contraflexión -  
(C) comúnmente se supone a  $0.1H$  por debajo de B

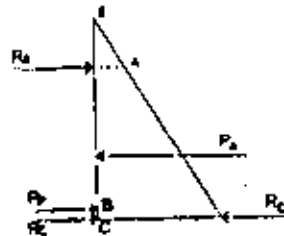
$$C = 0.1 (7.0) = 0.7$$

$$K_A = \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} = \frac{1 - 0.469}{1 + 0.469} = \frac{0.531}{1.469} = 0.3614$$

$$K_p = \frac{1}{K_A} = 2.77$$

Presión activa en el punto C:

$$C = 0.361 \times 1.8 \times 2.7 = 5.0 \text{ ton/m}^2$$



Presión activa en D:

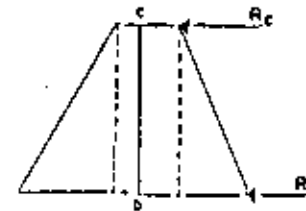
$$5.0 + 0.361 \times 1.8 \times X = 5.0 + 0.6498 X$$

Presión Pasiva en C:

$$2.77 \times 1.8 \times 0.7 = 3.49$$

Presión Pasiva en D:

$$3.49 + 2.77 \times 1.8 \times X = 3.49 + 4.986 X$$



Viga EC:

Empuje activo:

$$E_A = 1/2 (5.0) (2.7) = 14.25 \text{ ton/m}$$

actuando a:  $\frac{2.7}{3} = 2.56 \text{ m sobre C}$

Empuje Pasivo:

$$E_D = 1/2 (3.49) (0.7) = 1.22 \text{ ton/m}$$

actuando a  $\frac{0.7}{3} = 0.23 \text{ m sobre C}$

Tomando momentos en A:

$$\sum M_A = (7.7 - 1.2) \times 14.25 (7.7 - 1.2 - 2.56) - 1.22 (7.7 - 1.2 - 0.23)$$

$$6.5 R_C = 75.845 - 7.649$$

$$6.5 R_C = 68.196 \quad ; \quad R_C = \frac{68.196}{6.5} = 10.491$$

$$R_c = 10.491 \text{ ton}$$

Viga CD

Las fuerzas se obtienen de las áreas de los triángulos y rectángulos del diagrama de presiones.

Tomando momentos con respecto a D:

$$\text{Fuerza activa: } 5.0 x + \frac{0.6498 x^2}{2}$$

$$\text{Fuerza pasiva: } 3.49 x + \frac{4.986 x^2}{2}$$

$$10.491 x + 5.0 \frac{x^2}{2} + 0.6498 \frac{x^3}{6} - 3.49 \frac{x^2}{2} - 4.986 \frac{x^3}{6} = 0$$

$$10.491 + 2.5 x + 0.1083 x^2 - 1.745 x - 0.831 x^2 = 0$$

$$\text{Quedando: } x^2 - 1.044 x - 14.516 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$x = 4.36 \text{ m}$$

La profundidad de empotramiento es:

$$4.36 + 0.7 = 5.06 \text{ m}$$

La longitud mínima de los pilotes es:

$$\underline{5.06 + 7 = 12.06 \text{ m}}$$

R

10

Un muro de paramento vertical de 9.0 metros de altura soporta un suelo cohesionado que tiene un  $\gamma = 1.9 \text{ ton/m}^3$ ,  $c = 1.45 \text{ ton/m}^2$  y  $\phi = 15^\circ$ . Encontrar el empuje que actúa por cohesión y fricción con el muro. Los valores de cohesión y fricción entre el muro y el suelo pueden suponerse los mismos que las propiedades del suelo.

SOLUCIÓN:

En este problema se usará el método de las cuñas a base de tanteos.

Como el suelo es cohesionado, las áreas de las cuñas se reducen por tensión una profundidad:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_A}}$$

$$\text{Donde: } K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - 0.25982}{1 + 0.25982} = 0.588$$

$$F_A = 0.588 ; \sqrt{K_A} = 0.767$$

$$\text{Por lo tanto: } z_c = \frac{2 \times 1.45}{1.9 \times 0.767} = 1.989$$

$$z_c = 1.989 \text{ mts}$$

Las fuerzas que actúan en cada cuña son:

$$1.- \text{ Peso de la cuña } W = \text{área} \times \gamma = \text{área} \times 1.9$$

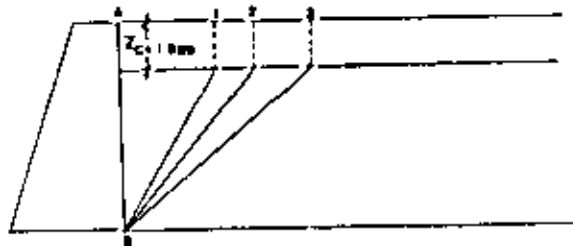
$$2.- \text{ Fuerza de Cohesión con el muro: } c_u = 1.45 \times 2.011 = 10.1659$$

3.- Fuerza de cohesión en el plano de falla  $c = 1,45 \times$   
long

4.- Reacción sobre el plano actuando normal a  $\delta$

5.- Empuje sobre el muro,  $E_A$ , actuando a un ángulo  $\delta$  de  
de la normal al muro. (Se supone que  $\delta = \phi$ )

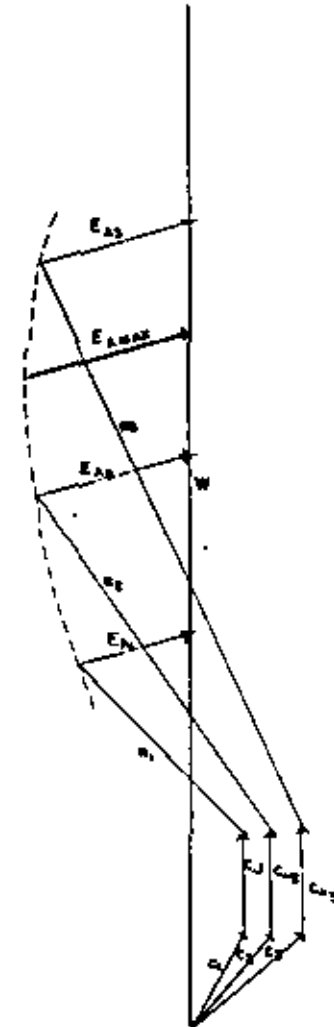
Las magnitudes y direcciones de las fuerzas de los incli-  
sos 1, 2 y 3 son conocidas, conociéndose además las direcciones de  
las fuerzas de los incisos 4 y 5, lográndose completar el polígono-  
de fuerzas y de aquí medirse  $E_A$ . El objeto de encontrar el valor -  
más grande de  $E_A$  es que con este valor se diseña el muro.



Los valores de las 3 cuñas se encuentran en la siguiente  
tabla:

Cuña	Area	$\gamma$	Peso	Long. cuña	Fza. cohesiva (c) en el plano
AB1	22.527	1.9	42.801	8.3	12.035
AB2	32.691	1.9	62.113	9.5	13.775
AB3	46.428	1.9	88.213	11.0	15.950

$$E_A \text{ max} = 18.5 \text{ Ton/m}$$



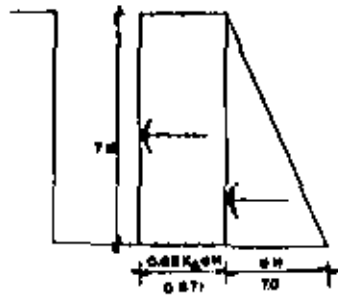
11

Se va a hacer una excavación, a 7 metros de profundidad, en un suelo arenoso que tiene las siguientes características:  $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$ ,  $\phi = 30^\circ$ . Se van a usar ademes apuntalados para detener las paredes de la excavación. Calcular el empuje que soportarán los puntales:

- Suponiendo el nivel freático en la superficie
- Suponiendo el nivel freático en el fondo de la excavación

#### SOLUCION

a) Para resolver este problema se usará la distribución de Terza - ght para arenas (Apendice No XV a)



Aplicando la fórmula:

$$h = 0.65 \times 0.2385 \times 0.6 \times 7$$

$$h = 0.871 \text{ ton/m}^2$$

$$h = 0.65 E_A \gamma H$$

Se calcula  $K_A$ :

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$K_A = \tan^2 26^\circ = (0.486)^2$$

$$K_A = 0.2385$$

El empuje que produce la arena es:

$$E = 0.871 \times 7 = 6.1 \text{ ton/m}$$

Ahora se calcula el empuje producido por el agua y se suma al calculado anteriormente, para obtener el empuje total:

$$E_U = 0.5 \gamma H^2 = \frac{\gamma H H}{2}$$

$$E_U = 0.5 \times 1.0 \times 49 = 24.5 \text{ ton/m}$$

El empuje será:

$$E_T = 6.1 + 24.5 = 30.6 \text{ ton/m}$$

R

$$E_T = 30.6 \text{ ton/m}$$

b) Con el NAF al nivel del fondo de la excavación.

Aplicando la fórmula:

$$h = 0.65 E_A \gamma H$$

$$h = 0.65 \times 0.2385 \times 1.8 \times 7 = 1.955$$

$$h = 1.955 \text{ m.}$$

El empuje será:

$$E = 1.955 \times 7 = 13.75$$

R

$$E = 13.75 \text{ ton/m}$$

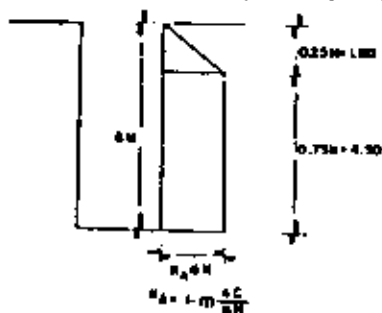


12

Se va a hacer una excavación a 6 metros de profundidad, en un suelo formado por arcilla blanda normalmente consolidada con las siguientes características:  $\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$  y  $c = 2 \text{ ton/m}^2$ . Para asegurar las paredes de la excavación se usarán ademes apuntalados. Encontrar el empuje que soportarán los puntales.

SOLUCIÓN:

Como el suelo es arcilla blanda consolidada, se toma la distribución de Terzaghi del apéndice No XV (b).



Se calcula el valor de  $N$

$$N = \frac{\gamma H}{c} = \frac{1.5 \times 6}{2} = 4.5$$

Como  $N > 4$

Se toma  $m = 0.4$

Según Terzaghi,  $m = 0.4$  para arcillas blandas, valor tomado de experiencias obtenidas al estudiar las arcillas blandas de Oslo (Referencia No. 4, págs 402 a 413)

Se calcula  $K_A$ :

$$K_A = 1 - 0.4 \frac{4 \times 2}{1.5 \times 6} = 1 - 0.352 = 0.648$$

$$K_A = 0.648$$

$$E = 0.648 \times 1.5 \times 6 = 5.82$$

Se calcula el Empuje:

$$E = \frac{(a + b)}{2} h \quad (\text{Fórmula para encontrar el área de un trapecio})$$

$$E = \frac{3.5 + 6}{2} \times 5.82 = 5.25 \times 5.82$$

$$E = 30.60 \text{ Ton/m.}$$

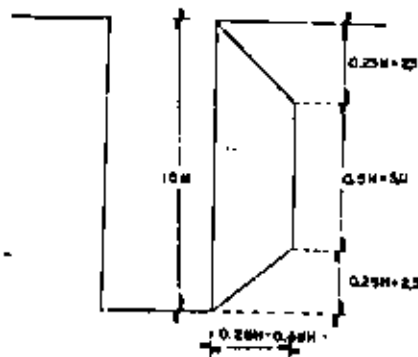
R

13

En un suelo formado por arcilla fisurada se requiere hacer una excavación de 10 metros de profundidad. El suelo tiene las siguientes características:  $\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3$  y  $c = 8 \text{ ton/m}^2$ . Para detener las paredes de la excavación se usarán ademes apuntalados. Encontrar el empuje que actuará sobre los puntales de los ademes.

SOLUCIÓN:

Para arcillas fisuradas se toma la distribución de Terzaghi del apéndice No. XV (c)





$$\gamma H = 1.6 \times 10 = 16$$

$$h_1 = 0.2 \quad \gamma H = 3.2$$

$$h_2 = 0.4 \quad \gamma H = 6.4$$

$$E_1 = \frac{10 \times 5}{2} \quad h_1 = \frac{15}{2} \times 3.2 = 24$$

$$E_1 = 24 \text{ ton/m}$$

$$E_2 = \frac{15}{2} \times 6.4 = 48$$

$$E_2 = 48 \text{ ton/m}$$

R

Se toma el valor 0.2 y H cuando la excavación se hace rápidamente y las deformaciones se restringen. En caso contrario se utiliza 0.4 y H

## Problemas Propuestos

1

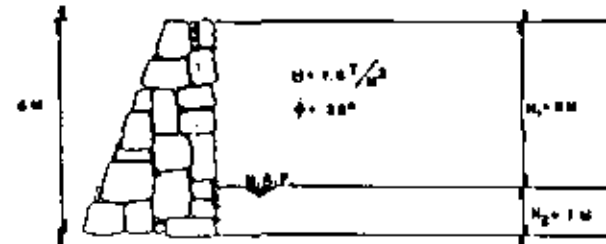
En una arcilla plástica con un  $\gamma_m = 1.9 \text{ ton/m}^3$  se realiza una excavación vertical. A la altura  $h = 5.5$  metros el material se derrumba. ¿Cuanto vale teóricamente la cohesión  $c$ ?

Resp.  $c = 2.612 \text{ ton/m}^2$

2

Calcular los empujes activo y pasivo que actúan en un muro de 6 metros de altura, si retiene a un relleno de las siguientes propiedades:

$\phi = 35^\circ$ ;  $\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3$ . El nivel freático se encuentra 5 metros abajo de la superficie del relleno.



Resp.

$$E_A = 8.169 \text{ ton/m} ; E_p = 104.9326 \text{ ton/m}$$

3

Un muro construido con pilotes anclados soporta un relleno de suelo friccionante de 5.5 metros de altura con superficie horizontal. El relleno tiene un  $\gamma_m = 1.92 \text{ ton/m}^3$  y  $\phi = 30^\circ$ . El anclado de los pilotes está limitado a 1.2 metros debajo de la superficie. Suponer soporte libre. Encontrar aproximadamente la longitud mínima de los pilotes para su estabilidad. Despreciar la fricción en la superficie de los pilotes.

Resp.

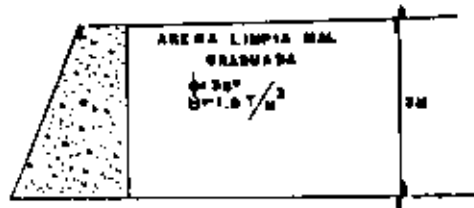
$$L = 8.3 \text{ mts aproximadamente}$$

4

Un muro de paramento vertical liso de 3 metros de altura sostiene arena limpia mal graduada (SP) (relleno horizontal) que tiene un peso específico de  $1.8 \text{ ton/m}^3$  y un ángulo de fricción interna de  $36^\circ$ . Calcular el empuje activo en magnitud y posición:

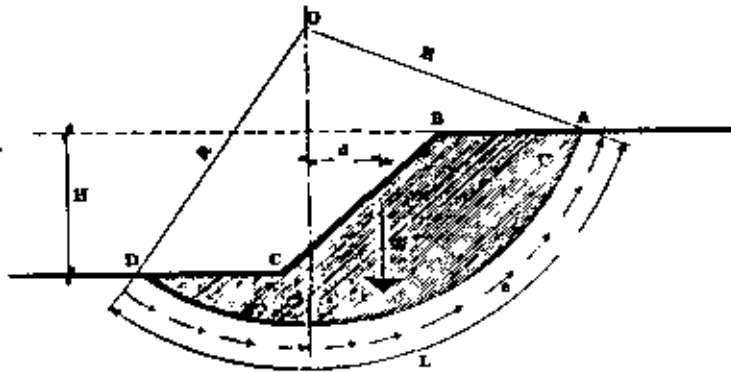
a) Por Rankine

- b) Por Coulomb (Culmann)  
 c) Por el método semi-empírico de Terzaghi  
 d) Con una sobrecarga de  $2 \text{ ton/m}^2$   
 e) Suponiendo  $\delta = 25^\circ$  para la superficie del relleno.



Resp.

- a)  $E_A = 2.1027 \text{ ton/m}$  ; b)  $E_A = 2.05 \text{ ton/m}$  ; c)  $E_A = 2.115 \text{ ton/m}$  ;  
 d)  $E_A = 3.860 \text{ ton/m}$  ; e)  $E_A = 2.779 \text{ ton/m}$



## IV. ESTABILIDAD DE TALUDES

Los taludes son cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. Pueden ser naturales como las laderas o artificiales como los cortes y terraplenes.

La falla de un talud puede ocurrir por varias causas como son: falla por deslizamiento superficial, falla por erosión, falla por licuación, falla por capacidad de carga del terreno y falla por movimientos del cuerpo del talud.

La falla por movimiento del cuerpo del talud puede ser de dos formas: Una en que se define una superficie de falla -- curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; a este tipo se le llama falla por rotación. La otra forma es la que ocurre a lo largo de superficies débiles, en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación; a este tipo de falla se le llama falla por traslación.

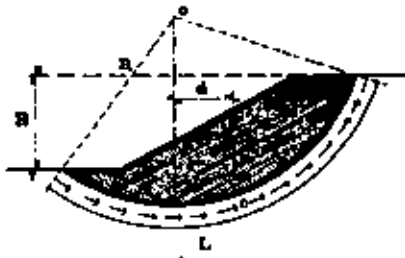
Cuando un talud está formado por material puramente friccionante, para garantizar la estabilidad del talud bastará que el ángulo que presente el talud sea menor que el de fricción interna del material friccionante. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es simplemente:

$$\beta < \phi$$

Cuando se tiene el caso de que el talud está formado por suelos cohesivo-friccionantes o puramente cohesivos se utiliza generalmente el Método Svecio para analizar su estabilidad.

**METODO SUECO.** En este método se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a la falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es cilíndrica y cuya traza con el plano normal al eje del cilindro es un arco de circunferencia.

Cuando el suelo es puramente cohesivo se procede de la siguiente manera: Considérese un arco de circunferencia con centro en  $O$  y radio  $R$  como la traza de una superficie hipotética de falla. Las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra son el peso del suelo correspondiente a el área supuesta mas cualquier sobrecarga que pudiera actuar sobre la corona del talud. El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de  $O$  será:



$$M_m = \int Wd$$

que es el llamado momento motor.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta. Así:

$$M_R = cLR$$

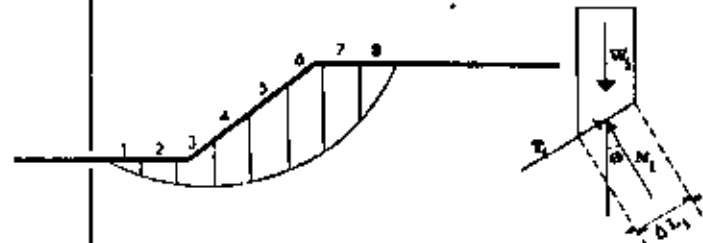
que es el llamado momento resistente

El factor de seguridad será:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m}$$

La experiencia permite considerar a 1.5 como un valor de  $F_s$  aceptable.

Para suelos con cohesión y fricción se usa el método de las daveles. Se supone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en daveles cuyo número es arbitrario, si bien, a mayor número de estas los resultados son más aproximados.



Para el equilibrio de cada davela se considera su peso  $W_i$  y las fuerzas  $N_i$  y  $T_i$  que son las reacciones normal y tangencial a lo largo de la superficie de deslizamiento  $\alpha_i$ .  $N_i$  y  $T_i$  equilibran a  $W_i$ .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las daveles como:

$$M_m = R \sum [T_i]$$

El momento resistente es debido a la resistencia al es--

fuerzo cortante  $S_1$ , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$MR = Res_1 \Delta L_1$$

El factor de seguridad será:

$$F_s = \frac{MR}{M_1} = \frac{25 \Delta L_1}{\sum |P_1|}$$

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos; aquí puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividida por dovelas, de modo que ninguna base de ellas caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Para obtener el peso de cada dovela, ahora deberá calcularse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela correspondiente a cada estrato por el peso específico respectivo. Conocido el peso de cada dovela se procede a calcular los momentos resistentes y motores parciales. Los momentos totales se obtienen sumando los parciales calculados y con ellos puede calcularse el  $F_s$  correspondiente al círculo de falla elegido.

**METODO DEL CIRCULO DE FRICCIÓN.** Este método acepta también que la superficie de deslizamiento de los taludes puede considerarse un cilindro cuya traza con el plano es un arco de circunferencia.

En el problema No. 11 se presenta la secuencia de cálculo

de este método.

**METODO DE TAYLOR.** Taylor realizó un gran número de investigaciones tendientes a evitar a los proyectistas el trabajo largo y tedioso de los tanteos. Taylor obtuvo una gráfica en la que relaciona los valores del ángulo del talud con los números de estabilidad obtenidos para ellos.

En los apéndices No. XVI, XVII y XVIII se presentan las gráficas de Taylor.

Se ha visto que el número de estabilidad para los círculos más críticos posibles que corresponden a la falla de base es 0.185. A mayor número de estabilidad el círculo es más crítico.

## Problemas Resueltos

Se va a hacer una excavación de 5.9 metros de profundidad con talud vertical sin ademar en una arcilla dura. Los ensayos de laboratorio en muestras inalteradas dieron:  $q_u = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\gamma = 2 \text{ ton/m}^3$ . ¿Cuál es el factor de seguridad contra deslizamiento de la excavación?

**SOLUCIÓN:**

$$\text{Se tiene la ecuación: } H_{\text{crit}} = \frac{4c}{\gamma}$$

$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{10 \text{ ton/m}^2}{2} = 5 \text{ ton/m}^2$$

$$H_{\text{crit}} = \frac{4 \times 5.0}{2} = 10 \text{ mts}$$

$$c = \frac{c'}{\gamma} = \frac{1.6 \times 0.267}{1.6} = 0.2427$$

$$c = 0.2427$$

En el Abaco III  $\alpha = 10^\circ$ ; y en el Abaco II  $\alpha = 13.5^\circ$

Por interpolación  $\beta = 12.3^\circ$

que es el ángulo buscado.

El corte del talud de la figura tiene 9 metros de altura y una pendiente de 2 horizontal por 1 vertical. El suelo es arcilla saturada con un peso volumétrico de  $1.9 \text{ ton/m}^3$  y una cohesión de  $1.90 \text{ ton/m}^2$ . Encontrar el factor de seguridad para deslizamiento circular, tomando  $\phi = 0^\circ$  y suponiendo que la superficie de deslizamiento pasa por el pie del talud.

SOLUCIÓN:

Para encontrar el factor de seguridad crítico se hacen tanteos con diferentes superficies de falla y el menor valor encontrado corresponderá a la superficie crítica.

En este caso con suelo homogéneo, el centro del círculo crítico puede ser obtenido usando la tabla del apéndice No. XIX.

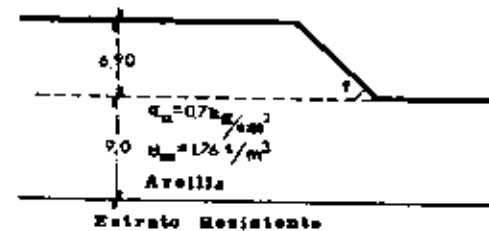
2

R

$$F_s = \frac{10.0}{6.9} = 1.449$$

$$F_s = 1.449$$

¿Cuál debe ser, aproximadamente, la inclinación de un talud de 6.90 metros de altura para tener un factor de seguridad  $F_s = 1.31$ , si la arcilla tiene un  $q_u = 0.7 \text{ kg/cm}^2$  y  $\gamma_m = 1.76 \text{ ton/m}^3$ ? La arcilla tiene un espesor de 9 metros por debajo del pie del talud y está limitada por un estrato de alta resistencia.



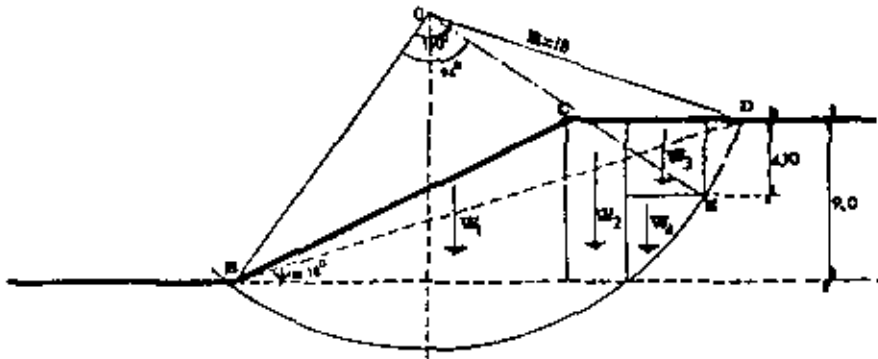
SOLUCIÓN:

$$c = \frac{q_u}{2} = 0.35 \text{ kg/cm}^2$$

Para un factor de seguridad de  $F_s = 1.31$ ,  $c$  deberá modificarse como:

$$c = \frac{0.35}{1.31} = 0.267 \text{ kg/cm}^2$$

Para entrar a los Abacos (Apéndice No. IX) se vuelve a modificar  $c$ , pues estos están hechos para  $\gamma_m = 1.6$



El ángulo de inclinación del talud es:

$$i = \arctan 0.5 = 26^\circ 34'$$

De la tabla, interpolando entre  $15^\circ$  y  $30^\circ$  se obtiene --

$$\tau = 18^\circ \text{ y } \phi = 110^\circ$$

La superficie de falla resultante se muestra en la figura. El radio mide 18 mts.

Deberá considerarse una grieta de tensión hasta la profundidad de:

$$DC = \frac{2c}{\gamma} = \frac{2 \times 1.90}{1.9} = 4.10 \text{ mts}$$

El suelo afectado se encuentra limitado por BCDCB

Se calcula el peso de esta sección:

$$W_1 = 157.32 \text{ ton}; W_2 = 49.59 \text{ ton}; W_3 = 36.613 \text{ ton}; W_4 = 21.878 \text{ ton.}$$

Se calcula el momento motor:

$$M_m = \sum Wd = 157.32 \times 1.5 + 49.59 \times 9.10 + 36.613 \times 12.8 + 21.878 \times 12$$

$$M_m = 1418.431 \text{ ton-m}$$

Se calcula ahora el momento resistente:

$$M_R = cRL$$

$$L = \frac{R\theta}{180^\circ} \quad \theta = 94^\circ; \quad L = \frac{18 \times \pi \times 94^\circ}{180^\circ} = 29.53 \text{ mts}$$

$$M_R = 3.9 \times 18 \times 29.53 = 2073.006$$

$$M_R = 2073.006 \text{ ton-m.}$$

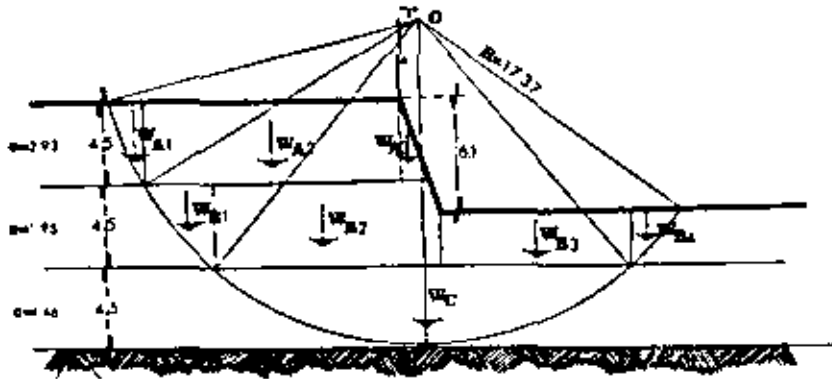
El factor de seguridad será:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{2073.006}{1418.431} = 1.46$$

$$F_s = 1.46$$

Un depósito de arcilla está formado por tres estratos horizontales, cada uno de 4.5 metros de espesor. Los valores de la cohesión son de 2.93, 1.95, 1.46  $\text{ton/m}^2$  respectivamente y el peso volumétrico es de  $\gamma_m = 1.84 \text{ ton/m}^3$  para los tres estratos. Si se efectúa un corte en el depósito como el que se muestra en la figura, cuál será el factor de seguridad para el punto dado.

R  
4



SOLUCIÓN:

Se calcula el momento resistente:

$$M_R = cLR + Rrcl$$

Como los estratos presentan diferentes valores de cohesión se calcula  $L$  para cada estrato:

$$L_1 = \frac{17,37 \times 0 \times 16^\circ}{180^\circ} = 4,85 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{17,37 \times 0 \times 19^\circ}{180^\circ} = 5,76 \text{ m}$$

$$L_3 = \frac{17,37 \times 3 \times 82^\circ}{180^\circ} = 24,85 \text{ m}$$

$$L_4 = \frac{17,37 \times 8 \times 14^\circ}{180^\circ} = 4,24 \text{ m}$$

$$M_R = 17,37 (2,93 \times 4,85 + 1,95 \times 5,76 + 1,46 \times 24,85 + 4,24 \times 1,95)$$

$$M_R = 1215,743 \text{ ton-m}$$

Se calcula el momento motor:

$$M_m = cHd$$

Para calcular el peso de la sección, se divide en áreas como se muestra en la figura, y se multiplican por su peso volumétrico. Así:

$$\begin{aligned} W_{A1} &= 7,245 \text{ ton} & W_{B1} &= 14,697 \text{ ton} & W_{C1} &= 90,988 \text{ ton} \\ W_{A2} &= 116,748 \text{ ton} & W_{B2} &= 104,328 \text{ ton} & & \\ W_{A3} &= 6,624 \text{ ton} & W_{B3} &= 55,494 \text{ ton} & & \\ & & W_{B4} &= 8,004 \text{ ton} & & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_m &= 7,245 \times 15,75 + 116,748 \times 8,0 + 6,624 \times 0,6 + 14,696 \times 12,8 \\ &+ 104,328 \times 5,40 + 55,494 \times 6,2 + 8,004 \times 12,2 + 90,988 \times 0 \end{aligned}$$

$$M_m = 1361,848 \text{ ton-m}$$

Nota. Las distancias se miden directamente en la figura.

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{1215,743}{1361,848} = 0,89$$

$$F_s = 0,89$$

Por lo que se deduce que el talud es inestable.

En la figura se muestra la sección circular en corte del talud de una vía férrea en la cual ha ocurrido un deslizamiento. El suelo es arcilla con un peso volumétrico promedio de  $1,72 \text{ ton/m}^3$ . Investigaciones realizadas demuestran que la superficie de desliza-



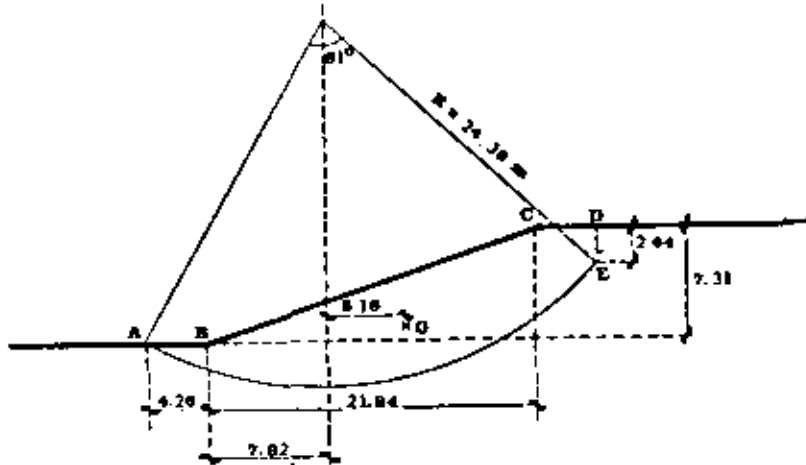
miento está muy cercana al arco AE. Considerando que  $\phi = 0$  y que la grieta de tensión DE está a 2.44 metros de profundidad, encontrar el valor de la cohesión  $C$  a lo largo de la superficie de falla.

SOLUCIÓN:

El área de suelo alterado ABCDEA es:

$$A = 155.6 \text{ m}^2$$

El centroide de esta área está localizado a 5.18 m de la vertical por D.



El peso de la sección ABCDEA será:

$$W_s = 155.6 \times 1.72 = 267.63 \text{ ton}$$

Por equilibrio:

$$M_n = M_R$$

$$M_n = 267.63 \times 5.18 = 1386.323$$

$$M_n = 1386.323 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_R = cLR$$

$$\text{si } \theta = 82^\circ \quad L = \frac{24.38 \times \pi \times 81^\circ}{180^\circ} = 34.466 \text{ m}$$

$$M_R = c \times 34.466 \times 24.38 = c \times 840.281$$

Iguando los momentos:

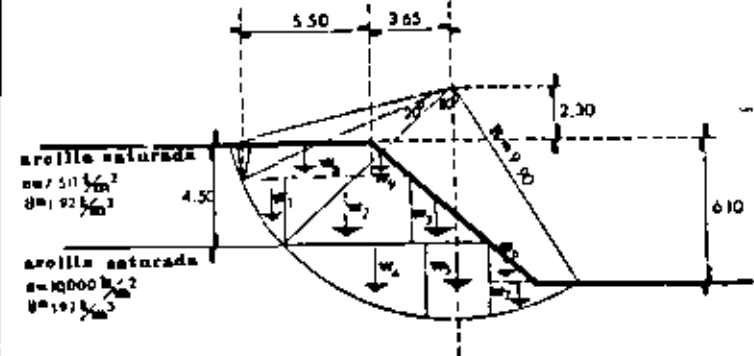
$$1386.323 = c \times 840.281$$

$$c = \frac{1386.323}{840.281} = 1.649 \text{ ton/m}^2$$

$$c = 1.649 \text{ ton/m}^2$$

## 6

Calcular el factor de seguridad para la superficie de falla de la figura, si la grieta que tiene 1.50 metros de profundidad se llena de agua. El radio del arco tiene 9.90 metros de longitud.



SOLUCION:

Se divide el arco en dos segmentos AB y BC y se determina la longitud de cada uno:

$$AB = \frac{9,9 \times \pi \times 20^\circ}{180^\circ} = 3,45$$

$$BC = \frac{9,9 \times \pi \times 80^\circ}{180^\circ} = 13,82$$

Se calcula el momento resistente:

$$M_R = cLR$$

$$M_R = 7511 \times 3,45 \times 9,90 + 10,000 \times 13,82 \times 9,90 = 1,624,718,2$$

$$M_R = 1,624,718,2 \text{ Kg-m}$$

Se calcula el peso y se encuentra el centroide de las --

Áreas:

$$\begin{array}{lll} W_1 = 5,328 \text{ ton} & W_4 = 18,432 \text{ ton} & W_7 = 5,616 \text{ ton} \\ W_2 = 31,104 \text{ " } & W_5 = 17,203 \text{ " } & W_8 = 15,552 \text{ ton} \\ W_3 = 10,08 \text{ " } & W_6 = 3,36 \text{ " } & W_9 = 2,736 \text{ " } \end{array}$$

Se calcula el momento motor:

$$M_m = \sum Wx$$

$$\begin{aligned} M_m &= 5,328 \times 8 + 31,104 \times 4,80 + 10,08 \times 0,85 + 18,432 \times 3,5 \\ &+ 17,203 \times 0 + 3,36 \times 2,06 + 5,616 \times 2,70 + 15,552 \times 6,5 \\ &+ 2,736 \times 3,2 = 352,737 \end{aligned}$$

$$M_m = 352,737 \text{ kg-m}$$

es:

$$P = \frac{\gamma H^2}{2} = \frac{1000 \times 1,5^2}{2} = 1125 \text{ kg}$$

El momento de esta fuerza es:

$$M = 1125 \times 3,30 = 3712,5 \text{ kg}$$

El momento motor total es:

$$Mm_T = 352,737 + 3712,5 = 356,449,5$$

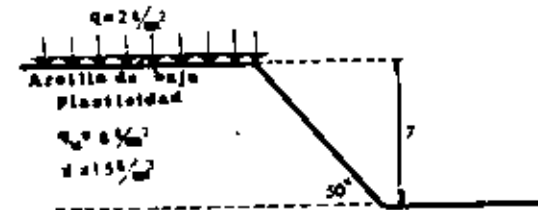
$$Nm_T = 356,449,5$$

$$F_s = \frac{M_R}{Mm_T} = \frac{1,624,718,2}{356,449,5} = 4,55$$

$$F_s = 4,55$$

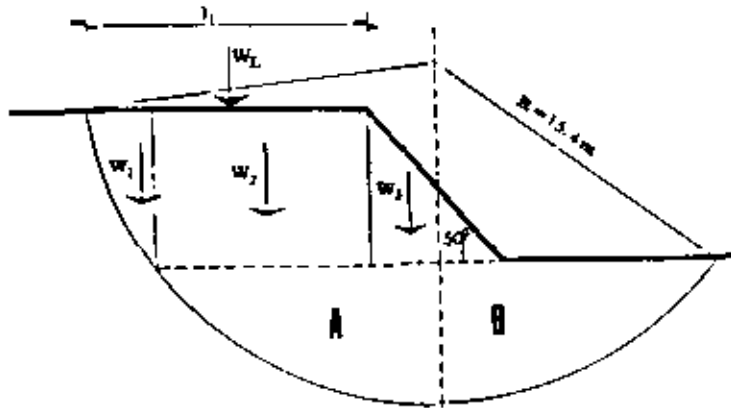
R

Determinar el factor de seguridad del talud mostrado en la figura, usando el método sueco



SOLUCION:

Primer tanteo



Se calcula el momento resistente:

$$M_R = cLR$$

$$c = \frac{qL}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ ton/m}^2$$

$$L = \frac{15.4 \times \pi \times 133.5^\circ}{180^\circ} = 35.88 \text{ m}$$

$$M_R = 4 \times 35.88 \times 15.4 = 2210.208$$

$$M_R = 2210.208 \text{ ton-m}$$

Se obtienen los pesos de cada una de las secciones en que se dividió la superficie de falla, multiplicando las áreas por su peso volumétrico

$$W_1 = 15.225 \text{ ton}$$

$$W_2 = w \times L + Z = 12.2$$

$$W_3 = 98.175 \text{ ton}$$

$$W_4 = 24.4 \text{ ton}$$

$$W_5 = 30.45 \text{ ton}$$

Se calcula el momento motor:

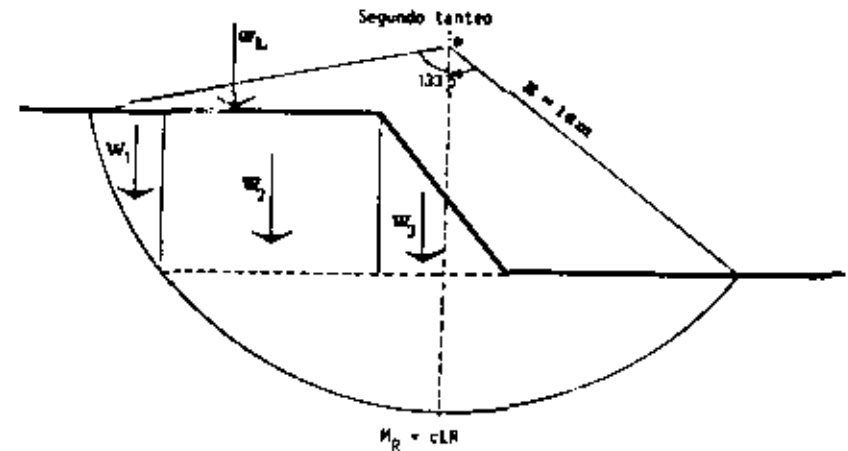
$$M_m = \sum Wd = 15.225 \times 12.95 + 98.175 \times 7.6 + 30.45 \times 1.01 + 24.4 \times 9.1$$

Nótese que los momentos motores producidos por las secciones A y B son iguales y de sentidos contrarios, por lo que se anulan entre sí:

$$M_m = 1196.087 \text{ ton-m}$$

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{2210.208}{1196.087} = 1.847$$

Fs. 1.847



$$L = \frac{16 \times \pi \times 133.5}{180} = 37.280 \text{ m}$$

$$P_R = 4 \times 37.280 \times 16 = 2385.92$$

$$M_R = 2385.92 \text{ ton-m}$$

Los pesos serán:

$$W_1 = 17.85 \text{ ton} \quad W_3 = 29.4 \text{ ton}$$

$$W_2 = 99.75 \text{ ton} \quad W_L = 25.6 \text{ ton}$$

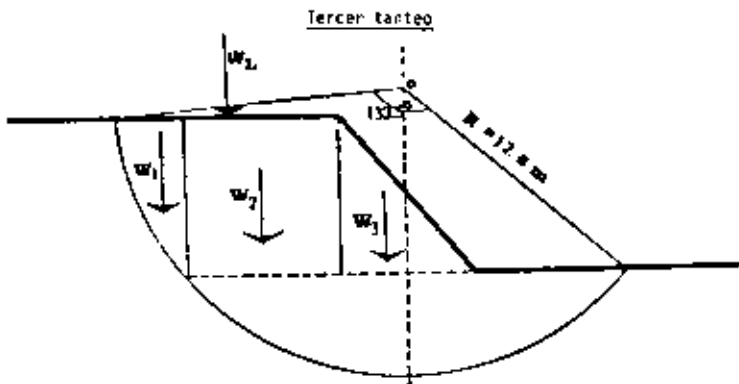
$$M_w = W_d = 17.85 \times 13.6 + 99.75 \times 7.6 + 29.4 \times 1.05 + 25.6 \times 9.30$$

$$M_w = 1269.81 \text{ ton-m}$$

$$F_s = \frac{2385.92}{1269.81} = 1.878$$

$$F_s = 1.878$$

Al subir el punto, el factor de seguridad aumenta. Ahora se calcula el  $F_s$  para un punto cercano a la cresta del talud.



$$L = \frac{12.6 \times \pi \times 133.5}{180} = 29.358 \text{ m}$$

$$M_R = 4 \times 29.358 \times 12.6 = 1479.643$$

$$M_R = 1479.643 \text{ ton-m}$$

$$W_1 = 15.225 \text{ ton} \quad W_3 = 31.5 \text{ ton}$$

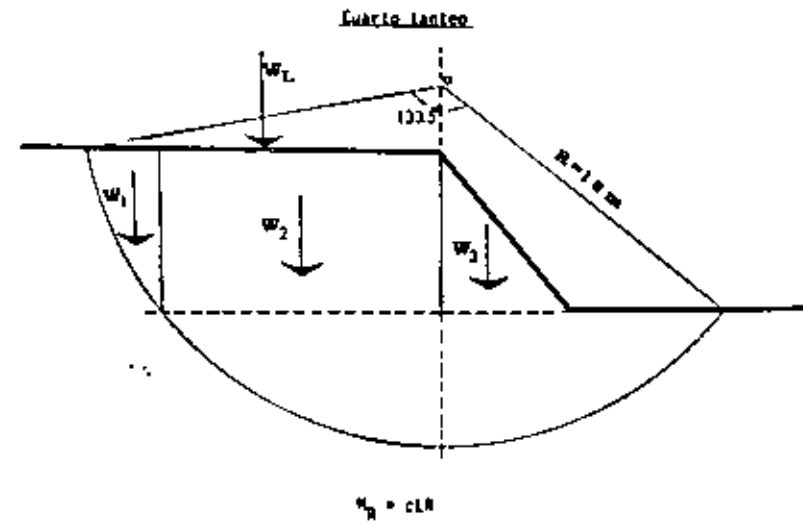
$$W_2 = 69.3 \text{ ton} \quad W_L = 19.2 \text{ ton}$$

$$M_w = 15.225 \times 10.70 + 69.3 \times 6.40 + 31.5 \times 1.0 + 19.2 \times 7.00$$

$$M_w = 787.687$$

$$F_s = \frac{1479.643}{787.687} = 1.878$$

$$F_s = 1.878$$



$$L = \frac{16 \times \pi \times 133.5^2}{180} = 37.280 \text{ m.}$$

$$M_R = 4 \times 16 \times 37.280 = 2385.92$$

$$M_R = 2385.92 \text{ ton-m.}$$

$$W_1 = 17.325 \text{ ton} \quad W_3 = 30.45 \text{ ton}$$

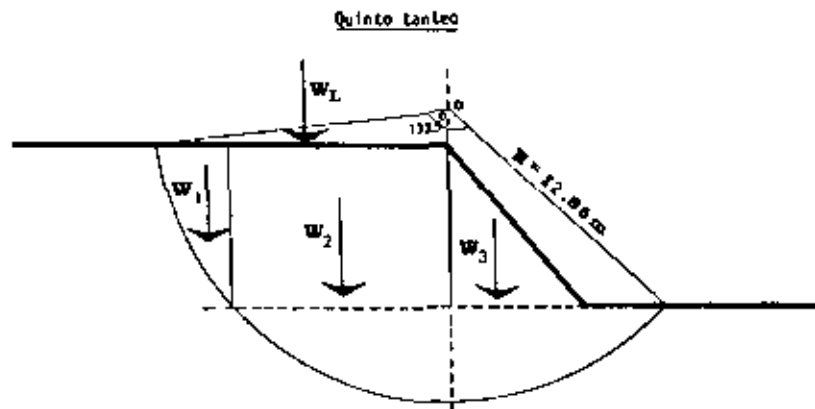
$$W_2 = 129.15 \text{ ton} \quad W_L = 31.4 \text{ ton}$$

$$M_m = 17.325 \times 13.4 + 129.15 \times 6.15 + 31.4 \times 7.85 + 30.45 \times 1.93$$

$$M_m = 1214.149$$

$$F_s = \frac{2385.92}{1214.149} = 1.965$$

$$F_s = 1.965$$



$$M_R = c \cdot L \cdot R$$

$$L = \frac{12.85 \times \pi \times 133.5}{180} = 29.94 \text{ m.}$$

$$M_R = 4 \times 12.85 \times 29.94 = 1538.91$$

$$M_R = 1538.91 \text{ ton-m}$$

$$W_1 = 16.27 \text{ ton} \quad W_3 = 30.45 \text{ ton}$$

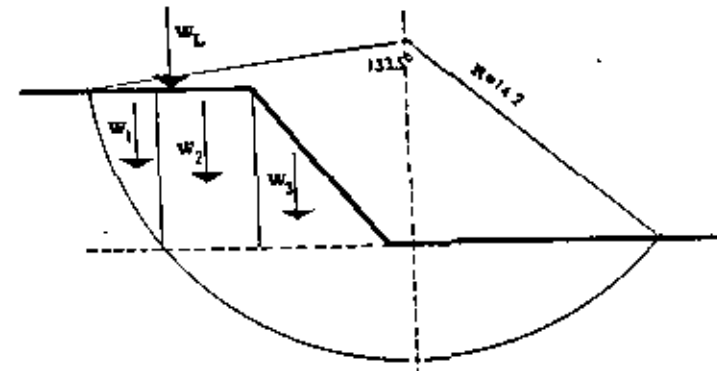
$$W_2 = 100.8 \text{ ton} \quad W_L = 25.2 \text{ ton}$$

$$M_m = 16.27 \times 10.6 + 100.8 \times 4.8 + 25.2 \times 6.3 + 30.45 \times 1.93$$

$$M_m = 756.3 \text{ ton-m}$$

$$F_s = \frac{1538.91}{756.3} = 2.024 \quad F_s = 2.034$$

Sexto Tanteo



$$M_R = c \cdot L \cdot R$$

$$L = \frac{14.2 \times \pi \times 133.5}{180^\circ} = 33.5 \text{ m.}$$

$$M_0 = 4 \times 33.5 \times 14.2 = 1901$$

$$M_{02} = 1901 \text{ ton-m}$$

$$W_1 = 15.78 \text{ ton}$$

$$W_3 = 30.45 \text{ ton}$$

$$W_2 = 43.20 \text{ ton}$$

$$W_4 = 14.4 \text{ ton}$$

$$M_m = 15.78 \times 12.1 + 43.2 \times 9.1 + 30.45 \times 5.1 + 14.4 \times 10.5$$

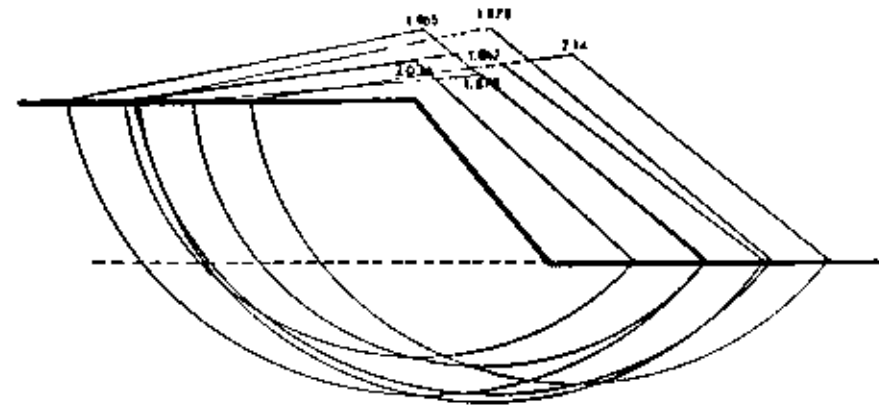
$$M_m = 191 + 393 + 155.5 + 151 = 890.5$$

$$M_m = 890.5 \text{ ton-m}$$

$$F_s = \frac{1901.0}{890.5} = 2.14$$

$$F_s = 2.14$$

RESUMEN DE CIRCULOS



R

El factor de seguridad más desfavorable es de 1.847, correspondiente al primer tanteo.

A continuación se presenta un resumen de los círculos obtenidos.

8

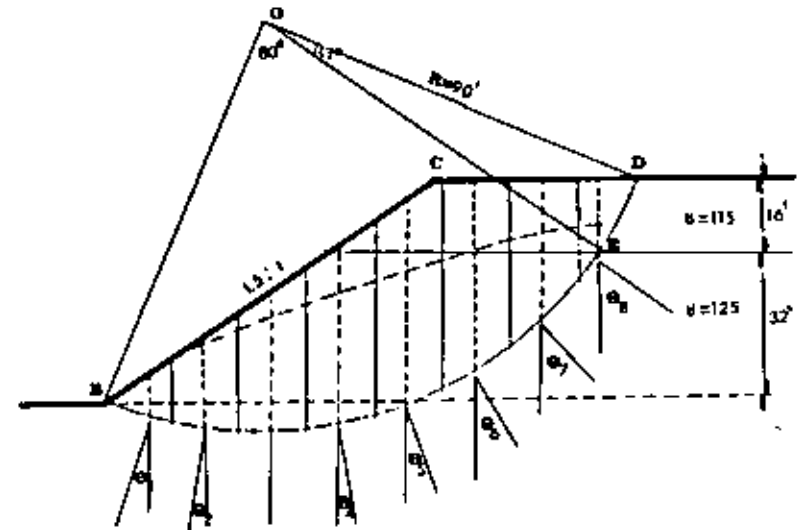
Se tiene una sección de 48 pies de profundidad con un talud de 1.5 horizontal contra 1 vertical, como se muestra en la figura. Hasta una profundidad de 16 pies el suelo tiene las siguientes propiedades:  $\gamma_m = 115 \text{ lb/pie}^3$ ,  $c = 520 \text{ lb/pie}^2$  y  $\phi = 10^\circ$ . Por debajo de este hay un estrato de 32 pies con las siguientes propiedades:  $\gamma_m = 125 \text{ lb/pie}^3$ ,  $c = 700 \text{ lb/pie}^2$  y  $\phi = 24^\circ$ . El suelo está saturado. La presión de poro en la superficie de deslizamiento está representada por la curva discontinua en la figura. Para la superficie de deslizamiento dada, encontrar el factor de seguridad del talud bajo condiciones de filtración estable. Considérese que el efecto de las fuerzas de filtración es despreciable.

Para facilidad en los cálculos se hace una tabla:

Dovela	Wl (lb)	$\theta_1$ ( $^\circ$ )	Cos $\theta_1$	Sen $\theta_1$	$N = Wl \text{ Cos } \theta_1$
1	14850.0	-16.5	0.9588	0.2840	14218.18
2	38981.25	-8.5	0.9890	0.1478	38552.45
3	59400.00	1.0	0.9998	0.0174	59380.12
4	75178.12	10.5	0.9832	0.1822	73915.12
5	83605.5	20.0	0.9396	0.3420	78555.72
6	77442.75	31.0	0.8571	0.5150	66376.18
7	57024.0	42.0	0.7431	0.6691	42374.53
8	23908.5	55.0	0.5735	0.8191	13711.52

Dovela	$T_1 = Wl \text{ Sen } \theta_1$	$\bar{Y}$ (pies)	$\frac{lb}{pie^2}$ Presión H	L1 (pies)
1	- 4217.4	7.5	468	15.5
2	+ 5761.42	17.5	1092	15.0
3	1033.56	26.5	1591.2	15.0
4	13697.45	29.0	1809.6	15.25
5	28523.08	29.5	1840.8	15.75
6	39883.01	27.0	1684.8	17.50
7	38154.75	19.0	1185.6	21.0
8	19583.45	4.0	249.6	27.0
	130,966.48			

(continúa)



#### SOLUCION:

La sección se divide en ocho dovelas. La longitud total es de 118.8 pies, así el ancho de cada dovela será:  $118.8/8 = 14.85$  pies.

Los pesos de cada dovela se obtienen midiendo en la figura el área de cada una de éstas y multiplicándolas por el peso volumétrico. Así:

$$W_1 = 14850 \text{ lb} \quad W_4 = 75178.12 \text{ lb} \quad W_7 = 57024.0 \text{ lb}$$

$$W_2 = 38981.25 \text{ lb} \quad W_5 = 83605.5 \text{ lb} \quad W_8 = 23908.5 \text{ lb}$$

$$W_3 = 59400.0 \text{ lb} \quad W_6 = 77442.75 \text{ lb}$$

Dovela	U (lb)	$N'_i = N_i - U$
1	7254.0	6984.18
2	16380.0	22173.48
3	23868.0	35520.12
4	27596.4	46318.72
5	28992.6	49563.12
6	29484.0	36892.18
7	24897.6	<u>17476.90</u>
		214,927.67
8	6739.2	6972.32

Momento Motor

$$M_o = 271 = 130,966.48$$

Momento máximo resistente:

$$M_R = c \cdot h' \cdot \tan \phi$$

$$L_{DE} = \frac{90 \times \pi \times 11.5}{180^\circ} = 18.06 \text{ m.}$$

$$L_{BE} = \frac{90 \times \pi \times 60}{180^\circ} = 125.66 \text{ m.}$$

$$c = 520 \times 18.06 + 700 \times 125.66 = 97353.2$$

$$c = 97353.2$$

$$N' \tan \phi = 214927.67 \times \tan 24^\circ + 6972.32 \times \tan 10^\circ$$

$$= 214927.67 \times 0.4452 + 6972.32 \times 0.1763 = 96915.01$$

$$N' \tan \phi = 96915.01$$

La presión de poro actúa normalmente a la superficie de deslizamiento reduciendo la fuerza normal efectiva.

$$M_o = 97353.2 + 96915.01 = 194,268.21$$

$$M_R = 194,268.21 \text{ ton.-m.}$$

$$F_s = \frac{194,268.21}{130,966.48} = 1.48$$

$$F_s = 1.48$$

9 R

Se tiene un suelo con las siguientes propiedades:  $c = 2.5 \text{ ton/m}^2$ ,  $\phi = 15^\circ$  y  $\gamma = 1.92 \text{ ton/m}^3$ . Se hace un corte en este suelo dejando un talud que forma con la horizontal un ángulo de  $30^\circ$  y a una profundidad de 18 metros. Se requiere encontrar el factor de seguridad del talud contra deslizamiento. Se puede suponer que la fricción y la cohesión son movilizadas en la misma proporción.

SOLUCION:

Si la fricción fuese enteramente movilizada, la resultante en cualquier punto del círculo de deslizamiento deberá ser de  $15^\circ$  con la normal. En estas condiciones ( $i = 30^\circ$  y  $\phi = 15^\circ$ ) el número de estabilidad  $N$  de la tabla del apéndice No. XIX, será:

$$N = 0.046 = \frac{c}{F_s \cdot \gamma \cdot H}$$

Esto da un factor de seguridad,  $F_s$ , con respecto a la resistencia de cohesión.

$$F_s = \frac{c}{N \cdot \gamma \cdot H}$$

$$F_s = \frac{2.5}{0.046 \times 1.92 \times 18} = 1.572$$

$$F_s = 1.572$$



El actual valor de  $F_s$  es menor que el que hace la fricción completamente movilizada. Debe de ser encontrada por tanteos - la fuerza que hace que se encuentre la resistencia, que es desconocida.

Supóngase  $F_s = 1.3$  para cohesión y fricción. El ángulo de fricción  $\phi_1$  que hace la movilización está dado por:

$$\tan \phi_1 = \tan \frac{15}{1.3}$$

$$\phi_1 = 11.83^\circ$$

Por interpolación se obtiene el número de estabilidad  $N$ , dado en el apéndice No. XIX.

$$N = 0.066$$

Así: 
$$F_s = \frac{2.5}{0.066 \times 1.92 \times 18} = 1.096$$

Este valor no concuerda con el supuesto de 1.3.

Se hace un nuevo tanteo suponiendo  $F_s = 1.2$

$$\phi_1 = \frac{15}{1.2} = 12.5$$

Del apéndice XIX:

$$N = 0.060$$

$$F_s = \frac{2.5}{0.060 \times 1.92 \times 18} = 1.205$$

$$F_s = 1.205$$

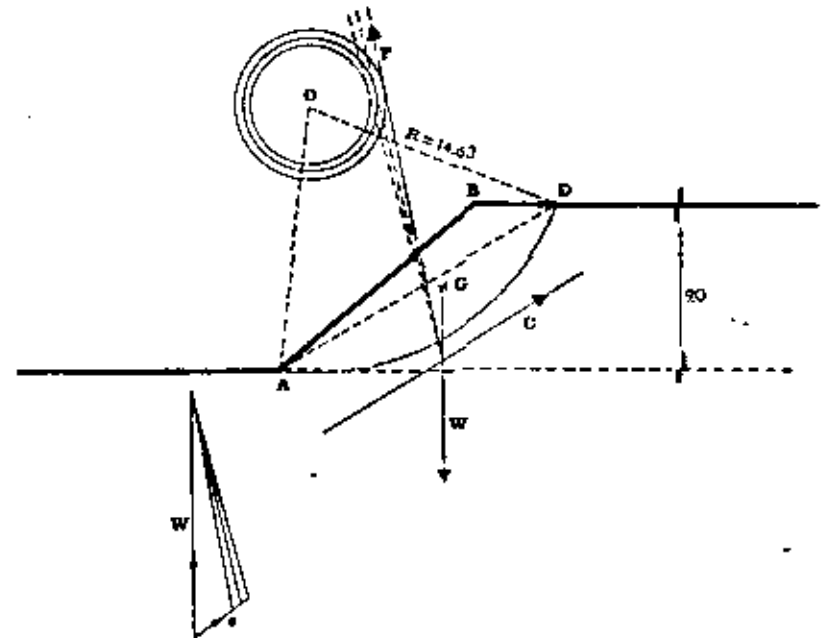
R

Este valor es el supuesto, por lo tanto es correcto.

10

En el terraplén de la figura y para la superficie de falla dada, determinar el factor de seguridad con respecto a la cohesión y también el verdadero factor de seguridad suponiendo que este es el mismo para resistencia cohesiva y friccional. Las propiedades del suelo son:  $\gamma_m = 1.85 \text{ ton/m}^3$ ,  $\phi = 17^\circ$ ,  $c = 1.56 \text{ ton/m}^2$ . Despreciar el efecto de las grietas de tensión. Usar el método del círculo de fricción.

SOLUCIÓN:



El ángulo AOD mide  $75^\circ = 1.31$  radianes.

Entonces:

$$\text{Arc AD} = 1.31 \times 14.63 = 19.16$$

El área ABD medida con planímetro es de 57.5 metros cuadrados. Su peso por unidad de longitud será:

$$W = 57.5 \times 1.85 = 106.375 \text{ ton}$$

Reemplazando la fuerza cohesiva que actúa en el arco AD por una fuerza C que actúa paralela a la cuerda AD y a una distancia  $a$  de O tal que:

$$a = R \frac{\text{Arc AD}}{\text{Cuerda AD}}$$

$$\text{Arc AD} = 19.16$$

$$\text{Cuerda AD} = 17.89$$

$$a = 14.63 \frac{19.16}{17.89} = 15.66 \text{ mts}$$

Se encuentra el centroide del área.

Se dibuja el círculo de fricción de radio:

$$r = R \text{ Sen } \varphi = 14.63 \text{ Sen } 17^\circ = 14.63 \times 0.2923 = 4.27$$

$$r = 4.27 \text{ m}$$

De la intersección de las fuerzas W y C se dibuja una línea tangente al círculo  $r$ . Esto representa la reacción P, la cual es la resultante de las fuerzas normal y friccionante que actúan so-

bre la superficie AD.

Se dibuja el triángulo de fuerzas, donde se obtiene:

$$C = 20.0$$

Unidad de movilización por cohesión:

$$C_1 = \frac{20.0}{17.89} = 1.1179 \text{ ton/m}^2$$

Entonces el factor de seguridad con respecto a la cohesión es:

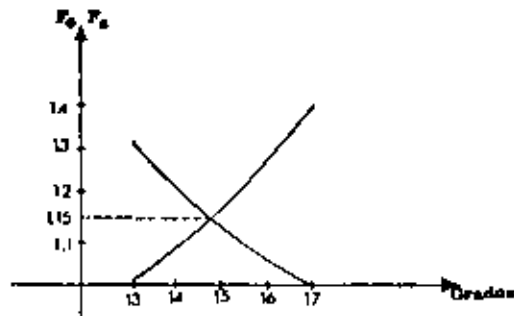
$$F_s = \frac{C}{C_1} = \frac{1.560}{1.1179} = 1.395$$

$$F_s = 1.395$$

Para encontrar el verdadero factor de seguridad se supone lo mismo para fricción que para cohesión, repitiendo lo antes hecho para  $\varphi = 15^\circ$  y  $\delta = 13^\circ$

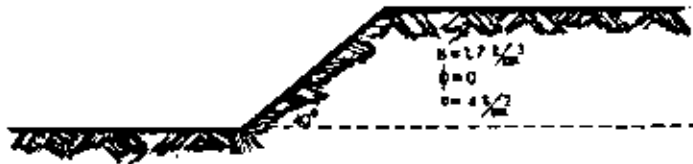
$\varphi$	$R \text{ Sen } \varphi$	$f_s = \frac{\tan 17^\circ}{\tan \varphi}$	C	$C_1 = \frac{C}{17.89}$	$F_s = \frac{1.56}{C_1}$
17	4.27	1	20	1.1179	1.395
15	3.78	1.141	24	1.3415	1.162
13	3.29	1.324	27.5	1.5370	1.014

Dibujando  $F_n$  y  $F_s$



R El factor de seguridad requerido es  $F_s = 1.35$

Obtener la máxima altura estable del talud de la figura, para un factor de seguridad de 2. Utilizar Taylor.



SOLUCION:

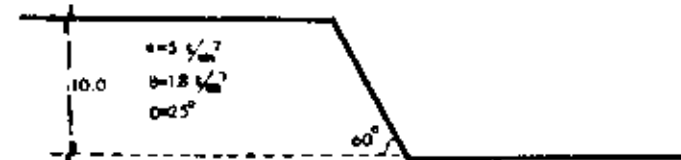
Para suelos con  $\phi = 0$  se utilizan las gráficas de Taylor para suelos cohesivos (Apéndice No. XVI)

$$\text{Para } \beta = 40^\circ \rightarrow \frac{c}{F_s \gamma H} = 0.18$$

$$\therefore H = \frac{c}{F_s \gamma \cdot 0.18} = \frac{1.7}{2 \times 1.7 \times 0.18} = 6.535$$

$$H = 6.535 \text{ m}$$

Calcular el factor de seguridad para el talud mostrado en la figura, utilizando los valores de Taylor



SOLUCION:

$$\text{Para } \beta = 60^\circ \rightarrow N_c = 12$$

$$F_s = \frac{c \cdot N_c}{\gamma \cdot H}$$

$$F_s = \frac{3 \times 12}{1.8 \times 10} = 3.33$$

$$F_s = 3.33$$

## Problemas Propuestos

Un corte vertical se realiza en un suelo arcilloso cuyas propiedades determinadas en laboratorio serán:  $\gamma_m = 1.75 \text{ ton/m}^3$ ,  $c = 3.65 \text{ ton/m}^2$  y  $\phi = 0$ . Encontrar la máxima altura para la cual puede estar temporalmente sin soporte.

Resp.  $H = 5.327$  metros.

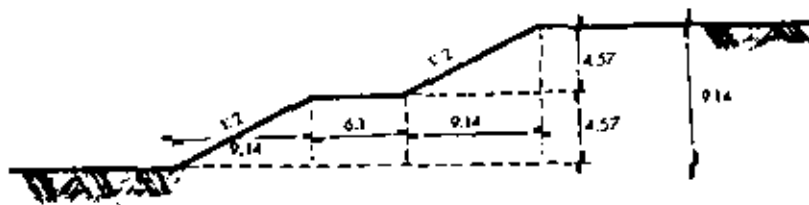
2

Un corte de 11 metros de profundidad se efectúa en un suelo con  $\gamma_m = 1.84 \text{ ton/m}^3$  y  $c = 4.15 \text{ ton/m}^2$ . Hay un estrato muy resistente a 13 metros de profundidad. Suponiendo  $\phi = 0$  y un factor de seguridad de 1.5, encontrar el ángulo de inclinación del corte. Emplear el criterio de Taylor.

Resp.  $\delta = 22^\circ$

3

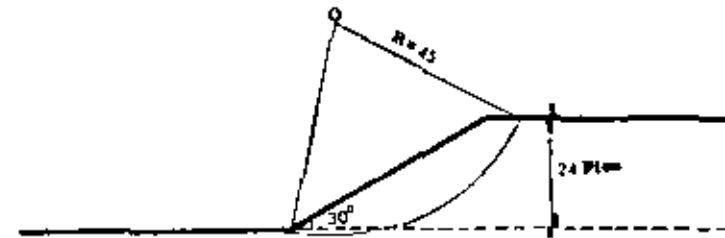
Se tiene un talud de 9.14 metros de altura con una inclinación de 2 horizontal por 1 vertical, construido con una berma como se muestra en la figura. Encontrar el factor de seguridad tomando  $\phi = 0$ ,  $\gamma_m = 1.92 \text{ ton/m}^3$  y  $c = 1.90 \text{ ton/m}^2$  y suponiendo que la superficie de deslizamiento pasa por el pie del talud. Proceder por tanteos.



Resp. El menor  $F_s$  encontrado fue de 1.61 para un radio de 26.65 metros y un ángulo central de  $90^\circ$ .

4

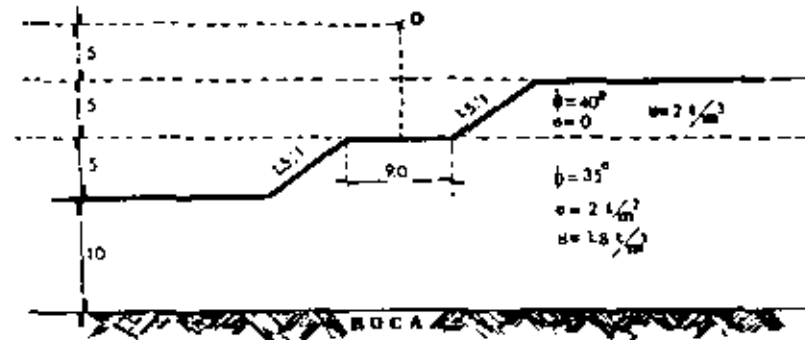
Un banco de materiales de 24 pies de altura tiene un talud de  $30^\circ$  con la horizontal. El suelo tiene una densidad de  $\gamma = 110 \text{ lb/ft}^3$ , una cohesión de  $300 \text{ lb/ft}^2$  y un ángulo de resistencia al esfuerzo cortante de  $15^\circ$ . Encontrar el factor de seguridad para la superficie de deslizamiento de la figura.



Resp.  $F_s = 1.38$

5

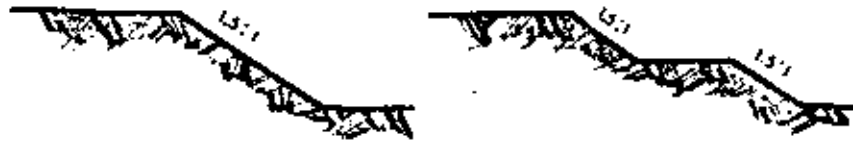
Determinar el factor de seguridad del talud para el círculo de falla con centro en el punto O mostrado en la figura.



Resp.  $F_s = 2.09$

6

Decir cual de los 2 taludes construidos sobre el mismo terreno y con el mismo material es más estable y explicar la razón.



ARCILLA SATURADA

Resp. El más estable es el de la derecha.

7

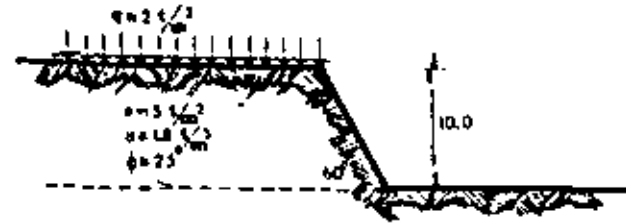
Determinar el factor de seguridad con que trabajará el talud mostrado en la figura. Usar Taylor.



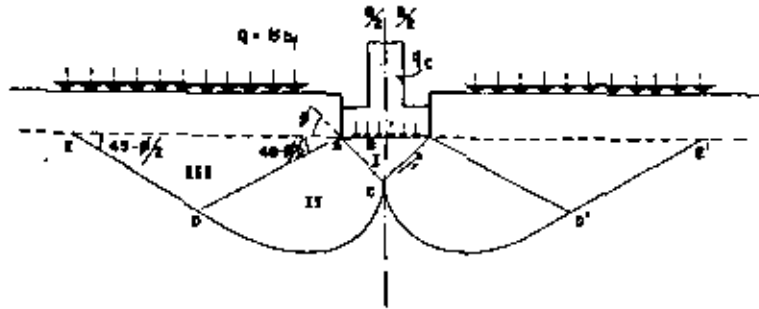
Resp.  $F_s = 1.638$

8

Calcular el  $F_s$  al pie del talud mostrado en la figura. Usar Taylor.



Resp.  $F_s = 3$



## V. CAPACIDAD DE CARGA

La mayoría de las teorías de capacidad de carga desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. En otras teorías la observación y el empirismo juegan un papel muy importante.

**TEORÍA DE TERZAGHI.** Esta teoría es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la Mecánica de Suelos los resultados de la Mecánica del medio continuo.

La teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción y posiblemente sea la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en el caso de cimientos poco profundos.

Terzaghi desprecia la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que solo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga.

La expresión de Terzaghi es la siguiente:

$$q_c = Cmc + \gamma df \gamma_q + \frac{1}{2} \gamma B \gamma$$

que representa la capacidad de carga última del cimiento.

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son coeficientes adimensionales que dependen del valor de  $\phi$  y se denominan factores de capacidad de carga. Estos valores se obtienen de la gráfica del apéndice No. XII.

Según la teoría de Terzaghi lo anterior es para falla general. Cuando se presenta la falla local se tiene que los valores obtenidos anteriormente se alteran de la forma siguiente:

$$c' = \frac{2}{3} c$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma_f D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

donde  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  son los factores de capacidad de carga para falla local y se obtienen de la misma gráfica que los factores para falla general.

Las fórmulas de Terzaghi para capacidad de carga en zapatas cuadradas y zapatas circulares son las siguientes:

$$\text{Zapata cuadrada: } q_c = 1.3 c N_c + \gamma_f D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$\text{Zapata circular: } q_c = 1.3 c N_c + \gamma_f D_f N_q + 0.6 \gamma B N_\gamma$$

TEORÍA DE SKEMPTON. Esta teoría se usa generalmente para suelos puramente cohesivos dadas las limitaciones de la teoría de Terzaghi para ellos.

Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga

a la de Terzaghi, según la cual:

$$q_c = C N_c + \gamma_f D_f$$

$N_c$ , aquí, ya no vale siempre 5.14 sino que varía con la relación  $D/B$  donde  $D$  es la profundidad de desplante del cimiento y  $B$  el ancho del mismo. En el apéndice No. XXI aparece la gráfica obtenida por Skempton.

TEORÍA DE MEYERHOF. En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del plano de apoyo se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. Esta hipótesis es tanto más alejada de la realidad cuanto más profundo sea el cimiento considerado.

Esta teoría y para el caso de cimientos profundos supone una superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento cercana a una espiral logarítmica.

La expresión a la que llega Meyerhof en su teoría es la siguiente:

$$q_c = C N_c + \gamma_f D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$N_c$ ,  $N_q$ , y  $N_\gamma$  se obtienen de los apéndices Nos. XXIIIa, XXIIIb, y XXIIIc respectivamente.

## Problemas Resueltos

Diferentes muestras extraídas de un suelo se sometieron a pruebas de compresión sin confinar, habiendo sido obtenidos los siguientes valores para resistencia a la compresión: 0.40, 0.44; - - 0.38, 0.45, 0.49, 0.43, 0.41  $\text{kg/cm}^2$ .

Hacer una estimación de la capacidad de carga última para una zapata corrida desplazada en la superficie.

SOLUCIÓN:

Sacando un promedio de los valores dados:

$$q_u = \frac{3.0}{7} = 0.428 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore c = \frac{0.428}{2} = 0.217 \text{ kg/cm}^2$$

Usando la teoría de Terzaghi:

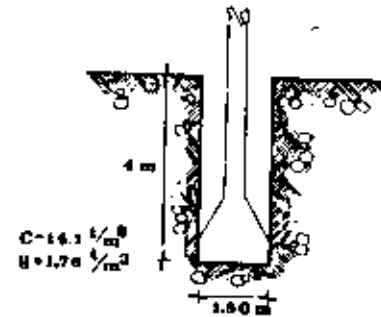
$$q = cN_c = 0.214 \times 5.14 = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

R

En un suelo puramente cohesivo ( $c = 14.1 \text{ ton/m}^2$  y  $\gamma = 1.76 \text{ ton/m}^3$ ) va a ser desplazada a una profundidad de 4 metros una zapata corrida de 1.5 metros de ancho. Estimar la capacidad de carga última utilizando las teorías de Terzaghi y Skempton.

2



SOLUCIÓN:

a) Terzaghi

$$N_c = 5.14$$

$$\text{Cuando } \theta = 0 \quad N_q = 1.00$$

$$N_\gamma = 0$$

La expresión de Terzaghi es:

$$q = cN_c + \gamma D_f N_q$$

$$q = 14.1 \times 5.14 + 1.76 \times 4 \times 1 = 79.514$$

$$q = 79.514 \text{ ton/m}^2$$

R

b) Skempton

Los valores de Skempton para capacidad de carga dependen de la relación D/B (Profundidad de desplante a) ancho de la zapata)

$$\frac{D}{B} = \frac{4}{1.5} = 2.6 \rightarrow N_c = 7.2 \text{ (apéndice No. XXII)}$$



Aplicando la ecuación de Skempton

$$q = cN_c + \gamma D_f$$

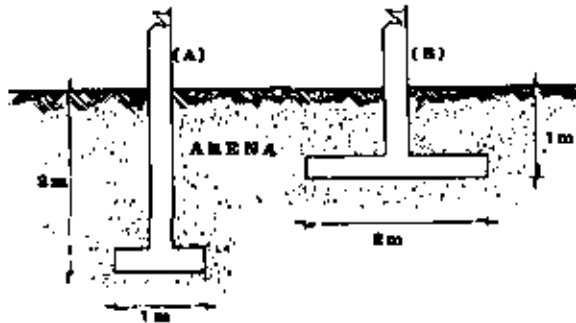
$$q = 14.1 \times 7.2 + 1.76 \times 4 = 101.52 + 7.04$$

$$q = 108.56 \text{ ton/m}^2$$

R

Métese que aplicando la teoría de Skempton se obtiene una capacidad de carga 26.7% mayor que con la teoría de Terzaghi.

(Cuál será la capacidad de carga a la falla de la zapata continua (B) desplazada en arena? si la capacidad de carga de la zapata continua (A) es de 20 ton/m<sup>2</sup> y los factores de capacidad de carga  $N_f = N_q$



SOLUCIÓN:

La expresión de Terzaghi para capacidad de carga en suelos friccionantes es la siguiente:

$$q = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Aplicando la expresión de Terzaghi para cada una de las zapatas se tiene:

$$q_A = \gamma D_{fA} N_q + \frac{1}{2} \gamma B_A N_\gamma$$

$$q_B = \gamma D_{fB} N_q + \frac{1}{2} \gamma B_B N_\gamma$$

Se tiene que:

$$D_{fA} = 2 D_{fB}$$

$$B_A = \frac{1}{2} B_B$$

La relación  $\frac{q_A}{q_B}$  queda:

$$\frac{q_A}{q_B} = \frac{\gamma D_{fA} N_q + 1/2 \gamma B_A N_\gamma}{\gamma D_{fB} N_q + 1/2 \gamma B_B N_\gamma} = \frac{D_{fA} + 1/2 B_A}{D_{fB} + 1/2 B_B}$$

$$\frac{q_A}{q_B} = \frac{D_{fA} + 1/2 B_A}{\frac{D_{fA}}{2} + B_A} = \frac{2 + 0.5 \times 1}{1 + 1} = \frac{2.5}{2.0}$$

$$\frac{q_A}{q_B} = 1.25$$

$$q_B = \frac{q_A}{1.25}$$

$$\text{Si } q_A = 20 \text{ ton/m}^2$$

$$q_B = \frac{20}{1.25} = 16$$

$$q_B = 16 \text{ ton/m}^2$$

R

Se hizo una prueba de carga sobre una placa de 0.30 metros por lado sobre arena densa y sin cohesión que tiene un peso volumétrico de  $\gamma_n = 1.84 \text{ ton/m}^3$ .

La placa de apoyo estaba encerrada en una caja rodeada por una sobrecarga de 0.60 metros de profundidad. La falla ocurrió con una carga de 5.5 toneladas.

¿Cuál sería la carga de falla por unidad de área en una placa de 1.5 metros con su base localizada a la misma profundidad y en el mismo material?

SOLUCIÓN:

Aplicando la ecuación general:

$$q_c = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Como  $c = 0$

$$q_c = \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$q_c = \gamma (D_f N_q + 0.4 B N_\gamma)$$

Procediendo por tanteos y utilizando la gráfica de Terzaghi:

qhi:

$$\frac{q_c}{\gamma} = D_f N_q + 0.4 B N_\gamma$$

$$q_c = \frac{5.5}{0.1} = 55$$

$$\frac{55}{1.84} = 0.6 N_q + 0.4 \times 0.3 = N_\gamma$$

$$\begin{aligned} 51^\circ &= 36^\circ & N_q &= 35 \\ & & N_\gamma &= 42 \end{aligned}$$

$$29.89 = 0.6 \times 35 + 0.4 \times 0.3 \times 42 = 26.04$$

$$29.89 \neq 26.04$$

$$\begin{aligned} 51^\circ &= 37^\circ & N_q &= 44 \\ & & N_\gamma &= 50 \end{aligned} \quad 29.89 = 0.6 \times 44 + 0.4 \times 0.3 \times 50 = 32.1$$

$$29.89 \neq 32.1$$

Se acepta como válida el valor de  $\phi = 37^\circ$

$$q_c = 1.84 (0.6 \times 44 + 0.4 \times 1.5 \times 50) = 103.776$$

$$q_c = 103.776 \text{ ton/m}^2$$

R

5

Una zapata corrida de 1.5 metros de ancho descansa en un suelo friccionante seco, con un  $\phi = 17^\circ$  y un  $\gamma = 1.85 \text{ ton/m}^3$ . Por razones de flujo, el agua asciende hasta la superficie temporalmente. ¿Cuál será el porcentaje en que se reduce la capacidad de carga por esta causa?

SOLUCIÓN:

La reducción en la capacidad de carga debido al flujo, únicamente se da en materiales sin cohesión. En suelos cohesivos solo tendrá pequeños efectos. En suelos sin cohesión, el flujo causa una pequeña disminución en el valor del ángulo de resistencia al corte, pero la presión efectiva, la cual da al suelo su resistencia al corte, si se reduce mucho.

Para un suelo sin cohesión, solo el último término de la ecuación general se utiliza.

$$\text{Teniendo } \phi = 17^\circ \quad N_\gamma = 3$$

$$\text{Original: } q_c = 0.5 \gamma B N_\gamma = 0.5 \times 1.5 \times 1.85 \times 3 = 4.162 \text{ ton/m}^2$$

Con Flujo:  $q_c = 0.5 \times 1.5 \times (1.85 - 1.0) \times 3 = 1.912 \text{ ton/m}^2$

El porcentaje reducido en la capacidad de carga será:

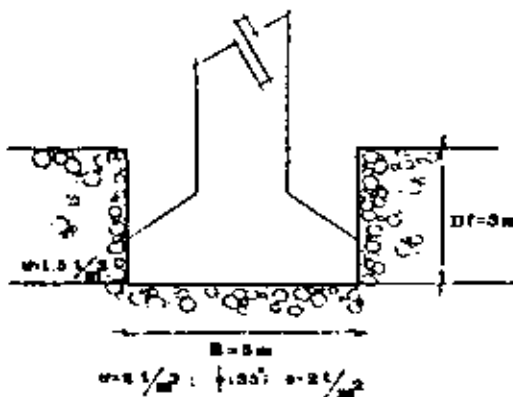
$$1 - \frac{1.912}{47.162} = 0.541$$

O sea: 54.1%

En la mayoría de los suelos granulares, la capacidad de carga se reduce más o menos la mitad al estar sumergido el material.

Encontrar la capacidad de carga para la zapata continua de la figura con los valores que se muestran en ella:

- terreno seco
- N.A.F. en la superficie del terreno
- Considerando  $c = 0$  y  $\phi = 2$  ton/m<sup>2</sup> (terreno seco)
- Considerando  $c = 0$  y  $\phi = 35^\circ$  (terreno seco)



SOLUCION:

a) Se tiene:  $q = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B \gamma$

De las gráficas de Terzaghi obtenemos  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

$$\begin{aligned} N_c &= 46 \\ \phi &= 35^\circ \\ N_q &= 33 \\ N_\gamma &= 37 \end{aligned}$$

$$q_c = 2 \times 46 + 1.5 \times 3 \times 33 + 0.5 \times 5 \times 2 \times 37$$

$$q_c = 425.5 \text{ ton/m}^2$$

R

b)  $\gamma' = \gamma_m - \gamma_w = 0.5$

$$q_c = 2 \times 46 + 0.5 \times 3 \times 33 + 0.5 \times 5 \times 2 \times 37$$

$$q_c = 234 \text{ ton/m}^2$$

R

c)  $N_c = 5.14$   
 $\phi = 0$   $N_q = 1.0$   $c = 2 \text{ ton/m}^2$   
 $N_\gamma = 0$

$$q_c = 2 \times 5.14 + 1.5 \times 3 \times 1.0 + 0.5 \times 5 \times 2 \times 0$$

$$q_c = 14.78 \text{ ton/m}^2$$

R

d) Para  $\phi = 35^\circ$  se obtuvieron los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  en el inciso a).

$$q_c = 0 \times 46 + 1.5 \times 3 \times 33 + 0.5 \times 5 \times 2 \times 37$$

$$q_c = 333.5 \text{ ton/m}^2$$

R

Una zapata corrida de 1.5 metros de ancho está desplazada a 4 metros de profundidad en un suelo cohesivo friccionante suelto con las siguientes características:  $c = 2.0 \text{ ton/m}^2$ ,  $\phi = 20^\circ$  y  $\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3$ . ¿Cuál será la capacidad de carga última de la za-

7

zapa?

SOLUCION:

Como el suelo está suelto se supone que va a ocurrir falla local, por lo cual se utiliza la teoría de Terzaghi para falla local.

$$q_c = \frac{2}{3} cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = 10$$

$$\text{Para } \phi = 20^\circ \quad N_q = 3$$

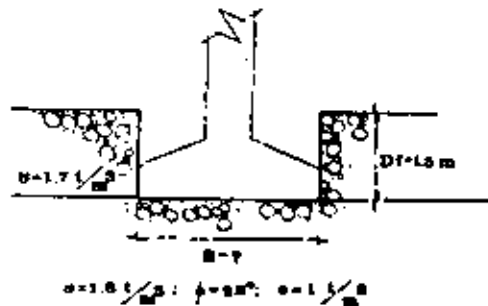
$$N_\gamma = 2$$

$$\text{Así: } q_c = \frac{2}{3} \times 2 \times 10 + 1.6 \times 4 \times 3 + \frac{1}{2} \times 1.6 \times 1.5 \times 2$$

$$q_c = 34.933 \text{ ton/m}^2$$

R

Encontrar el ancho de una zapata si la capacidad de carga del terreno es de 10 ton/m<sup>2</sup> y está desplazada a 1.5 metros por debajo de la superficie del terreno.



SOLUCION:

$$\begin{aligned} \text{Se tiene que: } & q = 10 \text{ ton/m}^2 \\ & q = 30 \frac{1}{B} \end{aligned} \quad (1)$$

Por otra parte se tiene que:

$$q = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2)$$

Iguando 1 y 2:

$$30 \frac{1}{B} = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$30 = B(cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma) \quad (3)$$

De las gráficas de Terzaghi se obtienen  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

$$N_c = 30$$

$$\phi = 20^\circ \quad N_q = 17.5$$

$$N_\gamma = 15$$

Sustituyendo en la ecuación 3 y desarrollando:

$$30 = B (1 \times 30 + 1.7 \times 1.5 \times 17.5 + 0.5 \times B \times 1.6 \times 15)$$

$$13.5 B^2 + 74.625 B - 30 = 0$$

$$B^2 + 5.527 B - 2.222 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado:

$$B = 0.376 \text{ mts}$$

R

9

Determinar la capacidad de carga admisible para una losa de concreto apoyada en un suelo con un contenido de finos de 78%, con las siguientes propiedades:  $C_u = 2.7$ ,  $C_c = 4.2$ , L.L. = 72 y L.P. = 23. El suelo tiene una resistencia a la compresión simple de  $8 \text{ ton/m}^2$  y  $u_n = 27\%$  en prueba consolidada rápida. Si la profundidad de desplante es de 1.0 metro y se realizó en una jornada de 8 horas, calcular la capacidad de carga admisible del suelo, considerando un  $\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3$  y siendo las dimensiones de la losa de  $5.0 \times 5.0$  metros.

SOLUCIÓN:

Tomando en cuenta que la excavación fue realizada en un tiempo relativamente corto, el suelo no alcanza a drenarse y por lo tanto los resultados obtenidos de la prueba consolidada rápida no son representativos; de manera que la prueba de compresión simple proporciona la mejor aproximación al problema, es decir:

$$q_u = 8 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando la teoría de Terzaghi para calcular la capacidad de carga a la falla en cimentaciones cuadradas se tiene:

$$q = 1.3 c_u + \gamma D_f N_q + 0.4 B \gamma$$

$$\text{Si } q_u = 8 \text{ ton/m}^2 = c + 4 \text{ ton/m}^2$$

$$c_u = 5.14$$

$$\text{Para } \gamma = 0 \quad N_q = 1.0$$

$$N_r = 0$$

$$q = 1.3 \times 4 \times 5.14 + 1.6 \times 1 \times 1 = 26.728 + 1.60$$

$$q = 28.328 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad de carga admisible será:

$$q_{adm} = \frac{1.3 c_u}{3} + D_f \gamma$$

$$q_{adm} = \frac{26.728}{3} + 1.60$$

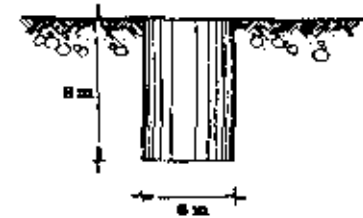
$$q_{adm} = 10.5 \text{ ton/m}^2$$

10

R

Una pila circular de 6 metros de diámetro en su base y de 9 metros de largo, se apoya en un suelo arcilloso que tiene una resistencia al corte de  $1.95 \text{ ton/m}^2$  y un peso volumétrico  $\gamma_m = 1.9 \text{ ton/m}^3$ .

Calcular la capacidad de carga última y la permisible si se usa un factor de seguridad de 2.



Comparar la carga permisible en la pila si ésta se encontrara desplazada a nivel del terreno.

SOLUCIÓN:

Utilizando la ecuación de Skempton:

$$q_d = 5.64 s + \frac{A}{A} \frac{E_s}{A} + \gamma D_f$$

$$A1 = \pi d D_f = 3,1416 \times 6 \times 9 = 169,64 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} + \frac{\pi \times 36}{4} = 28,27 \text{ m}^2$$

$f_s = 0,75 \text{ S}$  (Reynolds considera que puede tomarse este valor)

$$r_s = 0,75 \times 1,95 = 1,46 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto:

$$q_d = 5,64 \times 1,95 + \frac{169,64 \times 1,46}{28,27} + 1,9 \times 9$$

$$q_d = 36,859 \text{ ton/m}^2$$

R

Usando un  $F_s = 2$ :

R

$$q_{adm} = \frac{36,859}{2} = 18,4295 \text{ ton/m}^2$$

Carga total admisible:

$$Q_{adm} = A \times 18,4295 \times 28,27 \times 18,4295$$

R

$$Q_{adm} = 521 \text{ ton}$$

Si la pila se encontrara desplantada en la superficie, la carga última sería:

$$q_d = 5,64 \text{ S} + 5,64 \times 1,95$$

$$q_d = 10,998 \text{ ton/m}^2$$

Usando un  $F_s = 2$

$$q_{adm} = \frac{10,998}{2} = 5,499 \text{ ton/m}^2$$

Carga admisible:

$$Q_{adm} = 28,27 \times 5,499$$

$$Q_{adm} = 155,456 \text{ ton}$$

R

De una prueba triaxial consolidada no drenada (C.U.) se obtuvieron las siguientes propiedades de un cierto suelo:  $c=1 \text{ ton/m}^2$ ,  $\phi = 20^\circ$  y  $\gamma_m = 1,9 \text{ ton/m}^3$ .

En ese terreno se construirá un edificio cimentado a base de pilas circulares de 4,5 metros de diámetro desplantadas a una profundidad de 2,50 metros. La descarga de la pila es de 280 toneladas.

¿Cuál será el factor de seguridad final después de que se ha efectuado la mayor parte de la consolidación?

SOLUCIÓN:

Utilizando el criterio de Terzaghi:

$$N_c = 15$$

$$\text{Para } \phi = 20^\circ \quad N_q = 6,5$$

$$N_\gamma = 4$$

Para una cimentación circular se tiene que la capacidad de carga última neta es:

$$q = 1,2 c N_c + \gamma D_f (N_q - 1) + 0,6 \gamma R N_\gamma$$

$$q = 1,2 \times 1 \times 15 + 1,9 \times 2,5 \times 5,5 + 0,6 \times 1,9 \times 2,25 \times 4$$

$$q = 54.385 \text{ ton/m}^2$$

Habr  que añadir la fricción del suelo contra la pared de la pila. El valor de la cohesión en el contacto pila-suelo es menor que  $c$ ; suele tomarse  $1/2 c$ .

Capacidad de carga neta:

$$Q_d = q_p A_p + A l f_s$$

$$f_s = 0.5 c + 0.5 \times 1 + 0.5$$

$$Q_d = 54.385 \times \pi \times 2.25^2 + 4.5 \pi \times 2.5 \times 0.5$$

$$Q_d = 882.629 \text{ ton}$$

Carga neta en la cimentación:

$$Q_{\text{neto}} = P - \gamma V$$

$$Q_{\text{neto}} = 280 - 1.9 \times \pi \times 2.25^2 \times 2.5$$

$$Q_{\text{neto}} = 204.455 \text{ ton}$$

Factor de seguridad:

$$F_s = \frac{Q_d}{Q_{\text{neto}}} = \frac{882.629}{204.455} = 4.31$$

$$\underline{F_s = 4.31}$$

El cual es aceptable si el asentamiento de la pila es tolerable.

# 12

Calcular la capacidad de carga de un pilote circular de concreto que tiene un diámetro de 0.30 Metros y penetra una profundidad de 12 metros, en un suelo arcilloso con un  $c_u = 1.9 \text{ ton/m}^3$  y

$$S_u = \frac{1}{3} \quad \bar{q}_{u0} = \frac{\gamma D_f}{3}$$

SOLUCIÓN:

Aplicando la ecuación:

$$Q = A_p (c u_c + \gamma D_f) + A l f_s$$

$$c = S_u = \frac{1}{3} (0.9 \times 12) = 3.6 \text{ ton/m}^2$$

En el nivel medio:

$$f_s = \frac{1}{2} S_u = 1.8 \text{ ton/m}^2$$

Usando la gráfica de Slempton (Apéndice XXII)

$$\text{Para } \frac{D}{B} = 3 \quad h_c = 9$$

$$Q_d = 0.0706 (3.6 \times \pi + 1.8 \times 12) + 0.542 \times 12 \times 1.0$$

$$Q_d = 0.0706 (32.4 + 21.6) + 20.34 = 24.327 \text{ ton}$$

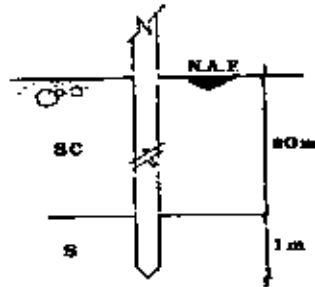
$$\underline{Q_d = 24.327 \text{ ton}}$$

# 13

R

Un pilote de concreto reforzado de sección cuadrada de  $0.40 \times 0.40$  metros se hinc  a través de un suelo constituido por un depósito de arena arcillosa suelta con espesor de 20 metros y queda empacado 1 metro dentro de un estrato de arena muy compacta. Si

La arena arcillosa tiene un peso volumétrico sumergido de  $0.7 \text{ ton/m}^3$  y el ángulo de fricción interna de la arena muy compacta en estado sumergido es de  $35^\circ$ , calcular la capacidad de carga por punta.



SOLUCIÓN:

La expresión para calcular la capacidad de carga por punta en pilotes es del tipo:  $Q_p = q_p A_p$ , siendo  $q_p$  la capacidad de carga del terreno en  $\text{ton/m}^2$  y  $A_p$  el área transversal del pilote. Dado que la arena arcillosa se encuentra en estado suelto se puede considerar que el mecanismo de falla más adecuado corresponde a la teoría de Terzaghi, por tanto:

$$\text{Para } \phi = 35^\circ \quad N_q = 33$$

$$N_\gamma = 37$$

$$q_d = \gamma' B_f N_q + 0.4 \gamma' B N_\gamma$$

Sustituyendo valores:

$$q_d = 0.7 \times 20 \times 33 + 0.4 \times 0.7 \times 0.4 \times 37$$

$$q_d = 466.144 \text{ ton/m}^2$$

$$A_p = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 466.144 \times 0.16 = 74.583 \text{ ton}$$

$$Q_p = 74.583 \text{ ton}$$

14

R

Se desea estimar la carga que puede llevar un pilote si el suelo tiene las siguientes propiedades:  $c = 7.3 \text{ ton/m}^2$ ,  $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$  y  $\phi = 10^\circ$ . El pilote tiene 15 metros de largo y 30 centímetros de sección transversal.

SOLUCIÓN:

La capacidad de carga se calcula de la misma manera que una zapata, usando el criterio de Meyerhof para pilotes de punta:

$$\text{Para } \phi = 10^\circ \quad N_c = 25$$

$$N_q = 3.2$$

$$q_p = c N_c + \gamma D_f N_q$$

$$q_p = 7.3 \times 25 + 1.8 \times 15 = 3.2 = 268.9 \text{ ton/m}^2$$

$$q_p = 268.9 \text{ ton/m}^2$$

En cimentaciones con pilotes la fricción lateral es de importancia. Experimentalmente se ha demostrado que para un concreto rugoso, la fricción lateral es aproximadamente de  $0.8 c$  o poco más, y para pilotes de acero varía de  $0.6 c$  a  $0.8 c$ .



Capacidad de carga última total:

$$f_s = 0.8 c$$

$$f_s = 0.8 \times 7.3 = 5.84 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_d = q_p A_p + A_l f_s$$

$$Q_d = 268.9 \times 0.38^2 + 4 \times 0.380 \times 15 \times 5.84$$

$$Q_d = 171.981 \text{ ton}$$

R

Un grupo de pilotes con una separación centro a centro de 0.9 metros tiene una distribución cuadrada de 3.6 metros por lado. Los pilotes tienen 9 metros de largo y 25 cm de diámetro y se hincan en un material cohesivo que tiene las siguientes propiedades:

$$c = 9 \text{ ton/m}^2, \quad \phi = 5^\circ \quad \text{y} \quad \gamma_m = 1.75 \text{ ton/m}^3.$$

Determinar el factor de seguridad mínimo aceptable contra el colapso por volteo causado por una falla por cortante del grupo.

SOLUCIÓN:

La fórmula de Meyerhof es:

$$q_p = c N_c + \gamma D_f N_q$$

$$\text{Para } \phi = 5^\circ \quad \begin{matrix} N_c = 15 \\ N_q = 1.7 \end{matrix}$$

$$q_p = 9 \times 15 + 1.75 \times 9 \times 1.7 = 161.775$$

$$q_p = 161.775 \text{ ton/m}^2$$

La carga total última por pilote (incluyendo el efecto de la fricción lateral) es:

$$Q_d = q_p A_p + A_l f_s$$

$$f_s = 0.8 c = 0.8 \times 9 = 7.2 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_d = 161.775 \times \pi (0.125)^2 + \pi \times 0.250 \times 9 \times 7.2$$

$$Q_d = 58.834 \text{ ton/pilote}$$

Los pilotes están espaciados de tal forma que caben 25 en el grupo, por lo tanto, la carga última es:

$$Q_d \text{ total} = 58.834 \times 25 = 1470.85$$

$$Q_d \text{ total} = 1470.85 \text{ ton}$$

Capacidad de carga última del grupo de pilotes:

Tratando al grupo como a una zapata cuadrada y usando el criterio de Meyerhof:

$$q_g = c N_c + \gamma D_f N_q$$

$$\text{Para } \phi = 5^\circ \quad \begin{matrix} N_c = 8 \\ N_q = 1.5 \end{matrix}$$

$$q_g = 9 \times 8 + 1.75 \times 9 \times 1.5$$

$$q_g = 95.625 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad de carga última total considerando la fricción lateral en la periferia del grupo es:

$$Q_g = q_p A_p + A_l f_s$$

$$f_s = 0.8c = 7.2 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_g = 25.625 \times (3.6)^2 + 4 \times 3.6 \times 9 \times 7.2$$

$$Q_g = 2172.42 \text{ ton}$$

Según Terzaghi Peck la carga total de diseño (carga admisible en cada pilote multiplicada por el número de pilotes) no debe exceder de 1/3 de la carga total calculada para el grupo, si se quiere evitar la falla.

Por lo tanto, la carga de diseño de este grupo no debe ser mayor que:

$$\frac{2172.42}{3} = 724.14 \text{ ton.}$$

Por tanto, el factor de seguridad será:

$$F_s = \frac{1870.85}{724.14} = 2.03$$

$$F_s = 2.03$$

R

El que este factor de seguridad mínimo sea aceptable, depende de la sensibilidad de la estructura al movimiento, de las condiciones de heterogeneidad del suelo bajo distintas partes de la cimentación.

Calcular el diámetro interior de un cilindro de cimentación que tiene las siguientes características: Diámetro exterior = 0 = 4.5 metros, profundidad  $D_f = 21$  metros; que se localizará en un

suelo con una fricción lateral  $f_s = 1.5 \text{ ton/m}^2$  y una cohesión  $c = 2.4 \text{ ton/m}^2$ .

SOLUCION:

$$\text{Area lateral: } A_l = \pi D_f$$

$$A_l = \pi \times 4.5 \times 21 = 296.88 \text{ m}^2$$

$$Q_f = \text{resistencia al hincado} = A_l f_s$$

$$Q_f = 296.88 \times 1.5 = 445.32 \text{ ton}$$

Volumen necesario para que el cilindro entre por peso propio:

$$V_n = \frac{Q_f}{c} = \frac{445.32}{2.4} = 185.55 \text{ m}^3$$

Area requerida:

$$A_{\text{requ.}} = \frac{185.55}{21} = 8.835 \text{ m}^2$$

El área exterior es:

$$A_{\text{ext.}} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 4.5^2}{4} = 15.90 \text{ m}^2$$

Area hueca = Area exterior - Area requerida

$$A_h = 15.90 - 8.835 = 7.065$$

$$A_h = 7.065 \text{ m}^2$$

Por lo tanto el diámetro interior será:

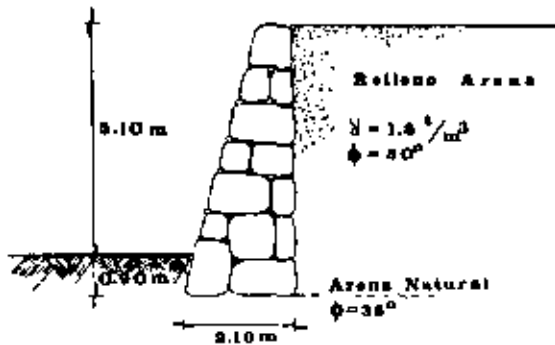
16

17

$$A = \frac{30^2}{4} \quad D = \sqrt{\frac{4A}{3}} = \sqrt{\frac{4 \times 7,065}{3}} = \sqrt{9,395}$$

R  $D = 2,999 \text{ m} \approx 3,0 \text{ m}$

Se tiene un muro de retención con las características -- mostradas en la figura. Calcular la capacidad de carga considerando la excentricidad y la inclinación de la fuerza sobre la base. La excentricidad es  $e = 0,259$  y la carga tiene un ángulo de inclinación  $\alpha = 18^\circ$ :



SOLUCION:

Se usa la ecuación de Meyerhof:

$$\frac{q_u}{B} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \gamma d N_q + \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \gamma d N_c$$

Por lo tanto:

$$q_u = \left(1 - \frac{2 \times 0,259}{2,15}\right) \left(1 - \frac{18}{90}\right)^2 (1,8 \times 0,90 \times 2,10 \times 33) +$$

$$+ \left(1 - \frac{2 \times 0,259}{2,15}\right)^2 \left(1 - \frac{18}{90}\right)^2 \frac{1}{2} \times 1,8 \times (2,1)^2 \times 37$$

R  $q_u = 73,86 \text{ ton/m muro}$

## Problemas Propuestos

1

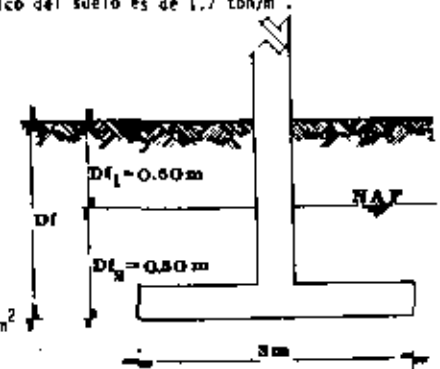
En arcilla saturada se desplanta una zapata continua a 0,9 metros de profundidad. Pruebas de compresión no confinadas dieron un valor promedio de  $c = 5,5 \text{ ton/m}^2$ . La densidad del suelo es  $\gamma_m = 1,76 \text{ ton/m}^3$ . ¿Cuál será la carga neta y la carga última total?

Resp. C.C. última  $q = 29,854 \text{ ton/m}^2$

C.C. neta  $q_n = 28,27 \text{ ton/m}^2$

2

Determinar la capacidad de carga a la falla de una zapata cuadrada desplazada en arena arcillosa (SC), estando el nivel freático a 0,50 metros bajo el nivel del terreno. Una prueba de laboratorio consolidada rápida dió los siguientes resultados:  $c = 3 \text{ ton/m}^2$ ,  $\phi = 30^\circ$ . El peso volumétrico del suelo es de  $1,7 \text{ ton/m}^3$ .



Resp.  $q = 147,54 \text{ ton/m}^2$

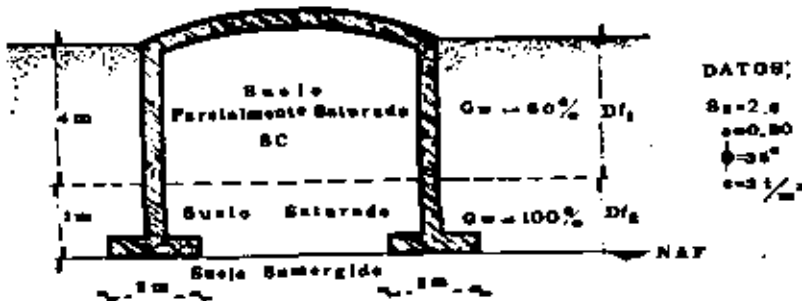
3

Una zapata continua de 1.20 metros de ancho es desplazada a una profundidad de 1.80 metros en un suelo con un peso volumétrico de  $1.7 \text{ ton/m}^3$ . El suelo es de tipo cohesivo-friccionante con una cohesión de  $2.70 \text{ ton/m}^2$  y un  $\phi = 28^\circ$ . Determinar la capacidad de carga última usando los factores de capacidad de carga de Terzaghi y comparar el resultado con el estimado por la teoría de Meyerhof.

Resp. Terzaghi:  $q = 130.38 \text{ ton/m}^2$   
 Meyerhof:  $q = 144.96 \text{ ton/m}^2$

4

Calcular la capacidad de carga admisible considerando un  $F_s = 3$ , para la zapata continua de la figura.



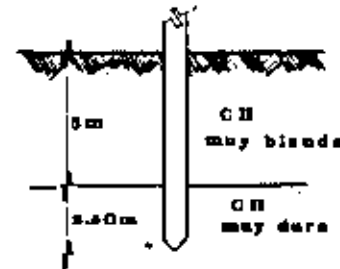
DATOS:  
 $\gamma_s = 2.8$   
 $\alpha = 0.80$   
 $\phi = 30^\circ$   
 $c = 3 \text{ t/m}^2$

Resp.  $Q_{adm} = 153.514 \text{ ton/m}^2$

5

Calcular la capacidad de carga admisible de un pilote de concreto de sección circular, considerando un  $F_s = 3$ . El pilote

está trabajando por punta, apoyado en un estrato de arcilla muy dura. El pilote ha penetrado en la arcilla 5 veces el diámetro de su sección recta que es de 50 centímetros. Se realizó un sondeo de exploración a base del método de penetración estándar, reportando en el estrato constituido por arcilla muy dura un número de golpes = igual a 30. El peso volumétrico de la arcilla es de  $1.5 \text{ ton/m}^3$

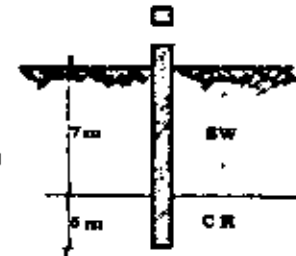


Resp.  $Q_{adm} = 12.187 \text{ ton}$

6

Determinar la capacidad de carga a la falla de un pilote de concreto de sección cuadrada de  $0.40 \times 0.40$  metros trabajando por fricción. Supóngase que las gráficas esfuerzo deformación de la arcilla CH y la arena SW son proporcionales.

DATOS  
 CH  
 $\gamma_s = 1.5 \text{ t/m}^3$   
 $\phi = 0$   
 $c = 1.5 \text{ t/m}^2$

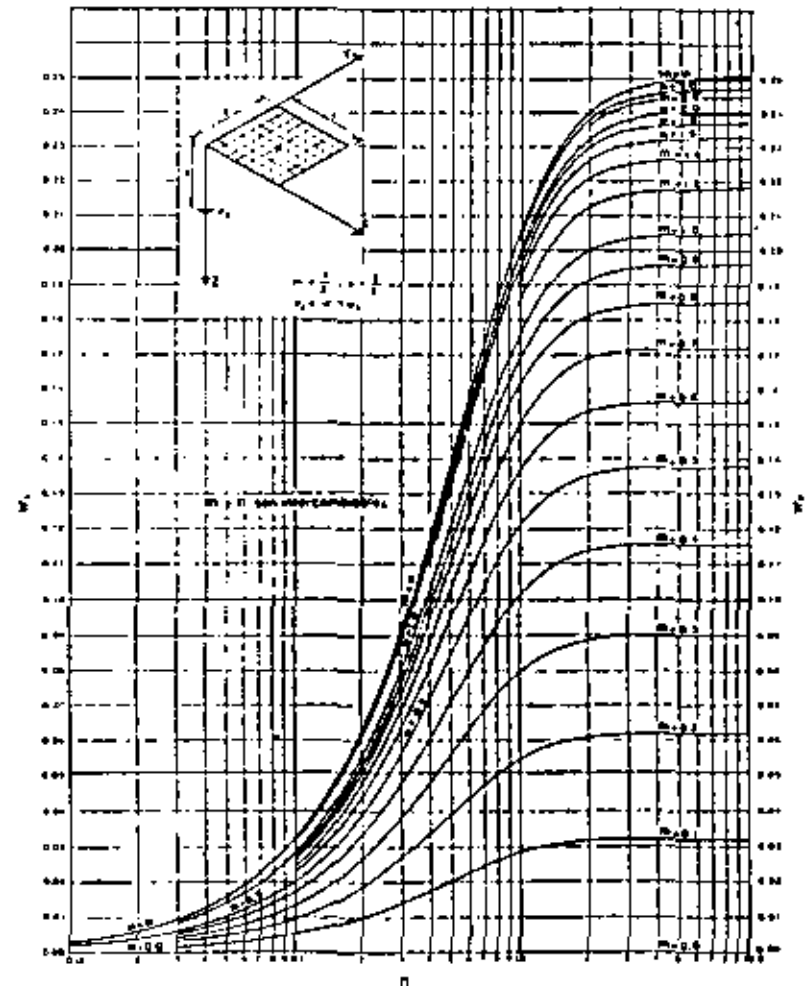


DATOS  
 SW  
 $\phi = 30^\circ$   
 $c = 0$   
 $\gamma_s = 1.7 \text{ t/m}^3$   
 $\delta = 20^\circ$   
 $\alpha = 0.80$

Resp.  
 $Q_f = 66.889 \text{ ton}$

## APENDICE I

Gráfica de Fadum para el caso de Boussinesq para una firma rectangular  
uniformemente cargada



# VI. APENDICES

APENDICE II

Valores de influencia para el caso de carga concentrada.

(Solución de Boussinesq)

$$e_x = \frac{P}{T} \cdot P_x$$

$r/a$	$P_x$	$r/a$	$P_x$	$r/a$	$P_x$	$r/a$	$P_x$
0.20	0.4773	0.40	0.3394	0.80	0.1386	1.20	0.0413
1	0.4773	1	0.3394	1	0.1386	1	0.0413
2	0.4773	2	0.3394	2	0.1386	2	0.0413
3	0.4773	3	0.3394	3	0.1386	3	0.0413
4	0.4773	4	0.3394	4	0.1386	4	0.0413
5	0.4773	5	0.3394	5	0.1386	5	0.0413
6	0.4773	6	0.3394	6	0.1386	6	0.0413
7	0.4773	7	0.3394	7	0.1386	7	0.0413
8	0.4773	8	0.3394	8	0.1386	8	0.0413
9	0.4773	9	0.3394	9	0.1386	9	0.0413
1.10	0.4657	1.10	0.3272	1.10	0.1347	1.10	0.0397
1	0.4657	1	0.3272	1	0.1347	1	0.0397
2	0.4657	2	0.3272	2	0.1347	2	0.0397
3	0.4657	3	0.3272	3	0.1347	3	0.0397
4	0.4657	4	0.3272	4	0.1347	4	0.0397
5	0.4657	5	0.3272	5	0.1347	5	0.0397
6	0.4657	6	0.3272	6	0.1347	6	0.0397
7	0.4657	7	0.3272	7	0.1347	7	0.0397
8	0.4657	8	0.3272	8	0.1347	8	0.0397
9	0.4657	9	0.3272	9	0.1347	9	0.0397
0.20	0.4329	0.40	0.3215	1.00	0.3644	1.40	0.0317
1	0.4329	1	0.3215	1	0.3644	1	0.0317
2	0.4329	2	0.3215	2	0.3644	2	0.0317
3	0.4329	3	0.3215	3	0.3644	3	0.0317
4	0.4329	4	0.3215	4	0.3644	4	0.0317
5	0.4329	5	0.3215	5	0.3644	5	0.0317
6	0.4329	6	0.3215	6	0.3644	6	0.0317
7	0.4329	7	0.3215	7	0.3644	7	0.0317
8	0.4329	8	0.3215	8	0.3644	8	0.0317
9	0.4329	9	0.3215	9	0.3644	9	0.0317
0.30	0.3849	0.70	0.1763	1.10	0.3658	1.50	0.0251
1	0.3849	1	0.1763	1	0.3658	1	0.0251
2	0.3849	2	0.1763	2	0.3658	2	0.0251
3	0.3849	3	0.1763	3	0.3658	3	0.0251
4	0.3849	4	0.1763	4	0.3658	4	0.0251
5	0.3849	5	0.1763	5	0.3658	5	0.0251
6	0.3849	6	0.1763	6	0.3658	6	0.0251
7	0.3849	7	0.1763	7	0.3658	7	0.0251
8	0.3849	8	0.1763	8	0.3658	8	0.0251
9	0.3849	9	0.1763	9	0.3658	9	0.0251

$r/a$	$P_x$	$r/a$	$P_x$	$r/a$	$P_x$	$r/a$	$P_x$
1.60	0.0700	2.00	0.0070	2.60	0.0029	3.00	0.0013
1	0.0700	1	0.0070	1	0.0029	1	0.0013
2	0.0700	2	0.0070	2	0.0029	2	0.0013
3	0.0700	3	0.0070	3	0.0029	3	0.0013
4	0.0700	4	0.0070	4	0.0029	4	0.0013
5	0.0700	5	0.0070	5	0.0029	5	0.0013
6	0.0700	6	0.0070	6	0.0029	6	0.0013
7	0.0700	7	0.0070	7	0.0029	7	0.0013
8	0.0700	8	0.0070	8	0.0029	8	0.0013
9	0.0700	9	0.0070	9	0.0029	9	0.0013
1.70	0.0160	2.20	0.0058	2.70	0.0024	3.20	0.0011
1	0.0160	1	0.0058	1	0.0024	1	0.0011
2	0.0160	2	0.0058	2	0.0024	2	0.0011
3	0.0160	3	0.0058	3	0.0024	3	0.0011
4	0.0160	4	0.0058	4	0.0024	4	0.0011
5	0.0160	5	0.0058	5	0.0024	5	0.0011
6	0.0160	6	0.0058	6	0.0024	6	0.0011
7	0.0160	7	0.0058	7	0.0024	7	0.0011
8	0.0160	8	0.0058	8	0.0024	8	0.0011
9	0.0160	9	0.0058	9	0.0024	9	0.0011
1.80	0.0129	2.40	0.0048	2.80	0.0021	3.40	0.0010
1	0.0129	1	0.0048	1	0.0021	1	0.0010
2	0.0129	2	0.0048	2	0.0021	2	0.0010
3	0.0129	3	0.0048	3	0.0021	3	0.0010
4	0.0129	4	0.0048	4	0.0021	4	0.0010
5	0.0129	5	0.0048	5	0.0021	5	0.0010
6	0.0129	6	0.0048	6	0.0021	6	0.0010
7	0.0129	7	0.0048	7	0.0021	7	0.0010
8	0.0129	8	0.0048	8	0.0021	8	0.0010
9	0.0129	9	0.0048	9	0.0021	9	0.0010
1.90	0.00957	2.60	0.0040	3.00	0.0018	3.60	0.0009
1	0.00957	1	0.0040	1	0.0018	1	0.0009
2	0.00957	2	0.0040	2	0.0018	2	0.0009
3	0.00957	3	0.0040	3	0.0018	3	0.0009
4	0.00957	4	0.0040	4	0.0018	4	0.0009
5	0.00957	5	0.0040	5	0.0018	5	0.0009
6	0.00957	6	0.0040	6	0.0018	6	0.0009
7	0.00957	7	0.0040	7	0.0018	7	0.0009
8	0.00957	8	0.0040	8	0.0018	8	0.0009
9	0.00957	9	0.0040	9	0.0018	9	0.0009
2.00	0.00729	2.80	0.0034	3.20	0.0016	3.80	0.0008
1	0.00729	1	0.0034	1	0.0016	1	0.0008
2	0.00729	2	0.0034	2	0.0016	2	0.0008
3	0.00729	3	0.0034	3	0.0016	3	0.0008
4	0.00729	4	0.0034	4	0.0016	4	0.0008
5	0.00729	5	0.0034	5	0.0016	5	0.0008
6	0.00729	6	0.0034	6	0.0016	6	0.0008
7	0.00729	7	0.0034	7	0.0016	7	0.0008
8	0.00729	8	0.0034	8	0.0016	8	0.0008
9	0.00729	9	0.0034	9	0.0016	9	0.0008
2.10	0.00563	3.00	0.0030	3.40	0.0015	4.00	0.0007
1	0.00563	1	0.0030	1	0.0015	1	0.0007
2	0.00563	2	0.0030	2	0.0015	2	0.0007
3	0.00563	3	0.0030	3	0.0015	3	0.0007
4	0.00563	4	0.0030	4	0.0015	4	0.0007
5	0.00563	5	0.0030	5	0.0015	5	0.0007
6	0.00563	6	0.0030	6	0.0015	6	0.0007
7	0.00563	7	0.0030	7	0.0015	7	0.0007
8	0.00563	8	0.0030	8	0.0015	8	0.0007
9	0.00563	9	0.0030	9	0.0015	9	0.0007
2.20	0.00447	3.20	0.0026	3.60	0.0014	4.20	0.0006
1	0.00447	1	0.0026	1	0.0014	1	0.0006
2	0.00447	2	0.0026	2	0.0014	2	0.0006
3	0.00447	3	0.0026	3	0.0014	3	0.0006
4	0.00447	4	0.0026	4	0.0014	4	0.0006
5	0.00447	5	0.0026	5	0.0014	5	0.0006
6	0.00447	6	0.0026	6	0.0014	6	0.0006
7	0.00447	7	0.0026	7	0.0014	7	0.0006
8	0.00447	8	0.0026	8	0.0014	8	0.0006
9	0.00447	9	0.0026	9	0.0014	9	0.0006
2.30	0.00369	3.40	0.0023	3.80	0.0013	4.40	0.0005
1	0.00369	1	0.0023	1	0.0013	1	0.0005
2	0.00369	2	0.0023	2	0.0013	2	0.0005
3	0.00369	3	0.0023	3	0.0013	3	0.0005
4	0.00369	4	0.0023	4	0.0013	4	0.0005
5	0.00369	5	0.0023	5	0.0013	5	0.0005
6	0.00369	6	0.0023	6	0.0013	6	0.0005
7	0.00369	7	0.0023	7	0.0013	7	0.0005
8	0.00369	8	0.0023	8	0.0013	8	0.0005
9	0.00369	9	0.0023	9	0.0013	9	0.0005
2.40	0.00307	3.60	0.0020	4.00	0.0012	4.60	0.0004
1	0.00307	1	0.0020	1	0.0012	1	0.0004
2	0.00307	2	0.0020	2	0.0012	2	0.0004
3	0.00307	3	0.0020	3	0.0012	3	0.0004
4	0.00307	4	0.0020	4	0.0012	4	0.0004
5	0.00307	5	0.0020	5	0.0012	5	0.0004
6	0.00307	6	0.0020	6	0.0012	6	0.0004
7	0.00307	7	0.0020	7	0.0012	7	0.0004
8	0.00307	8	0.0020	8	0.0012	8	0.0004
9	0.00307	9	0.0020	9	0.0012	9	0.0004
2.50	0.00259	3.80	0.0018	4.20	0.0011	4.80	0.0003
1	0.00259	1	0.0018	1	0.0011	1	0.0003
2	0.00259	2	0.0018	2	0.0011	2	0.0003
3	0.00259	3	0.0018	3	0.0011	3	0.0003
4	0.00259	4	0.0018	4	0.0011	4	0.0003
5	0.00259	5	0.0018	5	0.0011	5	0.0003
6	0.00259	6	0.0018	6	0.0011	6	0.0003
7	0.00259	7	0.0018	7	0.0011	7	0.0003
8	0.00259	8	0.0018	8	0.0011	8	0.0003
9	0.00259	9	0.0018	9	0.0011	9	0.0003
2.60	0.00221	4.00	0.0016	4.40	0.0010	5.00	0.0002
1	0.00221	1	0.0016	1	0.0010	1	0.0002
2	0.00221	2	0.0016	2	0.0010	2	0.0002
3	0.00221	3	0.0016	3	0.0010	3	0.0002
4	0.00221	4	0.0016	4	0.0010	4	0.0002
5	0.00221	5	0.0016	5	0.0010	5	0.0002
6	0.00221	6	0.0016	6	0.0010	6	0.0002
7	0.00221	7	0.0016	7	0.0010	7	0.0002
8	0.00221	8	0.0016	8	0.0010	8	0.0002
9	0.00221	9	0.0016	9	0.0010	9	0.0002
2.70	0.00190	4.20	0.0014	4.60	0.0009	5.20	0.0002
1	0.00190	1	0.0014	1	0.0009	1	0.0002
2	0.00190	2	0.0014	2	0.0009	2	0.0002
3	0.00190	3	0.0014	3	0.0009	3	0.0002
4	0.00190	4	0.0014	4	0.0009	4	0.0002
5	0.00190	5	0.0014	5	0.0009	5	0.0002
6	0.00190	6	0.0014	6	0.0009	6	0.0002
7	0.00190	7	0.0014	7	0.0009	7	0.0002
8	0.00190	8	0.0014	8			

APENDICE III

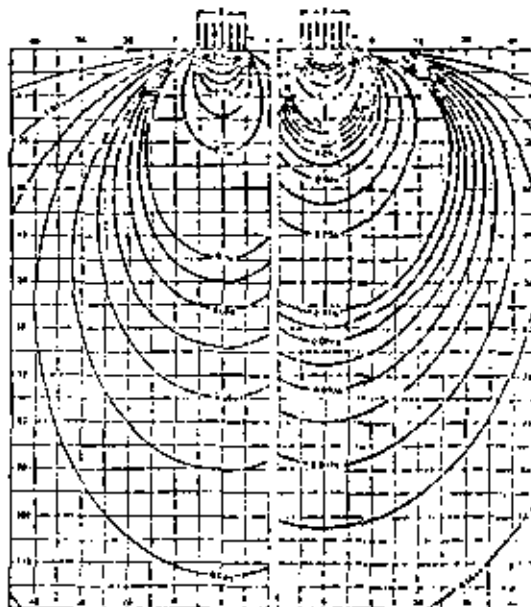
Valores de influencia para área circular uniformemente cargada.

(Solución de Boussinesq)

$r/a$	$z/a$	$r/a$	$z/a$	$r/a$	$z/a$	$r/a$	$z/a$
20 - 0.07000	30 - 0.13726	40 - 0.19497	50 - 0.24914	60 - 0.29984	70 - 0.34697	80 - 0.39142	90 - 0.43318
1 - 0.30245	1 - 0.12379	1 - 0.10741	1 - 0.09574	1 - 0.08674	1 - 0.07947	1 - 0.07334	1 - 0.06797
2 - 0.32962	2 - 0.13625	2 - 0.12426	2 - 0.11498	2 - 0.10774	2 - 0.10197	2 - 0.09714	2 - 0.09297
3 - 0.35176	3 - 0.14563	3 - 0.13511	3 - 0.12742	3 - 0.12154	3 - 0.11677	3 - 0.11274	3 - 0.10917
4 - 0.36970	4 - 0.15113	4 - 0.14174	4 - 0.13472	4 - 0.12942	4 - 0.12517	4 - 0.12174	4 - 0.11877
5 - 0.38374	5 - 0.15475	5 - 0.14575	5 - 0.13924	5 - 0.13454	5 - 0.13077	5 - 0.12754	5 - 0.12477
6 - 0.39470	6 - 0.15726	6 - 0.14876	6 - 0.14274	6 - 0.13854	6 - 0.13477	6 - 0.13154	6 - 0.12877
7 - 0.40371	7 - 0.15907	7 - 0.15097	7 - 0.14514	7 - 0.14154	7 - 0.13817	7 - 0.13494	7 - 0.13217
8 - 0.41072	8 - 0.16017	8 - 0.15247	8 - 0.14694	8 - 0.14374	8 - 0.14057	8 - 0.13754	8 - 0.13477
9 - 0.41593	9 - 0.16134	9 - 0.15397	9 - 0.14844	9 - 0.14554	9 - 0.14257	9 - 0.13974	9 - 0.13717
10 - 0.42044	10 - 0.16266	10 - 0.15546	10 - 0.15014	10 - 0.14744	10 - 0.14477	10 - 0.14214	10 - 0.13977
1 - 0.23718	1 - 0.20790	1 - 0.18574	1 - 0.16874	1 - 0.15547	1 - 0.14497	1 - 0.13674	1 - 0.12977
2 - 0.25122	2 - 0.21627	2 - 0.19451	2 - 0.17874	2 - 0.16574	2 - 0.15577	2 - 0.14794	2 - 0.14117
3 - 0.26244	3 - 0.22299	3 - 0.20180	3 - 0.18714	3 - 0.17574	3 - 0.16617	3 - 0.15874	3 - 0.15217
4 - 0.27120	4 - 0.22815	4 - 0.20799	4 - 0.19414	4 - 0.18374	4 - 0.17477	4 - 0.16774	4 - 0.16177
5 - 0.27823	5 - 0.23189	5 - 0.21249	5 - 0.20014	5 - 0.19074	5 - 0.18277	5 - 0.17614	5 - 0.17077
6 - 0.28371	6 - 0.23465	6 - 0.21674	6 - 0.20574	6 - 0.19714	6 - 0.18977	6 - 0.18374	6 - 0.17877
7 - 0.28814	7 - 0.23679	7 - 0.22074	7 - 0.21074	7 - 0.20314	7 - 0.19677	7 - 0.19174	7 - 0.18717
8 - 0.29170	8 - 0.23829	8 - 0.22449	8 - 0.21474	8 - 0.20774	8 - 0.20217	8 - 0.19774	8 - 0.19377
9 - 0.29451	9 - 0.23917	9 - 0.22799	9 - 0.21874	9 - 0.21214	9 - 0.20677	9 - 0.20274	9 - 0.19877
10 - 0.29664	10 - 0.24046	10 - 0.23146	10 - 0.22274	10 - 0.21614	10 - 0.21077	10 - 0.20674	10 - 0.20277
1 - 0.16444	1 - 0.30162	1 - 0.27774	1 - 0.25874	1 - 0.24474	1 - 0.23477	1 - 0.22714	1 - 0.22177
2 - 0.17444	2 - 0.31162	2 - 0.28774	2 - 0.26874	2 - 0.25474	2 - 0.24477	2 - 0.23714	2 - 0.23177
3 - 0.18144	3 - 0.31919	3 - 0.29474	3 - 0.27574	3 - 0.26174	3 - 0.25177	3 - 0.24414	3 - 0.23877
4 - 0.18657	4 - 0.32429	4 - 0.30074	4 - 0.28174	4 - 0.26774	4 - 0.25777	4 - 0.25014	4 - 0.24477
5 - 0.19042	5 - 0.32779	5 - 0.30574	5 - 0.28674	5 - 0.27274	5 - 0.26277	5 - 0.25514	5 - 0.24977
6 - 0.19346	6 - 0.33019	6 - 0.31074	6 - 0.29174	6 - 0.27774	6 - 0.26777	6 - 0.26014	6 - 0.25477
7 - 0.19577	7 - 0.33187	7 - 0.31474	7 - 0.29574	7 - 0.28174	7 - 0.27177	7 - 0.26414	7 - 0.25877
8 - 0.19740	8 - 0.33282	8 - 0.31874	8 - 0.29974	8 - 0.28574	8 - 0.27577	8 - 0.26814	8 - 0.26277
9 - 0.19848	9 - 0.33312	9 - 0.32274	9 - 0.30374	9 - 0.28974	9 - 0.27977	9 - 0.27214	9 - 0.26677
1 - 0.11447	1 - 0.44445	1 - 0.40144	1 - 0.36274	1 - 0.32874	1 - 0.29977	1 - 0.27514	1 - 0.25477
2 - 0.11525	2 - 0.44704	2 - 0.40474	2 - 0.36674	2 - 0.33274	2 - 0.30377	2 - 0.27914	2 - 0.25877
3 - 0.11596	3 - 0.44910	3 - 0.40774	3 - 0.37074	3 - 0.33674	3 - 0.30777	3 - 0.28314	3 - 0.26277
4 - 0.11651	4 - 0.45074	4 - 0.41074	4 - 0.37474	4 - 0.34074	4 - 0.31177	4 - 0.28714	4 - 0.26677
5 - 0.11697	5 - 0.45207	5 - 0.41374	5 - 0.37874	5 - 0.34474	5 - 0.31577	5 - 0.29114	5 - 0.27077
6 - 0.11736	6 - 0.45307	6 - 0.41674	6 - 0.38274	6 - 0.34874	6 - 0.31977	6 - 0.29514	6 - 0.27477
7 - 0.11769	7 - 0.45387	7 - 0.41974	7 - 0.38674	7 - 0.35274	7 - 0.32377	7 - 0.29914	7 - 0.27877
8 - 0.11796	8 - 0.45447	8 - 0.42274	8 - 0.39074	8 - 0.35674	8 - 0.32777	8 - 0.30314	8 - 0.28277
9 - 0.11818	9 - 0.45497	9 - 0.42574	9 - 0.39474	9 - 0.36074	9 - 0.33177	9 - 0.30714	9 - 0.28677
10 - 0.11834	10 - 0.45537	10 - 0.42874	10 - 0.39874	10 - 0.36474	10 - 0.33577	10 - 0.31114	10 - 0.29077
1 - 0.07114	1 - 0.78174	1 - 0.70774	1 - 0.64874	1 - 0.60174	1 - 0.56677	1 - 0.54114	1 - 0.52477
2 - 0.07444	2 - 0.80162	2 - 0.72774	2 - 0.66874	2 - 0.62174	2 - 0.58677	2 - 0.56114	2 - 0.54477
3 - 0.07644	3 - 0.81219	3 - 0.73774	3 - 0.67874	3 - 0.63174	3 - 0.59677	3 - 0.57114	3 - 0.55477
4 - 0.07807	4 - 0.81829	4 - 0.74774	4 - 0.68874	4 - 0.64174	4 - 0.60677	4 - 0.58114	4 - 0.56477
5 - 0.07942	5 - 0.82179	5 - 0.75674	5 - 0.69874	5 - 0.65174	5 - 0.61677	5 - 0.59114	5 - 0.57477
6 - 0.08046	6 - 0.82419	6 - 0.76574	6 - 0.70874	6 - 0.66174	6 - 0.62677	6 - 0.60114	6 - 0.58477
7 - 0.08127	7 - 0.82574	7 - 0.77474	7 - 0.71874	7 - 0.67174	7 - 0.63677	7 - 0.61114	7 - 0.59477
8 - 0.08190	8 - 0.82652	8 - 0.78374	8 - 0.72874	8 - 0.68174	8 - 0.64677	8 - 0.62114	8 - 0.60477
9 - 0.08248	9 - 0.82712	9 - 0.79274	9 - 0.73874	9 - 0.69174	9 - 0.65677	9 - 0.63114	9 - 0.61477
10 - 0.08293	10 - 0.82762	10 - 0.80174	10 - 0.74874	10 - 0.70174	10 - 0.66677	10 - 0.64114	10 - 0.62477
1 - 0.04447	1 - 0.94445	1 - 0.84144	1 - 0.76274	1 - 0.70874	1 - 0.66977	1 - 0.64114	1 - 0.62477
2 - 0.04525	2 - 0.94704	2 - 0.84474	2 - 0.76674	2 - 0.71274	2 - 0.67377	2 - 0.64514	2 - 0.62877
3 - 0.04596	3 - 0.94910	3 - 0.84774	3 - 0.77074	3 - 0.71674	3 - 0.67777	3 - 0.64914	3 - 0.63277
4 - 0.04651	4 - 0.95074	4 - 0.85074	4 - 0.77474	4 - 0.72074	4 - 0.68177	4 - 0.65314	4 - 0.63677
5 - 0.04697	5 - 0.95207	5 - 0.85374	5 - 0.77874	5 - 0.72474	5 - 0.68577	5 - 0.65714	5 - 0.64077
6 - 0.04736	6 - 0.95307	6 - 0.85674	6 - 0.78274	6 - 0.72874	6 - 0.68977	6 - 0.66114	6 - 0.64477
7 - 0.04769	7 - 0.95387	7 - 0.85974	7 - 0.78674	7 - 0.73274	7 - 0.69377	7 - 0.66514	7 - 0.64877
8 - 0.04796	8 - 0.95447	8 - 0.86274	8 - 0.79074	8 - 0.73674	8 - 0.69777	8 - 0.66914	8 - 0.65277
9 - 0.04818	9 - 0.95497	9 - 0.86574	9 - 0.79474	9 - 0.74074	9 - 0.70177	9 - 0.67314	9 - 0.65677
10 - 0.04834	10 - 0.95537	10 - 0.86874	10 - 0.79874	10 - 0.74474	10 - 0.70577	10 - 0.67714	10 - 0.66077
1 - 0.02114	1 - 1.23162	1 - 1.07774	1 - 0.96874	1 - 0.90174	1 - 0.85677	1 - 0.83114	1 - 0.81477
2 - 0.02162	2 - 1.24162	2 - 1.08774	2 - 0.97874	2 - 0.91174	2 - 0.86677	2 - 0.84114	2 - 0.82477
3 - 0.02197	3 - 1.24919	3 - 1.09674	3 - 0.98874	3 - 0.92174	3 - 0.87677	3 - 0.85114	3 - 0.83477
4 - 0.02229	4 - 1.25429	4 - 1.10574	4 - 0.99874	4 - 0.93174	4 - 0.88677	4 - 0.86114	4 - 0.84477
5 - 0.02256	5 - 1.25779	5 - 1.11474	5 - 1.00874	5 - 0.94174	5 - 0.89677	5 - 0.87114	5 - 0.85477
6 - 0.02278	6 - 1.26019	6 - 1.12374	6 - 1.01874	6 - 0.95174	6 - 0.90677	6 - 0.88114	6 - 0.86477
7 - 0.02296	7 - 1.26187	7 - 1.13274	7 - 1.02874	7 - 0.96174	7 - 0.91677	7 - 0.89114	7 - 0.87477
8 - 0.02310	8 - 1.26287	8 - 1.14174	8 - 1.03874	8 - 0.97174	8 - 0.92677	8 - 0.90114	8 - 0.88477
9 - 0.02321	9 - 1.26317	9 - 1.15074	9 - 1.04874	9 - 0.98174	9 - 0.93677	9 - 0.91114	9 - 0.89477
10 - 0.02329	10 - 1.26347	10 - 1.15974	10 - 1.05874	10 - 0.99174	10 - 0.94677	10 - 0.92114	10 - 0.90477
1 - 0.01114	1 - 1.58162	1 - 1.37774	1 - 1.26874	1 - 1.20174	1 - 1.15677	1 - 1.13114	1 - 1.11477
2 - 0.01162	2 - 1.59162	2 - 1.38774	2 - 1.27874	2 - 1.21174	2 - 1.16677	2 - 1.14114	2 - 1.12477
3 - 0.01197	3 - 1.59919	3 - 1.39674	3 - 1.28874	3 - 1.22174	3 - 1.17677	3 - 1.15114	3 - 1.13477
4 - 0.01229	4 - 1.60429	4 - 1.40574	4 - 1.29874	4 - 1.23174	4 - 1.18677	4 - 1.16114	4 - 1.14477
5 - 0.01256	5 - 1.60779	5 - 1.41474	5 - 1.30874	5 - 1.24174	5 - 1.19677	5 - 1.17114	5 - 1.15477
6 - 0.01278	6 - 1.61019	6 - 1.42374	6 - 1.31874	6 - 1.25174	6 - 1.20677	6 - 1.18114	6 - 1.16477
7 - 0.01296	7 - 1.61187	7 - 1.43274	7 - 1.32874	7 - 1.26174	7 - 1.21677	7 - 1.19114	7 - 1.17477
8 - 0.01310	8 - 1.61287	8 - 1.44174	8 - 1.33874	8 - 1.27174	8 - 1.22677	8 - 1.20114	8 - 1.18477
9 - 0.01321	9 - 1.61317	9 - 1.45074	9 - 1.34874	9 - 1.28174	9 - 1.23677	9 - 1.21114	9 - 1.19477
10 - 0.01329	10 - 1.61347	10 - 1.45974	10 - 1.35874	10 - 1.29174	10 - 1.24677	10 - 1.22114	10 - 1.20477
1 - 0.00447	1 - 2.44445	1 - 2.07774	1 - 1.86874	1 - 1.76174	1 - 1.69677	1 - 1.67114	1 - 1.65477
2 - 0.00452	2 - 2.44704	2 - 2.08774	2 - 1.87874	2 - 1.77174	2 - 1.70677	2 - 1.68114	2 - 1.66477
3 - 0.00457	3 - 2.44910	3 - 2.09674	3 - 1.88874	3 - 1.78174	3 - 1.71677	3 - 1.69114	3 - 1.67477
4 - 0.00461	4 - 2.45074	4 - 2.10574	4 - 1.89874	4 - 1.79174	4 - 1.72677	4 - 1.70114	4 - 1.68477
5 - 0.00465	5 - 2.45207	5 - 2.11474	5 - 1.90874	5 - 1.80174	5 - 1.73677	5 - 1.71114	5 - 1.69477
6 - 0.00469	6 - 2.45307	6 - 2.12374	6 - 1.91874	6 - 1.81174	6 - 1.74677	6 - 1.72114	6 - 1.70477
7 - 0.00473	7 - 2.45387	7 - 2.13274	7 - 1.92874	7 - 1.82174	7 - 1.75677	7 - 1.73114	7 - 1.71477
8 - 0.00476	8 - 2.45447	8 - 2.14174	8 - 1.93874	8 - 1.83174	8 - 1.76677	8 - 1.74114	8 - 1.72477
9 - 0.00479	9 - 2.45497	9 - 2.15074	9 - 1.94874	9 - 1.84174	9 - 1.77677	9 - 1.75114	9 - 1.73477
10 - 0.00482	10 - 2.45537	10 - 2.15974	10 - 1.95874	10 - 1.85174	10 - 1.78677	10 - 1.76114	10 - 1.74477

APENDICE IV

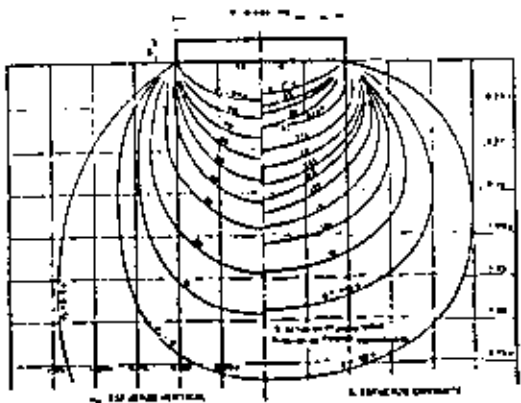
Gráfica de Westergaard



(Referencia No 5)

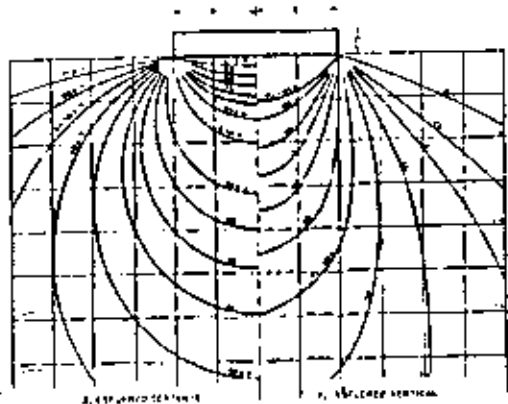
APENDICE V

Distribución de esfuerzos verticales y cortantes bajo un área circular uniformemente cargada.



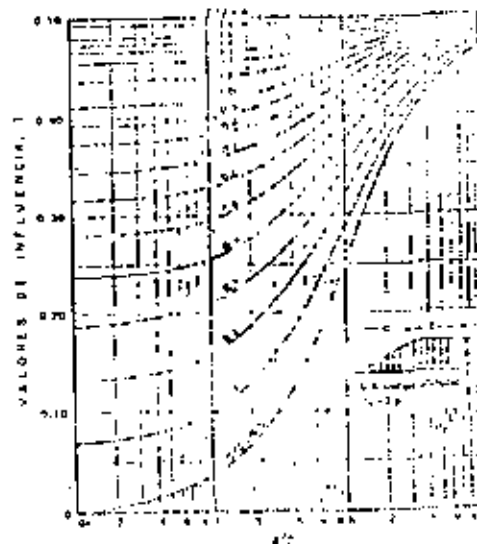
APENDICE VI

Distribución de esfuerzos verticales y cortantes bajo una carga rectangular de longitud infinita.



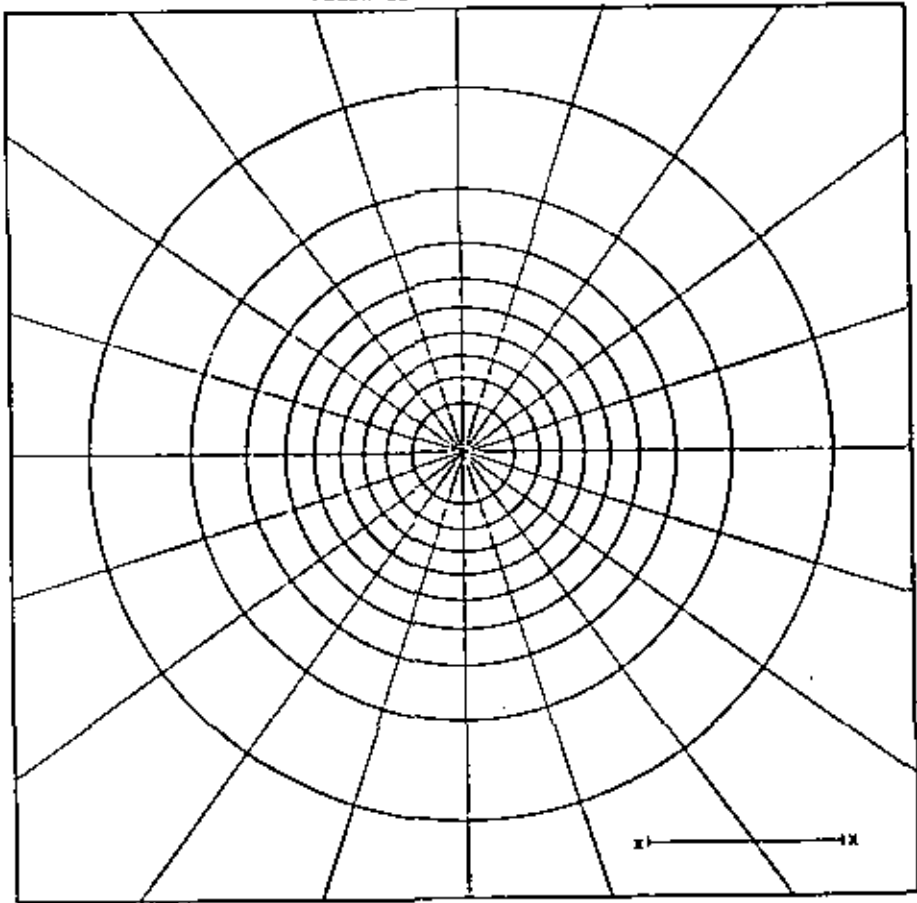
APENDICE VII

Gráfica de valores de influencia para el cálculo de esfuerzos verticales debido a la sobrecarga impuesta por una carga trapezoidal de longitud infinita.





APENDICE VIII  
VALOR DE INFLUENCIA 0.008

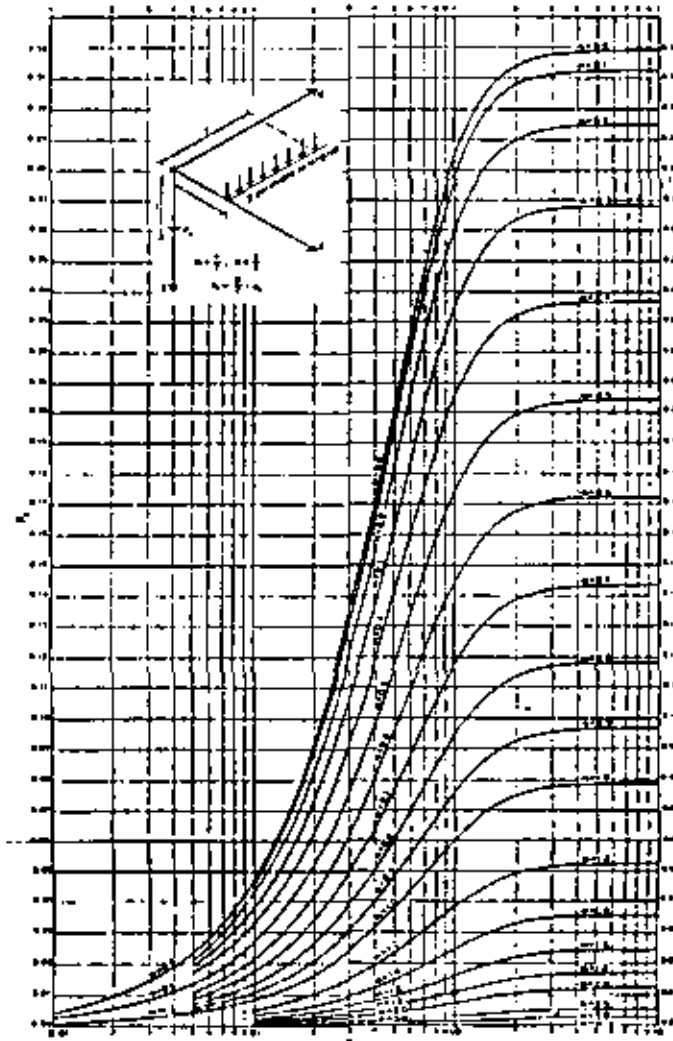


197

CARTA DE NEYMAN

APENDICE IX

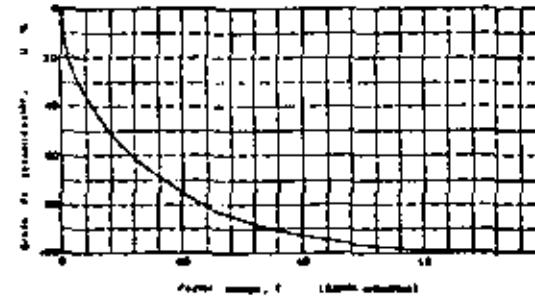
Gráfica de Tablas para influencia de carga lineal.



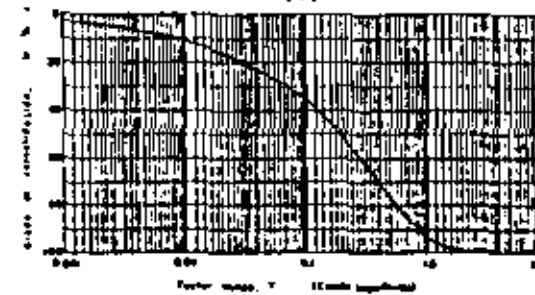
APENDICE I  
Relación Teórica U(S) - T  
Según A.W. Skempton

U (%)	T	U (%)	T
0	0.000	51.3	0.300
7.1	0.004	55.0	0.342
10.0	0.008	55.6	0.350
12.4	0.012	59.8	0.400
15.0	0.016	70.0	0.405
16.0	0.020	75.0	0.477
18.9	0.028	76.4	0.500
20.0	0.031	80.0	0.565
21.4	0.036	81.6	0.600
24.7	0.048	85.0	0.684
25.0	0.049	88.7	0.800
27.6	0.060	90.0	0.848
30.0	0.071	93.1	1.000
30.3	0.072	95.0	1.127
35.0	0.096	99.4	2.000
35.7	0.100	100.0	-
39.9	0.125		
40.0	0.126		
45.0	0.159		
46.1	0.167		
50.0	0.197		
50.4	0.200		
55.0	0.238		
56.2	0.250		
60.0	0.287		

APENDICE XI  
Curvas teóricas de Consolidación: A) Aritmética; B) Semi-logarítmica

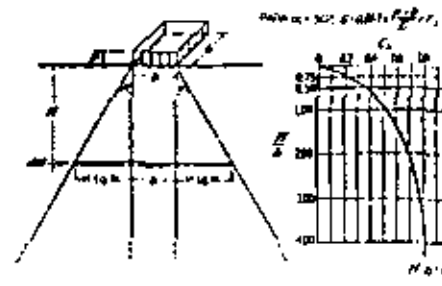


(a)



(b)

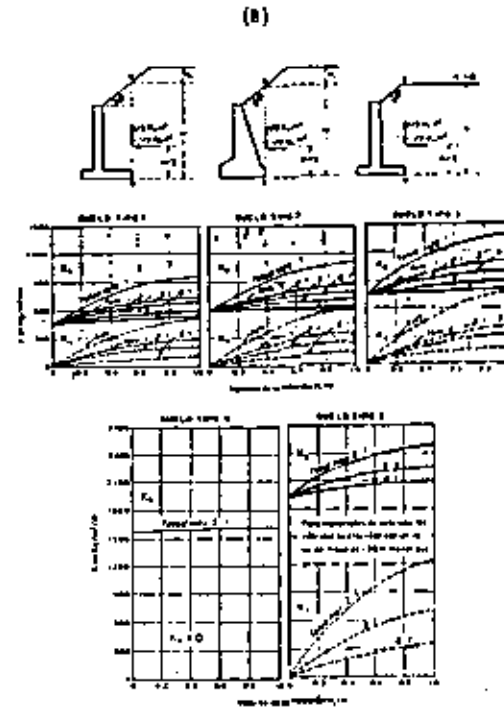
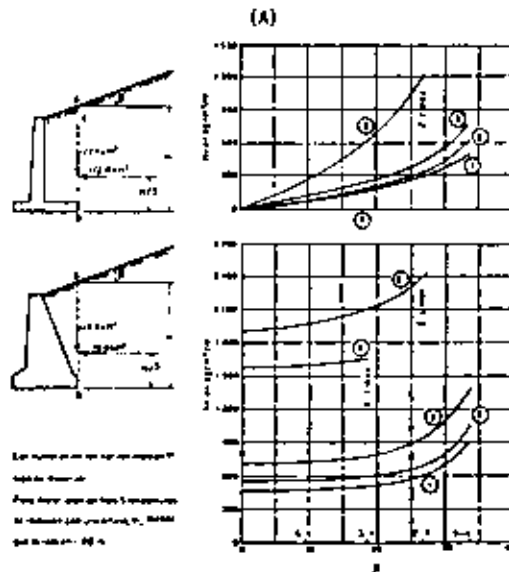
APENDICE XII  
Gráfica para valores de  $C_s$  en el caso de asentamiento elástico



(Tomada de la referencia N° 5)

APENDICE XIII

- a) Gráficas de Terzaghi para determinar el empuje de rellenos con superficie plana.
- b) Gráficas de Terzaghi para determinar el empuje de rellenos en te rraplén con rasante.



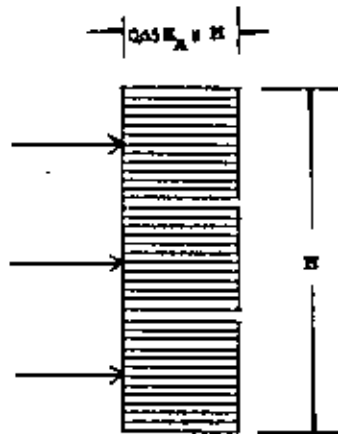
APENDICE XIV  
Valores de C

Tipo de relleno	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

APENDICE N° XV

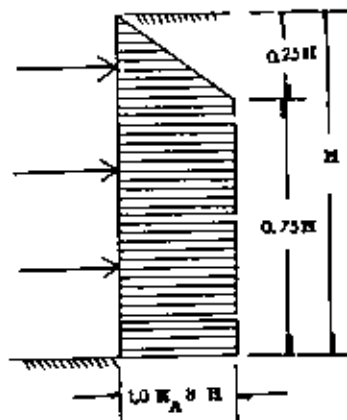
(A)

Distribución de Terzaghi para calcular el empuje sobre los puntales de excavaciones adomadas que soportan suelos arenosos.



(B)

Distribución de Terzaghi para calcular el empuje sobre los puntales de excavaciones adomadas que soportan suelos de arcillas - blandas.



$$N = \frac{\gamma H}{C}$$

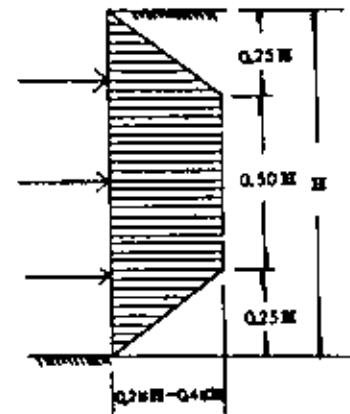
$$N < 4 \rightarrow m = 1$$

$$N > 4 \rightarrow m < 1$$

$$K_A = 1 - m = \frac{4C}{\gamma H}$$

(C)

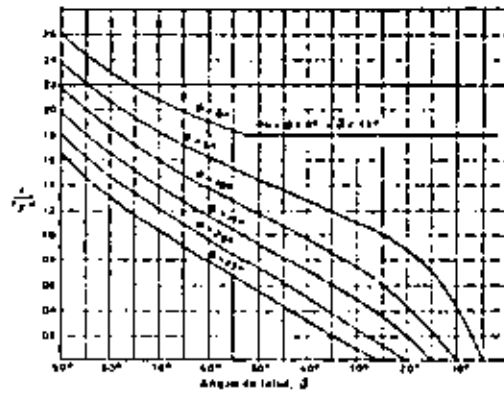
Distribución de Terzaghi para calcular el empuje sobre los puntales de excavaciones adomadas que soportan suelos de arcilla fi surada.



( Ver referencia N° 4 )

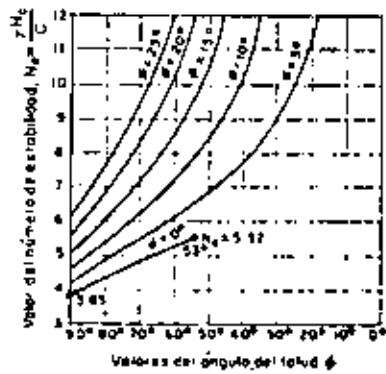
APENDICE XVI

Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad de taludes en materiales cohesivos, homogéneos con el terreno de cimentación.



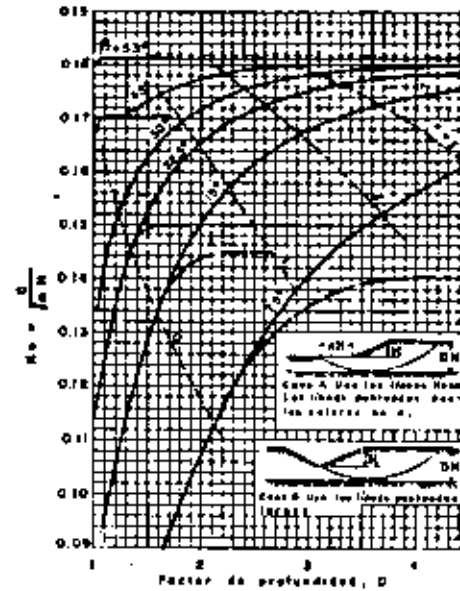
APENDICE XVII

Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud cohesivo-friccionante ( $c \neq 0$  o  $c \neq 0$ )



APENDICE XVIII

Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente.



## APENDICE XIX

Datos para círculos críticos.

Angulo de inclinación i	Angulo de fricción φ	Angulos centrales para círculos críticos		factor de profundidad D	No de estabilidad C F s y H
		ε	θ		
90	0	47.6	30.2	-	0.261
	5	50.0	28.0	-	0.239
	10	53.0	27.0	-	0.218
	15	56.0	26.0	-	0.199
	20	58.0	24.0	-	0.182
	25	60.0	22.0	-	0.166
75	0	41.8	51.8	-	0.219
	5	45.0	50.0	-	0.195
	10	47.5	47.0	-	0.173
	15	50.0	46.0	-	0.152
	20	53.0	44.0	-	0.134
	25	56.0	44.0	-	0.117
60	0	35.3	70.8	-	0.191
	5	38.5	69.0	-	0.162
	10	41.0	66.0	-	0.138
	15	44.0	63.0	-	0.116
	20	46.5	60.4	-	0.097
	25	50.0	60.0	-	0.079

(Continúa)

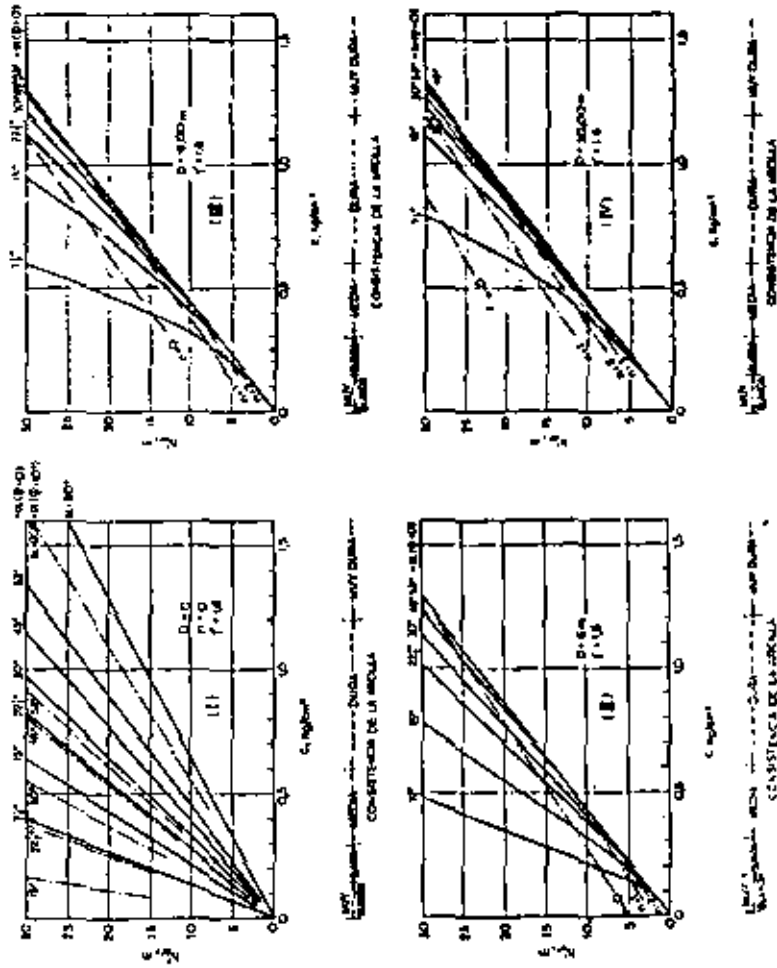
(Continuación)

45	0	28.2	89.4	1.062	0.170
	5	31.2	84.2	1.026	0.136
	10	34.0	79.4	1.006	0.108
	15	36.1	74.4	1.001	0.083
	20	38.0	69.0	-	0.062
	25	40.0	62.0	-	0.044
30	0	20.0	106.8	1.301	0.156
	5	23.0	96.0	1.161	0.110
	5	20.0	106.0	1.332	0.110
	10	25.0	88.0	1.092	0.075
	15	27.0	78.0	1.038	0.046
	20	28.0	62.0	1.003	0.025
35	25	29.0	50.0	-	0.009
	0	10.6	121.4	2.117	0.145
	5	12.5	94.0	1.549	0.066
	5	11.0	95.0	1.697	0.070
	10	14.0	68.0	1.222	0.023
	20	14.0	68.0	1.222	0.023

(Tomada de la referencia No 1)

APENDICE XX

Cuatro abacos para la determinación de la altura crítica  $h_{crit}$  de Taludes en función de la cohesión  $c$ . (según Taylor)



(Ver referencia N° 6)

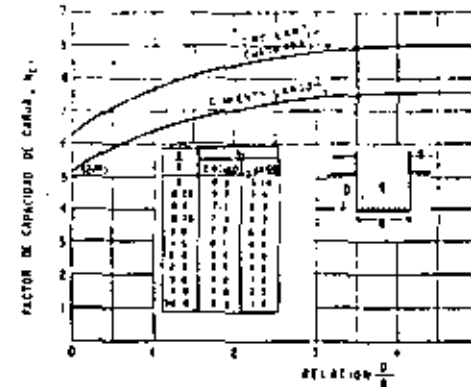
APENDICE XXI

Gráfica de Terzaghi para determinar los factores de capacidad de carga.

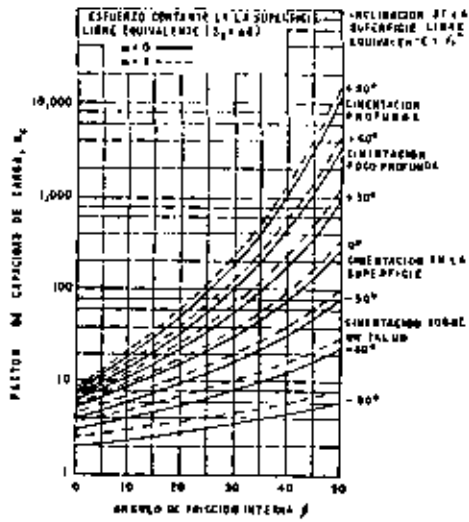


APENDICE XXII

Gráfica de Skempton para valores de  $N_c$  en suelos puramente cohesivos.

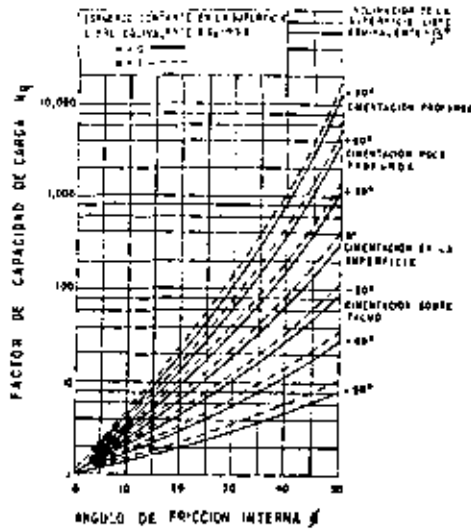


APENDICE XXIII



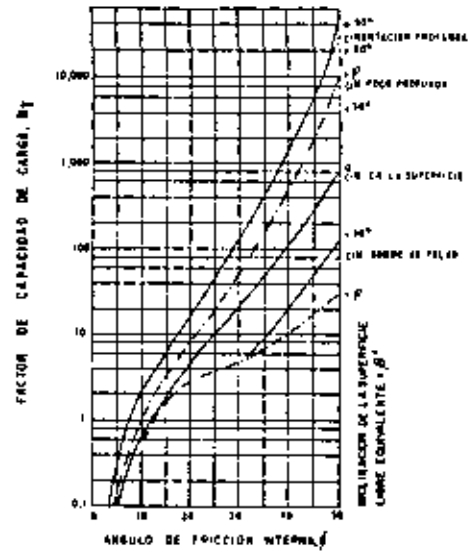
(a) Gráfica de Meyerhof para valores de  $N_c$ , en cimientos largos

(b) Valores de  $N_q$ , para cimientos largos



(c)

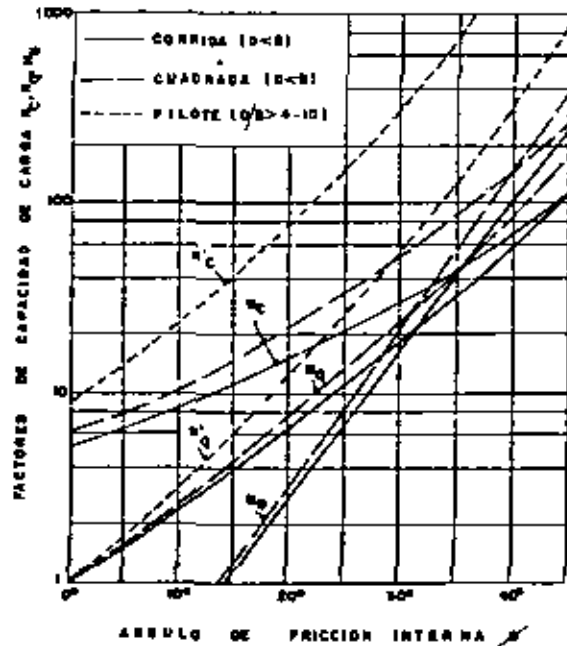
Gráfica de Meyerhof para valores de  $N_q$ , en cimientos largos





APENDICE XXIV

Factores de Capacidad de Carga de Meyerhof



APENDICE XXV

Factores de conversión

LONGITUD

Para Convertir	A	Multiplicar Por	Para Convertir	A	Multiplicar Por
1. Pulgadas	para pulgadas milímetros centímetros metros	0.0254 $2.54 \times 10^2$ 25.4 2.54 0.0254	1. Metros cuadrados	para cuadrados milímetros cuadrados pulgadas cuadradas	$10.7639^2$ $1 \times 10^6$ 1550.0031
2. Pie	pulgadas milímetros centímetros metros	12.0 $304.8 \times 10^3$ 304.8 0.3048	2. Pie cuadrado	para cuadrados milímetros cuadrados pulgadas cuadradas	$9.290304 \times 10^{-4}$ 979.0304 144
3. Argenteo	pulgadas pies centímetros metros	$1.937079 \times 10^{-2}$ $3.28084 \times 10^{-1}$ 0.3048 $1 \times 10^{-1}$ $1 \times 10^{-2}$ $1 \times 10^{-3}$	3. Centímetros cuadrados	para cuadrados pulgadas cuadradas pulgadas cuadradas	$1 \times 10^{-4}$ $1.973307 \times 10^{-2}$ 0.1550031
4. Metros	pulgadas pies centímetros metros	$3.9370079 \times 10^{-2}$ $3.2808399 \times 10^{-1}$ $1 \times 10^{-2}$ $1 \times 10^{-3}$ $1 \times 10^{-4}$	4. Pulgadas cuadradas	para cuadrados pulgadas cuadradas milímetros cuadrados	$4.4114 \times 10^{-4}$ $6.4516 \times 10^{-2}$ 6.4516
5. Milímetros	pulgadas pies centímetros metros	$1.9370079 \times 10^{-2}$ $3.2808399 \times 10^{-1}$ $1 \times 10^0$ $1 \times 10^3$ $1 \times 10^6$	VOLÚMEN	1. Centímetros cúbicos pies cúbicos pulgadas cúbicas	$1 \times 10^{-6}$ $3.5314667 \times 10^{-2}$ 0.061023744
6. Centímetros	pulgadas pies centímetros metros	0.39370079 0.32808399 $1 \times 10^0$ $1 \times 10^3$ 10 $1 \times 10^6$	2. Metros cúbicos	para cúbicos centímetros cúbicos pulgadas cúbicas	$35.314667$ $1 \times 10^6$ 0.0610237
7. Metros	pulgadas pies centímetros metros	39.370079 3.2808399 $1 \times 10^3$ $1 \times 10^6$ $1 \times 10^9$ $1 \times 10^{12}$	3. Pulgadas cúbicas	para cúbicos pulgadas cúbicas centímetros cúbicos	$1.6387064 \times 10^{-4}$ $1.7810674 \times 10^{-4}$ 16.387064
			4. Pie cúbico	para cúbicos centímetros cúbicos pulgadas cúbicas	$0.028316847$ $28.316847$ 17.32
			PUERZA		
			1. Libra (peso)	dinas gramos kilogramos toneladas (inglesas) toneladas métricas kilogramos newtons (normal)	$4.44822 \times 10^2$ 453.59243 0.45359243 $4.464244 \times 10^{-4}$ $1 \times 10^{-3}$ $1 \times 10^{-3}$ $4.5359243 \times 10^{-1}$

Para Convertir	A	Multiplicar Por	Para Convertir	A	Multiplicar Por
2. Kilómetros	metros	1000	6. Kilogramos centímetro cuadrado	toneladas (métricas)	1000
	metros cuadrados (aproximados)	0.2590		metros cuadrados	1000000
	kilogramos	4.535924			
	centímetros cuadrados (aproximados)	0.4535924			
3. Toneladas (aproximadas)	kilogramos	9.7 x 10 <sup>7</sup>	2. Toneladas (métricas)	metros cuadrados	14.223
	metros	1000		metros por cuadrado	2048.1614
	kilómetros	2		(Pie de agua a 4°C)	33.8097
	centímetros cuadrados (aproximados)	0.987183		centímetros por cuadrado	2.0481614
4. Kilogramos	metros	990663	2. Toneladas (métricas)	metros cuadrados	10
	metros	1000		centímetros	0.367604
	centímetros cuadrados (aproximados)	2.2046222		kilogramos (centímetro cuadrado)	0.10
	centímetros cuadrados (aproximados)	19.073413 x 10 <sup>-4</sup>		metros por cuadrado	204.81614
	kilómetros	2.2046222 x 10 <sup>-3</sup>		centímetros por cuadrado	0.20481614
	centímetros cuadrados (aproximados)	0.001		metros cuadrados	0.102400
5. Toneladas (métricas)	metros	1 x 10 <sup>9</sup>	3. Toneladas (métricas)	metros	1.0135
	kilogramos	1000		centímetros cuadrados (aproximados)	76
	metros	2.2046222		metros cuadrados de superficie	76
	centímetros cuadrados (aproximados)	1.1023113		metros cuadrados de superficie a 4°C	796

ESFUERZOS

1. Libras por cuadrado	metros cuadrados	0.00444824	1. Gramos centímetro cuadrado	metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.014907		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	1 x 10 <sup>-4</sup>		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.00444824		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.00444824		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.00444824		metros cuadrados	1.00
2. Libras por cuadrado	metros cuadrados	144	2. Toneladas (métricas)	metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	2.3086		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.144		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.070987		metros cuadrados	1.00
3. Toneladas (aproximadas)	metros cuadrados	0.70307	3. Kilogramos por metro cúbico	metros cúbicos	1.00
	metros cuadrados	0.068046		metros cúbicos	1.00
	metros cuadrados	0.343082		metros cúbicos	1.00
	metros cuadrados	0.068046		metros cúbicos	1.00
4. Pie de agua (a 4°C)	metros cuadrados	0.47311 x 10 <sup>-4</sup>	4. Libras por cuadrado	metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.00444824		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.00444824		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.00444824		metros cuadrados	1.00
5. Kilómetros por cuadrado	metros cuadrados	6.94445	4. Libras por cuadrado	metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	1000		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.5000		metros cuadrados	1.00
	metros cuadrados	0.488244		metros cuadrados	1.00

Para Convertir	A	Multiplicar Por	Para Convertir	A	Multiplicar Por
2. Libras por cúbico	metros cúbicos	0.016018463	1. Centímetros cúbico	metros cúbicos	1000
	metros cúbicos	0.016018463		metros cúbicos	1000
	metros cúbicos	0.016018463		metros cúbicos	1000
3. Toneladas (aproximadas)	metros cúbicos	16.018463	2. Metros cúbico	metros cúbicos	0.0001
	metros cúbicos	1.78703704 x 10 <sup>-4</sup>		metros cúbicos	0.0001
	metros cúbicos	1.78703704 x 10 <sup>-4</sup>		metros cúbicos	0.0001
	metros cúbicos	1.78703704 x 10 <sup>-4</sup>		metros cúbicos	0.0001
1. Independencia	metros cúbicos	10 <sup>-1</sup>	3. Pieles/metro	metros cúbicos	0.500001
	metros cúbicos	1.4666 x 10 <sup>-1</sup>		metros cúbicos	0.500001
	metros cúbicos	2.7777 x 10 <sup>-1</sup>		metros cúbicos	0.500001
	metros cúbicos	5.5556 x 10 <sup>-1</sup>		metros cúbicos	0.500001
2. Segundos	metros cúbicos	1000	4. Pieles/pie	metros cúbicos	0.009842144
	metros cúbicos	1.0666 x 10 <sup>-1</sup>		metros cúbicos	0.009842144
	metros cúbicos	2.7777 x 10 <sup>-1</sup>		metros cúbicos	0.009842144
	metros cúbicos	5.5556 x 10 <sup>-1</sup>		metros cúbicos	0.009842144
3. Metros	metros cúbicos	6000	1. Centímetros cuadrados	metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cúbicos	0.0166666		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cúbicos	6.944444 x 10 <sup>-4</sup>		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cúbicos	7.28114 x 10 <sup>-4</sup>		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
4. Horas	metros cúbicos	360000	2. Pulgadas cuadradas	metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>
	metros cúbicos	60		metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>
	metros cúbicos	0.0416666		metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>
	metros cúbicos	1.34760 x 10 <sup>-5</sup>		metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>
5. Días	metros cúbicos	8640000	7. Años	metros cuadrados	6.4518
	metros cúbicos	1440		metros cuadrados	6.4518
	metros cúbicos	36		metros cuadrados	6.4518
	metros cúbicos	0.002197776		metros cuadrados	6.4518
6. Metros	metros cúbicos	2.0285 x 10 <sup>9</sup>	1. Centímetros cuadrados	metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cúbicos	3.6783 x 10 <sup>9</sup>		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cúbicos	63040		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cúbicos	30.416666		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
7. Años	metros cúbicos	0.0033333	1. Centímetros cuadrados	metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cúbicos	7.126 x 10 <sup>10</sup>		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cúbicos	3.1536 x 10 <sup>7</sup>		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cúbicos	524600		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>

CORRECCIONES DE CONVERSION

1. Centímetros cuadrados	metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>	2. Pulgadas cuadradas	metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>
	metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>		metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>
	metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>		metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>
	metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>		metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>
2. Pulgadas cuadradas	metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>	3. Centímetros cuadrados	metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>
	metros cuadrados	2.780 x 10 <sup>4</sup>		metros cuadrados	1.6298 x 10 <sup>9</sup>

## S I M B O L O G Í A

A	Area		$M_m$	Momento motor	C. IV
A <sub>l</sub>	Area lateral de una pila o pilote	C. V	$M_R$	Momento resistente	C. IV
B	Ancho de una cimentación	C. V	N	Número de cuadros para la aplicación de la carta de Newmark	C. I
C <sub>c</sub>	Índice de Compresión	C. II	N <sub>e</sub>	Número de estabilidad (Taylor)	C. IV
c	Cohesión en Ton/m <sup>2</sup>		N <sub>i</sub>	Reacciones normales	C. IV
D ó D <sub>f</sub>	Profundidad de desplante de una cimentación	C. V	P <sub>o</sub>	Factor de la gráfica de Fadum	C. I
d	distancia		P	carga	C. II
E <sub>A</sub>	Empuje Activo	C. III	Q	Carga concentrada	C. I y V
E <sub>H</sub>	Empuje Horizontal (T. Terzaghi)	C. III	Q <sub>d</sub>	Carga admisible	C. V
E <sub>p</sub>	Empuje Pasivo	C. III	q	Carga unitaria distribuida	C. I
E <sub>v</sub>	Empuje vertical (T. Terzaghi)	C. III	q <sub>c</sub> ó q <sub>d</sub>	Capacidad de carga en ton/m <sup>2</sup>	C. V
F <sub>s</sub>	Factor de Seguridad	C. IV y V	q <sub>adm</sub>	Capacidad de carga admisible	C. V
F <sub>s</sub>	Fricción Suelo-pilote	C. V	q <sub>u</sub>	Resistencia a la compresión en ton/m <sup>2</sup>	
H	Espesor de un estrato		R	Radio	C. IV
H	Altura		S <sub>s</sub>	Peso específico relativo	
H <sub>c</sub>	Altura crítica	C. III y IV	S <sub>t</sub>	Asentamiento en un tiempo t	C. II
I	Coefficiente de influencia para la carta de Newmark	C. I	T	Factor tiempo	C. II
i	Angulo de inclinación de un talud	C. IV	t	Tiempo	C. II
K <sub>A</sub>	Coefficiente activo de presión de tierras	C. III	T <sub>i</sub>	Reacciones tangenciales	C. IV
K <sub>H</sub>	Componente horizontal del empuje (Terzaghi)	C. III	U	Factor de asentamiento	C. II
K <sub>p</sub>	Coefficiente pasivo de presión de tierras	C. III	u <sub>o</sub>	Factor de la gráfica para área uniformemente cargada (Boussinesq)	C. I
K	Coefficiente de permeabilidad	C. I	W <sub>i</sub>	Peso	C. IV
L	Longitud del arco del círculo de falla	C. IV	α	Angulo de inclinación de un talud	C. IV
M	Momento	C. III	θ	Angulo de inclinación de un talud	C. IV
			β	Angulo de inclinación respecto a la horizontal de un relleno	C. III

$\gamma_s$	Peso volumétrico en Ton/M <sup>3</sup>	
$\gamma_w$	Peso volumétrico del agua	
$\Delta\sigma_z$	Incremento del esfuerzo vertical	C. I
$s_H$	Asentamiento total	C. II
$\Delta p$	Incremento de carga	C. III
$\alpha$	Angulo de fricción entre relleno y muro	C. III
$\phi$	Angulo de fricción interna de un suelo	
$\phi_c$	Angulo central de círculo de falla	C. IV
$\sigma_z$	Esfuerzo Vertical	C. I

## REFERENCIAS

- 1.- P. L. Capper, W. F. Cassie & J. D. Geddes "Problems In Engineering - Soils". E & F. N. Spon L T D, London 1966
- 2.- T. H. Wu "Soil Mechanics" Allyn and Bacon Inc 1969
- 3.- E. Juárez B. y A. Rico R. "Mecánica de Suelos" Tomos I y II  
Revista Ingeniería
- 4.- K. V. Terzaghi and R. B. Peck "Soil Mechanics in Engineering Practice" John Wiley and Sons Inc 1967
- 5.- G. B. Sowers y G. F. Sowers "Introducción a la Mecánica de Suelos - y Cimentaciones" Limusa - Wiley 1972
- 6.- G. P. Tschebotarioff "Mecánica del Suelo" Aguilar 1958
- 7.- J. E. Bowles "Foundation Analysis and Design" Mc Graw Hill, Kogakusha 1968
- 8.- T. M. Lambe y R. V. Whitman "Mecánica de Suelos" Limusa - Wiley 1972



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: INTRODUCTORIO DE FORMACION DE RESIDENTES  
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL.**

**INYECCIONES Y TRATAMIENTO DE  
C I M E N T A C I O N E S .**

**PROF. ING. HECTOR LOPEZ CALDERON.**

**NOVIEMBRE, 1981.**

## INYECCIONES

### INTRODUCCION.-

Las operaciones de inyección en una obra de ingeniería consisten en rellenar grietas, fisuras, cavidades o huecos en general, introduciendo un producto líquido a presión a través de perforaciones, con el fin de rellenar esos vacíos con un material impermeable y con cierto grado de resistencia. El líquido inyectado se conoce con el nombre de mezcla o mortero de inyección.

Los materiales de inyección y los métodos utilizados son diferentes según sea la forma de los huecos a rellenar.

### MEDIOS INYECTABLES.-

#### CLASIFICACION GENERAL.

- a) FISURAS
- b) GRIETAS Y CAVERNAS
- c) SUELOS GRANULARES O SUELTOS

### ROCAS FISURADAS.-

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

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

Las rocas porosas fisuradas, tales como conglomerado, brechas sedimentarias y areniscas de grano medio o grueso cementadas con carbonatos, no son tratadas de la misma forma que las rocas impermeables o que los suelos sueltos constituidos por arenas y gravas.

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

### ROCAS KARSTICAS.-

Son en general, rocas calizas en las que aguas subterráneas han creado como resultado de la disolución de zonas importantes sumideros y cavernas muy próximos entre sí. Su nombre proviene de la región de Karst (Yugoslavia).

Los sumideros y las cavernas indican la destrucción de un gran volumen de rocas carbonatadas.

La caliza (carbonato de calcio), la roca dolomítica (carbonato de calcio y magnesio) y el mármol (una roca metamórfica relacionada con las anteriores) constituyen un grupo de rocas carbonatadas que ocupan millones de kilómetros cuadrados bajo la superficie de la tierra. Estas rocas son particularmente susceptibles al ataque del agua subterránea.

Una gran cavidad abierta en cualquier clase de roca cubierta con un techo constituye una CAVERNA.

En contraste con una caverna, una dolina o SUMIDERO es una gran cavidad "a cielo abierto". Algunas dolinas son cavernas cuyos techos se han desplomado.

En la península de Yucatán, existen muchas de estas dolinas que se designan con el nombre local de "cenotes".

### AGUA SUBTERRANEA.-

Se define sencillamente como el agua que se encuentra bajo la superficie sólida de la tierra.

Muchos conocimientos acerca del agua subterránea se han adquirido lentamente mediante la experiencia de numerosas generaciones que han perforado millones de pozos.

Esta experiencia (Fig.1) nos enseña que una perforación del terreno generalmente atraviesa primero por una zona de aeración, que es la zona en la cual los espacios abiertos en la regolita o en la roca firme, se encuentran llenos principalmente de aire.

A continuación sigue la zona de saturación que es aquella en la cual todas las aberturas están llenas de agua. La superficie superior de la zona de saturación es el nivel freático, también llamado nivel piezométrico.

Generalmente el nivel freático se encuentra a unos cuantos metros de la superficie, pero puede estar a mayor o menor profundidad.

Las velocidades de los ríos son lo bastante altas como para expresarse en metros por segundo o en kilómetros por hora; en cambio, el agua subterránea no fluye como un río, no es turbulenta. Se mueve tan lentamente que sus velocidades se expresan en centímetros por día y en algunos casos en metros por año. Para entender la causa de la lentitud del movimiento debemos estudiar la porosidad y permeabilidad de las rocas.

POROSIDAD

La cantidad de agua que puede contener una roca depende de la porosidad de la misma; esto es, la proporción de espacios abiertos o poros con respecto al volumen total, generalmente los poros se conectan entre sí.

La porosidad de algunas rocas ígneas es menor del uno por ciento, en tanto que la de algunas arenas y gravas es del 25 al 45 por ciento si no están muy compactas.

Quando un sedimento se transforma en roca por el depósito de material cementante entre sus granos, su porosidad puede reducirse a menos de la mitad.

PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un sedimento o roca, puede definirse como su capacidad de transmisión de fluidos. Quando se perfora un pozo, esta propiedad es muy importante porque requiere horadar una roca que transmita el fluido deseado (agua, aceite o gas) dentro del pozo.

Una roca con alto grado de porosidad no es necesariamente permeable; como causa de la permeabilidad desempeña un papel importante la atracción molecular entre las superficies de la roca y las partículas de agua.

La atracción molecular hace que una delgada película de agua se adhiera a la superficie de la roca a pesar de la atracción de la gravedad; como sucede con la película que queda sobre un guijarro que ha sido sumergido en agua.

Ahora bien, si una roca está constituida por partículas o granos extremadamente pequeños, el espacio entre dos granos será tan pequeño que las películas de agua adheridas a dichos granos quedarán en contacto; en otras palabras, la fuerza de atracción molecular se extenderá justamente a través de las aberturas.

Por lo tanto, en una roca de grano fino, a la presión ordinaria el agua se mantiene firmemente en su lugar y la roca resulta impermeable.

Esto es precisamente lo que sucede en las arcillas y los lutitas cuyos granos componentes tienen menos de 0.005 mm de diámetro.

Por el contrario, en una roca cuyos granos sean como los de arena, de 0.06 a 2.0 mm o mayores, los espacios abiertos son más anchos que las películas de agua adheridas a los granos, como la fuerza de atracción molecular no se extiende a través de ellos de manera efectiva, el agua que ocupa los centros de las aberturas se mueve libremente por efecto de gravedad y de otras fuerzas (Fig. 2). Por lo tanto, la roca es permeable.

La permeabilidad aumenta a medida que el diámetro de las aberturas es mayor. La grava, cuyas aberturas son muy grandes, es más permeable que la arena y permite el paso de un gran volumen de agua en los pozos.

ACUIFERO.-

Se llama acuífero a un cuerpo de roca o de sedimento permeable a través del cual se mueve el agua subterránea. Los cuerpos de grava y arena son generalmente buenos acuíferos.

PRUEBAS DE PERMEABILIDAD.-

ENSAYOS DE AGUA.-

El método más aceptable es el que se realiza con perforaciones rotatorias y en progresiones descendentes, pero se debe evitar la realización de los ensayos de agua sobre tramos muy largos, si se quiere medir la permeabilidad real del terreno. La longitud máxima conveniente para estos tramos puede ser de 5.0 m. con la condición de que se tomen siempre hasta el fondo de la perforación.

Se emplean dos tipos de ensayos, según la naturaleza del terreno y el método de perforación adoptado:

- 1) Los ensayos LEFRANC, en terrenos pulverulentos en los que las perforaciones siempre se entuban ya que no se debe emplear lodo.
- 2) Los ensayos LUGDON en las rocas duras.

El principio de estos ensayos es idéntico.

Consisten en inyectar agua en el terreno a través de una porción conocida de la perforación llamado tramo o bolsa

CONSIDERACIONES TEÓRICAS

El análisis matemático demuestra que, si en una cavidad situada en un medio indefinido bañado por un manto acuífero, se crea una sobrepresión o una depresión H respecto al nivel estático del manto, el caudal Q que fluye a esta cavidad está ligado con H por la relación:

$$Q = C K H \quad \text{-----1}$$

K es el coeficiente de permeabilidad del terreno y C otro coeficiente que depende de la forma de la cavidad.

Si la cavidad tiene forma cilíndrica con una base de radio r a una altura m, igual a la potencia de la capa permeable se tiene:

$$C = \frac{2 \pi m}{1 n \frac{R}{r}} \quad \text{----- 2}$$

Siendo la R una constante

Sustituyendo el valor de C de la ecuación 2 en la ecuación 1 y despejando K tenemos:

$$K = \frac{Q}{C H} ; K = \frac{Q}{\frac{2 \pi m}{1 n \frac{R}{r}} \times H} = \frac{Q \cdot \ln \frac{R}{r}}{2 \pi m H}$$

$$K = \frac{2.3 Q \log \frac{R}{r}}{2 \pi m H}$$

R = tramo de prueba = 5 m = 500 cm

r = radio de la perforación  $\frac{2}{2} = \frac{7.6}{2}$  cm  
= 3.8 cm.

Para flujo laminar

$$K = \frac{2.3 Q \log \frac{R}{r}}{2 \pi m H} \quad \text{DARCY}$$

Hasta que el escurrimiento (flujo) sea turbulento y en el que seguramente no es aplicable la fórmula de DARCY.

La transición de uno a otro límite es paulatina y por lo tanto va siendo también paulatina la posibilidad de ampliar el uso de la fórmula de DARCY.



Para poder hacer comparables los datos que se obtengan en las pruebas de permeabilidad se llega a un equivalente del valor de K de la fórmula de Darcy al valor del Lugeón, es decir para que queden expresadas las permeabilidades en lugeones y también con sus valores equivalentes en coeficientes K de permeabilidad.

$$K = \frac{2.3 Q \log \frac{500}{3.8}}{2 \pi m H} \quad \log \frac{500 \text{ cm}}{3.8 \text{ cm}} = \log 131.57 = 2.12$$

$$Q = 1 \text{ Lt/min} = 0.000167 \text{ m}^3 / \text{seg} = 1.67 \times 10^{-5} \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Se admite como valor de R el de 500 cm y el de r como 3.8 cm

$$m = 1 \text{ m}$$

$$H = H_1 + H_2 - H_f = 10 \text{ Kg/cm}^2 = 100 \text{ m}$$

$$K = \frac{2.3 \times 0.000167 \times 2.12}{6.28 \times 1 \times \frac{100}{10^2}} \frac{\text{m}^3 / \text{seg}}{\text{m}^2} = 1.3 \times 10^{-7} \text{ m/seg} \approx 1 \text{ U. L.}$$

$$\text{U.L.} = \frac{Q (\text{lt} / \text{min})}{\text{long. tramo (m)}} \times \frac{1}{\frac{Pr \text{ Kg/cm}^2}{10 \text{ m.}}} \quad \begin{array}{l} Q = \text{gasto de absorción (lt/min)} \\ b = \text{long. del tramo ensayado (m)} \\ p = \text{Kg/cm}^2 \end{array}$$

$$= \frac{Q}{b} \times \frac{10}{p}$$

Ejemplos:

Para un gasto de absorción de 15 Lt/min en prueba con tramo de 5 metros y presión de 6 kg/cm<sup>2</sup> se tendrán:

$$\frac{15}{5} \times \frac{10}{6} = 5 \text{ U.L.} \quad K = 6.5 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

Para un gasto de absorción de 30 litros/min en tramo de prueba de 15.0 m con presión de 10 kg/cm<sup>2</sup> se tendrá:

$$\frac{30}{15} \times \frac{10}{10} = 2 \text{ U.L.} \quad K = 2.6 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

Para un gasto de absorción de 60 litros/min. en prueba de un tramo de 5.0 m con presión de 12 Kg/cm<sup>2</sup>.

$$\frac{60}{5} \times \frac{10}{12} = 10 \text{ U.L.} \quad K = 1.3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

La unidad Lugeón ( U.L.) es el gasto de un litro por minuto en 1.0 m de longitud en el tramo de prueba, bajo la presión de 10 kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm<sup>2</sup>), con una duración del ensayo de 10 min

Se admite que la perforación en el tramo de prueba no tiene adensamiento y que es de 7.6 cm(3") de diámetro aprox. Los tramos de prueba conviene que sean de 5.0 m y se deben hacer las pruebas conforme avanza la perforación (descendentes), para que el fondo de ella constituya el límite inferior de ese tramo, quedando como límite superior el empaque u obturador del tipo más conveniente.

COEFICIENTE DE FORMA

Relación L/D	Forma de la cavidad	Permeabilidad local	Coefficiente C
0	disco	vertical	$C = 2 D$
$0 < \frac{L}{D} < 1$	esfera	promedio	$C = 2 \pi D \sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}}$
$1 < \frac{L}{D} < 4$	elipsoide	horizontal	$C = \frac{2 \pi L}{\ln \left[ \frac{L}{D} + \left( \frac{L^2}{D^2} + 1 \right)^{\frac{1}{2}} \right]}$
$> 4$	cilindro		$C = \frac{2 \pi L}{\ln \left( \frac{2L}{D} \right)}$

La relación L/D define la forma aproximada de la cavidad en que se genera el flujo y con ello el valor del coeficiente C, también define si la permeabilidad calculada corresponde a la vertical, horizontal o promedio.

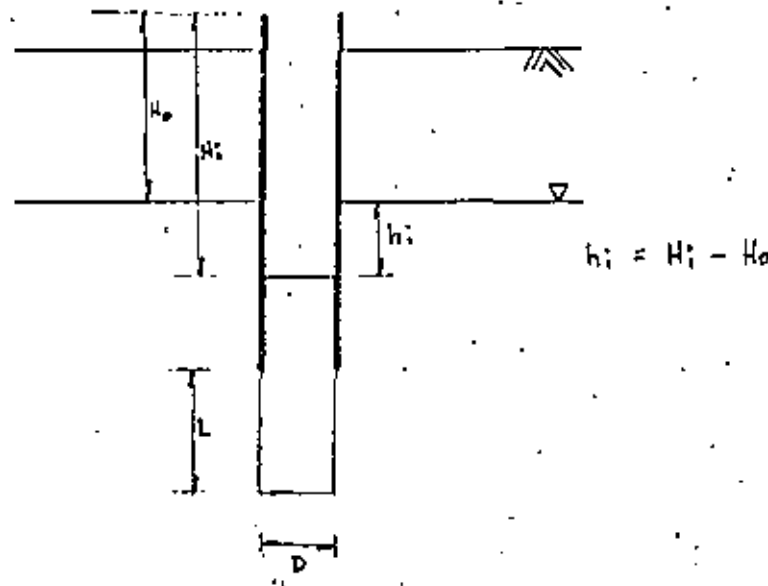


FIG. PROEBA LEFRANC DE EXTRACCION CON CARGA VARIABLE

TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES

Los trabajos de inyectado que generalmente se requieren para la construcción de una presa de almacenamiento son:

I) PANTALLA IMPERMEABLE

II) TAFETE DE CONSOLIDACION

I) Se realiza como prolongación del elemento impermeable de la cortina, formando una barrera impenetrable que impida el paso del agua.

II) Se forma con un conjunto de inyecciones para reforzar, dar mayor solidez y capacidad de soporte a cierta área en la parte superior de la roca de cimentación, al rellenar y sellar los huecos y grietas superficiales.

Para diseñar adecuadamente el tratamiento necesario en una cimentación, se requieren los siguientes datos:

ESTUDIO GEOLOGICO

EXTRACCION DE NUCLEOS DE LAS DIFERENTES FORMACIONES GEOLOGICAS.

CARACTERISTICAS DE LOS MANTOS FREATICOS

PRUEBAS DE PERMEABILIDAD A DIFERENTES PROFUNDIDADES.

DIAMETRO Y PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES

En cualquier programa de inyectado se deben considerar dos aspectos importantes:

a) EFICIENCIA DEL TRATAMIENTO  $\Rightarrow$  Obra funcional, resistente y durable.

b) ECONOMIA  $\Rightarrow$  bajo costo.

Como la finalidad del inyectado es rellenar grietas, huecos y fisuras de desconocida magnitud, es lógico suponer que mientras menor sea el espaciamiento de los pozos, mayor será la probabilidad de que se haga eficazmente ese relleno, independientemente del diámetro de la perforación. La cantidad de lechada que se puede inyectar, depende más de las estructuras de la roca que cruza, que del diámetro del barrenado, por eso es preferible seleccionar el diámetro que permita hacer la perforación lo más económicamente posible, siempre que deje introducir la lechada sin tapar.

La profundidad a que deben llevarse las perforaciones varía según las características de la cimentación y con la carga hidrostática a que va a estar sujeta.

En una cimentación de roca sana y compacta con pocas grietas, la profundidad de la pantalla puede variar entre el 30 y el 40 por ciento de la carga hidrostática.

En una cimentación de pobre calidad, la profundidad tendrá que ser mayor, pudiendo llegar hasta el 70% de la carga hidrostática.

Las exploraciones geológicas de la boquilla pueden señalar alguna zona permeable a gran profundidad, por lo que la pantalla debe prolongarse para interceptar dicha zona.

La profundidad de los barrenos para una consolidación no puede ser determinada de antemano. No existen reglas precisas para determinar la dimensión del volumen a consolidar, está en función de la naturaleza del terreno. Generalmente se evita emplazar una obra en terrenos insuficientemente resistentes

## PROCEDIMIENTOS DE INYECCION

Los métodos de inyección mas usuales son:

- a) Progresiones descendentes
- b) Progresiones ascendentes.

a).- Como su nombre lo indica, la inyección se realiza de arriba abajo, después de la perforación de cada tramo o progresión. Una vez terminada la inyección, se reperfora el tramo inyectado y se perfora el tramo de la siguiente progresión y se procede a inyectar.

Este método se utiliza principalmente en rocas muy fracturadas en las que no sea posible efectuar la perforación total del barrenado. Tiene la ventaja de que las primeras inyecciones sirven de "techo" en el que se apoyan las inyecciones siguientes para poder ejecutarlas a presiones mas elevadas, disminuyendo el riesgo de dislocar la formación.

b).- La inyección por progresiones ascendentes se emplea cuando las condiciones del terreno permiten efectuar la perforación del barrenado en toda su longitud. Este procedimiento presenta una gran ventaja económica, permite realizar el barrenado con el máximo rendimiento y después desplazar la máquina de perforación a otro emplazamiento durante la inyección. Con este método se separan los trabajos de perforación e inyección reduciendo al mínimo el tiempo muerto. Además, se evita la reperfusión.

En los dos casos antes mencionados, la inyección se realiza generalmente en tramos de 5 metros de longitud. Cada tramo está limitado en su parte superior por un obturador o empaque y en su parte inferior por el fondo de la perforación, que puede ser el terreno natural o el mortero de inyección endurecido, según el sistema de inyección adoptado.

### PROCEDIMIENTO DE INYECTADO POR PROGRESIONES DESCENDENTES.-

1).- Perforar el pozo hasta la profundidad de la 1ª. progresión y proceder al lavado de la misma para remover las esquirlas y materiales finos producto de la perforación.

2).- Colocar el empaque en el extremo superior de la progresión y efectuar la prueba de presión, inyectando agua para definir la permeabilidad del trazo y seleccionar el tipo de mezcla con la cual deba iniciarse el tratamiento.

3).- Proceder al inyectado de la progresión con la mezcla definida a partir de la prueba de presión con agua. La mezcla podrá variarse conforme progresare el inyectado de acuerdo a la velocidad de torn y el volumen inyectado, hasta alcanzar la presión definida para la progresión que se esta tratando.

4).- Remover el empaque y efectuar un lavado cuidadoso del pozo para extraer la lechada que haya quedado dentro del mismo. Es posible que haya necesidad de perforar total o parcialmente el trazo inyectado, a continuación se perforará hasta la profundidad correspondiente a la siguiente progresión.

5).- Colocar el empaque de inyección en el extremo superior de la 2a. progresión y continuar con las operaciones descritas en los puntos 2, 3 y 4 hasta terminar con la inyección de la última progresión. Finalmente, se procederá a rellenar el barrero con una mezcla espesa.

#### PROCEDIMIENTO DE INYECTADO POR PROGRESIONES ASCENDENTES

1).- Perforar la longitud total del barrero. Terminada ésta operación, se procederá al lavado del pozo con la finalidad de remover las esquirlas producto de la perforación.

2).- Colocar el empaque en el extremo superior de la progresión más profunda, inyectando agua a presión para definir la permeabilidad del trazo. A continuación se procede a inyectar.

3).- Levantar el empaque hasta el extremo superior de la siguiente progresión, efectuar la prueba de presión y proceder con la inyección. Continuar con el criterio señalado hasta concluir con el inyectado de la última progresión.

4).- Sellar el barrero con una mezcla espesa.

#### PRESION

Uno de los problemas más importantes y difíciles que se presentan en una operación de inyectado, es el establecer un criterio para definir la presión con que debe inyectarse la lechada.

Si se pone muy alta puede dislocarse la roca y si se usa muy baja resultará un inyectado deficiente.

#### FACTORES DE PRESION

Para seleccionar la presión máxima admisible se deben considerar los siguientes factores:

- a) PESO DE LA ROCA ARRIBA DEL PLANO QUE SE INYECTA
- b) CARACTERISTICAS FISICAS Y GEOLOGICAS DE LA ROCA
- c) RELACION AGUA-CEMENTO DE LA LECHADA
- d) INYECTADOS ANTERIORES HECHOS EN LA ZONA DE INFLUENCIA.

Una regla elemental ampliamente aceptada para fijar en forma aproximada la presión máxima de inyectado que debe usarse, es que dicha presión en libras por pulgada cuadrada ( P.S.I.) no deberá ser mayor que tres veces la profundidad en metros del punto mas alto del trazo que por primera vez se inyecta. Es decir, que si se va a inyectar una tercera progresión de 15 a 20 metros la presión máxima admisible es de 45 P.S.I.

Por supuesto, lo anterior no es aplicable al inyectado del primer trazo de perforación porque resultaría una presión nula. Para este trazo, se aplicarán presiones muy reducidas, 10 a 15 P.S.I.

$$( 1 \text{ lb/pulg}^2 = 0.070454686 \text{ kg/cm}^2 )$$

- a) PESO DE LA ROCA.-

Donde se supone que la roca pesa 2.3 Ton/m<sup>3</sup> se podrá aplicar la regla anterior, es decir que será admisible una presión máxima de 3 P.S.I. por cada metro de profundidad contada desde la boca del pozo hasta el empaque. Donde se tiene una roca con un peso volumétrico mayor, podrá usarse una presión un poco mas alta.

b) TIPO DE ROCA.-

En una formación estratificada horizontalmente se puede usar el criterio anterior, pero debe tenerse en cuenta que éste tipo de formación, cuando la presión actúa sobre un área considerable, se puede provocar una dislocación si se da una alta presión. Con una estratificación inclinada o en una formación de bloques, el peligro de dislocación es menor porque se presentan las fugas superficiales que alivian la presión aplicada antes de que se produzca algún daño.

Las presiones que son peligrosas en una roca estratificada horizontalmente o laminada, serán muy conservadoras en una formación masiva como el granito donde pueden usarse seguramente 6 o más P.S.I. por cada metro de profundidad.

c) RELACION AGUA-CEMENTO.-

Las lechadas delgadas o de una relación A/C alta tienen mejor penetración que una mezcla espesa, o sea que las primeras actúan en una área más extensa y pueden llegar más lejos de lo que realmente se necesita en cada perforación y por lo tanto presentan mayor peligro de causar daño a la cimentación. Como ejemplo podemos citar que en una formación dada se puede inyectar seguramente con una presión de 100 P.S.I. una lechada con relación A/C de 0.8, en tanto que con la misma presión se provocaría una dislocación si se inyecta lechada con relación A/C de 2.0. Por ésta razón pueden causar trastornos las inyecciones que llegan al manto freático o que se aplican a grietas llenas de agua.

d) INYECTADO ANTERIOR.-

El procedimiento ideal del inyectado de la roca es llenar toda grieta, fisura o plano de estratificación con una lechada que teniendo la más baja relación agua cemento, puede forzarse a penetrar en los vacíos con una presión permisible. Esto se consigue mejor con un tratamiento gradual de la formación, lo cual constituye el criterio básico del inyectado por etapas y por progresiones.

FACTORES DE PRESION

Como una ayuda para seleccionar la presión máxima admisible en la lechada que se inyecta, se dan los factores siguientes:

POR LA ROCA

Roca estratificada horizontalmente, 3 P.S.I., por metro de profundidad.

Roca firme sana y compacta, 6 P.S.I., por metro de profundidad.

POR RELACION AGUA-CEMENTO

Para lechada aguada multiplíquese por 1.0 el factor roca.

Para lechada espesa multiplíquese por 1.5 el factor roca.

POR ETAPA

Para la primera etapa, multiplíquese por 1.0 el factor roca

Para la segunda etapa, multiplíquese por 1.5 el factor roca

Para la tercera etapa, multiplíquese por 2.0 el factor roca

### TIPOS DE MEZCLAS

Mezclas Estables, son aquellas que presentan un volumen final de sólidos sedimentados superior al 90% y Mezclas Inestables, las que tienen volumen de sólidos finales menor a dicha cantidad. Estas últimas se sedimentan rápidamente dejando bastante agua libre.

### MATERIALES DE INYECCION

En los trabajos de inyección convencionales, se utiliza principalmente lechadas a base de agua y cemento, con adiciones de bentonita como agente estabilizador para obtener un mayor volumen de sólidos finales

Para el tratamiento de rocas fisuradas, tanto para formación de pantalla impermeables como para tapetes de consolidación, se puede decir que con mezclas A-C-B con proporcionamientos que tengan Relaciones -- A/C de 0.8 a 4 y adiciones de bentonita de 1 a 4% según la relación A/C -- que se este empleando, se puede cubrir la mayoría de los tratamientos de inyectado más comunes en las presas de almacenamiento.

Para tratamientos especiales, como el inyectado de empaque en túneles revestidos de concreto, o para el relleno de grietas o fracturas amplias, cavernas o cualquier otro tipo de oquedad importante se utilizan morteros agua-cemento-bentonita-arena ó mezclas agua-cemento-arcilla

### PROPIEDADES FÍSICAS Y CONTROL DE CAMPO

#### VISCOSIDAD.-

Se define como la resistencia, que opone un líquido a fluir. La determinación se realiza con viscosímetros de rotación y se mide en centipoises.

En forma práctica se puede determinar de una manera simple y aproximada utilizando los conos de fluidez, MARSH, MECASOL Y PREPAKT.

#### DENSIDAD.-

Se define como el peso por unidad de volumen y se determina con una balanza de todos que consiste en una barra horizontal con un recipiente para la mezcla en un extremo y en el otro un contrapeso. La barra esta graduada en unidades de peso volumétrico (lb/pie<sup>3</sup>, lb/gal).

#### MEDIDA DE SEDIMENTACION (O DE LA DECAANTACION O AGUA LIBRE)

Se designa por "decaantación" a la ascensión de agua que se produce en la superficie de una lechada o mezcla, después de la sedimentación de sus partículas sólidas.

El ensayo se efectúa en probetas graduadas por ejemplo de -- 1.0 litro y se anota la cantidad de agua libre en un tiempo determinado.

Se toman lecturas cada 15 min. y la medición se suspende -- cuando tres lecturas sucesivas son sensiblemente iguales.

Se determina el tiempo que tarda la mezcla en estabilizarse, el % de Sólidos Finales y el % de Agua Libre.

#### RESISTENCIA AL EXPRIMIDO

El conocimiento de las propiedades de filtración o exprimido de una mezcla permite estimar la habilidad de la misma para formar la costra y el espesor que puede alcanzar. La determinación de esta propiedad se hace con un filtro prensa.

CALIDAD DE LA ROCA

R Q D (%)	CALIDAD
0-25	MUY MALA
25-50	MALA
50-75	BUEFA
75-90	MUY BUENA
90-100	EXCELENTE.

FISURACION DE LA ROCA

Separación entre (fueras) (cm)	Fisuración
< 5	MUY PROXIMA
5-30	PROXIMA
30-100	MODERADAMENTE PROXIMAS
100-300	SEPARADAS
> 300	MUY SEPARADAS.

$$Rec(\%) = \frac{R}{P} \cdot 100 = \frac{\text{long. muestra recuperada}}{\text{long. de muestreo o perforación}}$$

$$RQD = \frac{\sum L_{10}}{P} \cdot 100 = \frac{\text{suma de las longitudes de los tramos de muestras mayores de 10 cm.}}{\text{long. de muestreo o perforación}}$$

$\sum L_{10}$  = Longitud acumulada de los tramos de 10 a más cm.

PARRILLES MUESTREADORES.-

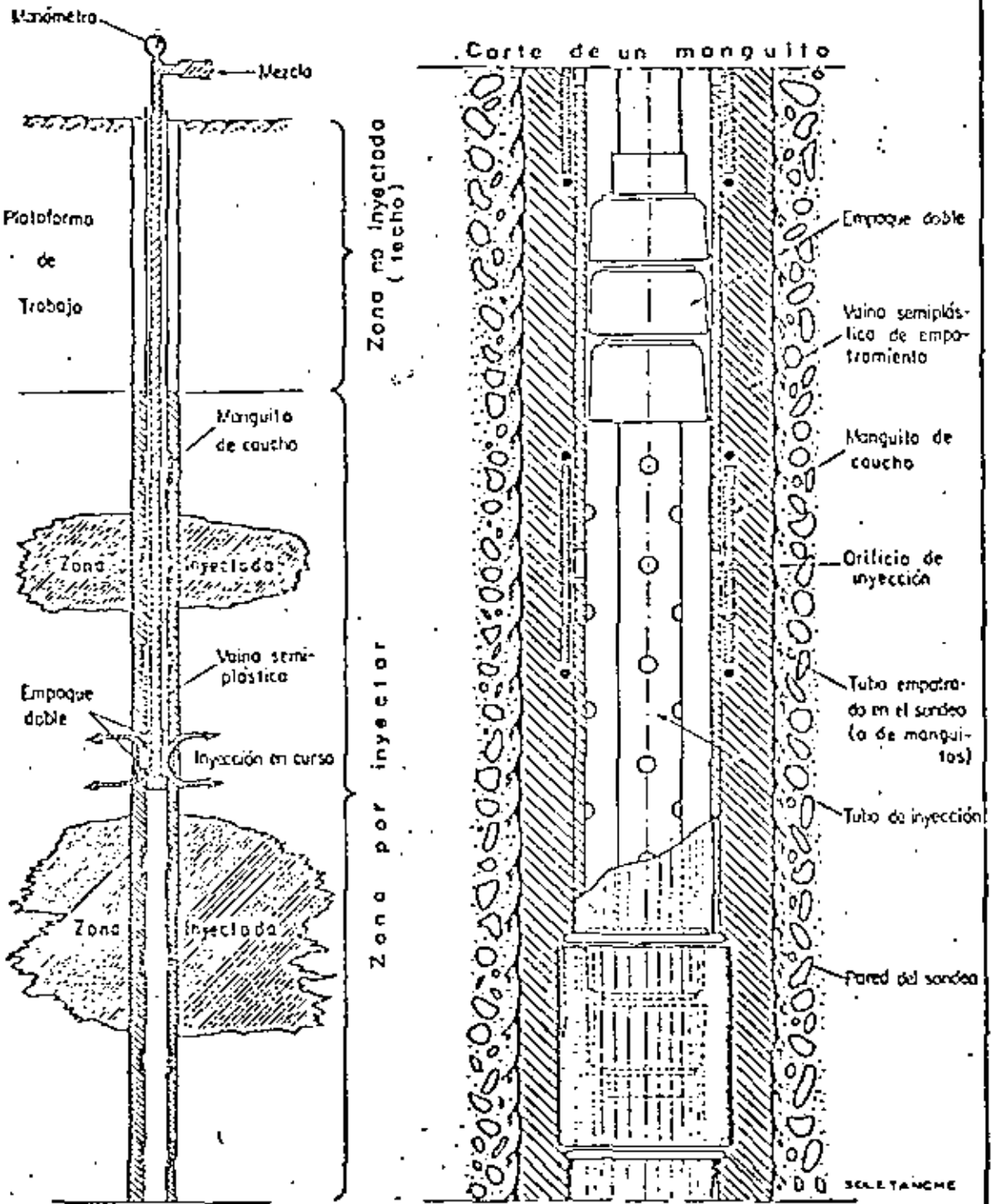
Se identifican según su diámetro como EX, AX, BX y NX y las muestras que se recuperan varían de 22 cm a 54 cm de Ø. En la exploración Geotécnica se deben obtener muestras NX de 54 cm de Ø, ya que a mayor Ø se incrementa la calidad del muestreo, particularmente en rocas fracturadas.

CRITERIO DEERECONSUMO DE CEMENTO

( Kg cemento / metro perf.e. inyectado)

	CLASIFICACION
0- 12.5	MUY BAJO
12.5- 25.0	BAJO
25 - 50	MODERADAMENTE BAJO
50 -100	MODERADO
100 -200	MODERADAMENTE ALTO
200 -400	ALTO
MAS DE 400	MUY ALTO

# ESQUEMA DE INYECCION POR MEDIO DE TUBO DE MANGUITOS







**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: "INTRODUCTORIO DE FORMACION DE RESIDENTES  
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL"**

**PROF. ING. DAVID GUTIERREZ Y CARDOSO  
PROF. ING. GUILLERMO GARCIA MALO FLORES.**

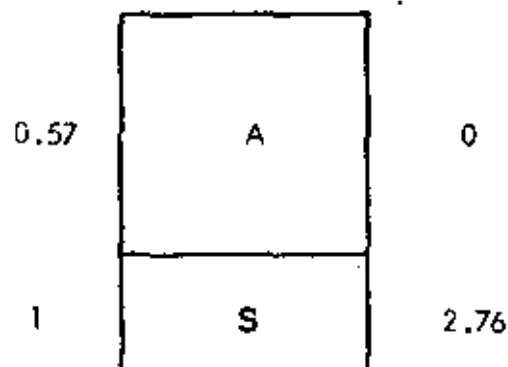
**OCTUBRE, 1981.**

PROBLEMA DATOS:

1

$$\begin{array}{|c|} \hline V \\ \hline m^3 \\ \hline \end{array}$$

$$\begin{array}{|c|} \hline W \\ \hline T \\ \hline \end{array}$$



$$m = 1.76 \text{ T/m}^3$$

$$e = 0.57$$

$$w = 0$$

Si  $W=0$  Se trata de un suelo Bifásico

$$W_w = 0$$

$$\text{Hacemos } V_s = 1 \text{ m}^3$$

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

$$V_v = 0.57 \text{ m}^3$$

$$V_m = V_v + V_s$$

$$0.57 + 1$$

$$V_m = 1.57 \text{ m}^3$$

$$m = \frac{W_m}{V_m}; W_m = m V_m$$

$$= 1.76 (1.57)$$

$$W_w = 2.76 \text{ T}$$

Como  $W_w = 0$ 

$$\therefore W_m = W_s = 2.76 \text{ T}$$

## RESULTADOS

$$m = 1.76 \text{ T/m}^3$$

$$\rho_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{2.76}{1.57} = 1.76 \text{ T/m}^3$$

$$e = 0.57$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{0.57}{1.57} = 36.3 \%$$

$$G_w = \frac{W_w}{V_v} = \frac{0}{0.57} = 0 \%$$

$$w = 0 \%$$

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \cdot \rho} = \frac{2.76}{1(1)} = 2.76$$

$$V_m = 1,570,000 \text{ cm}^3$$

$$W_m = 2,760,000 \text{ gr.}$$

$$W_s = 2,760,000 \text{ gr.}$$

PROBLEMA \_\_\_\_\_ DATOS:

06 2

n = 48 %  
w = 34 %  
S<sub>s</sub> = 2.65

V  
m<sup>3</sup>

W  
T

0.0081	A	0	
0.90	W	0.90	3.55
1	S	2.65	

Suponemos que se trata de un sistema Trifásico  
Hacemos V<sub>s</sub> = 1 m<sup>3</sup>

$$S_s = \frac{W_s}{V_s} \Rightarrow W_s = S_s V_s$$

$$W_s = 2.65 (1) (1)$$

$$W_s = 2.65 \text{ Ton}$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} \Rightarrow W_w = w W_s$$

$$W_w = 0.34 (2.65)$$

$$W_w = 0.90 \text{ T}$$

$$v_w = \frac{W_w}{V_w} \Rightarrow V_w = \frac{W_w}{v_w}$$

$$v_w = 1 \text{ T/m}^3 \Rightarrow V_w = \frac{0.90}{1} = 0.90 \text{ m}^3$$

RESULTADOS

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{3.55}{1.9081} = 1.86 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{2.65}{1.9081} = 1.39 \text{ T/m}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.0081 + 0.90}{1} = 0.91$$

n = 48 %

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0.90}{0.91} = 99.1 \%$$

En realidad se trata de un sistema Bifásico  
ó sea, el suelo está saturado.

ω = 34 %

S<sub>s</sub> = 2.65

V<sub>m</sub> = 1,908,100 cm<sup>3</sup>

W<sub>m</sub> = 3,550,000 gr.

W<sub>s</sub> = 2,650,000 gr.

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{V_a + V_w}{V_a + V_w + V_s}$$

$$0.48 = \frac{V_a + 0.9}{V_a + 0.9 + 1}$$

$$V_A = \frac{0.01}{1.48}$$

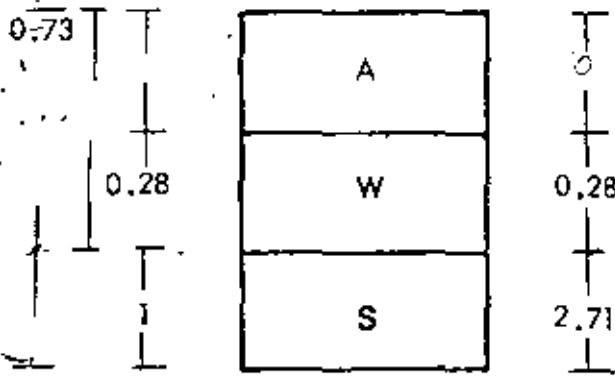
$$V_A = 0.0081 \text{ m}^3$$

PROBLEMA DATOS:

$\gamma_m = 1.73 \text{ T/m}^3$   
 $e = 0.73$   
 $S_s = 2.71$

$V$   
 $m^3$

$W$   
 $T$



Hacemos  $V_s = 1 \text{ m}^3$

$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$  ;  $W_s = S_s V_s \gamma_o$   
 $= 2.71(1)(1)$

$W_s = 2.71 \text{ T}$

$e = \frac{V_v}{V_s}$  ;  $V_v = e V_s$   
 $= 0.73(1)$

$V_v = 0.73 \text{ m}^3$

$V_m = V_v + V_s$   
 $= 0.73 + 1$   
 $V_m = 1.73 \text{ m}^3$

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

$1.73 (1.73)$

$W_m = 2.99 \text{ Ton.}$

$W_m = W_s + W_w$  ;  $W_w = W_m - W_s$   
 $= 2.99 - 2.71$

$W_w = 0.28 \text{ T}$

$\gamma_o = \frac{W_w}{V_w}$  ;  $W_w = \frac{W_w}{\gamma_o}$

$\gamma_o = 1 \text{ T/m}^3$  ;  $\frac{0.28}{1}$

$V_w = 0.28 \text{ m}^3$

RESULTADOS

$\gamma_m = 1.73 \text{ T/m}^3$

$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{2.71}{1.73} = 1.57 \text{ T/m}^3$

$e = 0.73$

$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{0.73}{1.73} = 42.2 \%$

$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0.28}{0.73} = 38.4 \%$

$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{0.28}{2.71} = 10.3 \%$

$S_s = 2.71$

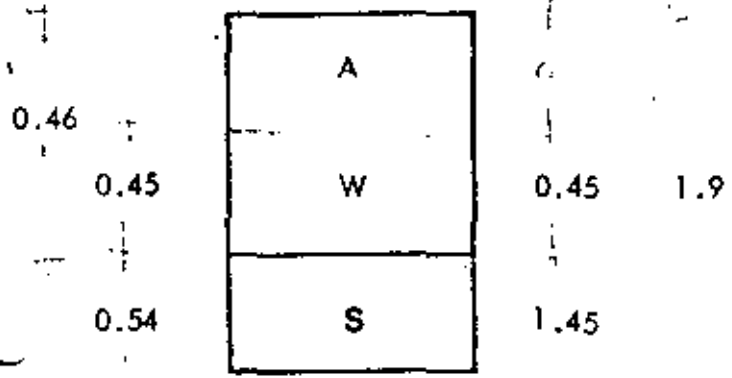
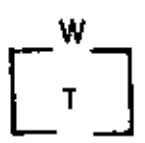
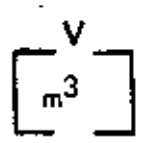
$V_m = 1,730,000 \text{ Cm}^3$

$W_m = 2,990,000 \text{ gr.}$

$W_s = 2,710,000 \text{ gr.}$

PROBLEMA 4 DATOS:

$$\begin{aligned} \gamma_m &= 1.90 \text{ T/m}^3 \\ \gamma_d &= 1.45 \text{ T/m}^3 \\ S_s &= 2.71 \end{aligned}$$



Hacemos  $V_m = 1 \text{ m}^3$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} ; W_m = \gamma_m V_m = 1.9 \text{ (1)}$$

$$W_m = 1.9 \text{ T}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} ; W_s = \gamma_d V_m = 1.45 \text{ (1)}$$

$$W_s = 1.45 \text{ T}$$

$$W_m = W_s + W_w ; W_w = W_m - W_s$$

$$W_w = 1.9 - 1.45$$

$$W_w = 0.45 \text{ T}$$

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} ; V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o}$$

$$= \frac{1.45}{2.71 \text{ (1)}}$$

$$V_s = 0.54 \text{ m}^3$$

$$\gamma_o = \frac{W_w}{V_w} ; V_w = \frac{W_w}{\gamma_o}$$

$$\gamma_o = 1 \text{ T/m}^3 ; V_w = \frac{0.45}{1}$$

$$V_w = 0.45 \text{ m}^3$$

$$V_m = \frac{V_o + V_w + V_s}{V_v} ; V_v = V_m - V_s$$

$$V_v = 1 - 0.54$$

$$V_v = 0.46 \text{ m}^3$$

RESULTADOS

$$\gamma_m = 1.90 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_d = 1.45 \text{ T/m}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.46}{0.54} = 0.85$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{0.46}{1} = 46 \%$$

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0.45}{0.46} = 97.8 \%$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{0.45}{1.45} = 31.0 \%$$

$$S_s = 2.71$$

$$V_m = 1,000,000 \text{ Cm}^3$$

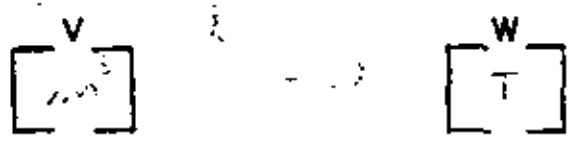
$$W_m = 1,900,000 \text{ gr}$$

$$W_s = 1,450,000 \text{ gr}$$

PROBLEMA \_\_\_\_\_ DATOS:

5

- n = 46 %
- G<sub>w</sub> = 90 %
- S<sub>s</sub> = 2.60



2.17

	A	0
0.90	W	0.90
1.17	S	3.04

Hacemos  $V_v = 1 \text{ m}^3$

$$n = \frac{V_v}{V_m} ; V_m = \frac{V_v}{n}$$

$$= \frac{1}{0.46}$$

$$V_m = 2.17 \text{ m}^3$$

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} ; V_w = G_w V_v$$

$$= 0.90(1)$$

$$V_w = 0.90 \text{ m}^3$$

$$\frac{W_w}{V_w} ; W_w = \sigma V_w$$

$$\sigma = 1 \text{ T/m}^3 = (1)(0.90)$$

$$W_w = 0.90 \text{ T}$$

$$V_w = V_v + V_s ; V_s = V_m - V_v$$

$$V_s = 2.17 - 1$$

$$V_s = 1.17 \text{ m}^3$$

$$S_s = \frac{W_s}{V_s} \sigma ; W_s = S_s V_s \sigma$$

$$= 2.6(1.17)(1)$$

$$W_s = 3.04 \text{ T}$$

RESULTADOS

$$\rho_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{3.94}{2.17} = 1.82 \text{ T/m}^3$$

$$\rho_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{3.04}{2.17} = 1.40 \text{ T/m}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{1}{1.17} = 0.85$$

n = 46 %

G<sub>w</sub> = 90 %

$$W = \frac{W_w}{W_s} = \frac{0.90}{3.04} = 29.6 \%$$

S<sub>s</sub> = 2.60

V<sub>m</sub> = 2,170,000 Cm<sup>3</sup>

W<sub>m</sub> = 3,940,000 gr.

W<sub>s</sub> = 3,040,000 gr.

## PROBLEMA \_\_\_\_\_ DATOS:

V Cm <sup>3</sup>		W gr
12.9	A	0
7.9	W	7.9
8.1	S	48.5

## RESULTADOS

$$\rho_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{56.4}{31} = 1.82 \text{ gr/cm}^3$$

$$\rho_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{48.5}{31} = 1.56 \text{ gr/cm}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{12.9}{18.1} = 0.71$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{12.9}{31} = 41.6 \%$$

$$G_w = \frac{W_w}{V_v} = \frac{7.9}{12.9} = 61.2 \%$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{7.9}{48.5} = 16.3 \%$$

$$S_s = 2.68$$

$$V_m = 31 \text{ cm}^3$$

$$W_m = 56.4 \text{ gr}$$

$$W_s = 48.5 \text{ gr.}$$

6

$$\begin{aligned} S_s &= 2.68 \\ V_m &= 31.0 \text{ Cm}^3 \\ W_m &= 56.4 \text{ gr.} \\ W_s &= 48.5 \text{ gr.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_m &= W_w + W_s ; W_w = W_m - W_s \\ &= 56.4 - 48.5 \end{aligned}$$

$$W_w = 7.9 \text{ gr.}$$

$$\begin{aligned} S_s &= \frac{W_s}{V_s} ; V_s = \frac{W_s}{S_s} \\ &= \frac{48.5}{2.68} \text{ (I)} \end{aligned}$$

$$V_s = 18.1 \text{ Cm}^3$$

$$\begin{aligned} V_m &= V_v + V_s ; V_v = V_m - V_s \\ &= 31 - 18.1 \end{aligned}$$

$$V_v = 12.9 \text{ Cm}^3$$

$$e = \frac{W_w}{V_v} ; V_w = \frac{W_w}{e}$$

$$e = 1 \text{ gr/Cm}^3 = \frac{7.9}{1}$$

$$V_w = 7.9 \text{ cm}^3$$

PROBLEMA \_\_\_\_\_ DATOS:

00 7

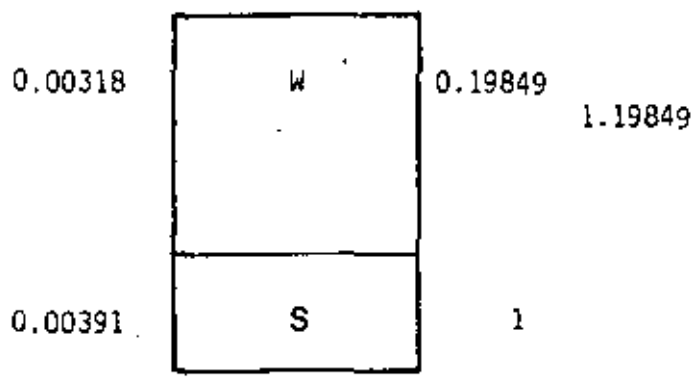
$$d = 110 \text{ lb/ft}^3$$

$$G_w = 100 \%$$

$$S_s = 2.71$$



00909



Se trata de un suelo puesto que

$$G_w = 100 \%$$

Hacemos  $W_s = 1 \text{ lb}$

$$S_s = \frac{W_s}{V_s} \cdot \frac{V_s}{S_s} \cdot \frac{W_s}{S_s} \cdot \frac{S_s}{W_s}$$

$$o = 62.4 \text{ lb/ft}^3 = \frac{1}{2.71(62.4)}$$

$$V_s = 0.0059 \text{ ft}^3$$

$$d = \frac{W_s}{V_m} ; V_m = \frac{W_s}{d}$$

$$= \frac{1}{110}$$

$$V_m = 0.00909 \text{ ft}^3$$

$$V_m = V_w + V_a + V_s ; V_a = 0$$

$$V_w = V_m - V_s$$

$$= 0.00909 - 0.00591$$

$$V_w = 0.00318 \text{ ft}^3$$

$$o \frac{W_w}{V_w} ; W_w = oV_w$$

$$= 62.4(0.00318)$$

$$W_w = 0.19849 \text{ lb}$$

RESULTADOS

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{1.19849}{0.00909} = 131.8 \text{ lb/ft}^3$$

$$\gamma_d = 110 \text{ lb/ft}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = 0.54$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{0.00318}{0.00909} = 35 \%$$

$$G_w = 100 \%$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{0.19849}{1} = 19.9 \%$$

$$S_s = 2.71$$

$$V_m = 0.00909 \text{ ft}^3$$

$$W_m = 1.19849 \text{ lb}$$

$$W_s = 1 \text{ lb}$$



PROBLEMA \_\_\_\_\_ DATOS

m  
W  
Ss

$$\begin{bmatrix} V \\ L^3 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} W \\ F \end{bmatrix}$$

$$\frac{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss}{m} - 1$$

$$+$$

$$+$$

$$\frac{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss}{m} - 1$$

A
W
S

+

0

+

$$Ss$$

$$(1 + \frac{m}{Ss}) Ss$$

Hacemos  $Vs = 1 (L^3)$

$$Ss = \frac{Ws}{Vs} \quad Ws = Ss Vs = 0 (F)$$

pero  $Vs = 1 (L^3) \therefore Ws = Ss \cdot 0$

$$W = \frac{Ww}{Ws} ; \frac{Ws = Ss \cdot 0}{Ww = \frac{Ww}{Ss}}$$

$$Ww = Ws Vs = 0 (F)$$

pero  $Vs = 1 (L^3)$

$$Ww = Ss \cdot 0$$

$$Wm = + Ws = Ss \cdot 0 + Ss \cdot 0$$

$$Wm = (1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0$$

$$0 = \frac{Ww}{Vw} ; Vw = \frac{Ww}{0} = \frac{Ss \cdot 0}{0}$$

$$Vw = \frac{Ss (L^3)}{m}$$

$$m = \frac{Wm}{Vm} ; Vm = \frac{Wm}{m}$$

$$Vm = \frac{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0}{m}$$

$$Vm = Vv + Vs ; Vv = Vm - Vs = \frac{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0}{m} - 1$$

RESULTADOS

$$\delta_m = (F/L^3)$$

$$\delta_d = \frac{Ws}{Vm} = \frac{Ss \cdot 0}{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0} = \frac{m}{(1 + \frac{m}{Ss})} (F/L^3)$$

$$e = Vv \frac{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0}{m} - 1$$

$$\eta = \frac{Vv}{\% Vm} = \frac{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0 - m}{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0} \times 100$$

$$G_w = \frac{Vw}{Vv} = \frac{Ss \cdot m}{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0 - m} \times 100$$

$\omega =$

$Ss =$

$$Vm = \frac{(1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0}{m} (L^3)$$

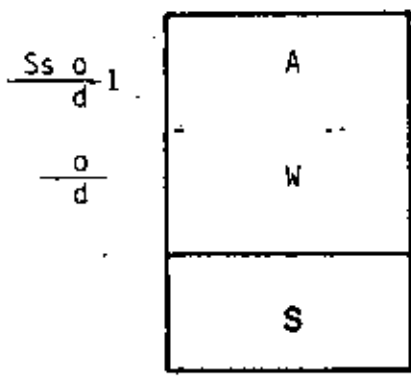
$$Wm = (1 + \frac{m}{Ss}) Ss \cdot 0 (F)$$

$$Ws = Ss \cdot 0 (F)$$

PROBLEMA \_\_\_\_\_ DATOS:

$$\begin{matrix} V \\ \boxed{L^3} \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} W \\ \boxed{F} \end{matrix}$$



$$\begin{aligned}
 &+ \\
 &0 \\
 &+ \\
 &Ss \ o \\
 &+ \quad (1+ ) Ss \ o \\
 &+ \\
 &Ss \ o
 \end{aligned}$$

RESULTADOS

$$y_m = \frac{W_m (1+ ) Ss \ o}{Ss \ o} = (1+ ) d$$

$$y_d =$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{Ss \ o}{d} - 1$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{Ss \ o}{d} - 1$$

$$G_w = \frac{Ss \ o}{d} = \frac{Ss \ o - d}{Ss \ o}$$

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{W Ss}{Ss \ o} - 1$$

$$\omega =$$

$$S_s =$$

$$V_m = \frac{Ss \ o}{d}$$

$$W_m = (1+ ) Ss \ o$$

$$W_s = Ss \ o$$

d

Ss

Hacemos  $V_s = 1 (L)$

$$Ss = V_s \frac{W_s}{o} ; \underline{W_s = Ss \ o}$$

$$\frac{W_w}{W_s} ; W_w = W W_s$$

$$\underline{W_w = Ss \ o}$$

$$o \frac{W_w}{V_w} ; V_w = \frac{W_w}{o}$$

$$\underline{V_w = Ss}$$

$$W_m = W_s + W_w$$

$$= Ss \ V_s \ o + Ss \ o$$

$$\underline{W_m = (1+ ) Ss \ o}$$

$$d = \frac{W_s}{V_m} ; V_m = \frac{W_s}{d}$$

$$V_m = \frac{Ss \ V_s \ o}{d}$$

$$V_m = V_v + V_s ; V_v = V_m - V_s$$

$$\underline{V_v = \frac{Ss \ o}{d} - 1}$$

## REDES DE FLUJO

- III.1 Ecuaciones hidrodinámicas del flujo de agua en suelos.
- III.2 Teoría de la sección transformada.
- III.3 Solución gráfica de la ecuación general de flujo.
- III.4 Teoría de redes de flujo.
  - III.4.1 Condiciones de frontera.
  - III.4.2 Trazo de la red de flujo.
  - III.4.3 Aplicaciones de la red de flujo.
    - III.4.3.1 Cálculo del gasto.
    - III.4.3.2 Cálculo de las fuerzas de filtración.
    - III.4.3.3 Cálculo del gradiente hidráulico.
- III.5 Flujo de agua en presas de tierra.
  - III.5.1 Línea de corriente superior.
  - III.5.2 Teoría de Dupuit para flujo no confinado.
  - III.5.3 Fórmula de Schaffernak - Van Iterson.
  - III.5.4 Fórmula de Leo Casagrande.
  - III.5.5 Fórmula de Kozeny para  $\alpha = 180^\circ$ .
  - III.5.6 Solución de A. Casagrande para  $60^\circ \leq \alpha \leq 180$
  - III.5.7 Casos con tirante aguas abajo.
  - III.5.8 Flujo en regiones compuestas.

## REDES DE FLUJO.

Para analizar la estabilidad de los taludes de las presas de tierra en los casos en que se considera flujo de agua a través de ellos, es necesario trazar la red de flujo correspondiente. Por lo tanto es importante explicar la teoría de las redes de flujo y, para su mejor comprensión, se incluyen primero algunas ideas sobre el flujo de agua en suelos.

## III.1 Ecuaciones hidrodinámicas del flujo de agua en suelos.

Sea un elemento diferencial que forma parte de una masa de suelo con flujo de agua, tal como se muestra en la fig. III.1.

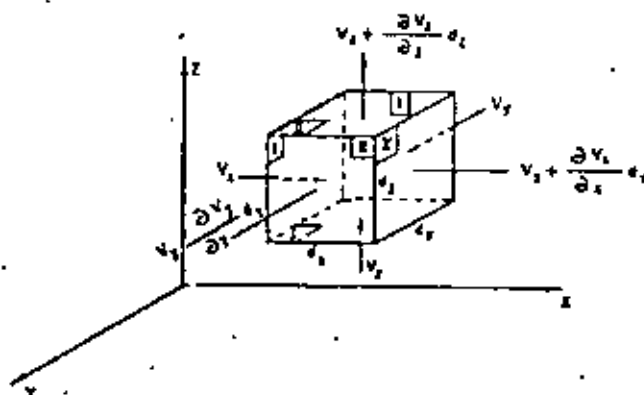


Fig. III.1 Elemento de una región sujeta a flujo tridimensional

Supóngase que el agua fluye por el elemento con velocidades  $v_x$ ,  $v_y$ ,  $v_z$ , y que éstas son sólo funciones de  $x$ ,  $y$ ,  $z$ , pero no del tiempo (régimen permanente), ni de ninguna otra variable, es decir, son sólo funciones del espacio. Supóngase también que estas velocidades son funciones continuas que admiten cualquier orden de derivación.

En estas condiciones, si las velocidades de entrada del agua al elemento son  $v_x$ ,  $v_y$ ,  $v_z$ , las velocidades de salida serán respectivamente:

$$\begin{aligned}
 v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \\
 v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \\
 v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz
 \end{aligned}$$

Una vez establecidas las velocidades de entrada y salida del agua, hacemos las siguientes hipótesis:

- 1) Régimen permanente.
- 2) Suelo saturado antes del flujo.
- 3) El agua y las partículas sólidas son incompresible en sí misma.
- 4) El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

De acuerdo con las hipótesis anteriores, la cantidad de agua que sale del elemento debe ser igual a la cantidad que entra, es decir:

$$Q_{\text{entra}} = Q_{\text{sale}}$$

Expresando los gastos como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, puede escribirse:

$$\begin{aligned}
 v_x dy dz + v_y dx dz + v_z dx dy = (v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dy dz + \\
 + (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy) dx dz + (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dx dy
 \end{aligned}$$

Reduciendo términos semejantes, tenemos:

$$-\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = 0$$

Simplificando:

$$-\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

La expresión anterior se conoce con el nombre de Ecuación de Continuidad y representa un papel muy importante en la teoría de flujo de agua.

Expresando la Ley de Darcy ( $v = ki$ ) en la forma:

$v = -k \frac{dh}{dl}$  (en donde k se denomina coeficiente de permeabilidad y tiene unidades l/t )  
 obtendremos para las tres componentes de la velocidad las siguientes expresiones:

$$v_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación de con-  
tinuidad se tiene:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

La ecuación anterior representa matemáticamente el flujo de agua en la masa de suelo, considerando el material como anisótropo en su permeabilidad, es decir, que presente diferentes permeabilidades en diferentes direcciones.

En los problemas referentes a flujo de agua en presas de tierra donde el eje longitudinal es generalmente largo en comparación con la altura de la presa, se considera que el flujo de agua transversal a la cortina de una sección, es igual al que ocurre en cualquier otra sección inmediata. De esta manera los efectos en los bordes de la región de flujo pueden despreciarse y estudiar el flujo bidimensional mente .

Entonces considerando un flujo bidimensional contenido en el plano (X,Y), la ecuación anterior se transforma en:

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

que constituye la ecuación-fundamental para flujo bidimensional en una región de flujo dado.

Si además el material de la región de flujo es isotrópico respecto a su permeabilidad, es decir, si:

$$k_x = k_y = k$$

la expresión fundamental para flujo bidimensional puede simplificarse a:

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

Esta ecuación se conoce con el nombre de Ecuación de Laplace (Ecuación general del flujo bidimensional) y es muy conocida, por representar matemáticamente muchos fenómenos físicos de importancia.

Una función que satisface la Ecuación de Laplace recibe el nombre de función armónica y, por lo tanto, podemos decir que la función carga hidráulica que gobierna el flujo de agua en una presa de tierra, es una función armónica.

### III.2 Teoría de la sección transformada.

En el desarrollo matemático empleado para llegar a la Ecuación de Laplace, se ha supuesto que el suelo es isotrópico en su permeabilidad. Podrá objetarse que esto no es lo común en la práctica, sin embargo, existe un artificio de cálculo que permite trabajar con suelos isotrópicos aunque éstos sean anisótropos en la realidad; este artificio se conoce como Método de la Sección Transformada y -- consiste, básicamente, en una transformación de coordenadas, que modifica sobre el papel las dimensiones de la zona de flujo estudiada, de manera que la nueva sección obtenida, supuesta isotrópica con  $k_x = k_y$ , tiene todas las condiciones de flujo iguales a las de la sección original, en la que  $k_x \neq k_y$ .

La transformación de coordenadas, en la que la coordenada "y" se transforma a otro "y'" tal que :

$$y' = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y$$

modificará las dimensiones verticales, pero no las horizontales. Fig. III.2 en la que se ha supuesto que  $k_x/k_y = 10^{-2}$ .

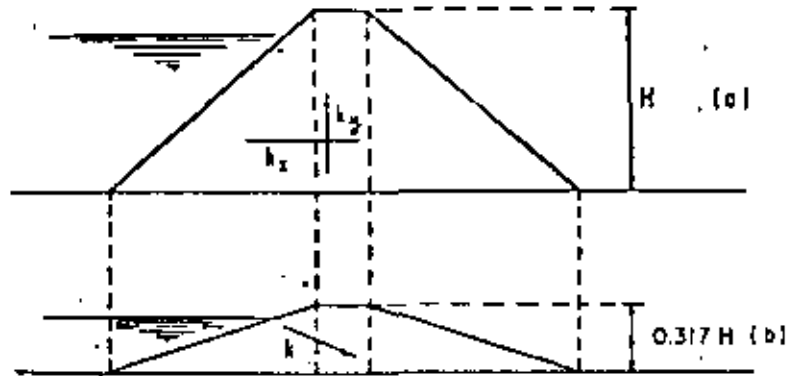


Fig. III.2 La teoría de la Sección Transformada

Si se quiere transformar la sección original en forma viceversa se emplearía:

$$x' = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} x$$

Puede demostrarse que para una región de flujo con permeabilidad  $k_x$  y  $k_y$  diferentes, puede obtenerse una transformada (de la región) cuya permeabilidad sea la media geométrica de las permeabilidades reales, es decir:

$$k = \sqrt{k_x k_y}$$

Haciendo uso de la teoría de la sección transformada podrá trabajarse siempre con suelos isótropos y aprovechando este artificio, todo lo desarrollado de aquí en adelante, en este trabajo, se referirá a suelos isótropos en su permeabilidad.

### III.3 Solución gráfica de la ecuación general del flujo.

.Forchheimer, fue el que encontró una solución gráfica a la ecuación de Laplace que ha servido de base para establecer el método de las redes de flujo como solución al problema del flujo de agua en medios porosos.



La solución general de la ecuación de Laplace la constituyen dos familias de curvas ortogonales entre sí. De esta manera la solución general que satisfaga las condiciones de frontera de una cierta región de flujo, será la solución gráfica de la ecuación de Laplace para dicha región.

Lo anterior es un hecho afortunado para el estudio del flujo de agua en suelos, ya que es relativamente fácil en muchos de los problemas prácticos, establecer esas dos familias de curvas, mediante las cuales quedan perfectamente definidas las características hidráulicas del flujo.

Una de las familias de curvas, solución de la ecuación de Laplace, da las condiciones de igual carga hidráulica en la región; es decir, esas curvas son el lugar geométrico de los puntos de igual carga hidráulica. A estas curvas se les llama líneas equipotenciales, definiéndose entre dos equipotenciales contiguas una caída de potencial hidráulico,  $\Delta h$ . La otra familia de curvas, solución de la ecuación de Laplace establece las trayectorias de las partículas de agua a través de la región de flujo; a estas curvas se les llama líneas de flujo o de corriente.

Según lo anterior, mediante el trazo de algunas líneas equipotenciales y las correspondientes líneas de flujo se puede tener resuelto el flujo de cierta región en forma discretizada, que es lo que se conoce como red de flujo, pudiéndose aproximar las características hidráulicas en un punto dado de la región, subdividiendo convenientemente la zona respectiva de la red.

Una primera propiedad muy importante de las líneas de flujo es que el gasto que pasa entre dos de ellas es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas. Este espacio entre dos líneas de flujo se llama usualmente un canal de flujo.

Una segunda propiedad importante de las líneas de flujo es que éstas no pueden cortarse dentro de la región de flujo. En efecto, si las dos líneas de flujo convergen en el punto de contacto no hay área para el paso del agua y ahí no se respeta la continuidad del gasto, lo cual es imposible bajo las hipótesis de la teoría en estudio.

Una tercera propiedad importante de estas líneas se refiere a las equipotenciales. En efecto, estas tampoco pueden cortarse jamás, pues en ese punto el agua tendría a la vez dos cargas hidráulicas diferentes.

### III.4 Teoría de redes de flujo.

El método de las redes de flujo es un procedimiento que permite determinar gráficamente, dentro de la región considerada, las dos familias de curvas que constituyen la Ecuación de Laplace, para el problema estudiado. Consiste fundamentalmente en definir las condiciones de frontera específicas del problema y, de acuerdo con éstas, trazar las dos familias de curvas ortogonales. Con esto se obtendrá una aproximación de la solución del problema, que será lo suficientemente buena, para los problemas prácticos de ingeniería, si el dibujo se realiza con cuidado.

En resumen, el trazo de una red de flujo consiste en dos pasos importantes:

- 1) Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera, y
- 2) Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí, que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución a la Ecuación de Laplace para el problema en estudio.

#### III.4.1 Condiciones de frontera.

El primer paso para resolver un problema de flujo es -

la especificación de las condiciones de frontera, para lo cual es necesario determinar las características geométricas e hidráulicas de las superficies extremas que delimitan el dominio de flujo. En los casos de flujo bi dimensional (o tridimensional con simetría axial), una sección del medio en la dirección del flujo es representativa de las condiciones en cualquier otra, y aquellas superficies se reducen a líneas. En medios homogéneos - hay cuatro posibles clases de líneas de frontera

- a) frontera suelo infiltrado - suelo impermeable - (frontera impermeable)
- b) frontera agua - suelo infiltrado
- c) frontera suelo infiltrado - suelo permeable no infiltrado (línea superior de flujo)
- d) frontera suelo infiltrado - aire (línea de descarga libre).

a) Frontera suelo infiltrado - suelo impermeable (frontera impermeable). A través de una frontera de este tipo el agua no puede fluir. Por tanto, las componentes normales de la velocidad son nulas a lo largo de ella, y tal frontera define una línea de flujo (recíprocamente, toda línea de flujo puede tratarse como si fuese una frontera impermeable). Las líneas BCDEF y HI en la fig III.3, y la línea PC en la fig III.4, son ejemplos de fronteras impermeables, pues se supone que la permeabilidad del material que constituye la estructura vertedora de la fig III.3 es despreciable en comparación con la del suelo de cimentación, y, en el fig III.4, otro tanto acerca de la permeabilidad del suelo o roca debajo de AD en comparación con la del suelo que constituye la presa.

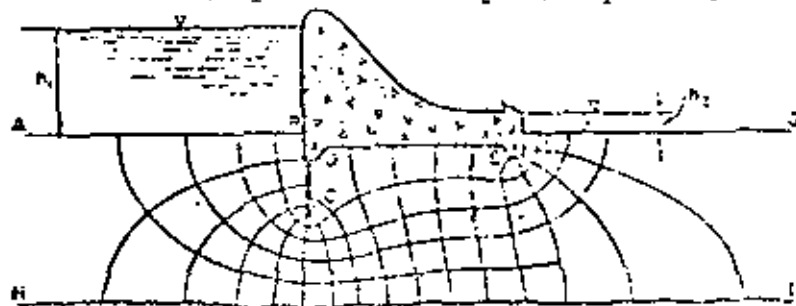


Fig. III.3 Flujo confinado bajo la cimentación de una estructura vertedora

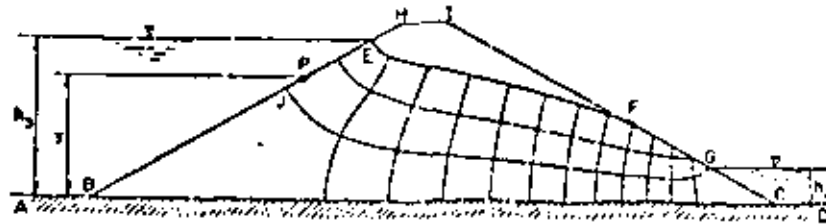


Fig. III.4 Flujo no confinado a través de una presa de tierra

- b) Frontera agua - suelo infiltrado. Estas fronteras son ejemplificadas por AB y FG en la fig III.3 y por BE y CG en la fig III.4. En vista de que en el flujo de agua en suelos la carga de velocidad es despreciable, la distribución de presión en las fronteras agua-suelo infiltrado puede considerarse hidrostática. Entonces en un punto cualquiera de ellas, por ejemplo el punto P sobre la frontera BE fig III.4, la carga de presión es  $(h_3 - y)$  y la carga de posición es  $y$ . En cualquier punto sobre la frontera BE la carga hidráulica total será  $(h_3 - y) + y = h_3$ .

Entonces, la condición que debe cumplirse en toda frontera agua - suelo infiltrado es

$$h = \text{constante}$$

por lo que cada una de dichas fronteras es una línea equipotencial.

- c) Frontera suelo infiltrado - suelo permeable no infiltrado (línea superior de flujo). En la fig III.4 la línea EF separa, dentro de la misma masa de suelo BHIC, la zona de flujo BEFGC de la porción de suelo que teóricamente no es infiltrado por el agua que fluye de un lado a otro de la presa. Obviamente las componentes de la velocidad,  $v$ , normales a dicha línea son nulas, y por tanto esta es una línea de flujo; pero el hecho de ser precisamente la línea superior de flujo le impone condiciones adicionales que son comunes a otras cualquiera de las líneas de corriente: la presión es constante en toda ella (igual a la atmosférica) y, siendo despreciable la carga de velocidad, la carga hidráulica total en dicha línea es

$$h = \bar{y}$$

lo que indica que la carga de las líneas equipotenciales que corten la línea superior de flujo será idéntica

a la elevación del punto de intersección. Esto requiere que, si se trazan equipotenciales con caída de carga  $\Delta h$  constante entre dos contiguas cualesquiera, la diferencia de elevación de las intersecciones de dichas equipotenciales con la línea superior de flujo sea también constante e igual a  $\Delta h$  fig III.5

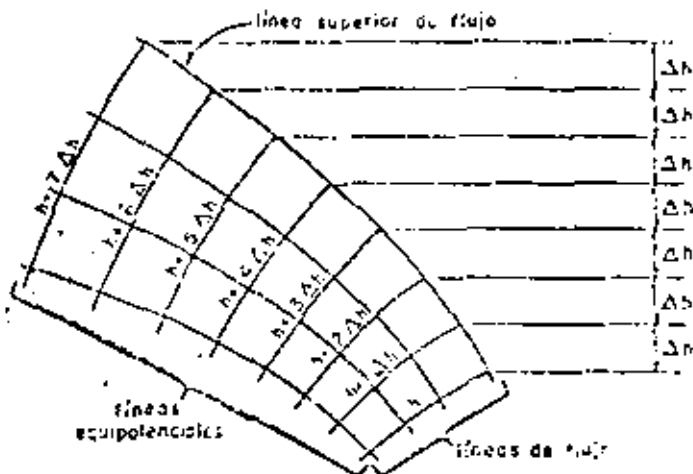


FIG. III.5 Condición de intersección de las equipotenciales con la línea superior de flujo

Por otra parte, se puede demostrar que las condiciones de entrada y salida de la línea de flujo son las mostradas en la fig III.6 y Fig. III.7

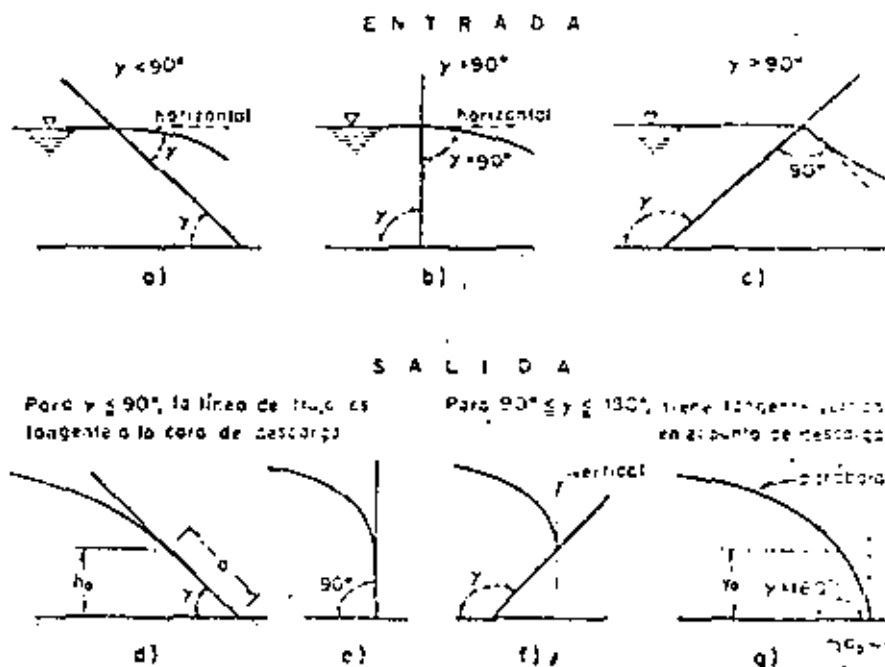


FIG. III.6 Condiciones de entrada y de salida de la línea superior de flujo

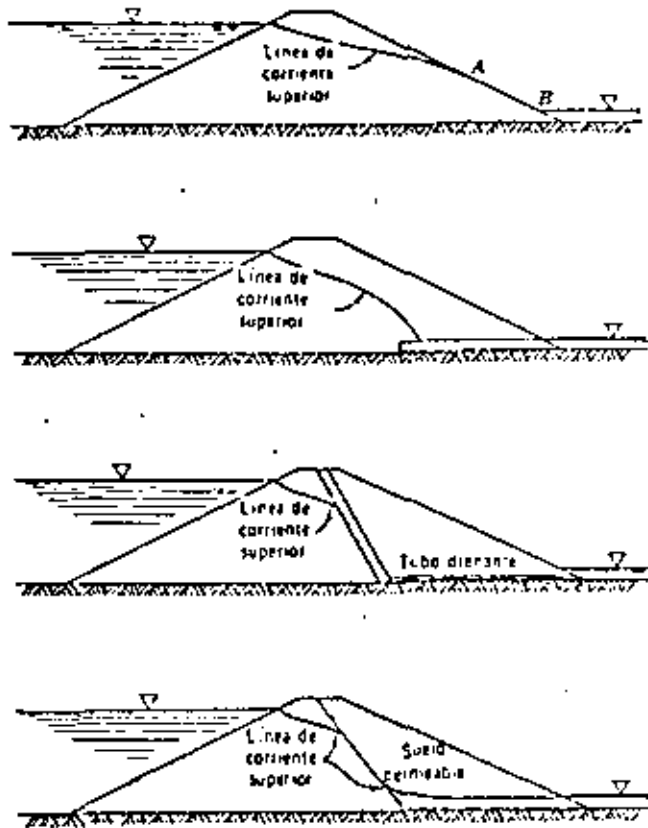


Fig. III.7 Tipos de línea de corriente superior.

d) Frontera suelo infiltrado - aire (línea de descarga libre). La línea FG en la fig III.4 es una frontera de este tipo. En ella, como en la línea superior de flujo, la carga hidráulica es igual a la de posición, esto es, se cumple  $h=y$ . Sin embargo, FG no es línea de flujo, aunque tampoco es equipotencial; es simplemente una carga de descarga libre.

En forma análoga a como ocurre con la línea superior de flujo, la ecuación  $h=y$  obliga a que todo par de equipotenciales corten la línea de descarga libre en puntos con diferencia de elevación igual a la diferencia de carga hidráulica de dichas equipotenciales. En el caso de la línea de descarga libre tales intersecciones obviamente no ocurrirán perpendicularmente.

## III.4.2 Trazo de la red de flujo.

Para ilustrar el método de trazo de la red de flujo consideraremos un tramo de un tubo de corriente de una red de flujo, como el que se muestra en la fig III.8

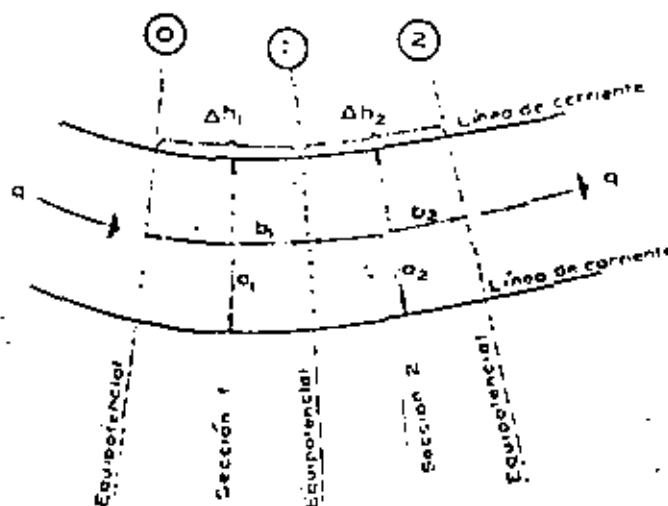


Fig. III.8 TRAMO DE UN TUBO DE CORRIENTE DE UNA RED DE FLUJO

Siendo  $q_1$  y  $q_2$  el gasto en las secciones 1 y 2 respectivamente, se tiene:

$$q_1 = q_2$$

Tomando en cuenta la ley de Darcy:

$$q_1 = k i_1 A_1$$

Dado que:

$$i_1 = \frac{\Delta h_1}{b_1}$$

Siendo  $\Delta h_1$ , la pérdida de energía entre las equipotenciales 0 y 1. si se considera un espesor unitario del tubo, el área  $A_1$  será:

$$A_1 = a_1(t) = a_1$$

Tendremos entonces, que el gasto en la sección 1 vale:

$$q_1 = k \frac{\Delta h_1}{b_1} a_1$$

De la misma manera el gasto en la sección 2 vale:

$$q_2 = k \frac{\Delta h_2}{b_2} a_2$$

Como  $q_1 = q_2$  se tiene:

$$\frac{\Delta h_1}{b_1} a_1 = \frac{\Delta h_2}{b_2} a_2$$

Si se condiciona que la pérdida de potencial sea la misma de una equipotencial a la siguiente, es decir, que

$$\Delta h_1 = \Delta h_2$$

se tendrá:

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{a_2}{b_2} = \frac{q}{k \Delta h}$$

Si la relación  $a/b$  se elige arbitrariamente igual a la unidad, la red de flujo quedará constituida por una serie de "cuadros", en cada uno de los cuales las distancias medias son iguales entre sí.

Utilizando esta última condición se puede trazar la red de flujo dibujando algunas de las probables líneas de corriente y después las equipotenciales, que deberán ser ortogonales a las anteriores y formar con ellas figuras aproximadamente cuadradas en toda la red.

Hay ocasiones en que dentro de las redes de flujo las circunstancias geométricas de la región de flujo fuerzan las cosas de manera que se produce una singularidad, dando lugar a cuadros en la red que quedan fuera de la regla común.

Este método es bastante sencillo, pero requiere cierta práctica para poder manejarlo con soltura. A continuación se reproducen varios consejos de Casagrande para facilitar el aprendizaje del trazo de la red de flujo.



1.- Aprovechense todas las oportunidades de estudiar la apariencia de las redes de flujo bien construidas, intentando después repetir las sin tener a la vista la red estudiada hasta obtener dibujos satisfactorios.

2.- Generalmente basta trazar 4 o 5 canales de flujo en el primer intento; ya que el uso de un número excesivo de canales distrae la atención de las características esenciales de la red.

3.- Siempre debe observarse la apariencia de la red en conjunto, sin tratar de corregir detalles hasta que toda ella esté aproximadamente bien trazada.

4.- En aquellas redes que existan zonas donde las líneas de flujo deban ser aproximadamente rectas paralelas los canales de flujo serán casi del mismo ancho y los cuadros deben resultar muy parecidos. En este caso será conveniente iniciar el trazo de la red en una zona de este tipo.

5.- Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas son frecuentemente simétricas y las líneas de flujo y equipotenciales son entonces de forma parecida a la elíptica.

6.- Deben evitarse las transiciones bruscas entre las partes rectas y las curvas aproximándose a formas que tiendan a la parabólica o elíptica. El tamaño de los cuadros debe ir variando también gradualmente.

7.- Generalmente en el primer intento no se logra una red de cuadros en toda la extensión de la región de flujo. La pérdida de carga entre dos equipotenciales sucesivas correspondiente a un cierto número de canales con el que se intentó la solución no será, normalmente, un divisió entero de la pérdida total. De esta manera al final de la red suele quedar una hilera de rectángulos entre dos líneas equipotenciales en la que la caída de carga es una fracción

del  $\Delta$  con que se trazó el resto de la red. Generalmente esto no es perjudicial y esta última hilera puede tomarse en cuenta en los cálculos estimando la relación de los lados de los rectángulos. Si por razones de presentación se desea que toda el área esté formada por cuadrados con el mismo  $\Delta$ , podrá corregirse la red, cambiando el número de canales de flujo, ya sea por interpolación o mediante un nuevo tanteo. No debe intentarse convertir la hilera incompleta en una de cuadrados por correcciones locales, a no ser que el faltante o sobrante de espacio en la hilera incompleta sea muy pequeño.

8.- Las condiciones de frontera pueden introducir singularidades en la red, es decir, las circunstancias geométricas de la red de flujo obligan a que se produzcan cuadros que aparentemente se salen de la regla común.

9.- Una superficie de salida en la red, al contacto con el aire, si no es horizontal nunca es línea de flujo ni equipotencial. Consecuentemente los cuadros limitados por esta superficie no pueden ser completos. Sin embargo, estas superficies deben cumplir la condición de que se tengan iguales caídas de posición en sus intersecciones con las líneas equipotenciales.

En la fig III.9 se incluyen varios tipos de redes de flujo, empleados comúnmente en el diseño de presas de tierra.

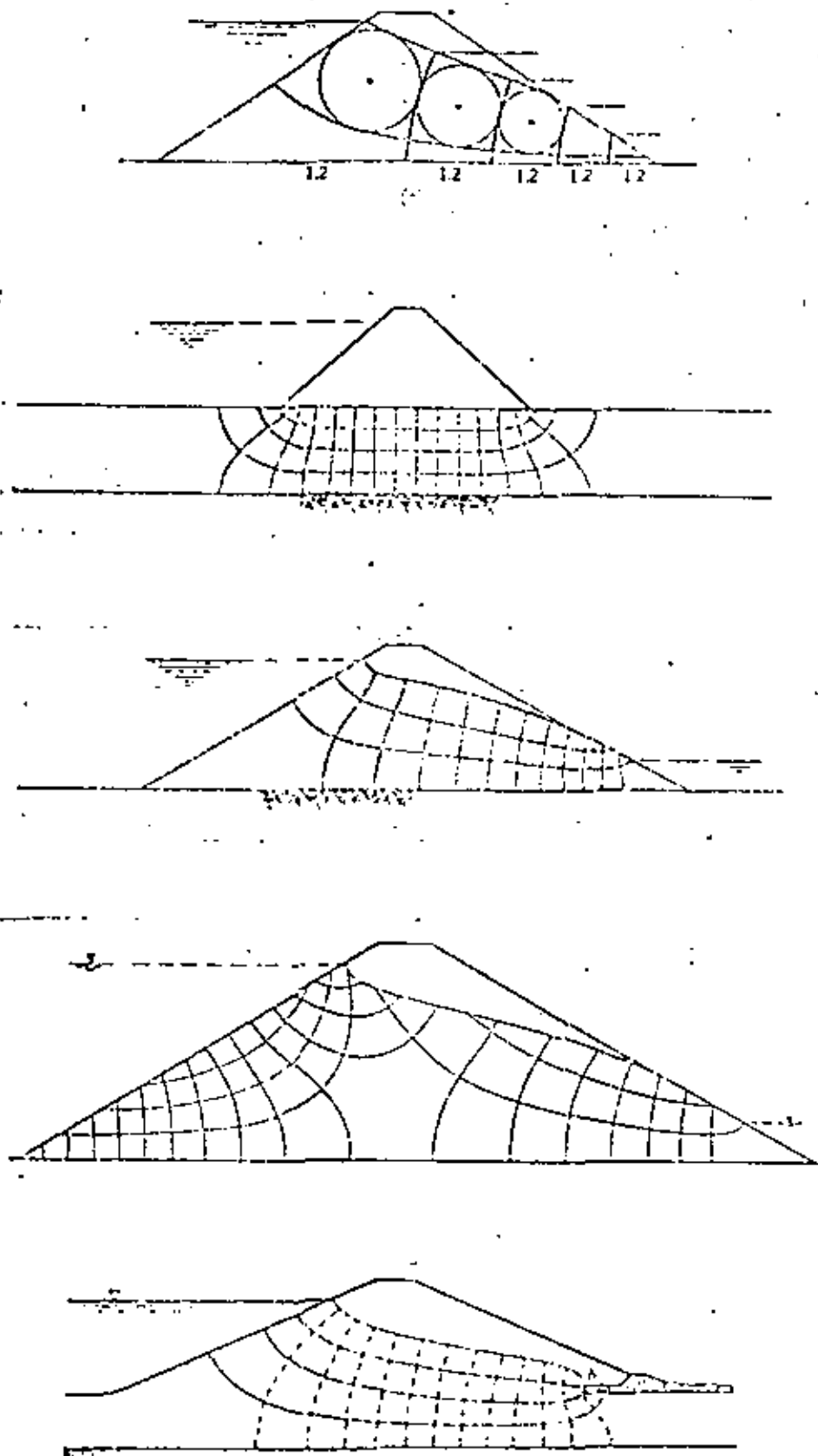


Fig. III.9 Ejemplos de redes de flujo.

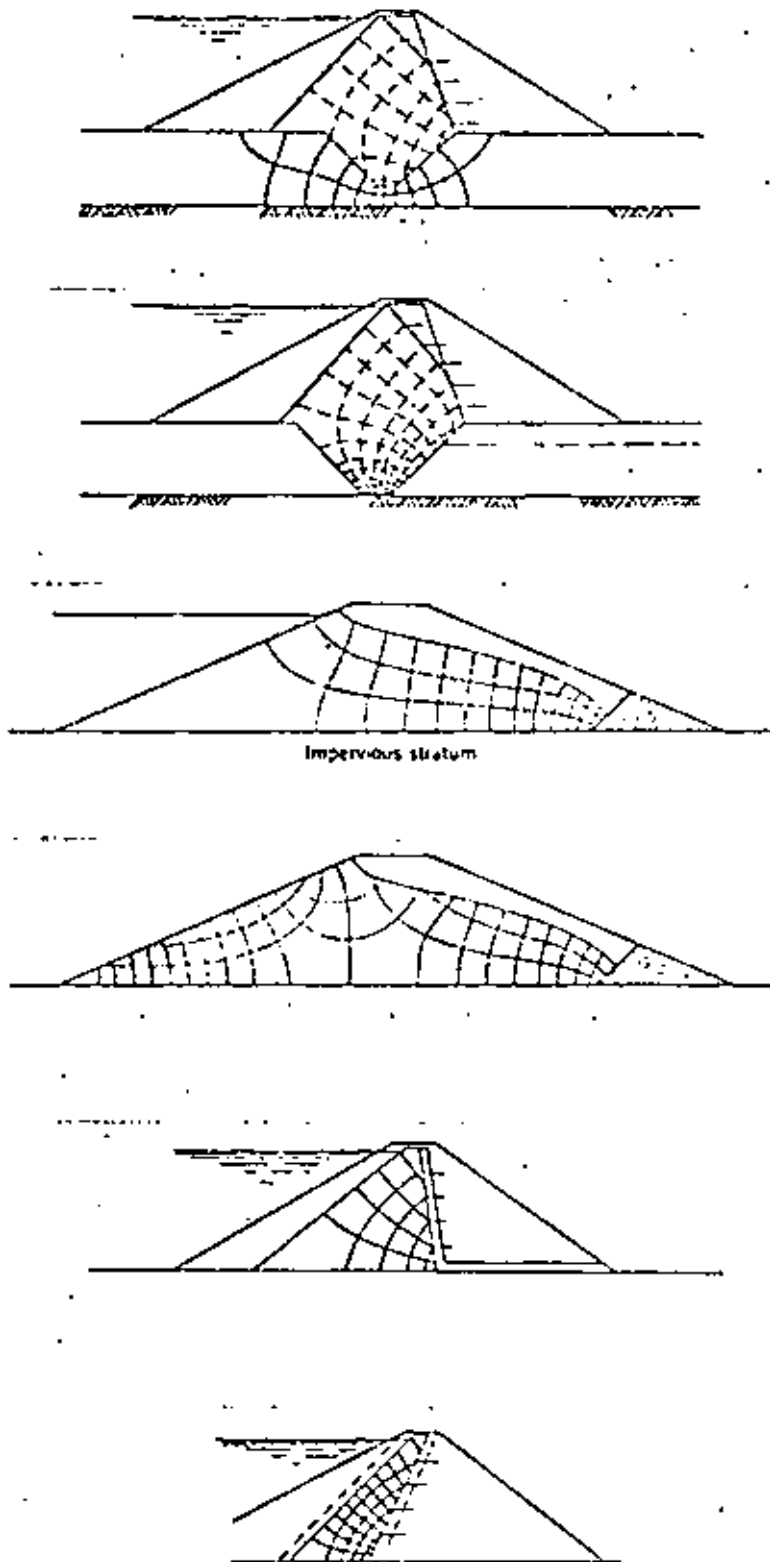
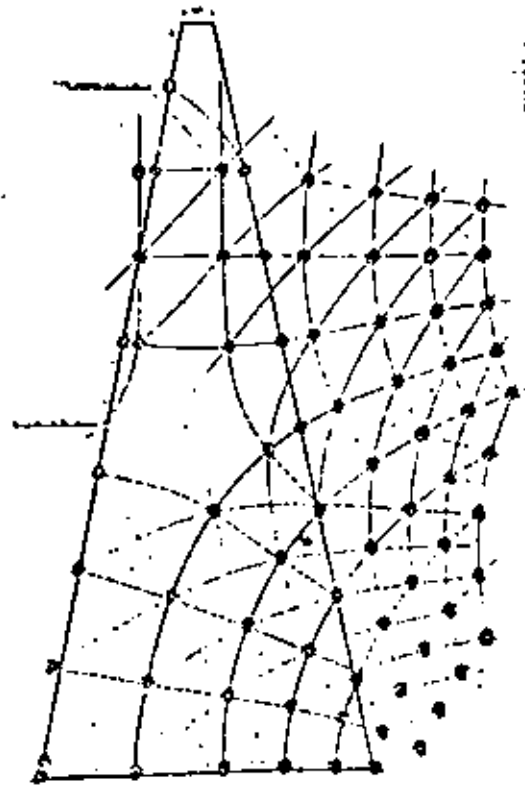


Fig. III.9 Ejemplos de redes de flujo.

# PRESA MAL PASO



RED DE FLUJO PARA UN VACIADO RAPIDO

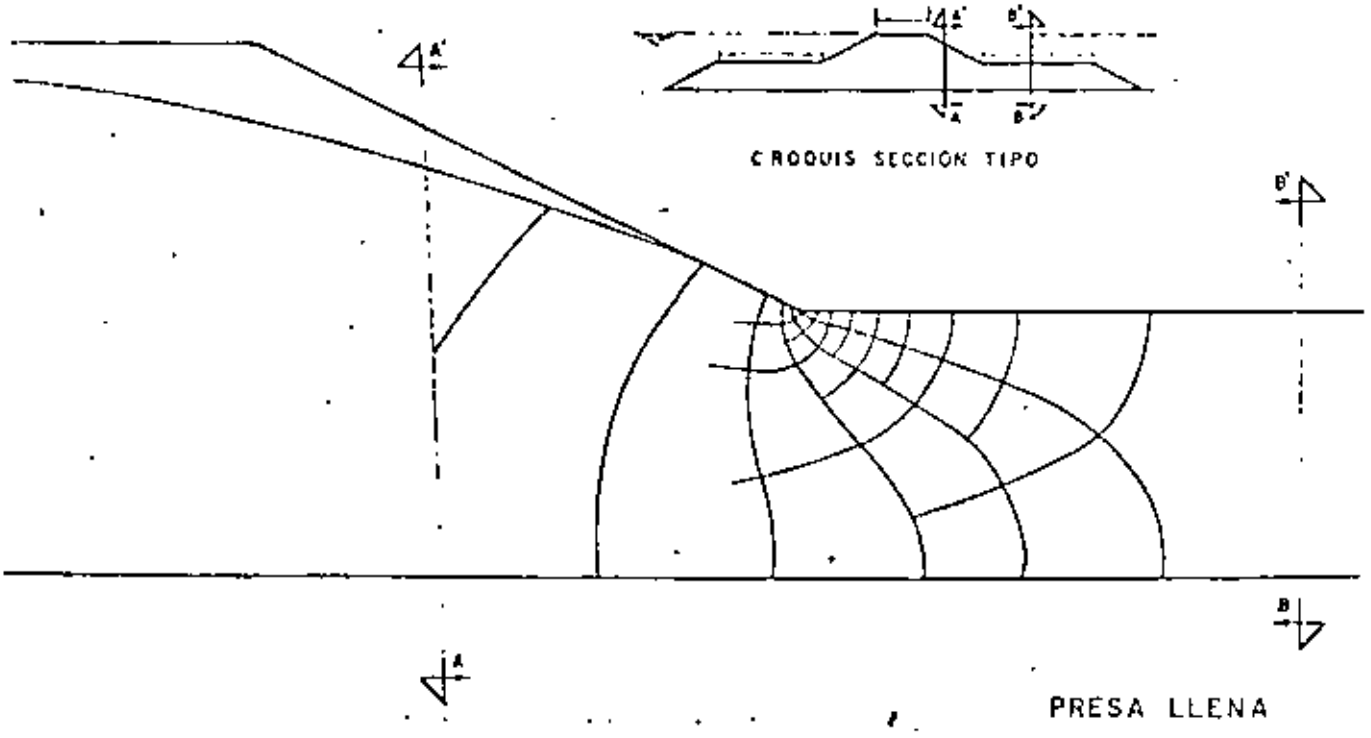


Fig. III.9 Ejemplos de redes de flujo.

## III.4.3 Aplicaciones de la red de flujo

## III.4.3.1 Cálculo del gasto.

Observando la ecuación

$$\frac{q_1}{b_1} = \frac{q_2}{b_2} = \frac{q}{k \Delta h}$$

es fácil ver que en una red trazada correctamente, donde se cumple la condición de que la relación  $a/b$  sea constante,  $q/k\Delta h$  permanece también constante para cualquier canal de flujo, y como  $k$  y  $\Delta h$  mantienen el mismo valor para cualquier cuadrado de la red, en todos los canales de flujo deben escurrir el mismo gasto. Si llamamos  $n$ , al número total de canales y  $Q$  al gasto total de la zona de flujo, puede escribirse:

$$Q = qn,$$

como:

$$q = k \Delta h \frac{a}{b}$$

tendremos:

$$Q = k \Delta h \frac{a}{b} n,$$

Llamando a la pérdida total de carga y  $n_e$  al número de caídas de potencial, se tiene

$$\Delta h = \frac{h}{n_e}$$

Sustituyendo la expresión en la primera ecuación y recordando que  $a/b$  es igual a la unidad, tenemos:

$$Q = k h \frac{nf}{n_e}$$

El término  $nf/n_e$  depende solamente de la forma de la región de flujo; se conoce con el nombre de Factor de Forma y se presenta como:  $F_f = \frac{n_f}{n_e}$

Sustituyendo el factor de la forma en la ecuación se obtiene:

$$Q = k h F_r$$

que es la fórmula que permite calcular el gasto por unidad de longitud normal a la sección estudiada, que escurre a través de una región de flujo determinada.

### III.4.3.2 Cálculo de las fuerzas de filtración

Al filtrarse el agua por el corazón impermeable -- origina fuerzas de fricción que tienden a arrastrar el material expuesto a las líneas de corriente. Dichas -- fuerzas se deben a un cambio de carga total de potencial ocasionados por la fricción del flujo del agua.

La fuerza en toneladas de cada tubo de corriente es igual a su longitud media en metros por la caída de cada escalón de potencial en metros; la caída de cada escalón de potencial es igual a la carga total en metros entre -- el número de caídas de potencial.

Para este análisis, los materiales del corazón se -- consideran con el peso de sumergidos a partir de la línea de saturación hacia abajo.

A partir de las fuerzas de filtración parciales -- que conocemos tanto en dirección como en magnitud, trazamos un polígono dinámico, así obtenemos la dirección y -- valor absoluto de la fuerza total de filtración, trazando además un funicular, podremos determinar un punto de su línea de acción, haciéndola pasar por dicho punto y -- prolongándola hasta cortar al círculo de falla, podremos descomponerla en una fuerza normal (que no se considera en los cálculos) y una fuerza tangencial que se hace intervenir en el cálculo del factor de seguridad de la estabilidad de taludes.

## III.4.3.3 Cálculo del gradiente hidráulico.

Para hallar el gradiente hidráulico en un punto de una red de flujo, bastará trazar por el punto en cuestión el segmento de la línea de flujo que pase por él y que quede contenido dentro del cuadro donde se encuentre el punto. Entonces la caída entre equipotenciales de la red  $h_{AM}$ , dividida entre la longitud de la línea de flujo en la que ocurre dicha caída proporciona el gradiente hidráulico medio en ese tramo que incluye el punto en cuestión. Para tener mayor aproximación puede subdividirse el cuadro en otros, cada vez menores, en torno al punto.

## III.5 Flujo de agua en presas de tierra.

La presa de tierra es una región de flujo como otra cualquiera, en el sentido de que trazando su red de flujo pueden calcularse el gasto de filtración, los gradientes hidráulicos, las presiones hidrodinámicas, etc., pero tiene la particularidad de que no se conoce a priori una de las fronteras, de manera que no satisface uno de los requisitos básicos para poder trazar la red de flujo.

Sea, por ejemplo, una presa de tierra como la mostrada en la fig III.10

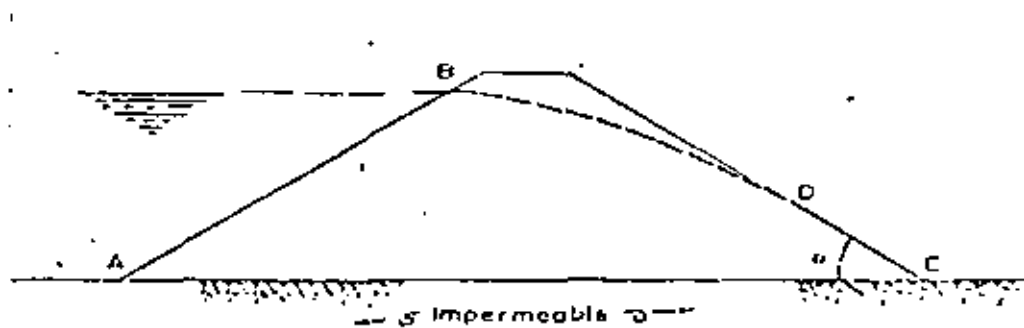


FIG. III.10 CONDICIONES DE FRONTERA EN EL CASO DE FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE UNA PRESA DE TIERRA



La línea AB es una equipotencial, por ser el contacto entre el suelo permeable y el agua; y la AE es una línea de flujo por ser el contacto entre una frontera impermeable y el material permeable de la cortina. Estas dos fronteras pueden definirse sencillamente, pero no así los restantes. Es fácil llegar a la conclusión de que debe existir una línea de flujo como la ED, abajo de la cual el material esté saturado por el agua que fluye a través de él y arriba de la cual, descontando una pequeña franja humedecida por capilaridad, el material esté seco. Esta línea se conoce con el nombre de línea de corriente superior y, como no se conoce su forma a priori, tiene que determinarse, por lo menos aproximadamente, para poder trazar la red de flujo correspondiente.

### III.5.1 Línea de corriente superior.

La línea de corriente superior debe entrar en el material de la presa estudiada formando un ángulo de  $90^\circ$  con la superficie AB, ya que ésta es una línea equipotencial. (Véase también fig III.6)

El ángulo con que la línea de corriente superior intersecta el talud de aguas abajo en el punto D fig III.10 depende del ángulo que dicho talud forma con la horizontal. Es fácil de mostrar que cuando este ángulo es menor o igual a  $90^\circ$ , la línea de corriente superior debe salir tangente al talud de aguas abajo, en el punto D.

### III.5.2 Teoría de Dupuit para flujo no confinado.

La obtención de la forma y posición de la línea de corriente superior dentro de una presa de tierra, es un problema de los denominados de flujo no confinado, por estar la región de flujo no completamente determinada a priori; siendo la frontera faltante precisamente la línea de corriente superior.

En 1865, Dupuit propuso para la solución de problemas de flujo no confinado, las siguientes hipótesis:

- 1.- Para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior las líneas de flujo pueden considerarse horizontales y, consecuentemente, las líneas equipotenciales como verticales.
- 2.- El gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la línea de corriente superior en el punto de que se trate y es constante en cualquier punto de la vertical que se trace por aquel.

Aplicando estas hipótesis a la ley de Darcy, a la presa cuya sección se muestra en la figura III.11 se define la llamada parábola de Dupuit. Desde luego la ecuación mostrada en la figura no representa correctamente la línea de corriente superior, pues no cumple con las condiciones de entrada y salida de la región de flujo.

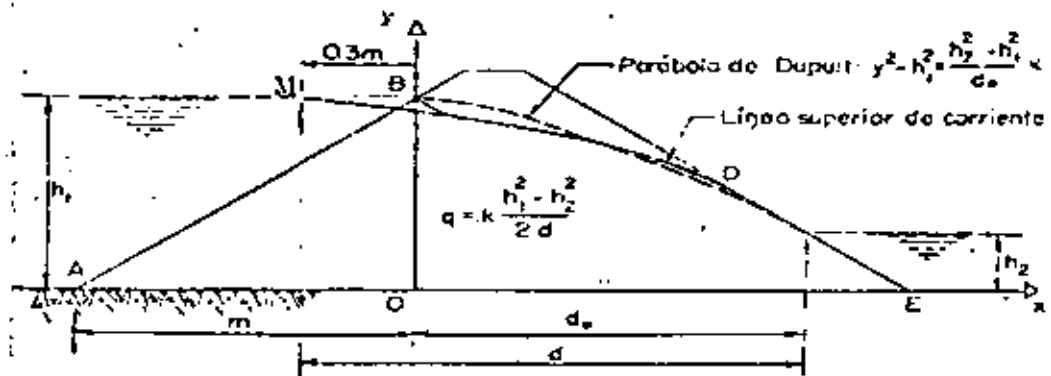


Fig. III.11 Parábola de Dupuit.

III.5.3 Fórmula de Schaffernak - Van Iterson. En la Fig. III.11 puede verse que la mayor desviación entre la línea superior de flujo y la parábola de Dupuit se debe a que no se satisfacen las condiciones de entrada y de salida. En vista de esto, Schaffernak y Van Iterson propusieron independientemente en 1916, para determinar la posición de la línea superior de flujo, mantener las dos hipótesis de Dupuit, pero imponiendo la condición de salida correcta (fig.III.6), como se indica en la fig.III.12 para el

caso de tirante nulo aguas abajo de la presa. Así se obtiene que la línea superior de flujo es la parábola C'D' y que la longitud de la cara de descarga libre es

$$d' = \frac{d_0}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d_0^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

A. Casagrande sugiere que, a fin de satisfacer la condición de entrada el punto de arranque de la parábola se tome en C y no en C', corrigiendo de aquí localmente la parábola a la entrada, como se muestra en la fig. III.12 Como en el caso de la fórmula Dupuit, en la que resulta de las hipótesis de Schaffernak - Van Iterson debe entonces sustituirse  $d_0$  por  $d$ , de modo que finalmente

$$d = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

La ecuación anterior se pueda resolver como se indica en la fig III.13 y es aproximadamente válida para  $0 < \alpha < 30^\circ$

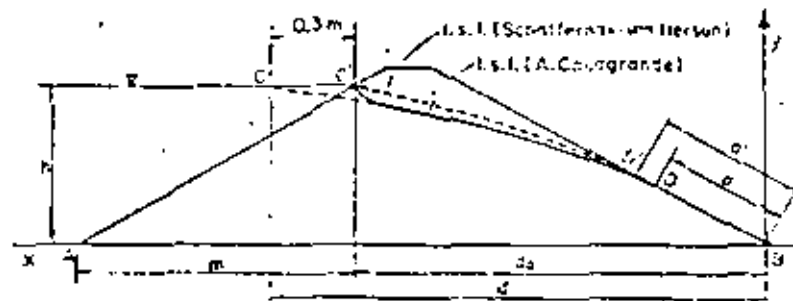


Fig. III.12 Posición de la Línea Superior de Flujo.

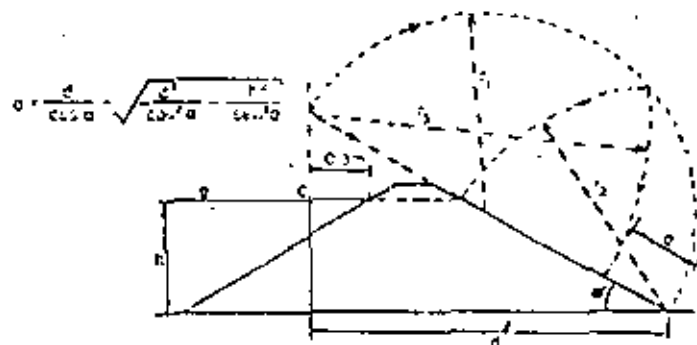


Fig. III.13 Solución gráfica de la fórmula de Schaffernak-Van Iterson modificada

III.5.4 Fórmula de Leo Casagrande. Cuando el talud de aguas abajo de la presa es relativamente inclinada ( $\alpha > 30^\circ$ ), la segunda hipótesis de Dupuit ( $i = dy/dx$ ) origina una notable sobrestimación del gradiente medio en una acción vertical y por tanto la solución de Schaffernak - Van Ierson es poco aproximada. Mejores resultados se obtienen usando la hipótesis  $i = dy/ds$  sugerida por L. Casagrande, en que se mide a lo largo de la línea superior de flujo. En este caso, y tomando el punto C como partida de la parábola, se obtiene:

$$s = s_0 + \sqrt{s_0^2 - h^2 / \sin^2 \alpha}$$

en que  $s_0$  es la longitud de la parábola CB, más la de cara de descarga libre, "a".

Para todo  $\alpha < 60^\circ$   $s_0$  puede aproximarse por

$$s_0 \approx \sqrt{h^2 + d^2}$$

en cuyo caso la ecuación puede resolverse por el procedimiento gráfico Fig. III.14

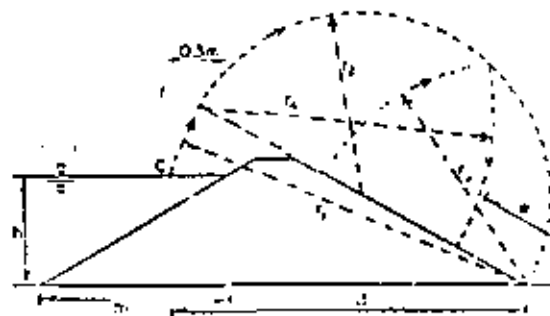


Fig. III.14 SOLUCIÓN GRÁFICA DE LA FÓRMULA APROXIMADA DE LEO CASAGRANDE.

La solución de L. Casagrande para el ángulo de  $\alpha$  es suficientemente aproximada para fines prácticos en el intervalo  $0 < \alpha \leq 60^\circ$

III.5.5 Fórmula de Kozeny para  $\alpha = 180^\circ$ . Para el caso de una cara horizontal de descarga fig III.15 existe una solución rigurosa de la ecuación de Laplace dada por Kozeny en 1931.

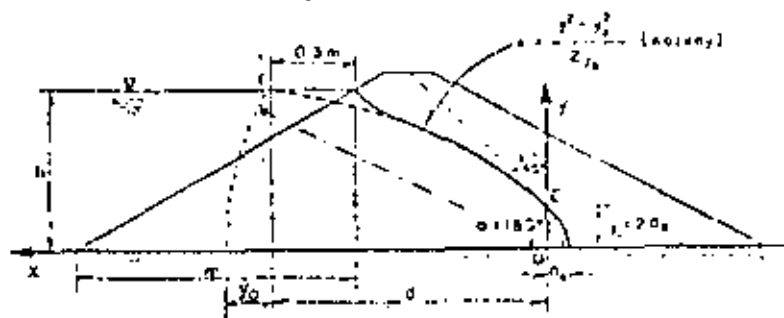


Fig. III.15 Solución de Kozeny para  $\alpha = 120^\circ$

En este caso, las líneas de flujo y las equipotenciales son parábolas con foco común en el punto O. Excepto la corrección a la entrada, la ecuación de la línea superior de flujo es

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

en que

$$y_0 = 2a_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

III.5.6 Solución de A. Casagrande para  $60^\circ$  a  $180^\circ$ . En vista de las ventajas de las secciones de materiales graduados, y de los efectos benéficos de los filtros al pie del talud - aguas abajo en presas homogéneas, las cargas de descarga con  $\alpha > 60^\circ$  son muy comunes en presas de tierra. Para la determinación del punto de descarga de la línea superior de flujo.

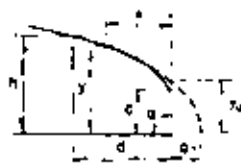
A. Casagrande usó un ingenioso procedimiento comparando los resultados de soluciones gráficas obtenidas por tanteos y verificadas en modelos físicos, con la posición de la parábola definida por las ecuaciones de Kozeny.

Tal comparación muestra que la intersección de la parábola de Kozeny con la cara de descarga está sistemáticamente a cierta distancia arriba del punto de descarga con respecto de la línea superior de flujo. Naturalmente, la relación  $c = \frac{d_0}{2 \cdot a_0}$  Fig. III.16 decrece gradualmente al aumentar  $\alpha$ ,

hasta anularse cuando  $\alpha = 180^\circ$ , caso en el que la parábola de Kozeny representa rigurosamente a la línea superior de flujo.

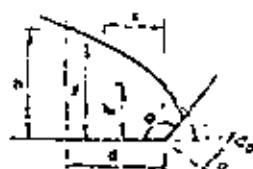


Para  $60^\circ < \alpha < 90^\circ$

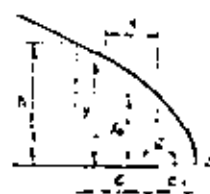


$$c = \frac{3}{2} y_0 = \frac{3}{2} (\sqrt{h^2 + d^2} - d)$$

Para  $\alpha = 90^\circ$



Para  $90^\circ < \alpha < 180^\circ$



$$c = d_2 + \frac{1}{2} (\sqrt{h^2 + d^2} - d)$$

Para  $\alpha = 180^\circ$

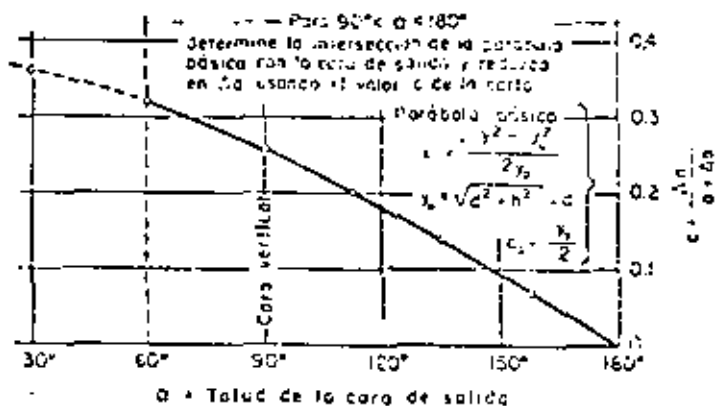


Fig. III.16 Método de A. Casagrande para la determinación del punto de descarga de la línea superior de flujo para  $60^\circ \leq \alpha < 180^\circ$

En la Fig. III.16 se da la relación entre  $\alpha$  y  $c$  hallada por el procedimiento indicado. La distancia  $a + \Delta a$  está definida por el punto de intersección de la parábola básica y el talud de descarga.

III.5.7 Casos con tirantes aguas abajo. Para la determinación del punto de salida de la línea superior de flujo en los casos en que al pie del talud de aguas abajo hay un tirante de agua, el procedimiento más conveniente consiste en dividir la zona de flujo en dos porciones I y II, como se muestra en la Fig. III.17 y determinar la distancia,  $a$ , como si la porción I fuese una presa con frontera impermeable en AE.

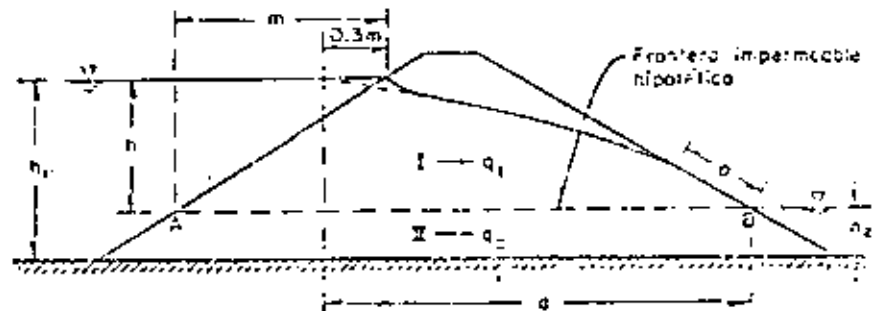


Fig. III.17 Determinación del punto de salida de la línea superior de flujo en una sección homogénea con tirante aguas abajo

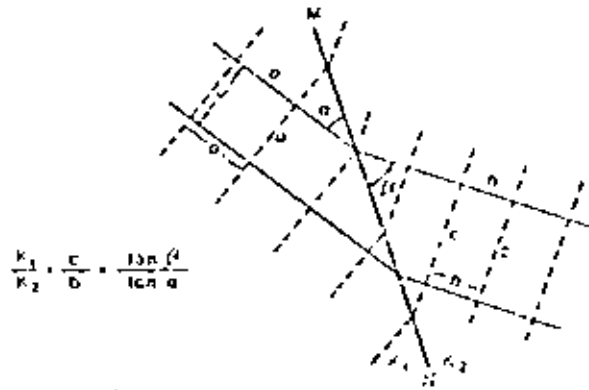
La justificación de este procedimiento radica en la equivalencia entre fronteras impermeables y líneas de flujo, y en el hecho de que en la porción II el flujo es prácticamente horizontal.

III.5.8 Flujo en regiones compuestas. En los casos en que el dominio de flujo consta de dos o más porciones de diferente permeabilidad, cada una constituidas por suelo homogéneo e isotrópico, la red de flujo se distorsiona en las fronteras entre los diversos materiales. Si, por ejemplo, en la Fig. III.18 a la izquierda de la frontera M - N se dibuja una red con relación de lados unitaria, la relación de lados a la derecha deberá ser:

$$a/b = k_1/k_2$$

y los ángulos de incidencia y de refracción de las líneas de corriente han de ser tales que :

$$\tan R / \tan a = k_1/k_2$$



$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{c}{b} = \frac{100\%}{100\% a}$$

Fig. III.19 Distorsión de la red de flujo al cruzar la frontera entre suelos de diferente permeabilidad





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: INTRODUCTORIO DE FORMACION DE RESIDENTES  
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL.**

C O N C R E T O

ING. ANSBERTO MONOBE GALVAN

NOVIEMBRE, 1981.

## I N T R O D U C C I O N

Estos apuntes están destinados exclusivamente a nuestro personal de campo, al que está en contacto directo con el estudio, el proyecto y la construcción de las obras, para proporcionarle en pocas páginas una "ayuda memoria" sobre los aspectos más elementales y más importantes del criterio que actualmente sigue la Dirección de Pequeña Irrigación en todos los pasos del control de las mezclas de concreto.

En forma práctica se están presentando los conocimientos mínimos requeridos para establecer criterio y conciencia de responsabilidad sobre: localización, muestreo y cubicación de bancos de materiales, estudio de agregados, diseño de mezclas, elaboración del concreto, vibrado, acabado, protección, curado, control de resistencias y reparaciones.

Creemos que el aprovechamiento de estas instrucciones puede traernos, además de una más fácil realización de las labores, la satisfacción de poderlas desempeñar más eficientemente, en el camino de la consecución de concretos económicos, resistentes y durables.

ING. AMERICO VILLARREAL GUERRA.

# INDICE GENERAL

## INTRODUCCION

PAGINA

### PROPORCIONAMIENTOS DE CONCRETO

1. Definición	1
2. Requisitos	1
3. Estudios	4
4. Localización de bancos	4
5. Selección del tipo de material	5
6. Material triturado	6
7. Estudio de bancos	6
8. Estudio de los agregados y diseño del concreto	7

### EJEMPLO

9. Clasificación de los agregados	8
10. Granulometría de la arena	9
11. Módulo de finura	10
12. Arena saturada y superficialmente seca	10
13. Absorción de la arena	11
14. Densidad de la arena (relativa)	12
15. Peso volumétrico de la arena	13
16. Pérdida por lavado	13
17. Colorimetría	14
18. Granulometrías deseables	15
19. Absorción de la grava	17
20. Densidad del agregado grueso	18
21. Peso volumétrico de la grava	19
22. Resumen de datos	19
23. Peso volumétrico máximo (cajonera). Medida Directa	19

### PROPORCIONAMIENTO DEL CONCRETO

24. Datos y nomenclatura	26
25. Proporción base por cantidad de cemento	27
26. Correcciones	29
27. Efectos de la humedad superficial	35
28. Proporción base por medio de vacíos	36
29. Relación agua-cemento.	38
30. Proporción base por medio de gráficas	40
31. Proporcionamiento de concreto con tablas y fórmulas	51
32. Comparación de métodos de proporcionamiento	57

INDICE DE FIGURAS, ANEXOS, GRAFICAS Y FORMAS

PROPORCIONAMIENTO DE CONCRETO (Control de Campo)		PAGINA
33. Correcciones		59
INSPECCION DEL CONCRETO		
34. Aspectos de inspección		66
EQUIPO PARA LABORATORIO DE CONCRETO		
35. Relación de equipo y accesorios		79

FIGURAS:	CONCEPTO	PAGINA
1	Granulometría de la arena	9
2	Clasificación de la arena	10
3	Cono para arena	11
4	Frasco de Lechatellier	12
5	Estudio granulométrico de la grava	15
6	Arena - límites granulométricos	15
7	Granulometría de la arena - límites gráficos	16
8	Límites de granulometría para grava de 1 1/2"	16
9	Límites granulométricos de gravas	17
10	Pienómetro	18
11	Características de los materiales	19
12	Cajones para determinación de pesos volú- métricos	20
13	Formas de los cajones para pesos volú- métricos	21
14	Secuencia de compactación ("cajoniza")	22
15	Correcciones por humedad y absorción de- los agregados	29
16	Proporción final y cantidad de concreto- por kilogramo de cemento	31
17	Corrección por adición de agregados	33
18	Corrección del reventamiento por adición- de agregados	34
19	Relación A/C y Resistencia	39
20	Densidad media en los cementos	39
21	Porcentos de gravas para buena granulo- metría	42
22	Resumen de características de los agrega- dos	51
23	Cálculo de las correcciones en el pro- porcionamiento con tablas y fórmulas	53
24	Concentración final de datos	56
25	Comparación de proporcionamientos base	57
26	Corrección por contaminación de agregados	60

ANEXOS:		PAGINA
1	Pesos volumétricos	23
2	Pesos volumétricos	24
3	Pesos volumétricos	25
4	Proporcionamiento de concreto con tablas y fórmulas	52

GRAFICAS:

C O N C E P T O

PAGINA

PROPORCIONAMIENTOS DE CONCRETO.

1	Relación grava-arena para agregados redondeados, en función del módulo de finura de la arena y del tamaño máximo de la grava	43
2	Relación grava-arena para agregados de forma angular, en función del módulo de finura de la arena y del tamaño máximo de la grava	45
3	Cantidad de agua por m <sup>3</sup> de concreto, de acuerdo con la relación grava-arena y con el tamaño máximo de la grava	46
4	Consumo de cemento en función de la relación agua-cemento y de la cantidad de agua por m <sup>3</sup> de concreto	47
5	Proporcionamiento de concreto	49

1.- DEFINICION.

El proporcionamiento de un concreto debe consistir siempre en determinar la mezcla más económica de cemento, agregados pétreos, agua y eventualmente algún adicionante, que tenga las características necesarias para cumplir con los requisitos del elemento estructural del cual ha de formar parte.

En esta definición, para la Dirección de Paqueña Irrigación, la mezcla de concreto más económica no siempre es la que tiene el menor consumo de cemento por metro cúbico de concreto; en ocasiones, por la magnitud de la obra o por el pequeño volumen de concreto requerido en su construcción, resulta más económico emplear métodos conservadores y expeditos para el diseño de la mezcla, a base de estudios que se efectúen en laboratorios regionales, estatales o de las obras actuales en construcción.

Así, en lo que sigue, la descripción de los requisitos en los concretos se ajusta al mismo criterio.

2.- REQUISITOS.

En las obras hidráulicas, el concreto debe cumplir fundamentalmente con alguno de los dos requisitos siguientes: resistencia o impermeabilidad. Por ejemplo, el concreto para revestimiento de canales no requiere resistencias mayores de 100 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días de edad. Igualmente, basta la misma condición en concretos para dentellones en cimentaciones de las cortinas; lo mismo para el relleno de las equedades resultantes de liapias enérgicas en la zona de desplante del material impermeable de las cortinas. Para la magnitud de los esfuerzos de dise-

FORMAS:

1	Análisis granulométricos	81
2	Pruebas físicas	82
3	Pruebas físicas	83
4	Pesos volumétricos	84
5	Diseño de mezclas	85
6	Diseño de mezclas	86
7	Concreto de prueba (correcciones por humedad y absorción)	87
8	Proporcionamiento final de concreto (consideración de correcciones)	88
9	Proporción final de la mezcla de concreto (características-comprobación)	89
10	Proporción final de la mezcla de concreto (Resumen y resistencia)	90
11	Resumen del estudio de agregados y diseño de mezclas	91
12	Corrección de proporcionamiento de concreto (campo)	92
13	Corrección de proporcionamiento de concreto (campo)	93
14	Colocación de concretos y morteros (Informe mensual)	94
15	Observaciones	95

No considerados en las pequeñas obras de irrigación, no se requieren resistencias mayores de  $140 \text{ kg/cm}^2$ , por supuesto, dentro del rango de esbeltez que se tiene considerado en los elementos estructurales.

En los casos anteriores se requirieron concretos "pobres", es decir, que tengan un consumo bajo de cemento por metro cúbico de concreto; a veces, en obras de magnitud mediana o grande, hay que considerar otros efectos, como en los saltos de esquí y en los paramentos vertientes en la descarga de los vertederos, en los elementos auxiliares dentro de los tanques amortiguadores, en las rápidas de los canales, etc., en donde pueden necesitarse resistencias iguales o mayores a  $200 \text{ kg/cm}^2$  para protección del concreto contra efectos abrasivos de las corrientes de agua que llevan partículas sólidas en suspensión.

2.1.- MANEJABILIDAD.- Otro requisito para que una mezcla de concreto sea aceptable es la llamada "manejabilidad" o "trabajabilidad". Esto quiere decir que el concreto debe tener cierta "consistencia plástica" para lograr colocarlo fácilmente, sin que se presente la separación o segregación de los agregados. Para que el concreto sea plástico y cohesivo debe tener suficiente pasta de cemento para envolver las partículas de los agregados; con esto se obtiene un concreto homogéneo y se eliminan al mismo tiempo las posibilidades de que se formen "bolson" de pura grava y quedades entre la grava.

La manejabilidad de una mezcla de concreto queda definida de acuerdo con la facilidad que se tiene para trabajarla o colocarla dentro del molde de un elemento constructivo determinado. La manejabilidad de un concreto "fresco" puede depender de la forma, del tamaño y del tipo del elemento que se va a "colar", y de la separación entre las varillas del hierro de refuerzo. Así, por ejemplo, para estructuras de concreto masivo se pueden emplear mezclas con agregados de gran tamaño actuando como elementos desplazantes del concreto.

2.2.- OTROS REQUISITOS.- En algunos casos, en la mezcla de concreto se requieren características o requisitos particulares para cumplir con otros fines además del constructivo propio. Por ejemplo, el concreto que se utilice en el relleno de quedades y de cualquier ranja para desplante de estructura o dentellón, en donde la roca de cimentación se encuentre fracturada o agrietada por la acción de explosivos, debe colocarse con revestimiento entre 14 y 18 cm para incrementar la "penetrabilidad" de su mortero en las fisuras. También en el "concreto ciclópeo" cuando se emplea un concreto con una fluidez relativamente alta, la roca desplazante penetra fácilmente y la masa de concreto acepta una mayor cantidad o proporción de roca.

CONCEPTO	T.M. GRAVA (Pulg.)	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (Kg/cm <sup>2</sup> )	REVESTIMIENTO (cm)
LUGAR DE APLICACION			
Dentellones Relleno de quedades Ciclópeos	3 ó 6	80 a 100	14 a 18
Masivo	3 ó 6	80 a 100	6 a 10
Revestimiento de canales	1½ a 2	90 a 110	6 a 8
losa de lig. Cimentación-cortina	3	80 a 100 (100 a 140)	14 a 18
Pantalla cortina.- (Sección gravedad)	3	140	12 a 14
Estructural	1½ ó 2	100 200-250	5 a 12
NOTA.- La resistencia se refiere a la edad de 28 días.			

Las características principales de los concretos que — actualmente emplea la Dirección de Pequeña Irrigación, en los — diferentes elementos o conceptos de trabajo, se resumen en el — cuadro general que se presenta en la página anterior.

### 3.- ESTUDIOS.

Para llegar a establecer el proporcionamiento de un con- creto es necesario efectuar previamente una serie de trabajos — concernientes a la localización y selección de los bancos de — agregados, y al estudio de las características de esos materia- les.

La Dirección de Pequeña Irrigación tiene normalizado el uso de concretos con resistencias de 80 a 110, y de 140  $\text{kg/cm}^2$ , — para diversas estructuras; de aquí que el estudio de los concre- tos se pueda conducir independientemente y anticiparse a los — otros estudios requeridos para definir el proyecto de cada apro- vechamiento hidráulico.

### 4.- LOCALIZACION DE BANCOS.

De acuerdo con el orden de los trabajos necesarios, se — precede primeramente a recorrer los alrededores del sitio del — proyecto en busca de bancos naturales de gravas y arenas que — puedan proporcionar económicamente el volumen de agregados re- querido en obra.

Quando los agregados naturales disponibles quedan muy — distantes de la obra, se debe pensar en la utilización de agre- gados triturados y hacer un estudio económico comparativo para — determinar qué tipo de agregados debe usarse. Los materiales — triturados son más costosos por su elaboración, pero los kiló- metros de sobre-acarreo pueden hacer mayor el precio unitario — de los agregados naturales. Frecuentemente resulta más económi- co el uso de un consumo más alto de cemento en materiales de ma-

yor calidad, para alcanzar la resistencia requerida, que utili- zar agregados de mejor calidad que se localizan a mayor distan- cia.

No todos los bancos tienen el material con la granulome- tría adecuada, pero se pueden estudiar y utilizar los agregados de bancos diferentes de acuerdo con los porcentajes que sean — necesarios para una buena mezcla. A veces conviene combinar — agregados naturales con triturados. La granulometría de la are- na gruesa se puede mejorar añadiéndola un pequeño porcentaje de "finos", ya sea arena fina, puzolana o hasta algún limo (orgá- nico en el caso de no disponer de otro material).

En algunas ocasiones ha sido posible emplear grava y — arenas provenientes de "tezontle" (escoria de basalto), cuya — granulometría total se ha modificado con adición de arena natu- ral muy fina y de puzolana. Otras veces se ha presentado la ne- cesidad de utilizar cenizas volcánicas a falta de arenas fran- cas, siempre con adiciones de puzolanas y considerando un incre- mento en el consumo de cemento para asegurar la resistencia re- querida por el proyecto.

### 5.- SELECCION DEL TIPO DE MATERIAL.

Los factores que intervienen en la selección entre agre- gados naturales y triturados son: costo, calidad y granulome- tría.

Los depósitos naturales, que se presentan como sedimen- tarios en cauces de corrientes de agua, son los más económicos — y tienen las siguientes ventajas:

5.1.- Localización.— Generalmente se encuentran en los — cauces de los ríos o arroyos en donde se construi- rá la obra.

5.2.- El acarreo hace subsistir el material de mejor — calidad.

5.3.- El arrastre les da forma arredondada, con lo cual se logra un mejor acomodamiento en el concreto, requiriendo menor cantidad de pasta de cemento para conseguir la trabajabilidad deseada.

5.4.- El arrastre influye en una mejor granulometría.

En algunos proyectos se determina el uso de agregados triturados cuando los bancos de agregados naturales quedan distantes del sitio de la obra y por su acarreo resultan con un precio unitario considerablemente mayor, o cuando en el banco de agregados naturales no se tiene la granulometría adecuada y parte de ellos debe triturarse para reducir el volumen de material desperdiciado.

#### 6.- MATERIAL TRITURADO.

El material triturado difiere del agregado natural fundamentalmente en la forma, que es angular e irregular por el proceso de trituración o molienda. La forma de agregado triturado depende de la naturaleza u origen de la roca: los granitos, por la presencia de cristales gruesos que implican una estructura interna débilmente entrelazada, producen formas granulares con bastante arena gruesa; los basaltos producen formas lacias y polvo; las rocas metamórficas dan partículas alargadas o planas; las calizas, cuando están sanas, producen buenas características, pero cuando están muy fracturadas o muy estratificadas, pueden producir muchas partículas finas.

La facilidad de explotación de un banco de roca y los costos de trituración dependen de las características petrográficas de la roca.

#### 7.- ESTUDIO DE BANCOS.

Una vez definidos los probables o posibles bancos de gra-

va y de arena, deben efectuarse trabajos de exploración y de muestras en pozos a cielo abierto o trincheras, para seleccionar el más atractivo. La profundidad de los pozos, que servirán para muestrear y para ubicar bancos, debe llevarse a todo el espesor del manto de acarreo o cuando menos a una profundidad que garantice la obtención del volumen requerido en obra.

El volumen de las muestras debe ser suficiente para que se puedan determinar las propiedades físicas del material, para obtener una representación de la granulometría total y para poder elaborar un concreto de prueba (aproximadamente 150 kg de arena y 100 kg de grava, junto con dos sacos del cemento que sea más probable de usarse en la obra).

Las principales condiciones deseables en un banco de agregados, son las siguientes:

- Localización cercana al sitio del proyecto.
- Acceso fácil.
- Volumen de materiales suficiente para cubrir las necesidades del proyecto.
- Granulometría adecuada, sin gran cantidad de "tambores" no utilizables que se clasifican como "desperdicio".
- Explotación económica, sin "despalmas", ni limpiezas superficiales; sin presencia de agua freática, ni "cantos" grandes.
- Materiales limpios, sin contaminación de lodos, arcillas o materia orgánica.

#### 8.- ESTUDIO DE LOS AGREGADOS Y DISEÑO DEL CONCRETO.

Tanto la determinación de las propiedades físicas de los materiales, como los cálculos para el proporcionamiento de los concretos son procedimientos rutinarios, y se considera que la exposición objetiva más clara se puede lograr con la explicación detallada de un ejemplo, siguiendo la correspondiente secuencia de trabajo.



En el desarrollo del ejemplo se emplearán diversos procedimientos para determinar la proporción en que deben intervenir los agregados para la elaboración de un concreto, haciéndose la aclaración que esa proporción es el "teórico" que sirve de base al ensayo de un "concreto de prueba", en el cual, generalmente se varían las cantidades para llegar a obtener las condiciones de fluidez y de manejabilidad requeridas.

#### E J E M P L O:

#### 9.- CLASIFICACION DE LOS AGREGADOS.

Se ha tomado una muestra integral de 30 kg de material inerte procedente de una c.c.a. en el Distrito Federal. La muestra se ha secado para poder llevar a cabo la separación de la arena y de la grava contenidas. El secado puede obtenerse exponiendo al sol la muestra de material durante el tiempo que sea necesario para que las partículas queden sueltas.

La separación se hace con la malla N° 4 (aberturas de  $3/16" = 4.76$  mm), considerando que es grava (+ 4) todo el material que en ella queda retenido y que es arena (- 4) todo el material que pase a través de dicha malla. Así, la muestra tomada acusó los siguientes resultados:

Grava (+ 4) = 19.600 kg.  
 Arena (- 4) = 10.400 kg.  
 30.000 kg.

La grava o agregado grueso se clasifica en 4 tamaños:

- Grava N°. 1.- Pasa la malla de  $3/4"$  y se retiene en la malla #4  
 Grava N°. 2.- Pasa la malla de  $1\frac{1}{2}"$  y se retiene en la malla de  $3/4"$ .  
 Grava N°. 3.- Pasa la malla de  $3"$  y se retiene en la malla de  $1\frac{1}{2}"$ .  
 Grava N°. 4.- Todo el agregado de  $3"$ ,  $4"$ ,  $5"$  y  $6"$  retenido en la malla de  $3"$ .

Generalmente, con estas gravas se elaboran los concretos en el campo, aun cuando en algunos trabajos de clasificación de laboratorio la grava N°. 1 se divide en dos tamaños:

- Grava N°. 1a.- Pasa la malla de  $3/8"$  y se retiene en la malla N°. 4.  
 Grava N°. 1b.- Pasa la malla de  $3/4"$  y se retiene en la malla de  $3/8"$ .

De la grava se requiere, primeramente, conocer tres datos: peso volumétrico, densidad y absorción.

#### 10.- GRANULOMETRIA DE LA ARENA.

La arena se somete a la prueba granulométrica para determinar su módulo de finura (M.F.); además, se requiere conocer de ella los siguientes cinco datos: peso volumétrico, densidad, absorción, pérdida por lavado y colorimetría.

Para la granulometría de la arena se toma una muestra de 500 gr, la que se hace pasar por los tamices números 8, 14, 28, 48 y 100, recogiéndose el polvo en la charola. El registro se lleva de acuerdo con la Fig. 1.

TAMIZ N°	ABERTURAS en mm.	PESO RETENIDO EN CADA TAMIZ (gr)	% RETENIDO EN CADA TAMIZ	PORCIENTOS RETENIDOS ACUMULATIVOS
8	2.36	87.2	17.4	17.4
14	1.18	104.7	21.0	38.4
28	0.59	73.6	14.7	53.1
48	0.297	55.5	11.1	64.2
100	0.149	61.6	12.3	76.5
Charola		101.5	20.3	100.0
SUMAS:		492.5gr	100.0	

FIG. 1.- GRANULOMETRIA DE LA ARENA

## 11.- MÓDULO DE FINURA.

Por especificación, el módulo de finura de la arena es, dentro de las mallas 4, 8, 14, 28, 48 y 100:

$$M.F. = \frac{1}{100} \sum_{\text{Malla 4}}^{\text{Malla 100}} \text{Porcentos retenidos acumulativos}$$

resultando en el ejemplo que nos hemos propuesto:

$$M.F. = \frac{12.1 + 33.5 + 48.1 + 67.4 + 79.7}{100} = 2.41 \text{ (Arena fina)}$$

La arena puede clasificarse por su módulo de finura, con base en la designación 4 de la A.S.T.M., de acuerdo con el cuadro de la Fig. 2.

CLASE	MÓD DE FINURA	PESO DE LA MUESTRA (gr)
ARENA GRUESA	2.50 a 3.50	400 a 800
ARENA FINA	1.50 a 2.50	200 a 400
ARENA MUY FINA	0.50 a 1.50	100 a 200

FIG.2- CLASIFICACION DE LA ARENA

## 12.- ARENA SATURADA Y SUPERFICIALMENTE SECA.

La arena en estado saturado y superficialmente seca tiene un color obscuro como el de las rocas húmedas, pero sin brillo; para conseguir que la arena quede saturada y superficialmente seca, se ponen un poco más de 1 000 gr de este material a saturar en agua durante 24 horas y al cabo de éstas se le retira la mayor cantidad de agua posible cuidando de no arrastrar el polvo.

A continuación el material se empieza a secar lentamente en una hornilla que proporcione temperaturas menores de  $-110^{\circ}\text{C}$ , sin dejar de remover la arena hasta que desaparezca toda el agua libre, y después se continúa el secado bajo la acción del sol o del viento hasta cuando la arena deja de formar grumos al apuñarse con una mano o al presionarse un puñado con ambas palmas de las manos. Este comportamiento nos indicará que el material está muy próximo al estado que se trata de conseguir y por lo tanto, deben emplearse las pruebas con un tronco de cono de lúmina, cuyas dimensiones interiores son las que se observan en el croquis de la Fig. 3.

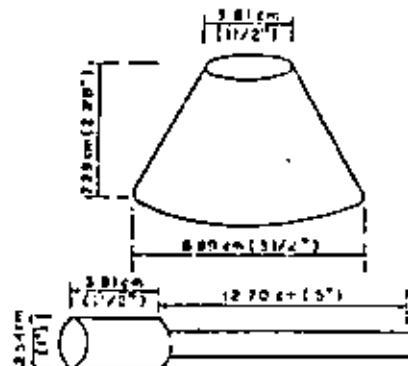


FIG. 3.- CONO PARA ARENA

Este molde se llena totalmente con arena y se apisona apoyando 15 veces sobre la superficie libre un pistón que tiene una sección circular con área de una pulgada de diámetro, y peso de 12 onzas. Se enrasa con arena el molde y se retira cuidadosamente hacia arriba; si la arena conserva la forma del molde indicará que aún existe humedad superficial que le proporciona una cohesión aparente. Las pruebas del cono deberán continuarse hasta

el momento en que el material se abata tratando de tomar su ángulo de reposo natural.

## 13.- ABSORCION DE LA ARENA.

Una vez conseguido el estado saturado y superficialmente seco de la arena, inmediatamente se toma una muestra con peso exacto de 500 gr, la cual se pone en una sartén o charola a-

secar totalmente a una temperatura menor de 110°C, después de lo cual, se enfría y se vuelve a pesar. La diferencia de ambas pesadas reporta el agua de absorción, la que se indica como porcentaje de agua con respecto al peso seco. Así, en nuestro caso tenemos que la absorción en función del peso del material seco es:

$$\text{Absorción} = \frac{500 - 475.1}{475.1} \cdot 100 = 5.24 \%$$

Esta prueba y la siguiente, proporcionan datos correctivos para el control de calidad del concreto.

#### 14.- DENSIDAD DE LA ARENA (RELATIVA).

Para determinar la densidad de la arena se emplea el frasco de Lechatellier o de Chapman, en el cual se aloja agua hasta la marca de 0 c.c. A continua-

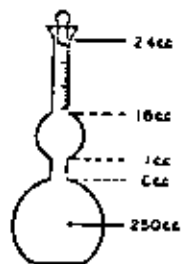


Fig 4 Frasco de Lechatellier

ción se toman 50 gr de arena saturada y superficialmente seca, que se depositan en el frasco sin dejar de agitarlo suavemente, dándole movimiento giratorio, para desalojar las burbujas de aire. Se deja reposar el frasco hasta que ya hayan subido y desaparecido las burbujas para permitirnos hacer la nueva lectura que nos dará directamente el volumen desalojado por los 50 gr de material. En nuestro caso se obtuvo:

$$\text{Densidad} = \frac{\text{Peso}}{\text{volumen}} = \frac{50 \text{ gr}}{20.6 \text{ c.c.}} = 2.41$$

Se deduce que en esas condiciones no se expulsa totalmente el aire, por lo tanto, es relativa la densidad obtenida. De cualquier manera, este procedimiento da la aproximación suficiente para la exactitud requerida en este tema.

#### 15.- PESO VOLUMÉTRICO DE LA ARENA.

El peso volumétrico de un material varía de acuerdo con el estado de compactación de la muestra, así como de la humedad que tenga. En la S.R.H., salvo casos especiales, siempre se usa el material en estado de saturación y superficialmente seco para la determinación del peso volumétrico, sin espionamiento. Se usa un depósito cúbico ya sea de madera o de lámina gruesa que no sea deformable, cuya capacidad debe conocerse con bastante aproximación y puede ser de 2.8 litros ó de 14 litros. Este depósito, de peso conocido (tara), se llena con un cucharón, pero sin dejar caer la arena desde una altura mayor de 2" sobre su borde superior, después de lo cual se enrasa para pesarse. Así, se obtuvo para la arena del ejemplo el siguiente valor:

$$P.V. = \frac{\text{Peso total} - \text{TARA}}{\text{volumen}} = \frac{21.100 \text{ kg}}{13.997 \text{ lt}} = 1522 \text{ kg/m}^3$$

#### 16.- PERDIDA POR LAVADO.

Esta prueba de lavado de la arena se hace para conocer la cantidad de limo o arcilla que contiene y que puede influir en aumentar las contracciones del concreto y en disminuir su resistencia.

Se toma una muestra de arena totalmente seca con un peso de 300 a 600 gr, que se coloca en la malla N° 200 y se empieza a lavar hasta que el agua corriente después de pasar por la malla salga completamente limpia. Se recoge la arena lavada y se vuelve a secar en la hornilla, cuidando siempre que no se quemen las partículas orgánicas que pueda contener. Una vez que se ha secado la arena se vuelve a pesar y la diferencia con el peso original nos da el peso de arcilla o polvo contenido en la arena y se expresa en % con relación al peso original. En nuestro caso, la muestra fue de 500 gr.

$$\text{Pérdida por lavado} = \frac{500 - 415.1}{500} \cdot 100 = 17.0\%$$

Según las especificaciones, las arenas aceptadas deben tener una pérdida menor de 5% (a veces, en casos especiales se han aceptado arenas con un contenido de finos hasta de un 15% ó más, cuando su origen es inorgánico).

#### 17.- COLORIMETRÍA.

La prueba de la colorimetría proporciona un índice del contenido de materia orgánica en la arena, que puede ser inferior o superior al que representa un llamado "color normal" (to no amarillo ímbar).

La prueba colorimétrica se hace en un frasco biberón de 250 ml de capacidad, en el cual se alojan 125 ml de arena por ensayar. Se le añade solución de sosa cáustica al 3% (un litro de agua con 30 gr de sosa) hasta la marca de 200 ml, nivel que con adiciones de solución debe conservarse después de agitar vigorosamente el frasco. Se le deja reposar durante 24 horas, al cabo de las cuales el color de la solución en el frasco se debe comparar con el vidrio de color normal o con los colores de la A.S.T.M.

Cuando no se tienen estos elementos se prepara una solución de Color Normal en la siguiente forma: se mezclan 2.5 milímetros de fénol tánico (solución al 2%) en 10% de alcohol con una solución al 3% de  $N_2 OH$  (97.5 mililitros). El color que toma esta mezcla es el Color Normal y su tono puede alterarse a los 30 días.

El frasco biberón trae marcada su capacidad en 12 onzas; se puede poner arena por ensayar hasta la marca de 4½ onzas y llenar con la solución de hidróxido de sodio o sosa cáustica al 3% hasta la marca de 7½ onzas.

#### 18.- GRANULOMETRIAS DESEABLES.

Para la granulometría de la grava, se procede en la misma forma que en la arena, pero con otros tamices. El registro tiene la forma siguiente:

GRAVA Nº	MALLA	PESO RETENIDO EN CADA TAMIZ	% RETENIDO EN CADA TAMIZ	PORCIENTOS RETENIDOS ACUMULATIVOS
4	3"	0	0	0
5	1 1/2"	4 000	24.5	24.5
2	1/2"	8 000	49.6	74.1
10	1/8"	4 500	25.0	99.1
16	Nº 4	2 500	11.7	100.0
		19 400	100.0	

Fig 5. ESTUDIO GRANULOMETRICO DE LA GRAVA

Dentro de los factores que intervienen en la elaboración de un concreto económico que proporcione la resistencia y manejabilidad requeridas, figura el granulométrico, o sea que el material inerte debe estar integrado por un buen número de tamaños distintos de partículas que al agruparse queden con el menor volumen de huecos o vacíos, que será llenado por la lechada de cemento. Existen especificaciones basadas en ensayos, que fijan límites aproximados de los porcentajes en peso que de cada tamaño de partículas debe hacerse intervenir en la mezcla para tener una granulometría aceptable o deseable.

En el caso de la arena estos valores límites se dan en el cuadro siguiente y también pueden expresarse gráficamente.

Nº DE TAMIZ	% RETENIDOS ACUMULATIVOS
4	0 a 5
6	5 a 25
16	15 a 45
30	38 a 70
50	73 a 85
100	93 a 97

Fig 6.- ARENA - LÍMITES GRANULOMETRICOS

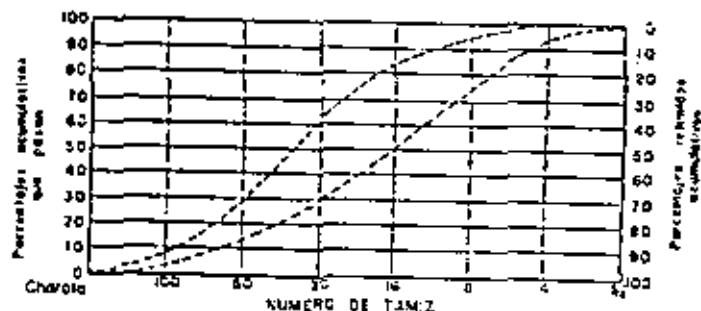


Fig. 7.- GRANULOMETRIA DE LA ARENA - LIMITES GRAFICOS

En el caso de la grava de  $1\frac{1}{2}''$  los valores límites deseados se citan a continuación:

MALLA	% RETENIDO ACUMULATIVO
$1\frac{1}{2}''$	0 a 5
$1''$	30 a 65
$\frac{3}{4}''$	70 a 80
Nº 4	95 a 100

Fig. 8.- LIMITES DE GRANULOMETRIA PARA GRAVA DE  $1\frac{1}{2}''$ 

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los valores límites en la granulometría para diferentes tamaños máximos de gravas.

TAMARÑO	PORCIENTOS RETENIDOS ACUMULATIVOS					
	$2\frac{1}{2}''$	$2''$	$1\frac{1}{2}''$	$1''$	$\frac{3}{4}''$	$\frac{1}{2}''$
$2'' - N^{\circ} 4$	0	0-5	-	30-65	-	70-90
$1\frac{1}{2}'' - N^{\circ} 4$		0	0-5	-	30-65	-
$1'' - N^{\circ} 4$			0	0-10	-	40-75
$\frac{3}{4}'' - N^{\circ} 4$				0	0-10	45-80
$\frac{1}{2}'' - N^{\circ} 4$					0	0-10

FIG. 9.- LIMITES GRANULOMETRICOS DE GRAVAS

No debemos olvidar que los cambios en la granulometría de la arena, dentro de un amplio margen, no tienen efecto apreciable en la resistencia del concreto, cuando la relación agua-cemento y el revenimiento se mantienen constantes.

#### 19.- ABSORCION EN LA GRAVA.

El valor de la absorción en la grava se determina con una muestra de grava que pese un kilogramo o un poco más, la que se pone a saturar en el agua durante 24 horas, después de las cuales se le quita el agua superficial con un trozo de franela seca hasta que la grava presente un aspecto opaco que indica que no existe película de agua superficial. En estas condiciones se pesa la muestra y luego se pone a secar a peso constante. Ya seca y fría se vuelve a pesar para conocer la diferencia en peso (agua de absorción) que se reporta como % del peso seco.

$$\text{Absorción} = \frac{1271.5 - 1201.3}{1201.3} \cdot 100 = 5.76\%$$

En un banco de grava, la absorción puede variar con el tamaño de la grava. Se recomienda determinarla para los diferentes tamaños de gravas que se vayan a emplear.

## 20.- DENSIDAD DEL AGREGADO GRAVEO.

La densidad de la grava se puede determinar antes de la absorción para después poner a secar el material; se obtiene con el peso de una muestra saturada y superficialmente seca y con el volumen que ella desaloja; para medir este volumen se puede usar ya sea un picnómetro o una probeta graduada de un litro.

En la probeta graduada se deposita agua suficiente para que quede totalmente sumergida la muestra de grava por ensayar y se anota la lectura inicial que indica el nivel de la superficie libre del agua. Al introducir la grava, deberá hacerse con sumo cuidado, no dejándola caer bruscamente ya que puede romperse la probeta o hacer saltar el agua hacia afuera y afectar de error la observación. Se toma la lectura correspondiente al nuevo nivel del agua y por diferencia con la primera lectura se obtiene el volumen de la grava.

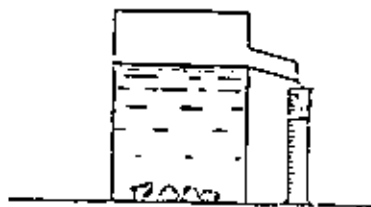


Fig. 10.- PICNOMETRO

El Picnómetro es un depósito provisto de un derramadero; se utiliza lleno de agua y al colocarse la grava se derrama una cantidad de agua igual a su volumen, el cual es medido directamente en una probeta, cuyo tamaño depende de la muestra ensayada. En el caso que venimos desarrollando se obtuvo:

$$\text{Densidad} = \frac{1371.5 \text{ gr}}{559 \text{ c.c.}} = 2.27 \text{ (relativa)}$$

Es conveniente medir la densidad de las gravas en muestras representativas de los diferentes tamaños por emplear, ya que a veces se tienen grandes diferencias.

## 21.- PESO VOLUMETRICO DE LA GRAVA.

El peso volumétrico de la grava se obtiene en igual forma que para la arena; se llena de grava y se enrasa el recipiente de 14 litros, procediendo a medir su peso. El peso neto de la grava contenida entre el volumen del recipiente nos da a conocer el peso volumétrico. Así se obtuvo:

$$\text{P.V.} = \frac{19,100 \text{ kg}}{13,997 \text{ lbs}} = 1365 \text{ kg/m}^3$$

## 22.- RESUMEN DE DATOS.

Los resultados de las pruebas, por comodidad, pueden resumirse en un cuadro que tenga la forma siguiente:

CONCEPTO	CEMENTO (%)	ARENA (%)	GRAVA (%)
Volumen de líquido		2.41	
Tamaño máximo de agregado			1"
% de absorción		5.24	5.76
% de humedad			
Densidad	3.09	2.43	2.27
Peso volumétrico		1522	1365

FIG. 11.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

## RELACION GRAVA-ARENA.

## 23.- PESO VOLUMETRICO MAXIMO (CAJONIZA). MEDIDA DIRECTA.

En los métodos o procedimientos para proporcionar un concreto, se parte del principio de utilizar una mezcla de agregados (grava y arena) que tenga el mayor peso por unidad de volumen, esto es, una mezcla que posea el menor volumen de vacíos o huecos intergranulares que serán llenados con lechada de --

cemento y agua. Se supone, lógicamente, que debe obtenerse el concreto más económico por requerir la menor cantidad posible de cemento, que es el ingrediente de mayor costo en el concreto.

Así pues, otros datos muy importantes para el diseño de una mezcla de concreto, son las cantidades en que los diferentes tamaños de agregado deben intervenir, esto es, la proporción en que deben entrar para obtener una mezcla de ellos con el mismo peso volumétrico. Existen diversos procedimientos para obtener la relación grava-arena óptima, pero empezaremos por describir el directo que se usa en la S.R.H. Para ello deberá tenerse preparado bastante material clasificado para hacer las revolturas. El tamaño del molde en que se determinará el peso volumétrico, depende del tamaño máximo del agregado que se trate; en los laboratorios de la S.R.H., se usan moldes de madera con las dimensiones aproximadas que se indican en la fig. 12 y cuya forma se observa en la Fig. 13.

TAMAÑO MAX.	DIMENSIONES DEL CAJÓN	ADICIÓN	VOLUMEN APROXIMADO
1½"	24 x 24 x 24 cm	10 cm	13.8 litros
3"	30.5 x 30.5 x 30.5 cm	18.5 cm	29.1 "
6"	45 x 45 x 45 cm	25 cm	81.2 "

FIG. 12.- CAJONES PARA DETERMINACION DE PESOS VOLUMETRICOS.

Procediendo con un cierto orden, se ensayan primero a las gravas de tamaños 1a y 1b para conocer las cantidades de cada una que mezcladas dan el peso volumétrico máximo. A continuación se toma una cierta cantidad de esta mezcla proporcionada para ensayar con la grava número 2, con el mismo fin y procediendo así sucesivamente. Por último, la revoltura de las distintas gravas en sus correspondientes porcentajes encontrados se ensaya con la arena para obtener, finalmente, el porcentaje de cemento del material inerte. Es precisamente la relación grava-arena (C/A).

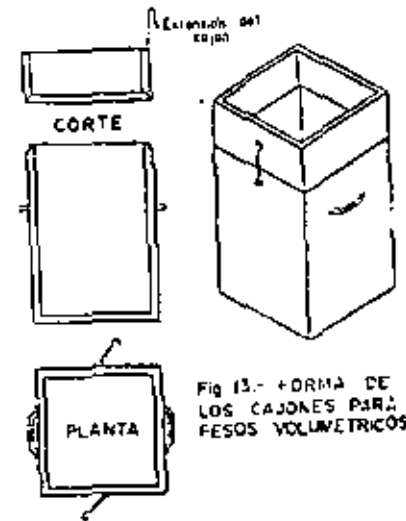


Fig. 13.- FORMA DE LOS CAJONES PARA PESOS VOLUMETRICOS.

En nuestro caso se empieza obteniendo separadamente los pesos volumétricos máximos tanto de la grava 1a, como de la grava 1b; para ello se toma el cajón de 13.5 litros de capacidad para llenarlo con dos capas de material, debiendo recibir diez golpes de compactación en el apoyo por cada capa de material que se va colocando. Para cada golpe el molde o cajón se inclina, levantando a diez centímetros la orilla opuesta de la base, impulsándolo después a golpear contra el plano de apoyo, debiendo quedar finalmente distribuido dos cinco golpes en cada uno de los dos lados opuestos del cajón.

Al terminar la operación indicada, se quita la adición, se enrasa el molde sin presionar el material y se procede a pesarlo; al peso obtenido se le resta la tara para obtener el peso neto del material compactado, que dividido entre el volumen del molde dará el peso volumétrico.

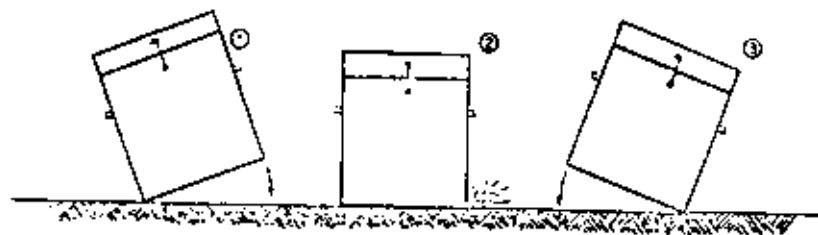


FIG. 14- SECUENCIA DE COMPACTACION

Como se ve en los registros (Anexos números 1, 2 y 3), las proporciones de los diferentes tamaños de grava que se mezclan se hacen variar de 20% a 5% de una a otra observación y como el volumen del molde es constante no es necesario calcular el peso volumétrico para saber cual será el máximo; basta conocer el peso máximo y algunas observaciones más antes y después del mismo para poder dibujar en una gráfica la ley de variación.

En el Anexo número 1, se determinó que el peso volumétrico máximo de las gravas 1a y 1b, se obtiene con una mezcla Grava 1b/grava = 1.38, es decir con un 35% de la grava 1a y un 65% de la grava 1b.

En el Anexo número 2, se observó que con 47.5% de grava número 1 y 52.5% de grava número 2 (relación: grava 2/grava 1 = 1.11) se obtiene el peso volumétrico máximo entre estos materiales.

En el Anexo número 3, se concluyó que con un 55% de arena y un 45% de la mezcla de gravas 1 y 2, se obtiene el peso volumétrico óptimo de los agregados correspondiendo a una relación grava-arena igual a 0.82.

SRI

## IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

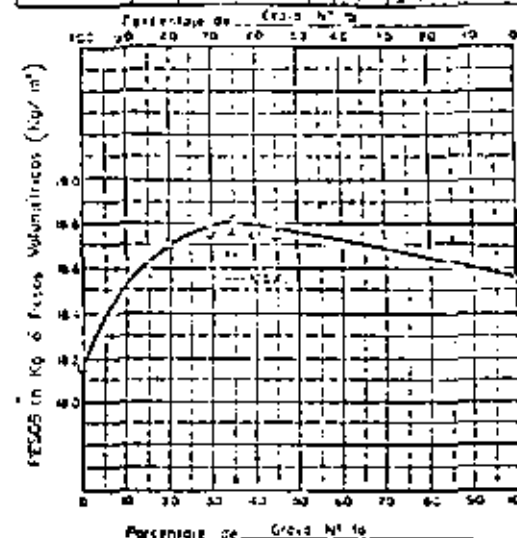
### DIRECCION DE PEQUEÑA IRRIGACION

### DEPARTAMENTO DE AYUDANTIA TECNICA

#### PESOS VOLUMETRICOS

Obra: Empre. Ajustado Banco: N.º 1 del 2.º  
 50 % Grava 1a = 24.0 Kg. 100 % Grava 1b = 20.0 Kg. % Grava 1 = \_\_\_\_\_ Kg  
 % Grava 2 = \_\_\_\_\_ Kg % Arena = \_\_\_\_\_ Kg  
 Peso del recipiente = 4.42 Kg Volumen de recipiente = 3.217 lit

Grava N.º 1a	%	Grava N.º 1b	%	Agregados	Peso	Peso lit.
24.000	100	0	0	1.350	9.100	
22.000	92	2.000	10	1.350	9.100	
20.000	83	4.000	20	1.350	9.100	
18.000	75	6.000	30	1.350	9.100	
16.000	67	8.000	40	1.350	9.100	
14.000	58	10.000	50	1.350	9.100	
12.000	50	12.000	60	1.350	9.100	
10.000	42	14.000	70	1.350	9.100	
8.000	33	16.000	80	1.350	9.100	
6.000	25	18.000	90	1.350	9.100	
4.000	17	20.000	100	1.350	9.100	
2.000	8	22.000	100	1.350	9.100	
0	0	24.000	100	1.350	9.100	



#### RESULTADO:

Grava 1a = 35%

Grava 1b = 65%

Grava 1 =

Grava 2 =

Grava 1 y 2 =

Arena =

Relación  $\frac{1.11}{0.82} = 1.38$ 

Operador: \_\_\_\_\_

Fecha: \_\_\_\_\_

OBSERVACION: \_\_\_\_\_





# IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

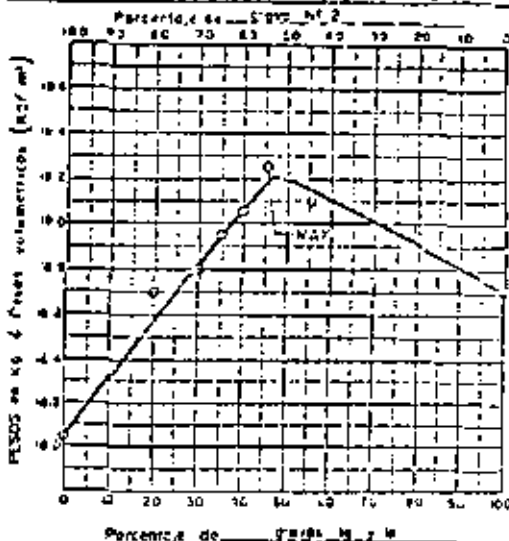
## DIRECCION DE PEQUEÑA IRRIGACION

### DEPARTAMENTO DE AYUDANTIA TECNICA

#### PESOS VOLUMETRICOS

Obra: Ejemplo ilustrado Banco: Mina del D.F.  
 25 % Grava 1a = 8,250 Kg; 65 % Grava 1b = 8,250 Kg; 10 % Grava 1 = 25,000 Kg  
 100 % Grava 2 = 25,000 Kg; % Arena = \_\_\_\_\_ Kg  
 Peso del recipiente = 4.40 Kg Volumen del recipiente = 25.00 lts

Grava 2	%	Grava 1	%	Agrados	Peso	Peso Vol
25,000	100	0	0	0	25,000	
20,000	80	5,250	21	2,350	18,750	
15,000	60	10,250	41	2,400	14,850	
10,000	40	15,250	61	2,450	10,950	
5,000	20	20,250	81	2,500	7,050	
0	0	25,000	100	2,550	3,150	
19,455	78	5,545	22	0	19,000	
14,910	59	10,090	40	0	14,460	
10,365	41	15,045	60	0	10,015	
5,820	23	20,180	80	0	5,580	
1,275	5	23,725	95	0	1,275	
0	0	25,000	100	0	0	
19,700	78	5,300	21	0	19,700	



OBSERVACION: \_\_\_\_\_

ANEXO N.º 2



# IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

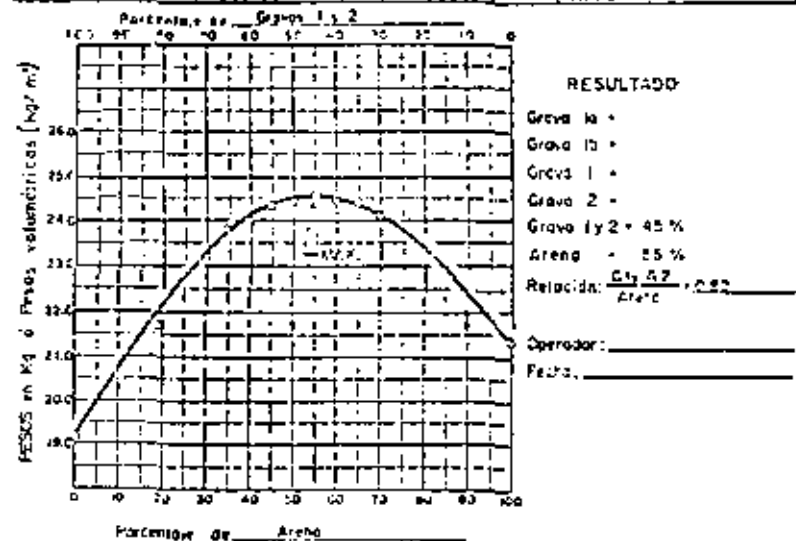
## DIRECCION DE PEQUEÑA IRRIGACION

### DEPARTAMENTO DE AYUDANTIA TECNICA

#### PESOS VOLUMETRICOS

Obra: Ejemplo ilustrado Banco: Mina del D.F.  
 25 % Grava 1a = 8,155 Kg; 65 % Grava 1b = 7,215 Kg; 47.5 % Grava 1 = 11,875 Kg  
 52.5 % Grava 2 = 13,125 Kg; 100 % Arena = 25,000 Kg  
 Peso del recipiente = 4.40 Kg Volumen del recipiente = 25.00 lts

Grava 1 y 2	%	Arena	%	Agrados	Peso (kg)	Peso (kg/m³)
25,000	100	0	0	0	25,000	
20,000	80	5,000	20	0	21,000	
15,000	60	10,000	40	0	17,500	
10,000	40	15,000	60	0	14,500	
5,000	20	20,000	80	0	11,500	
0	0	25,000	100	0	7,500	
19,455	78	5,545	22	0	19,000	
14,910	59	10,090	40	0	14,460	
10,365	41	15,045	60	0	10,015	
5,820	23	20,180	80	0	5,580	
1,275	5	23,725	95	0	1,275	
0	0	25,000	100	0	0	
19,700	78	5,300	21	0	19,700	



OBSERVACION: \_\_\_\_\_

ANEXO N.º 3

### PROPORCIONAMIENTO DEL CONCRETO.

#### 24.- DATOS Y NOMENCLATURA.

Se ha obtenido una relación grava-arena ( $g/a$ ) = 0.82 - por el método directo de los pesos volumétricos máximos ("cajoniza"), relación que se considera "óptima" y que se hará intervenir como punto de partida en los dos siguientes procedimientos para proporcionar mezclas de concreto.

Usaremos grava con tamaño máximo de 38.1 mm ( $1\frac{1}{2}$ "), cemento Tolteca Mixcoac Tipo I (densidad = 3.09), relación agua-cemento (A/C) de 0.70 y revenimiento de 7 cm.

Trataremos de obtener un concreto que proporcione una resistencia a la compresión simple ( $f_c^1$ ) igual a  $140 \text{ kg/cm}^2$  a los 28 días de elaborado (edad) y conservado en un medio húmedo (curado).

#### 24.1.- NOMENCLATURA.

A	= agua	A/c	= relación agua-cemento
a	= arena		
c	= cemento	g/a	= relación grava-arena
g	= grava		
G	= grava	V	= volumen
$d_a$	= densidad de la arena		
$d_g$	= densidad de la grava	$V_{(a+g)}$	= volumen de la arena y la grava
$\%a$	= porcentaje de la arena		
$\%g$	= porcentaje de la grava	$f_c^1$	= resistencia del concreto a la compresión a los 28 días de edad.

#### 25.- PROPORCION BASE POR CANTIDAD DE CEMENTO.

En el primero de los procedimientos, basado en la experiencia del operador, se fija la cantidad aproximada de cemento requerida para un metro cúbico de concreto, y con la proporción deducida se efectúa un "concreto de prueba", en el cual se hacen los ajustes necesarios para alcanzar las características y resistencia deseadas.

Supongamos que para la resistencia de  $140 \text{ kg/cm}^2$  se necesitan 180 kg de cemento por metro cúbico de concreto. En virtud de que se fija la relación agua-cemento, se puede conocer la cantidad de agua que debe emplearse. Si al volumen de un metro cúbico de concreto se le restan los volúmenes absolutos del cemento y del agua, quedará determinado el volumen de los agregados. En función de este volumen de agregados se calculará el peso de la arena, y con la relación grava-arena que ya se conoce se determina el peso de los agregados gruesos.

Procediendo en la forma indicada, se tiene:

$$\text{Vol. cemento} = \frac{\text{Peso del cemento}}{\text{Densidad cemento}} = \frac{180}{3.09} = 58 \text{ litros}$$

$$\text{y como } \frac{A}{c} = 0.70 \text{ resulta que el peso o volumen del agua es:}$$

$$A = 0.70c = 0.70 \times 180 = 126 \text{ litros}$$

$$\text{Vol. (cemento + agua)} = 58 + 126 = 184 \text{ litros}$$

resultando que:

$$\text{Vol. de los agregados} = 1000 - 184 = 816 \text{ lt/m}^3 \text{ concreto}$$

El peso de la arena se obtiene con la siguiente fórmula:

$$a = \frac{V_{(a+g)} \cdot d_g \cdot d_a}{d_a + d_g \left(\frac{g}{a}\right)}$$

esto es:

$$\text{Peso de la arena (a)} = \frac{816 (2.43) (2.27)}{2.27 + 2.43 (0.82)} = 1055 \text{ kg}$$

y como  $\frac{p}{v} = 0.92$  se tiene que el peso de --  
 la grava es  $(g) = 0.92a$   
 peso de la grava  $(g) = 0.92 (1050)$   
 o sea  $(g) = 860 \text{ kg}$

Así, se tiene que:

$$\text{Vol. de la arena} = \frac{\text{Peso de la arena}}{\text{Densidad de la arena}} = \frac{1050}{2.45} = 428 \text{ lt}$$

$$\text{Vol. de la grava} = \frac{\text{Peso de la grava}}{\text{Densidad de la grava}} = \frac{860}{2.75} = 312 \text{ lt}$$

y finalmente, como comprobación de las operaciones, la suma de los volúmenes debe dar 1 000 litros.

Con los pesos de los materiales:

Cemento = 100 kg.

arena = 1050 kg.

grava = 860 kg.

se obtiene el proporcionamiento dividiendo dichos pesos entre el peso del cemento:

Cemento : arena : grava  
 1 : 5.85 : 4.81

y como los porcentajes en que intervienen las gravas son:

grava N° 1a = 16.0 %

grava N° 1b = 30.0 %

grava N° 2 = 52.5 %

la proporción base será:

cemento : arena : grava 1a : grava 1b : grava 2  
 1 : 5.85 : 0.93 : 1.57 : 2.52

y como en el campo se utiliza la grava N° 1 en lugar de la 1a y 1b, en este caso la proporción base, es:

cemento : arena : grava 1 : grava 2  
 1 : 5.85 : 2.28 : 2.52

## 26.- CORRECCIONES.

En el cálculo de una proporción base se considera que los agregados pétreos se encuentran en estado saturado y superficialmente seco. Así que para la preparación de un concreto de prueba, es necesario conocer la humedad de los materiales y su absorción. Como en el campo los agregados se pesan en el estado húmedo en que se encuentran, se debe calcular el peso del agua que llevan y agregar un peso igual del mismo material, pero a la vez, esta cantidad de agua que ya contiene el material deberá restarse del agua calculada para conservar la relación agua-cemento, que es lo que nos rige la resistencia del concreto.

En cuanto a la absorción, como las características de los agregados se han determinado en estado húmedo y superficialmente seco, se trata de cierta cantidad de agua que penetra en los materiales y que no interviene en la reacción del cemento, por lo tanto, esta cantidad de agua se deberá añadir a la anteriormente calculada, pero al mismo tiempo se deberá restar un peso igual del material que se trate. En el cuadro siguiente (Fig. 15), se indican las operaciones con sus respectivos signos.

PROPORCIÓN BASE (1)	CANTIDADES INICIALES (kg)	HUMEDAD		ABSORCIÓN		CANTIDADES CORREGIDAS
		%	AGREGADOS	%	AGREGADOS	
CEMENTO = 1.00	3.500					3.500
ARENA = 5.85	20.320	1.24	+ 299	3.24	- 1078	19.901
GRAVA 1a = 0.93	2.830	0.93	+ 78	2.76	- 147	2.565
GRAVA 1b = 1.48	5.180	0.87	+ 45	2.76	- 299	4.927
GRAVA 2 = 2.52	8.820	0.65	+ 57	2.76	- 328	8.549
AGUA = 0.72			- 127		+ 2040	5.346

FIG. 15.- CORRECCIONES POR HUMEDAD Y ABSORCIÓN DE LOS AGREGADOS

En la columna (1) se registra la proporción base obtenida. En la columna (2) se anotan las cantidades que se requieren de material para un cierto volumen de concreto de prueba. Estas cantidades corresponden a material en estado saturado y superficialmente seco, pero como los agregados disponibles no se encuentran en esas condiciones, se deben corregir por humedad y por absorción.

En la columna (3) se ha anotado la cantidad de humedad que tuvieron los agregados en el momento de hacer el concreto de prueba, medida mediante secado. En la columna (4) se consigna la cantidad de humedad o agua que tiene el material pesado (2) según la proporción base. En la columna (5) se registran las capacidades de absorción de agua en los agregados, que fueron determinadas con anterioridad. En la columna (6) se anotan las cantidades de agua que necesitaban los agregados (2) para quedar en la condición de saturados y superficialmente secos, siempre y cuando los agregados (2) estuvieran totalmente secos.

En la columna (7) se colocan las cantidades corregidas por humedad y absorción para conservar la proporción base.

La cantidad de concreto preparado era el necesario para elaborar tres cilindros de prueba y en virtud de que el aspecto de la revoltura acababa estar muy seco se hicieron las siguientes adiciones de lechada conservando la relación agua-cemento.

$$\begin{aligned} \text{cemento} &= 2.000 \text{ kg} \\ & \quad \quad \quad \text{a/c} = 0.70 \\ \text{agua} &= 1.400 \text{ lt} \end{aligned}$$

y en estas condiciones se obtuvo un revenimiento de 6.5 cm.

26.11.- CÁLCULO DEL CONSUMO DE CEMENTO (MEZCLA FINAL).- En el cuadro de la Fig. 16 se indican las nuevas cantidades corregidas (2) que resultan de sumar el cemento y el agua a las consideradas inicialmente en la Fig. 15 y que se alteraron por la adición de lechada; de ellas se obtuvo la correcta proporción en peso (3) dividiendo dichas cantidades entre el peso del cemento.

MATERIAL	CANTIDADES PROPORCION CORREGIDAS EN PESO		DENSIDADES VOLUMEN ABSOLUTO	
	(2)	(3)	(4)	(5)
CEMENTO	5.500	1.00	3.09	0.504
ARENA	20.580	3.74	2.43	1.525
GRAVA	16.800	3.00	2.27	1.348
AGUA	3.850	0.70	1.00	0.700
Volumen de concreto por cada kilogramo de cemento = 3.91				

FIG. 16.- PROPORCIÓN FINAL Y CANTIDAD DE CONCRETO POR KILOGRAMO DE CEMENTO

Al dividir la proporción correcta entre las correspondientes densidades (4) de los materiales, se obtiene el volumen absoluto (5) requerido por un kilogramo de cemento, y sumando estos volúmenes se obtiene el volumen de concreto que se puede elaborar con un kilogramo de cemento.

Para conocer la cantidad de cemento que se necesita para hacer un metro cúbico de concreto, se hace la siguiente proporción aritmética:

$$\frac{1 \text{ kg de cemento}}{3.91 \text{ lt de concreto}} = \frac{X \text{ kg de cemento}}{1.000 \text{ lt de concreto}}$$

en donde X es el consumo de cemento por m<sup>3</sup> de concreto, y resulta:

$$X = \frac{1.000}{3.91} = 256 \text{ kg}$$

24.2.- **COMPLEMENTACION DEL CEMENTO FONDS.** - Partiendo de una cantidad de 256 kg de cemento, que es el consumo por metro cúbico de concreto, se calculan los volúmenes en litros de todos los materiales integrantes del concreto y su suma debe ser igual a 1 000. Así:

$$\text{Volumen del cemento} = \frac{256}{3.15} = 81 \text{ lt.}$$

$$\text{Volumen del agua} = 0.20(256) = 51 \text{ lt.}$$

$$\text{Vol. del cemento y del agua} = (81 + 51) = 132 \text{ lt.}$$

$$\text{Vol. de arena y grava} = 100 - 132 = 68 \text{ lt.}$$

$$\text{Peso de la arena (a)} = \frac{V(a - g) \cdot d_a \cdot t_a}{\frac{V}{g} - \frac{V}{a} \left(\frac{d_a}{d_g}\right)}$$

$$= \frac{256(1.017) \cdot 2.67}{2.07 - 2.67(0.82)} = 956 \text{ kg.}$$

como  $\frac{g}{a} = 0.82$  resulta que el peso de la grava  $g = 0.82a$ , - - esto es:

$$\text{peso de la grava (g)} = 0.82(956) = 784 \text{ kg.}$$

$$\text{volumen de la arena} = \frac{956}{2.67} = 358 \text{ lt.}$$

$$\text{volumen de la grava} = \frac{784}{2.35} = 334 \text{ lt.}$$

y finalmente se tiene:

$$\begin{array}{ccccccc} \text{cemento} & \text{agua} & \text{arena} & \text{grava} & & & \\ 256 & + 51 & + 358 & + 334 & & & = 1000 \text{ lt.} \end{array}$$

24.3.- **PROPORCIÓN DETALLADA.** - En el último cuadro se obtuvo la siguiente proporción en peso:

$$\begin{array}{cccc} \text{Cemento} & \text{arena} & \text{grava} & \text{A/C} \\ 1 & : 1.71 & : 3.06 & 0.70 \end{array}$$

y como la distribución del agregado grueso es en 10.0% de la grava 1a, 30.9% de grava 1b y 59.1% de grava 2, la proporción detallada será:

cemento	arena	grava 1a	grava 1b	grava 2	A/C
1	: 1.71	: 0.51	: 0.95	: 1.61	0.70

NOTA.- Con este proporcionamiento se hicieron 3 cilindros de prueba y los resultados fueron los siguientes:

$$\text{Cilindro N° 59 - L - 145 - a los 7 días - } 101.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cilindro N° 59 - L - 146 - a los 28 días - } 157.3 \text{ "}$$

$$\text{Cilindro N° 59 - L - 147 - a los 28 días - } 156.6 \text{ "}$$

La resistencia del cilindro probado a los 7 días es - - aproximadamente igual a 2/3 de la resistencia del cilindro probado a los 28 días.

24.4.- **CORRECCION DEL REVENIMIENTO.** - En el concreto de prueba del ejemplo desarrollado se notó sequedad en la revolutura y se hizo una adición de lechada, con lo que prácticamente se aumentó el revenimiento que indudablemente hubiera sido mayor y aumentó también el consumo de cemento. Si nos ponemos en el caso en que el revenimiento hubiera sido mucho mayor que el deseado, entonces, para disminuirlo se agregan materiales inertes, pero siempre conservando la relación grava-arena y usando la misma relación agua-cemento, la cantidad de arena y grava - - que se adiciona a las cantidades iniciales, en un tanto, es la correspondiente a 1 kg de cemento según la proporción base, como se ve en el segundo reacción del cuadro de la Fig. 17, donde se adiciona arena y gravas para obtener las cantidades corregidas, de donde se obtiene la nueva proporción base.

CONCEPTO	L	g	Gr.1a	Gr.1b	Gr.2	AGUA
CANTIDADES INICIALES	3 000	20 500	2 000	5 183	8 870	7 400
PROPORCIÓN BASE (CEN. Y ARENA)	1.000	7.167	2.000	1.483	2.870	2.467
CANTIDADES CORREGIDAS	3 700	26 400	3 000	6 000	11 140	7 400
INCREM. PROPORCIÓN	700	5 900	1 000	1 400	2 270	0 000
DENSIDADES	3 000	2 400	4 270	2 270	2 270	1 000
VOLUMEN DE LOS MATERIALES	1 233	1 117	0 694	0 837	1 427	0 760

FIG. 17.- CORRECCION POR ADICION DE AGREGADOS

CONCEPTO	C	S	A	G	Gr.1	Gr.2	AGUA
CANTIDADES CORREGIDAS	3120	11597	2143	4727	3.311	3.968	
CANTIDADES POR 1000	1000	3684	687	1487	1.059	1.251	
AGREGADOS PARA CORRIGIR	1500	2757	1410	3725	10.710	1.300	

FIG. 18.- CORRECCION DEL REVENIMIENTO POR ADICION DE AGREGADOS

De este último cuadro (Fig. 17) resulta que:

Volúmen concreto:

$$x \text{ kg de c.} = 0.326 = 3.111 + 0.254 + 0.357 + 1.427 + 0.700 \\ = 6.355 \text{ litros de concreto/kg de c.}$$

Luego, consumo de cemento:

$$= \frac{1700}{0.633} = 2685 \text{ kg/m}^3 \text{ de concreto}$$

La nueva proporción base es la que otorga el litro — torio al campo y las nuevas cantidades corregidas deberán ajustarse por humedad y absorción de los materiales como se hizo anteriormente. Puede procederse directamente con las cantidades corregidas (obtenidas anteriormente en col. 7-Fig 15), que son los pesos de los materiales que entrarán a la revolvedora para el concreto de prueba, de donde se deducen los consumos de arena y grava por kg de c, ya corregidas por humedad y absorción, y que se suman a las cantidades corregidas para el ajuste del revenimiento.

26.5.- OBSERVACION.- Hemos visto que al conservar la relación agua-cemento y hacer adiciones de lechada para aumentar el revenimiento, el consumo de cemento aumentó de 130 kg a 256 kg y con ello se presenta un aumento en la resistencia del concreto.

Cuando se trató de disminuir el revenimiento agregando materiales inertes, se observó que el consumo de cemento bajó — de 130 kg a 116 kg y con ello se presenta una disminución de la resistencia del concreto.

Si la resistencia del concreto de prueba resulta su — blevada, en estos casos se toma una relación agua-cemento mayor para bajar al mismo tiempo el consumo de cemento. Cuando se desea que no disminuya la resistencia se procura lograr originalmente un concreto seco para tener lugar a las adiciones de la — chada.

#### 27.- EFECTOS DE LA HUMEDAD SUPERFICIAL.

Dada la importancia de la corrección a los materiales — por humedad superficial, conviene insistir en el conocimiento — de la influencia que tiene en la calidad del concreto.

Si la grava y la arena se emplearan siempre en estado — de humedad natural y superficialmente seca en la elaboración de los concretos, se obtendría una mayor uniformidad en la re — sistencia. Se ha observado que cuando los agregados tienen algo de humedad superficial el concreto correspondiente resulta con mayor resistencia en comparación con el concreto elaborado con materiales secos, en la misma proporción. Esto se debe a que — cuando están secos los agregados se debe emplear una cantidad — de agua adicional necesaria para compensar la absorción, aparte de la requerida para cumplir con la relación agua-cemento del — proporcionalmento; pero como la absorción no se verifica instan — táneamente, ya que requiere 24 hrs, y a veces hasta 48 hrs, el — fraguado del concreto se presenta en presencia de una cantidad — de agua mayor, de acuerdo con el valor de la absorción, en un — lapso de aproximadamente 5 hrs, quedando finalmente un concreto con una relación agua-cemento mayor que la pretendida.

Según lo anterior, es preferible fabricar los concretos con agregados que tengan compensada la absorción o con agua de humedad superficial. Es necesario conocer la humedad superficial para poder calcular la cantidad de agua que ya contienen los materiales, para disminuir el agua que se empleará en la lechada de cemento. Todo lo anterior se hace dentro del control de calidad, cuando se trata rigurosamente de aplicar correctamente un mismo proporcionalmente de concreto, considerando la variación de la humedad en los materiales, para obtener la mayor uniformidad posible en la resistencia resultante en cualquier momento de la producción del concreto.

La determinación de la humedad se hace en el campo, y tanto en la arena como en la grava se procede en igual forma. Los laboratorios de campo deben obtener diariamente la humedad total del material, tal como se encuentra en el banco y aplicarla diferencia con la absorción como corrección a la cantidad de agua deducida de la proporción base.

Para la determinación de la humedad superficial en la arena, se toma una muestra de 500 gr de material, ya sea grava o arena en las condiciones del banco, procediendo a secarla totalmente en una hornilla o parrilla, sin dejar de remover constantemente el material. Después se vuelve a pesar para conocer la cantidad de agua perdida por la muestra, expresando la humedad en porcentaje del peso seco. Así, el contenido de humedad en la muestra de material es:

$$\% \text{ humedad} = \frac{\text{Peso original} - \text{peso seco}}{\text{peso seco}} \cdot 100$$

## 15.- PROPORCIÓN BASE POR MEDIO DE VACÍOS.

El segundo de los procedimientos para proporcionar un concreto, denominado "por vacíos", se apoya en la determinación del volumen de los huecos intergranulares en un metro cúbico de mezcla grava-arena con peso volumétrico máximo, volumen que debe ser rellenado con un volumen igual de lechada agua-cemento con una relación dada. Se trata de una variante del método anterior,

pero con la misma relación grava-arena óptica.

Primero se determina la densidad media de los agregados grava y arena para la proporción en que dan el peso volumétrico máximo (rajoniza). Con esta densidad media (D.M.) y el peso volumétrico máximo se obtiene el volumen "absoluto" de un metro cúbico de agregados gruesos. La diferencia entre el metro cúbico y ese volumen absoluto indica la cantidad de vacíos a la cantidad de lechada que debe emplearse por metro cúbico.

Con el volumen de la lechada, con las densidades de los agregados y con la relación agua-cemento, se llega a obtener el peso de cemento por  $m^3$  de concreto.

Estamos suponiendo los siguientes datos: Relación g/a = 0,82, en la que interviene un 55% de arena (A) y un 45% de grava (G), resultante de la "rajoniza".

La arena y la grava mezcladas en la proporción citada dan un peso volumétrico máximo de  $1.754 \text{ kg/m}^3$ . Se conservan los datos del ejemplo anterior, en donde: Densidad de la arena ( $d_a$ ) = 2,43 y Densidad de la grava ( $d_g$ ) = 2,27.

Para obtener la densidad media de la mezcla de estos materiales se usa la siguiente fórmula, deducida según las reglas de aligación o de mezclas:

$$\text{Densidad media (D.M.)} = \frac{d_a (\%a) + d_g (\%g)}{100}$$

en la que substituyendo valores resulta:

$$D.M. = \frac{2,43 (55) + 2,27 (45)}{100} = 2,36$$

Luego:

$$\text{Vol. agregados}/m^3 = \frac{\text{Peso volumétrico máx.}}{\text{Densidad media (D.M.)}} = \frac{1.754}{2,36} = 743 \text{ lt}$$

El volumen que falta para completar el metro cúbico es el de vacíos que será llenado con lechada de cemento, esto es:

$$\text{Volumen de lechada} = 1.000 - 743 = 257 \text{ litros.}$$

El volumen de cemento se determina con la expresión:

$$\text{Vol. cemento (lc)} = \frac{\text{Vol. agregados}}{1 + \frac{2.17}{0.70(1.65)}} = 81 \text{ lt}$$

Como el peso del cemento por  $\text{m}^3 = \text{Vc} \times \text{densidad del cemento}$ , resulta:

$$\text{Consumo cemento por } \text{m}^3 = 81 (2.00) = 250 \text{ kg}$$

Finalmente, los pesos de los agregados por  $\text{m}^3$ , son:

$$\text{Peso de la arena = P.V.} \times \text{Va} = 1.754 \times 0.55 = 965 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso de la grava = P.V.} \times \text{Vg} = 1.754 \times 0.45 = 789 \text{ kg/m}^3$$

Para obtener la proporción se dividen los pesos de los materiales entre el peso del cemento:

cemento	arena	grava
1	3.80	3.20

en que la grava se puede descomponer en las gravas menores en piezas.

Comprobación por volumen:

Cemento	= $\frac{250}{2.00}$	= 81 litros
Arena	= $\frac{965}{2.41}$	= 397 "
Grava	= $\frac{789}{2.17}$	= 362 "
Agua	= 250 (0.70)	= 175 "
SUMA:		1 000 litros

## 19.- RELACION AGUA-CEMENTO.

Muchos laboratoristas saben por experiencia la relación agua-cemento que deben emplear para obtener la resistencia requerida en el concreto y que varía de acuerdo con la marca — del cemento, aun cuando se trate de un mismo tipo. Considerando la utilidad que representa para los procedimientos de proporciónamiento que se han visto, a continuación se da una tabla, en la Fig. 19, en la que se citan los diferentes valores que puede

tener la relación agua-cemento para una misma resistencia, y se proporciona en la Fig. 20 una relación con las densidades nominales de los diferentes cementos usuales, observadas en el transcurso de 1969.

$f_c^1$ en $\text{kg/cm}^2$	Relación A/C
100	0.50 a 1.00
140	0.65 a 0.80
210	0.50 a 0.65

Fig. 19 - Relación A/C y Resistencia

MARCA DE CEMENTO	TIPO	DENSIDAD
Atoyac-Puebla.	I	3.11
Maya-Yucatán	I	3.05
Victoria-Marmol, Sin.	I	3.06
Tolteca, Hgo.	I	3.12
Anahuac-Méx.	I	3.06
Mexicano-Monterrey	I	3.10
Pico de Orizaba, Ver.	I	3.14
Cuauhtémoc-Monterrey	II	3.10
Cruz Azul-Lagunas, Oax.	II	3.15
Del Bajío-León	II	3.16
Cruz Azul-Jasco, Hgo.	II	3.09
Cruz Azul-Lagunas, Oax.	II	3.12-3.15
Anahuac-Tampín.	II	3.10
Apasco, Jasco, Hgo.	II	3.16
El Gallo-Ensenada, B.C.	Puzolánico	2.99
Mojonera-Guadalupe	"	2.90-3.00
Centenario-El Fuerte, Sin.	"	2.87-2.91
La Campana-Hermosillo.	"	2.95
Moctezuma, Mor.	"	3.14
Del Norte-Atlante-N.I.	Escoria A.H.	2.94
Sup. Mortero Tolteca		2.82
Plastic Mortero		2.52
Nat. Puzolánico		2.42

Fig. 20 - Densidad media en los cementos.



## 30.- PROPORCIÓN BASE POR MEDIO DE GRÁFICAS.

Los métodos de proporcionalización de concreto que implican el uso de gráficas, tablas y nomogramas, pueden ser muy útiles y también reducir un consumo más elevado de cemento. Sólo se recomienda hacer uso de ellos para los casos en que el volumen de concreto por utilizar sea pequeño o cuando no se disponga de elementos para hacer una determinación directa de la relación g/a, que es el punto inicial de los procedimientos de diseño de mezcla de concreto que se han visto. Con este antecedente se cita el siguiente ejemplo.

## 30.1.- EJEMPLO:

Se pretende un concreto para resistencia a la compresión de  $140 \text{ kg/cm}^2$  usando agregado angular con tamaño máximo de  $35 \text{ mm}$  ( $1\frac{1}{2}''$ ).

Datos complementarios:

Densidad arena ( $d_a$ ) = 2.43; Densidad grava ( $d_g$ ) = 2.27  
 Absorción arena (%) = 5.24; Absorción grava (%) = 5.76  
 Módulo finura arena = 2.41; Relación A/c = 0.70

Cemento Portland Mixeuse Tipo 1.

En primer lugar se obtiene la Relación grava-arena en volumen absoluto ( $g'/a'$ ) de la Gráfica N° 2, en función de la forma del material que se dispone y del módulo de finura de la arena. En nuestro caso, tratándose de agregado angular, en la Gráfica N° 2, para tamaño máximo de  $1\frac{1}{2}''$  y Módulo de Finura de 2.41, se obtiene  $g'/a' = 1.41$ .

En este caso no se usa la gráfica N° 1, que se refiere a los agregados de forma redondeada.

Para conocer la cantidad de agua que se requiere por cada  $\text{m}^3$  de concreto, se usa la Gráfica N° 3, a la cual se entra en el eje horizontal con la Relación  $g'/a' = 1.41$  y de ese punto se lleva una referencia hasta interceptar la línea característica de la forma de Agregado y su tamaño máximo. Proyectando

dicha intersección hacia el eje vertical se llega al valor de la cantidad de agua que se necesita para cada  $\text{m}^3$  de concreto. Así se obtuvo:  $A = 187$  Litros.

El nomograma de la Gráfica N° 4 nos da a conocer el volumen absoluto de mezcla de arena y grava necesario por cada kg de cemento, esto es ( $a' + g'$ ), y al mismo tiempo el consumo de cemento en kg por  $\text{m}^3$  de concreto (c); se entra a la gráfica con las cantidades conocidas:  $A/c = 0.70$  y  $A = 187$  litros que unidas por una línea que al ser prolongada hacia la derecha corta los ejes respectivos en los valores que se buscan. En la Gráfica N° 4, la línea de referencia nos indica los siguientes valores:

En el eje V: Volumen total de agregados (litros) por kg de cemento ( $a' + g'$ ) = 2.71

En el eje  $C_c$ : Consumo de cemento por  $\text{m}^3$  de concreto (c) = 167 kg.

Con los valores de  $g'/a'$  y  $a' + g'$  se establece un sistema de 2 ecuaciones con 2 incógnitas, cuya solución nos indica los volúmenes separados de la arena ( $a'$ ) y de la grava ( $g'$ ):

$$a' = \frac{a' + g'}{1 + \frac{g'}{a'}} = \frac{2.71}{1 + 1.41} = 1.12 \text{ litros/kg de cemento.}$$

$$g' = \frac{(a' + g') \frac{g'}{a'}}{1 + \frac{g'}{a'}} = \frac{2.71 (1.41)}{1 + 1.41} = 1.59 \text{ lt/kg de cemento.}$$

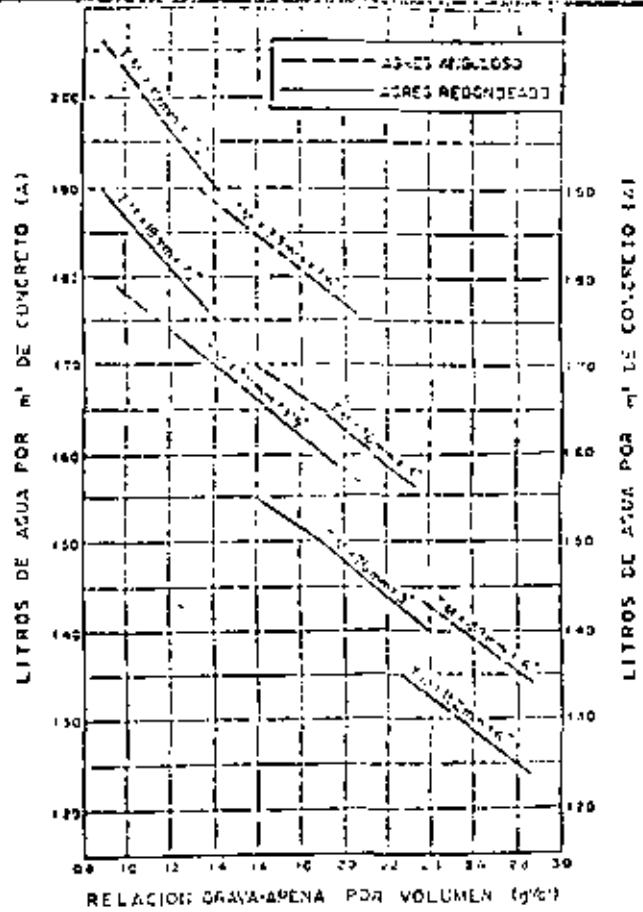
El peso de los materiales, grava y arena, por cada kg de cemento, se obtiene multiplicando su volumen por la densidad respectiva:

$$\text{Arena (a)} = a' d_a = 1.12 (2.43) = 2.72 \text{ kg/kg de c.}$$

$$\text{Grava (g)} = g' d_g = 1.59 (2.27) = 3.61 \text{ kg/kg de c.}$$

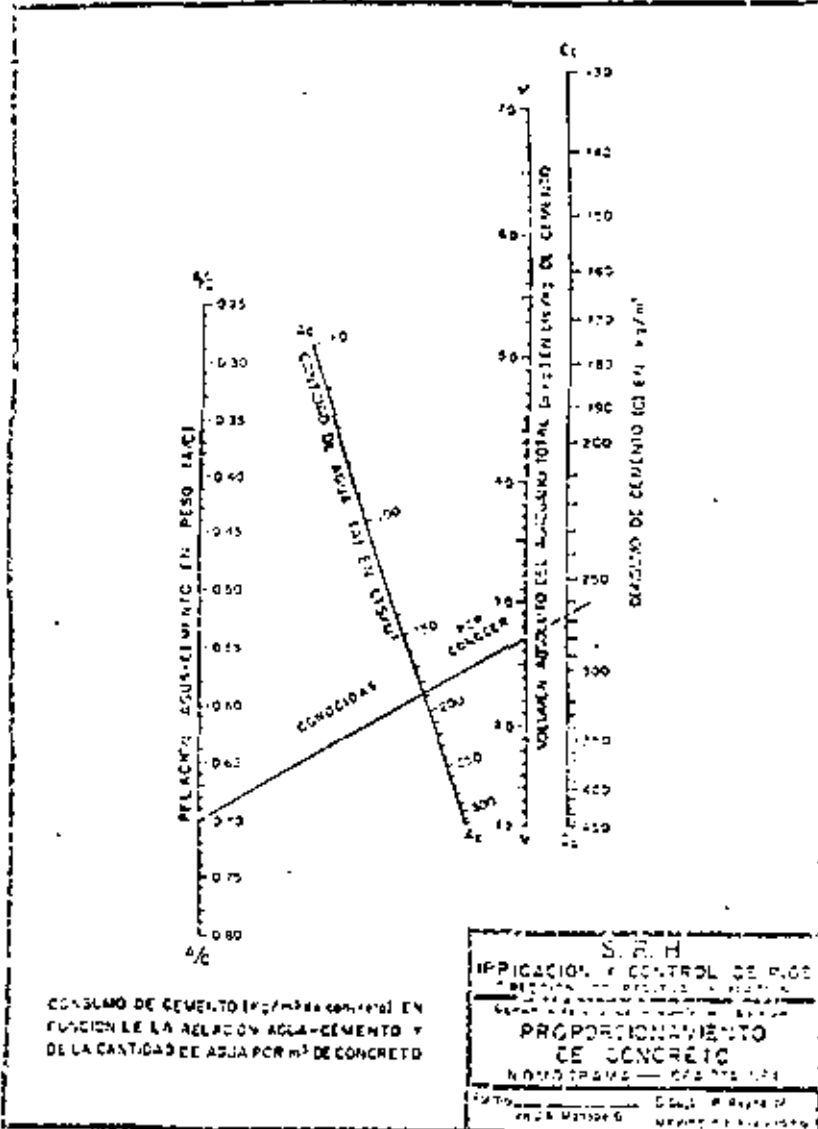
Estos valores integran la proporción buscada:

cemento	arena	grava
1	2.72	3.61



CANTIDAD DE AGUA PARA UN m³ DE CONCRETO DE ACUERDO CON LA RELACION GRAVA-ARENA Y CON EL TAMAÑO MÁXIMO DE LA GRAVA.

S. R. H.  
 APLICACION Y CONTROL DE RIGOS  
 PROPORCIONAMIENTO DE CONCRETO  
 GRÉFICO N.º 3



CONSUMO DE CEMENTO (EN kg/m³ DE CONCRETO) EN FUNCION DE LA RELACION AGUA-CEMENTO Y DE LA CANTIDAD DE AGUA POR m³ DE CONCRETO

S. R. H.  
 APLICACION Y CONTROL DE RIGOS  
 PROPORCIONAMIENTO DE CONCRETO  
 GRÉFICO N.º 4



IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS  
DIRECCION DE PEQUEÑA IRRIGACION  
DEPARTAMENTO DE AYUDAS TECNICAS

PROPORCIONAMIENTO DE CONCRETO  
CON TABLAS Y FORMULAS

CONDICIONES: Para A/C=0.57, Revestimiento de 3' y Módulo de Finura # 275

TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO (Pulgadas)	AGREGADO MEDIANO		AGREGADO ANGULOSO	
	ARENA en % en vol. de agregados	A G U A Peso neto en kg/m <sup>3</sup>	ARENA en % del Peso neto de los agregados en volumen total	A G U A Peso neto en kg/m <sup>3</sup>
1 1/2	51	136	50	143
3/4	46	134	47	135
1	43	130	45	131
1 1/2	37	126	42	125
2	24	121	32	112
3	21	118	28	103
4	24	130	31	145

CORRECCIONES PARA OTRAS CONDICIONES

CONCEPTOS	ARENA (%)	AGUA Peso neto en kg/m <sup>3</sup>
Porcentaje 0.05 de cemento a Estimar de A/C, respectivamente (coeficiente de 0.57)	+1.0	0.0
Porcentaje 0.10 de cemento a Estimar en el Módulo de Finura (coeficiente de 275)	+0.5	0.0
Porcentaje 0.10 de cemento a Estimar en el Módulo de Finura (coeficiente de 37)	0.0	+2.0
Para arena húmeda	3.0	9.2
Para un concreto maso (coeficiente de 1.45) a 4.00	+3.0	+4.7

ANEXO 424

En nuestro caso, con cemento Tipo I se tiene  $B = 17$ , —

luego:

$$F'_{c} = 140 = 985/17^x$$

o sea que:

$$17^x = 985/140 = 7$$

Tomando logaritmos  
queda:

$$x \log 17 = \log 7$$

de donde:

$$x = \frac{\log 7}{\log 17} = \frac{0.845}{1.230} = 0.69$$

Por lo tanto:

$$A/C = 0.69$$

31.2.- En la tabla adjunta del anexo N° 4, renglón del tamaño máximo (T.M.) del agregado grueso ( $1\frac{1}{2}$ " ), se pueden obtener el volumen de arena en porcentaje del total de agregados y la cantidad de agua para cada metro cúbico de concreto, valores que deben corregirse de acuerdo con los conceptos indicados en el cuadro inferior de la Tabla, por diferencias con las condiciones especificadas. En nuestro caso resulta un volumen de arena igual al 37% del volumen total de agregados y una cantidad de 166 litros de agua por metro cúbico de concreto.

CORRECCIONES	ARENA	AGUA
Valores de la Tabla	37.0 %	166
Por $\frac{A}{C}$ : $\frac{0.69-0.57}{0.05} = 2.4$	(+) 2.4 %	—
Por M.F.: $\frac{275-275}{0.1} = 3.4$	(-) 3.4 %	—
Por Revestimiento: $\frac{14.71-3.45}{100} = 10.26 = 5.0$	—	(+) 5
S U M A S	36.0 %	171 lit/m <sup>3</sup>

Fig 23.- Cálculo de las Correcciones en el Proporcionamiento con Tablas y Fórmulas

En la Fig. 20 se presenta el cálculo de las correcciones según el cuadro inferior del Anexo N° 4, así como las cantidades corregidas resultantes.

31.3.- Cálculo del consumo de agua.- Habiendo obtenido en el cuadro de correcciones  $A = 171$  litros de agua/m<sup>3</sup> de concreto con la relación agua-cemento de 0.69 deducida en el párrafo 31.1, resulta:

$$A/C = \frac{171}{C} = 0.69$$

Por lo tanto, la cantidad necesaria de cemento por metro cúbico de concreto es:

$$C = \frac{171}{0.69} = 248 \text{ kg/m}^3 \text{ de concreto}$$

31.4.- Los volúmenes absolutos del cemento y de los agregados por cada metro cúbico de concreto se obtienen al considerar la siguiente expresión:

$$\text{Volumen absoluto} = \frac{\text{Peso}}{\text{Densidad}}$$

Así que:

Volumen absoluto del agua.....	=	171	litros
Volumen absoluto del cemento = $248/3.09$	=	80.3	"
Volumen de la lechada.....	=	251.3	"
Volumen de un metro cúbico.....	=	1 000.0	"
Volumen abs. de agregados(1 000-251.3)..	=	748.7	"
Vol. abs. de la arena = $\frac{748.7 (100)}{100}$ ....	=	269.5	"
Vol. abs. de la grava = $748.7-269.5$ ....	=	479.2	"

31.5.- Para calcular el peso de los agregados por metro cúbico de concreto se usa la misma expresión anterior:

$$\text{Peso} = \text{Volumen Absoluto} \times \text{densidad}$$

resultando:

Peso del cemento =.....	=	248	kg/m <sup>3</sup>
Peso de la arena = $269.5 \times 2.41$	=	654.9	kg/m <sup>3</sup>
Peso de la grava = $479.3 \times 2.27$	=	1 087.8	kg/m <sup>3</sup>

31.6.- Dividiendo las cantidades anteriores entre el peso del cemento (248) se obtienen los números que forman la proporción en peso:

cemento	arena	grava
1	: 2.64	: 4.39 (por peso)

con relación grava-arena de  $4.39/2.64 = 1.66$  y A/C = 0.69.

31.7.- Para determinar la proporción en volumen, se calculan los volúmenes aparentes del cemento y de los agregados, y los valores resultantes se dividen entre el volumen del cemento.

Así, de acuerdo con la expresión:

$$\text{Volumen aparente} = \frac{\text{Peso}}{\text{Peso volumétrico}}$$

tenemos:

$$\text{Volumen aparente del cemento} = \frac{248}{1515} = 0.164 \text{ m}^3 = 164 \text{ lts.}$$

$$\text{Volumen aparente de la arena} = \frac{654.9}{1512} = 0.433 \text{ m}^3 = 430 \text{ lts.}$$

$$\text{Volumen aparente de la grava} = \frac{1087.8}{1365} = 0.797 \text{ m}^3 = 797 \text{ lts.}$$

y dividiendo estos volúmenes aparentes entre el volumen aparente del cemento (164) llegamos a obtener la proporción del concreto por volumen:

$$\frac{164}{164} = 1 \quad \frac{430}{164} = 2.56 \quad \frac{797}{164} = 4.86$$

o sea:

cemento	arena	grava
1	: 2.56	: 4.86 (por volumen)

31.7 Bts.- Por simplificación del ejemplo no se hacen correcciones a la cantidad de agua para los efectos de absorción y humedad; cuando se requiera precisión en la aplicación del proporcionamiento, deberán tomarse en cuenta las humedades de los materiales en el momento de elaborarse el concreto, y si no previamente se determinaron las absorciones de la grava y de la arena (Fig. 22), se harán las correcciones correspondientes a las cantidades del punto 31.5 en la forma siguiente:

	Arena	Grava	
Absorción . . . . .	2.04	5.76	
Humedad . . . . .	1.90	0.35	
	<u>3.94</u>	<u>6.11</u>	
Agua faltante por la arena =	$\frac{3.94}{100} \times 1087.8$		42.54 kg
Agua faltante por la grava =	$\frac{6.11}{100} \times 1087.8$		66.41 kg
Cantidad de agua calculada . . . . .			108.95 kg
Cantidad de agua corregida . . . . .			246.02 kg

La corrección del agua puede ser positiva o negativa ya sea que la absorción sea mayor que la humedad o viceversa. En nuestro ejemplo, los materiales causan muy arena y se requieren aumentar el agua para compensar la que será absorbida por la grava y por la arena.

31.3.- A veces se desean conocer las cantidades de material que se necesitan para cubrir el volumen de concreto en la obra; en este caso los datos del proporcionamiento se consiguen en la forma siguiente, dándose a continuación el resumen de cantidades en la fig. 24.

	Cemento	Arena	Grava	A/C
Proporción en peso	1	2.64	4.39	0.69
Densidad	3.09	2.43	2.27	
Peso volumétrico	1515	1522	1365	

MATERIAL	PROPORCIÓN EN PESO	CANTIDADES PARA UN M <sup>3</sup> DE CONCRETO		CANTIDADES PARA UN M <sup>3</sup> DE CONCRETO			CANTIDADES PARA 40 M <sup>3</sup>
		PESO (kg)	VOL. (m <sup>3</sup> )	PESO (kg)	VOL. (m <sup>3</sup> )	PESO (kg)	
Cemento	1.00	1515	0.50	2280	0.83	0.654	10 Ton.
Arena	0.69	1045	0.43	171	0.71	0.174	5.94 m <sup>3</sup>
Grava	2.64	1320	0.59	629	0.28	0.230	6.60 m <sup>3</sup>
Grava	4.39	2190	0.96	1687.8	0.73	0.286	7.00 m <sup>3</sup>
SUMAS:				2187.8	1.0000		

La especificación de un concreto se cubre de 2m<sup>3</sup> y se redondea el número de cementos.

Fig. 24.- Concentración final de datos

### 32.- COMPARACION DE METODOS DE PROPORCIONAMIENTO.

En el cuadro de la Fig. 25 se presentan los proporcionamientos base obtenidos con los diferentes métodos aplicados, de cuya comparación se obtienen las siguientes observaciones:

CEMENTO (c)	ARENA (a)	GRAVA (g)	W/C	A/C	CONSUMO Kg c/m <sup>3</sup>	DISEÑO DE VIGILA (Procedimiento)
1	2.80	4.81	0.62	0.70	180	Por cálculos de cemento
1	2.75	3.07	0.62	0.70	256	Por cálculo corregido
1	3.34	3.16	0.62	0.70	210	Por Volúmenes
1	2.72	3.61	1.41	0.70	267	Por Gráficas
1	2.64	4.25	1.66	0.69	248	Por Tablas y Fórmulas

Fig. 25.- Comparación de Proporcionamientos Base

1a).- El segundo proporcionamiento proviene de las correcciones hechas al primer proporcionamiento base, con un resultado bastante diferente, y en donde el consumo de cemento subió de 180 a 256 kg/metro cúbico de concreto.

2a).- Considerando el segundo proporcionamiento como término de comparación por tenerse constancia de un buen concreto observado, se podría deducir que el procedimiento más adecuado es "por volúmenes", ya que la proporción base correspondiente es la más semejante a la proporción corregida, lo que se considera discutible por tratarse de un solo caso estudiado.

3a).- Los últimos procedimientos ("por Gráficas" y "por Tablas y Fórmulas") dan proporcionamientos base con consumos de cemento semejantes al

Uso de comparación, pero considerando que la relación grava/arena aumentada sea de 0.52, de acuerdo con el ensayo de la segunda proporción, las correcciones que se deben hacer en el concreto de prueba estarán encaminadas a modificar la relación grava/arena incrementando la arena en un cierto porcentaje y disminuyendo la grava en el mismo porcentaje, con lo cual se reducirá la relación grava/arena y se conservará el consumo de cemento en forma aproximada.

- (a).- Por la magnitud de la mayoría de las obras de pequeña importancia, por el pequeño volumen de concreto que interviene en su construcción, por el número de ellas y por la localización de muchas obras alejada de los centros de población, se consideran aceptables los diseños de las mezclas de concreto por cualquiera de los procedimientos ilustrados, ya que se están obteniendo proporcionalmente bases que deben ser ensayados y probablemente corregidos, sin que lleguen a presentarse consumos de cemento exageradamente altos.

## PROPORCIONAMIENTO DE CONCRETO (CONTROL DE CAMPO)

### 33.- CORRECCIONES.

Para que el concreto que se aplica en la construcción de una obra tenga las mismas características e igual resistencia que el concreto elaborado en el laboratorio, se requiere que los agregados sean de los mismos bancos de materiales y que estén exactamente en las mismas condiciones de clasificación y de humedad, lo que implica la aplicación de ciertas correcciones.

- 33.1.- Corrección por contaminación de Agregados.- En el laboratorio, los materiales se separan por tamaños entre ciertos límites (clasificación) con mucho cuidado, en tal forma que cada tamaño no contenga partículas de otro tamaño diferente al considerado. Esto es, que la arena no tenga grava; que la grava #1 no contenga arena, ni grava #2; que la grava #2 no tenga grava #1, ni la grava #3; etc.

En el campo, el proceso de clasificación de los materiales no es tan riguroso y, por lo general, cada agregado clasificado queda "contaminado" con otros tamaños. Para la corrección correspondiente se hacen pruebas granulométricas en los materiales y clasificados para determinar el porcentaje de contaminación que cada agregado tiene de otros tamaños y se procede a considerar estos tamaños extraños en el peso de los agregados correspondientes, haciendo las compensaciones y ajustes de acuerdo con la secuencia indicada en la Fig. 35, a base de 4 pasos explicativos, siguiendo el estudio del banco del Arroyo del Nimbre, del proyecto de "Piedritas", del Mpio. de Ucampa, Coah.



1	AGREGADO	ARENA		GRAVA #1			GRAVA #2			GRAVA #3	
2	RENDIMIENTO (VOL/MT)	4.27		1.01			1.20			3.67	
3	CONTAMINACION (%)	Arreno	Gr. 1	Arreno	Gr. 1	Gr. 2	Gr. 1	Gr. 2	Gr. 3	Gr. 2	Gr. 3
3	(%)	82.5	7.6	8.5	81.8	1.7	6.2	90.2	3.6	9.3	88.5
4	ARENAS										
5	Gr. 1										
6	Gr. 2										
7	Gr. 3										
8	PERALCINES										
9	ADJUSTAJES										

NOTA (1). - En el renglón 2 se anotan las cantidades de los agregados según el programa correspondiente de la parte de laboratorio.

(2). - Para vez se toma una muestra a fin perfecta de los agregados por tambores, por lo que se determina la granulometría de los mismos y se da distribución con la que se construye el programa de acuerdo a que cada tambores de material tiene de ellos. Así, resulta que en 4.27 kg de ARENA clasificada hay 0.35 kg de Grava 1; que la GRAVA #1 tiene en 1.01 kg de Arena y un 0.10 kg de Grava 1; que la GRAVA #2 tiene en 1.20 kg de Grava 1 y un 0.12 kg de Grava 2; y que la GRAVA #3 tiene en 3.67 kg de Grava 1 y un 0.37 kg de Grava 2.



1	AGREGADO	ARENA		GRAVA #1			GRAVA #2			GRAVA #3	
2	RENDIMIENTO (VOL/MT)	4.27		1.01			1.20			3.67	
3	CONTAMINACION (%)	Arreno	Gr. 1	Arreno	Gr. 1	Gr. 2	Gr. 1	Gr. 2	Gr. 3	Gr. 2	Gr. 3
3	(%)	82.5	7.6	8.5	81.8	1.7	6.2	90.2	3.6	9.3	88.5
4	ARENAS			1.01(8.5%) 84.3 = 0.10							
5	Gr. 1		4.37(7.6%) 42.4 = 0.35				1.20(6.4%) 90.2 = 0.12				
6	Gr. 2					1.01(7.6%) 74.1 = 0.08				3.67(10.2%) 40.8 = 0.37	
7	Gr. 3							1.20(6.4%) 90.2 = 0.06			
8	PERALCINES										
9	ADJUSTAJES										

NOTA (1). - Con los porcentajes de "contaminación" que cada Agregado tiene de otros tamaños, se calcula la cantidad de material contaminante de cada tamaño que cada agregado llevaría de acuerdo con los cantidades del proporcionamiento dado. Así, resulta que en 4.27 kg de ARENA clasificada hay 0.35 kg de Grava 1; que en 1.01 kg de GRAVA #1 hay 0.10 kg de Arena y 0.08 kg de Grava 2; que en 1.20 kg de GRAVA #2 hay 0.12 kg de Grava 1 y 0.08 kg de Grava 3; y que en 3.67 kg de GRAVA #3 hay 0.37 kg de Grava 2.

Toda la anterior se localiza en las intersecciones de columnas y renglones correspondientes de el cuadro conteniendo de cada agregado (Arena (Arreno); Grava 1 (Gr. 1); Grava 2 (Gr. 2); etc.



1	AGREGADO	ARENA		GRAVA #1			GRAVA #2			GRAVA #3	
2	PROPORCION PROYECTADA	4.27		1.01			1.70			1.62	
3	RENDIMIENTO (%)	Area	Grav 1	Area	Grav 1	Grav 2	Grav 1	Grav 2	Grav 3	Grav 1	Grav 2
3	(%)	92.4	7.6	8.5	96.5	6.7	96.4	96.2	1.4	0.2	99.5
4	CONTAMINACIONES	Area	-0.10	0.10							
5		Gr. 1		0.35	-0.35		0.17				
6		Gr. 2				0.09		0.06	-0.37		0.37
7	Gr. 3								0.06		-0.06
8	VELOCIDADES										
9	PROPORCION AJUSTADA	4.27		1.01			1.70			1.62	

NOTA 1.- En el recíproco se indican las correcciones con las "proporciones" calculadas en el paso anterior, y que corresponden a los índices que el peso del agregado (proporción) debe tener en cuenta del agregado al cemento. Así en la cantidad de 0.35 kg de grav 1 que ya contiene la arena, se debe restar de la arena 0.10 kg, para tener el peso de la arena para cumplir la cantidad de arena (4.27 kg).

La cantidad de 0.10 kg de arena contenida en la GRAVA #1 debe restarse de la arena, y la cantidad de 0.09 kg de grav 2 contenida en la GRAVA #2 debe restarse de la GRAVA #2, para proporcionar el peso de la GRAVA #2. Por ejemplo que para cantidades (0.10 y 0.09) deben restarse de la arena y de la GRAVA #2 para cumplir con el peso de 4.27 kg.

En la misma forma, la cantidad de 0.10 kg de grav 1 contenida en la GRAVA #1 y la cantidad de 0.06 kg de grav 2 contenida en la GRAVA #2 deben restarse del peso de la GRAVA #1 y de la GRAVA #2 para cumplir con la cantidad de grav 1 y grav 2.



1	AGREGADO	ARENA		GRAVA #1			GRAVA #2			GRAVA #3	
2	PROPORCION PROYECTADA	4.27		1.01			1.70			1.62	
3	RENDIMIENTO (%)	Area	Grav 1	Area	Grav 1	Grav 2	Grav 1	Grav 2	Grav 3	Grav 1	Grav 2
3	(%)	92.4	7.6	8.5	96.8	6.7	96.5	96.2	1.4	0.2	99.5
4	CONTAMINACIONES	Area	-0.10	0.10							
5		Gr. 1		0.35	-0.35		0.17				
6		Gr. 2				0.09		0.06	-0.37		0.37
7	Gr. 3								0.06		-0.06
8	VELOCIDADES	4.27+0.35+0.10		1.01+0.10+0.05+0.12			1.70+0.12+0.06+0.08+0.37			1.62+0.37+0.01	
9	PROPORCION AJUSTADA	4.52		0.72			1.43			1.93	

NOTA 2.- En el recíproco se indican las operaciones aritméticas de las correcciones. La ARENA corregida (4.52) queda integrada en 4.27 kg de arena contaminada con arena (cañal) +0.25 kg que compensa con la contaminación -0.10 kg de arena que ya existe en la GRAVA #1.

La GRAVA #1 corregida (0.72) es la suma de 1.01 kg de grav 1 contaminada con gravas #1 + (0.10+0.03), que compensa la contaminación de arena y grav 2 respectivamente +0.35 kg por la arena 1 que ya contiene (1.11) queda integrado con 1.70 kg de grav 2 contaminada con gravas #1 y grav 2 (0.06+0.08) que compensa el peso de la contaminación de gravas #1 y grav 2 contenida en la GRAVA #2 +0.37 kg de grav 2 contenida en la GRAVA #3.

La GRAVA #2 corregida (1.43) es la suma de 1.70 kg de grav 2 contaminada con gravas #1 y grav 2 contenida en la GRAVA #2 +0.37 kg de grav 2 contenida en la GRAVA #3.

La GRAVA #3 corregida (1.93) es la suma de 1.62 kg de grav 3 contaminada con gravas #1 y grav 2 contenida en la GRAVA #3 +0.37 kg de grav 3 contenida en la GRAVA #3.

Finalmente queda: ARENA: 4.52, GRAVA #1: 0.72, GRAVA #2: 1.43, GRAVA #3: 1.93



Como comprobación debe cumplirse que la suma de los agregados en la proporción de laboratorio -- sea igual a la suma correspondiente a la proporción ajustada:

ARENA GRAVA#1 GRAVA#2 GRAVA#3

Proporción de Laboratorio:

$$4.22 + 1.04 + 1.70 + 3.02 = 10.00$$

Proporción ajustada:

$$4.52 + 0.72 + 1.42 + 3.93 = 10.60$$

33.2.- Correcciones por Humedad y Absorción.- Durante el desarrollo del ejemplo para el estudio del -- proporcionamiento de concreto, en la parte de la elaboración del concreto de prueba, se hicieron las correcciones necesarias por presencia de humedad en los materiales y por la capacidad que tienen los mismos para absorber agua, con el fin de poder aplicar el proporcionamiento base en la condición de agregados en estado saturado y superficialmente secos.

La presencia de agua en los materiales altera -- tanto la proporción de los agregados póricos como la relación agua-cemento. El peso del agua libre debe incrementar el peso de los agregados en la proporción, y una cantidad de agua ya contenida debe restarse del agua requerida para cumplir con la relación agua-cemento.

También los agregados, parcial o totalmente secos, implican una modificación de las cantidades del -- proporcionamiento, ya que los pesos correspondientes deben disminuirse en la cantidad del -- agua necesaria para su saturación, y esa canti--

dad de agua incrementará la correspondiente para cumplir con la relación agua-cemento.

En la misma forma descrita, no con el fin de observar el estado de un concreto de prueba, sino con el objeto de usar correctamente un proporciónamiento, se aplican las correcciones en la obra a las cantidades de materiales para una "batchada" de acuerdo con la proporción previamente -- ajustada por contaminación de agregados.

En las formas números 12 y 13, en donde se presentan cuadros para la aplicación de las correcciones por contaminación, absorción y humedad de los materiales, en el cuadro inferior estas últimas correcciones se conducen explicativamente -- por columnas numeradas. (Véanse páginas 91 y 92)

## INSPECCIONES DEL CONCRETO.

### 32.- ASPECTOS DE INSPECCION.

La función de un Inspector de concretos consiste en vigilar los preparativos y en sugerir las orientaciones necesarias para que las mezclas de concreto cumplan con la proporción de materiales especificada y tengan el aspecto de homogeneidad, trabajabilidad, plasticidad, etc., igual al observado en el laboratorio, aspecto que debe conservarse desde su fabricación hasta el momento de su colocación.

Para conseguir que el concreto fabricado en el campo mantenga la manejabilidad deseada y proporcione la resistencia alcanzada en su estudio, es necesario que se proceda en la forma más semejante posible a la consuetudina en el laboratorio para la preparación de los materiales y de la mezcla. En la obra en construcción se atenderán las siguientes condiciones al respecto:

34.1.- Dispositivos de Pese.- Los proporcionamientos de concreto, en general, están dados en peso. Por lo anterior, deben disponerse básculas para el peso de todos los materiales que intervienen.

34.2.- Estado de la Arena.- La arena no deberá contener materia orgánica, ni finos arcillosos, en porcentajes mayores al observado en las muestras estudiadas en el laboratorio. Eventualmente se harán pruebas de "lavado" y de "colorimetría" (véase ítem 16 y 17) en la arena almacenada en los patios de materiales.

34.3.- Agregados Clasificados.- Los agregados (arena y grava) deben clasificarse correctamente. No se permitirán contaminaciones mayores de un 10% de tamaños diferentes en cada agregado. De acuerdo con el laboratorio, se determinarán los porcentajes

de contaminaciones en cada agregado y se aplicarán correcciones de acuerdo con las fórmulas 12 y 13.

34.4.- Corrección a los Agregados.- Los proporcionamientos de concreto, indican cantidades de agregados en estado saturado y superficialmente secos, pero en virtud de que los materiales en banco no se encuentran en esa condición, es necesario aplicar las correcciones necesarias de acuerdo con los cuadros inferiores de las fórmulas 12 y 13. Debe evitarse el uso de agregados secos; es aconsejable humedecerlos previamente.

34.5.- Estado del Cemento.- En los preparativos de la elaboración de concretos en estructuras importantes, deberá comprobarse previamente el peso exacto de los sacos de cemento y que su contenido esté exento de hidrataciones parciales, lo que se manifiesta por la presencia de "Grumos".

34.6.- Revisión de Equipo.- También debe revisarse el estado o condiciones del equipo; probar si presentan fugas de agua en la "olla" o "tarbor" de la "revolvedora"; si sus aspas no están muy gastadas; observar el arreglo o dispositivo para la dosificación de agua; revisar que las básculas estén bien calibradas; etc., para evitar interrupciones en la producción del concreto.

34.7.- Previsión de Interrupciones.- De acuerdo con el volumen del "colado" programado, se deberán tener preparados, en lugares convenientes, los volúmenes de cemento, arena, grava y agua necesarios. Tomar en cuenta el rendimiento probable de trabajo para determinar la terminación del "colado" en un período de tiempo razonable y evitar su interrupción por falta de suministración o can-

cañón de los trabajadores.

34.8.- **Revisión de Sitios de Colado.**- Previamente a la elaboración del concreto de los revestimientos, las moldes, para garantizar que están alineados, bien trabajados, fijados firmes, limpios, tratados con aceite, etc., y que no se sujeción la fecha de o el sistema de concreto. Las superficies y las excavaciones que recibirán el concreto deberán estar limpias de agua estancada, de polvo, de basuras o de cualquier cuerpo extraño.

Para poder iniciar la elaboración del concreto se debe recibir la aprobación del Residente de la obra, quien debe haber verificado que no hay error, ni defectos, en la colocación de los moldes, y de las varillas, en las dimensiones, en las cantidades del fierro de refuerzo, etc.

34.9.- **Introducción de Materiales.**- Cuando los ingredientes del concreto no puedan ser cargados simultáneamente en la mezcladora, se tendrá un primer mezclado si los materiales se introducen con el siguiente orden: agua, gravas, cemento y arena.

34.10.- **Tiempo de Mezclado.**- El tiempo de mezclado no debe ser menor de  $1\frac{1}{2}$  minutos, ni mayor de 3 minutos, excepto cuando esté comprobado que en el momento se presenta "fraguado falso". En este caso se debe disminuir el tiempo mínimo de mezclado necesario para evitar el fraguado falso y pasar de entre 4 y 7 minutos.

El fraguado falso que se presenta en algunos momentos se debe al contenido de peso deshidratado, que al entrar en contacto con el agua empieza a

fraguar rápidamente, provocando un endurecimiento anormal de la masa de concreto, restándole trabajabilidad, disminuyendo el revenimiento, dificultando la descarga del concreto, su colocación y su vibrado.

El tiempo de mezclado en el caso de agregados ligeros, también se acostumbra tomarlo por arriba de 5 minutos.

La velocidad de rotación no debe ser excesiva porque puede imprimir a los materiales la tendencia a permanecer pegados a las paredes del tambor por efecto de fuerza centrífuga.

34.11.- **Conducción de la Mezcla.**- El medio más elemental para llevar la mezcla de concreto desde la revoladora hasta el sitio de su colocación, en distancias relativamente pequeñas, es a base de "cañones" y "tolvas". La mezcla se mueve por gravedad y normalmente debe ser fluida.

Cuando la mezcladora se encuentre a un nivel cercano al del "colado", el transporte del concreto puede hacerse en carros o carretillas. En algunas ocasiones tendrá que prepararse una "tarina" o "artesa" para superficie de descarga del concreto, desde donde se llevará con pala de mano al medio de transporte o a su lugar de aplicación.

Para evitar que se presente "segregación" o "separación" de gravas y mortero en las mezclas de concreto durante el transporte por cañones y en su descarga a los lugares de aplicación, deberá cuidarse que el concreto no se mueva a altas velocidades, ni que quede sujeto a bruscos movi-

mientos laterales o cambios de dirección, ni dejarlo caer de alturas libres mayores de un metro, y se disponen dispositivos en la descarga para que la masa de concreto siempre caiga verticalmente.

34.12.- Colocación del Concreto.- La colocación del concreto dentro del cuerpo por "colar", debe hacerse a partir de los lugares más alejados de la revoledora, o empezar por los sitios o puntos más bajos, llevando el avance según capas verticales u horizontales. Debe procurarse la colocación del concreto en lugares donde no requiere moverse ni desplazarse o trasladarse con pila, ya que una operación de este naturaleza cuesta al concreto a un mayor costo y los materiales se pueden segregan.

34.13.- Compactación de la Mezcla.- El "vibrador" debe usarse para compactar o aumentar la densidad de un concreto. Nunca debe usarse para trasladar horizontalmente la masa de concreto. Además, la vibración hace fluir y penetrar el concreto en todas las sinuosidades del molde, en las irregularidades del terreno natural o de las excavaciones.

Es usual el empleo del vibrador del tipo de inmersión, eléctrico o neumático, el cual se introduce verticalmente en la masa del concreto en puntos situados entre 30 y 60 cm unos de otros. Tanto la inmersión como la extracción del vibrador debe hacerse lentamente, debiendo atravesarse toda la capa de concreto, y penetrar en parte de la capa anterior para obtener un mejor contacto.

En capas delgadas de concreto fresco, como en losas, se puede permitir el uso del vibrador un po-

cocción inclinada u horizontal, y hasta apoyarse en el fierro de refuerzo, para ayudar a la "consolidación" de la mezcla.

34.14.- Acabado superficial.- El concreto estructural tendrá un "acabado" con superficies aparentes, planas o curvas, de acuerdo con el cuidado que se exija en la "troquelación" y en la colocación de los moldes o cimbras, sean de madera o metálicas. Aparte de lo anterior, y por lo mismo, se exigirá que el material de los moldes se encuentre en buenas condiciones, para poder alcanzar la apariencia que se pretenda.

A las superficies planas no moldeadas se les dará un acabado con "llana", "plana", o "cuchara de albañil" de textura semejante al obtenido en las partes moldeadas.

En las superficies de concreto que vayan a quedar en contacto con arcilla (relleno de oquedades en cimentación), no se permitirá que queden rincones y rugosidades en donde no pueda penetrar la arcilla del núcleo impermeable de las cortinas en las condiciones de humedad requerida por diseño. Se debe tener cuidado cuando el concreto empleado en estos casos tenga una relación grava-arena alta (concreto gravoso con grava/arena mayor de 1.33), ya que pueden quedar superficies cargadas de grava sin mortero, ya sea porque no se utiliza vibrador o porque no se ha ejercido vigilancia, ni se ha exigido que se deje el acabado requerido. Es preferible tener una superficie exageradamente lisa en lugar de una superficie exageradamente rugosa.

Este mismo aspecto debe considerarse en la superficie de las losas de concreto para liga entre -

La cimentación puerca y el cuerpo de las cortinas de mampostería ("león de desplante"). La superficie de estas concretas debe tener una textura tal que, al colocar el mortero en el hueco de la mampostería, se observe claramente que la unión o contacto sea estanco, es decir, que no se considere posible el paso o filtración del agua a través de ese contacto.

- 31.15.- Revenimiento.- Durante la fabricación del concreto, previamente a su colocación, se debe observar que la consistencia de la mezcla cumple con la especificada por el laboratorio y medirla a través de la prueba del "revenimiento": esta prueba debe efectuarse continuamente al principio para educar la vista a conocer el revenimiento especificado por la movilidad o por la consistencia de la mezcla de concreto dentro del tanque de la revolvedora. Una vez alcanzada esta experiencia, la prueba de revenimiento se hará en cada caso de duda sobre su cumplimiento y en el momento de la elaboración de los cilindros de prueba.

Para determinar el revenimiento, se utiliza un tronco cono hecho de lámina galvanizada de espesor correspondiente al N° 15, con diámetros extremos de 20 cm (8") y 10 cm (4"), medidas interiormente, y altura de 30.5 cm (12"). Debe estar provisto de salientes para sujetarlo o moverlo durante la prueba. Como accesorios complementarios se usan charolas, cucharón, una varilla de hierro redondo liso, con diámetro de 10 mm (5/8"), longitud de 60 cm, y con un extremo redondeado en forma de punta de balo, y una escala de 30 cm, graduada en centímetros o en milímetros.

Para efectuar la prueba del revenimiento, se procede en la forma siguiente:

- a).- Se hundeca interiormente el cono truncado de lámina y se coloca, con el diámetro mayor como base, sobre una superficie plana - sensiblemente horizontal, previamente húmedada.
- b).- Se toma una muestra de concreto con volumen entre 25 y 30 litros.
- c).- El molde cónico se sujeta lateralmente con los pies para ser llenado en 2 capas de igual volumen aproximadamente. Sobre cada capa de concreto se dan 25 golpes distribuidos en la superficie introduciéndola enfáticamente la varilla sin que penetre más de 2.5 cm (1") en la capa anterior.
- d).- Una vez llenado el molde, se enrasa con la varilla y se retira el concreto que haya caído en su derramar.
- e).- Se levanta el molde para levantarlo verticalmente en forma continua, (sacándolo en 5 segundos aproximadamente), para que la mezcla de concreto sin apoyo lateral fluya "axialmente".
- f).- Se coloca el molde invertido a un lado de la mezcla "revenida", debiendo quedar horizontal sus bases. Sobre la base mayor, situada en el extremo superior, se apoya la varilla aprovechándola para trasladar la altura del cono (30.5 cm) sobre el concreto -

"reventado", y se mide el asentamiento o reventamiento. Si la superficie resultante de la prueba es muy irregular, el reventamiento se medirá en un punto promedio de la superficie.

34.16.- Protección del Concreto Fresco.- En épocas de estiaje, en ambientes secos de verano, pueden aparecer grietas o fisuras en las superficies no protegidas de los concretos a los 10 ó 20 minutos después de colocados, debidas a contracciones volúctricas por pérdida de agua de la mezcla a causa de una rápida evaporación. Estas grietas pueden hacerse desaparecer humedeciendo la superficie y presionando las zonas a los lados de las grietas, pero es preferible evitar que se formen las grietas protegiendo el concreto inmediatamente después de colocado. Se acepta cualquier método de protección que impida efectivamente la evaporación del agua del concreto, como cubrir las superficies con cualquier material que proporcione sombra y humedad.

Son inadmisibles las grietas en cualquier estructura, y más en las superficies de los concretos empleados en relleno de estructuras en cimentaciones donde se ha de desplazar arcilla, y en las superficies de las losas de "deplante" en las cortinas de mampostería, ya que pueden constituir vías de filtración para el agua del almacenamiento.

En otras ocasiones, cuando frecuentemente están presentando temperaturas mínimas diurnas menores de 5°C se requiere proteger el concreto contra temperaturas de congelación, cuando menos hasta 72 horas después de colocado, tratando de mantener una temperatura no menor de 10°C, lo que puede conseguirse aislando o cubriendo los

moldes o las superficies con tierra o con paja.

34.17.- Curado del Concreto.- El curado del concreto colocado en toda medida de protección tendiente a evitar que falte el agua que requiere el concreto para reaccionar en un proceso prolongado de endurecimiento.

Las superficies horizontales del concreto se pueden proteger y curar cubriéndolas con películas, telas, yutas, arena, tierra, etc., en estado de humedad. Las superficies verticales o inclinadas se pueden cubrir con películas o membranas impermeables que se aplican con "rociadores" o "aspersores" inmediatamente después del descimbrado.

El uso de la membrana selladora es recomendable para aquellas superficies que quedan protegidas del ambiente por cualquier causa, que pudiera destruir la película impermeable, como en todo concreto estructural, en revestimiento de canales, en toda superficie expuesta del concreto en vertederos, etc.

Toda superficie de concreto de una etapa de trabajo, la que haya sido tratada con membranas de sellado y que vaya a quedar como junta de construcción, deberá limpiarse perfectamente retirando la membrana antes de recibir en contacto el nuevo concreto.

Un concreto sin curar, en algunas ocasiones y de acuerdo con su espesor, puede llegar a alcanzar solo un 50% de la resistencia del mismo concreto curado, y cuando ha llegado a calentarse ese concreto por estar expuesto a la acción directa del sol, por ningún motivo debe humedecerse con agua a menor temperatura, porque se corre el riesgo de provocar contracciones superficiales que se

manifestar por un estrechamiento.

34.16.- **Control de Resistencias.** - Para comprobar si el concreto que se está aplicando en una obra tiene la resistencia prevista o la necesaria, se toman muestras de 30 litros de concreto a la salida de la revolvedora o en el lugar de aplicación, para elaborar cilindros de prueba.

El molde cilíndrico es metálico con diámetro interior de 15.2 cm (6") y altura de 30.4 cm (12"). Estas dimensiones son adecuadas para el tamaño máximo de los agregados que generalmente se usan. Los cilindros normales de prueba tienen un diámetro igual a la mitad de la altura y su especificación para concretos cuyo tamaño máximo de agregado sea igual o menor que una cuarta parte del diámetro del cilindro, pero se ha observado que se pueden emplear agregados del tamaño de una tercera parte del diámetro sin que afecte en forma notable la igualdad de resultados.

El molde debe llenarse en 3 capas de igual altura, compactando adecuadamente cada capa sin llegar a la anterior, con 25 golpes distribuidos uniformemente en toda la sección transversal del cilindro; los golpes se dan con una varilla de hierro liso, de 16 mm (5/8") de diámetro, con un extremo terminado en forma de punta de pala, y longitud entre 60 y 70 cm. Se apoya el molde en una superficie lisa, sensiblemente horizontal, previamente humedecida, y la primera capa se aplica en todo su espesor. A la capa superior se le retira el exceso de concreto y se alisa la superficie enrasada con una "llana" o con una cuchara de albañil.

Los cilindros no deben moverse durante las primeras 24 horas del lugar donde se elaboren, por lo tanto debe escogerse previamente un sitio de trabajo a la sombra y en donde no se estorben las actividades constructivas de la obra.

Después de 24 horas de fabricados, los cilindros de concreto se sacan de sus moldes para iniciar su curado sumergiéndolos en agua o cubriéndolos con arena saturada de agua. Previamente deben ser numerados o clasificados y fechados para conocer la ubicación del volumen de concreto representado por cada cilindro.

Cuando los cilindros vayan a ser transportados a otro lugar, ya sea para depositarlos en cuarto de curado o para probarlos, es necesario protegerlos con arena, viruta de madera o de papel, serrín, húmedo, empacados separadamente, para evitar que sufran golpes contra otros objetos o entre sí.

Las condiciones de curado deben conservarse hasta el día de la prueba, ya sea en cuarto de curado, sumergidos en agua o cubiertos con arena siempre húmeda. La prueba consiste en la aplicación de carga en compresión simple, en la dirección del eje del cilindro, con velocidades de 27 toneladas por minuto, hasta producir la fractura o falla del concreto. La prueba del concreto puede hacerse a 7 días, a 28 días, a 90 días, según el número de cilindros disponibles o de la intensidad que se quiera tener en el control de calidad; por lo general, es suficiente hacer 3 cilindros de concreto por cada turno de trabajo o por cada elemento estructural, y probar uno a 7 días y dos a 28 días de edad, con lo cual se tendrán datos suficientes para juzgar la calidad del concreto oportunamente.

Antes de efectuar la prueba de un cilindro de concreto, se debe "cabecear" para eliminar las salientes o irregularidades que pudieran producir concentración de esfuerzos y una falsa prueba de resistencia del concreto, con lo cual se aumentarían resistencias menores a las reales. El "cabeceo" se puede hacer con pasta de cemento puro, con arena pura, con mezclas de yeso y cemento o de arcilla y azufre, y sus resultados no inducen diferencias mayores de un 1%. Las pastas de cemento y las mezclas de cemento con yeso requieren hacerse con varias horas de anticipación. En S.R.H. es usual el amate fundido, solo o mezclado con arcilla en proporción 3:1 (tres partes de amate por una de arcilla).

La carga de ruptura entre el área media del cilindro proporciona la resistencia unitaria del concreto a la compresión simple. El área media corresponde al diámetro promedio de dos mediciones efectuadas con un "compás de exteriores", no solamente entre sí, a la mitad de la altura del cilindro.

34.19.- Superficies defectuosas.- Toda superficie de concreto dañada por cualquier causa y toda defectuosa en superficies de concreto, como aparentes gravos los por falta de mortero o irregularidades por embles mal curados, mal presentados o en mal estado, o con una cantidad excesiva de huecos, deberá repararse empleando concreto o mortero de la misma proporción.

#### EQUIPO PARA EMPLEADOR DE CONCRETO.

##### 35.- RELACION DE EQUIPO Y ACCESORIOS.

A continuación se presenta una relación de equipo y accesorios necesarios para el establecimiento de un laboratorio estatal o regional para la atención de los concretos en los proyectos de obras y para el control de calidad durante la construcción. Los accesorios mencionados con asteriscos son suficientes para el control de aplicación del concreto en la obra.

- ✓ 1 Juego de Tazones (Nos. 3, 14, 15, 45, 100 y 200).
- ✓ 1 Juego de Balizas (de 1", 2", 1 1/2", 3/4", 2/5" y N° 4).
- ✓ 1 Balanza de Torsión de 5 lb. de capacidad y sensibilidad de 0.1 gr (con carga de peso).
- 1 Revolvedora de 1/2 galo con motor de combustión interna.
- 1 Máquina para pruebas de compresión.
- \* 2 Parrillas eléctricas o de gas o cocinas de gasolina, para secado.
- ✓ 12 Baldes para cilindros de 6" de diámetro por 12" de altura.
- ✓ 1 Varilla de acero de 3/8" de diámetro, lisa, de 70 cm de longitud con punta de hula.
- ✓ 1 Cono para revestimiento, de 50 cm de altura.
- \* 1 Pala de filo recto.
- 4 Cajones de madera con diferente capacidad (pesos volumétricos).
- ✓ 1 Dispositivo de placas, para cabeceo de cilindros.
- \* 6 Charolas de lámina gruesa, de 50 cm x 60 cm x 3 cm.
- \* 6 Cortones hondonados o charolas pequeñas.
- \* 3 Cucharones de filo recto, de 10 cm de ancho por 20 cm de largo con mango de 10 cm.
- 1 Medida de 10 litros.
- 1 Medida de 5 litros.
- 1 Cono para prueba de absorción y pisón.
- 3 Espátulas pequeñas de albañil.
- \* 2 Brochuelos de cemento.
- \* 1 Cepillo de alambre para limpiar los tamices.
- ✓ 1 Compás de exteriores.
- \* 1 Cronómetro.
- \* 1 Escala métrica de 30 cm.
- \* 1 Piezómetro.
- 6 Cápsulas de parafina.
- 1 Martillo de hula.
- 1 Martillo metálico.
- 1 Piezómetro.
- 2 Botellas lecheras de 1 litro.
- \* 3 Botellas liberanas de 150 ml de capacidad.
- ✓ 1 Frasco de lechuguillero.
- ✓ 1 Probeta graduada, de 1 litro de capacidad.
- ✓ 1 Probeta graduada, de 500 ml de capacidad.
- ✓ 1 Probeta graduada, de 250 ml de capacidad.
- ✓ 1 Probeta graduada, de 100 ml de capacidad.
- \* 1 Termómetro de 0°C a 150°C.
- 1 Vidrio de color normal (prueba de materia orgánica).
- \* 2 Mesas de madera para trabajo fuerte.
- Lámina galvanizada para forrar las mesas de trabajo.
- Azufre.



## PREGUNTAS Y RESPUESTAS DE CEMENTO, MORTERO Y CONCRETO

1. ¿Qué es el cemento Portland?

R. El cemento Portland es un material finamente pulverizado consistente de ciertos compuestos definidos como sal, alúmina y sílice, que al combinarse con el agua forman una masa sólida y compacta.

2. ¿Cuáles son las materias usadas en la manufactura del cemento Portland?

R. Los dos principales materiales de que está hecho el cemento Portland son material calcáreo, como caliza greda o margá, y un material ácido como esquisto o escorias de altos hornos. La proporción de estos componentes de materia prima debería mantenerse en forma bien definida.

3. ¿Cómo se hace el cemento Portland?

R. La materia prima que se muele finamente se mantiene perfectamente mezclada y se le da calor hasta el punto en que empieza la fusión más o menos a  $1,660^{\circ}\text{C}$ . Esta temperatura se proporciona en unos hornos giratorios que llegan a tener hasta 100 m de longitud por 4 m de diámetro. Al material que sale de estos hornos se le llama clinker. El clinker se enfría y se le mezcla una pequeña cantidad de yeso (dos a 3 %). Esta mezcla se muele hasta obtener un polvo muy fino que será el cemento Portland Comercial.

4. ¿Qué motiva el endurecimiento del cemento?

R. Al combinarse el cemento Portland con el agua en cantidad suficiente para formar una pasta, los compuestos del cemento reaccionan con el agua y forman un producto cristalino y otro de aspecto gelatinoso. Estos productos se adhieren a los agregados en una forma como que sirve de cemento para juntar o pegar los agregados entre sí. Si esta masa se conserva húmeda, la reacción continuará, en forma lenta, durante varios años, asegurando con ello, una resistencia cada vez mayor.

5. ¿Qué se entiende por fraguado de cemento?

R. Al combinarse con el agua el cemento forma una pasta que tiene plasticidad y la conserva durante un buen rato, pero al seguir las reacciones químicas la mezcla empieza a endurecer o fraguar.

En este preciso momento en que empieza a fraguar todavía es posible manejar la mezcla, pero como el proceso de fraguado o endurecimiento continúa llega un momento en que no es posible ni conveniente mover la mezcla. En el momento en que todavía se quiere remezclar se corre el riesgo de perder resistencia. El proceso de fraguado es el mismo para el cemento y agua solos, que si se combinan con agregados.

6. ¿Qué se entiende por fraguado inicial y fraguado final?

R. Entre otras pruebas para el cemento existe una para determinar el tiempo de fraguado, este tiempo que se divide en inicial y final se determina, aplicando sobre la superficie de una pastilla de cemento, unas agujas que llevan el nombre de sus respectivos inventores bien pueden ser las agujas Vicat o las Guilmont. La aplicación de ambos métodos, consiste en determinar el tiempo que la pastilla tarda en endurecer, según la penetración de las agujas de distinto diámetro. Los pesos y áreas de las agujas son arbitrarios y las condiciones de endurecimiento que identifican o marcan los períodos de fraguado inicial y final son transiciones del fraguado y nunca son puntos que fijen cambios definitivos en la forma o manera de comportarse el cemento.

7. ¿Qué es el concreto?

R. Es una mezcla de agregados agua y cemento.

8. ¿Qué es mortero?

R. El mortero es una mezcla semejante al concreto, sin los agregados gruesos, es decir mezcla de cemento, agua y arena.

9. ¿Qué son agregados?

R. Los agregados son materiales inertes que se usan en las mezclas de concreto y de morteros. Por conveniencia se dividen en agregados finos y gruesos. La arena es la forma más común de agregado fino y la grava de agregado grueso.

10. ¿Es moderno el cemento Portland?

R. El cemento Portland fue patentado por Joseph Aspin en 1824. En principio solamente se usaba para mampostería, pero al perfeccionar el procedimiento de fabricación se empezó a usar en concreto.

11. ¿Se le ha dado importancia al concreto en la construcción?

R. El concreto simple y reforzado ha sido objeto de mayor observación y estudio en la práctica y en los laboratorios que cualquier otro material de construcción.

12. ¿Se conocen suficiente esta bien, las propiedades del concreto como para garantizar la seguridad y durabilidad de las estructuras?
- R. Los principales conocimientos para la fabricación del concreto y las leyes de sus comportamientos han sido bien establecidas a través de la experiencia y las investigaciones, y por ello se pueden proyectar estructuras que satisfagan los requisitos de cualquier proyecto.

3. ¿Cuáles son los requisitos de fabricación esenciales para construcción satisfactoria de una estructura?
- R. a) El concreto deberá ser lo suficientemente resistente para soportar las cargas.  
 b) El concreto deberá resistir las inclemencias del tiempo.  
 c) El concreto se fabricará con mayor economía que cualquier otro material de igual resistencia y duración.  
 Resumiendo se necesita: resistencia, durabilidad y economía.

FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

4. ¿Cuál es la medida más común para juzgar la calidad del concreto?
- R. La resistencia a la compresión.
5. ¿Sirve la resistencia a la compresión para indicar si el concreto tiene o sus otras cualidades a la misma altura?
- R. Sirve mucho para dar idea de las otras cualidades, habiendo sus excepciones generalmente los factores que influyen en la resistencia influyen en las demás propiedades del concreto.
6. ¿En qué caso de resistencia el concreto no garantiza las otras propiedades del concreto?
- R. En el caso de que el concreto sea permeable, una alta resistencia no garantiza impermeabilidad.
7. ¿Qué factores gobiernan la resistencia a la compresión?
- R. Los principales factores que gobiernan la resistencia a la compresión del concreto son: condiciones de curado, edad, características del cemento, cantidad de agua en la mezcla, la manera como se agregan los agregados, tiempo de batedo y las condiciones en que se verifican las pruebas.

18. ¿Qué condiciones se necesitan para que un concreto continúe en endurecimiento y adquiriendo mayor resistencia?
- R. Se necesita que continúe la reacción química, para lograr lo cual se necesita tener los concretos en estado de humedad y a determinada temperatura.

19. ¿Qué significa curado?
- R. La palabra curado se usa para designar el proceso mediante el cual se conservan los concretos húmedos para fraguar.

20. ¿Qué se entiende por un concreto bien curado?
- R. A este término no ha sido posible darle una medida definida, pero generalmente se dice estar bien curado a juicio del Ingeniero cuando el concreto ha adquirido determinada resistencia e impermeabilidad. En la práctica, se cura como norma prolongar el curado de 7 a 18 días.

21. ¿Puede seguir en aumento la resistencia de un concreto sin estar húmedo?
- R. No. Con una ausencia total de agua el concreto no sigue desarrollando resistencia.

22. ¿El concreto que, por cualquier circunstancia, se ha secado a edades tempranas si se vuelve a humedecer, será posible que aumente su resistencia?
- R. Si es posible que adquiera resistencia aunque no sea en igual forma de no haber sufrido interrupción pues pierde un poco de resistencia.

23. ¿Mejoran algunas otras cualidades del concreto con el curado?
- R. Sí, casi todas las propiedades mejoran la resistencia al intemperismo, la adherencia, la impermeabilidad, cohesión, etc.

24. ¿Qué cantidad de agua se necesita para facilitar el fraguado del concreto?
- R. Esta cantidad de agua no se puede definir como una cantidad fija, pues es muy variable.

25. ¿La cantidad de agua que ordinariamente se usa para los morteros y concretos, excede la necesaria para llevar adelante el proceso químico?
- R. La cantidad de agua si excede de la necesaria pero, es indispensable hacerlo, para darle plasticidad y manejabilidad a las mezclas,

26. ¿Qué importancia tiene la temperatura en el curado?

R. Si la temperatura es favorable, las reacciones se desarrollan con más rapidez.

27. ¿Qué temperaturas no son favorables?

R. Temperaturas abajo de  $10^{\circ}\text{C}$  se consideran desfavorables para los primeros días de curado, temperaturas abajo de  $4^{\circ}\text{C}$  impiden el fraguado.

28. ¿El concreto que se ha helado, puede utilizarse?

R. Si el concreto se descongela, se deshíela sin molestiarlo es decir, sin mucho moverlo, si se puede usar, aunque pierda un poco de su resistencia es necesario darle un buen curado, después que empieza a fraguar.

29. ¿Qué importancia tiene la edad con la resistencia de los concretos?

R. Como se ha esbozado en las preguntas anteriores, el concreto, continúa ganando resistencia con el tiempo, así pues, la resistencia será una función directa de la edad.

30. ¿Generalmente, a qué edad se prueba el concreto para saber su resistencia y comprobarlo con las especificaciones estándar?

R. Las pruebas generalmente, se hacen a los 28 días, aunque algunas veces por exigencias de trabajo se acostumbra hacerlo a las edades más tempranas de 3 a 7 días o bien a 90 días.

#### CARACTERÍSTICAS DEL CEMENTO

31. ¿Cómo influyen las características del cemento en la resistencia del concreto?

R. Casi todos los cementos Portland se comportan de manera semejante, aunque en la resistencia adquirida con la edad no se comportan igual, pues algunos cementos adquieren con rapidez su resistencia mientras otros tardan un poco.

32. ¿Existe un mínimo de resistencia para los cementos Portland?

R. Existen especificaciones para los cementos y entre ellos se debe tener el requisito de determinadas resistencias a la compresión de los 7 y 28 días.

33. ¿La prueba a la compresión a los 7 y 28 días únicamente, valoriza el cemento como material de construcción?

R. El valor del cemento como material de construcción se debe estimar en su comportamiento a largo plazo y nunca definitivamente por las pruebas a la compresión a edades tempranas, pues esto se debe tomar como un valor mínimo admisible.

34. ¿Cómo influye la cantidad del cemento en la resistencia del concreto?

R. A mayor cantidad de cemento mayor resistencia.

#### CANTIDAD DE AGUA NECESARIA

35. ¿Qué influencia tiene el agua en la resistencia del concreto?

R. La resistencia del concreto con la cantidad de agua es en proporción inversa, a mayor cantidad de agua menos resistencia.

36. ¿Existe alguna relación fija entre la cantidad de agua usada y la resistencia?

R. Las pruebas de laboratorio y de campo han demostrado que sí existe una relación fija, usando determinados materiales y semejanza en la fabricación, curado y pruebas.

37. ¿La relación entre la cantidad de agua usada y la resistencia permanece constante lo mismo para morteros que para concreto?

R. Si permanece constante, a condición de no usar agregados en exceso.

38. ¿Qué factores intervienen en la resistencia para una Rel. A/C dada y condiciones de fabricación, curado y prueba semejante?

R. Los principales factores que intervienen en la resistencia son las diferencias entre materiales; cemento arena grava, también influyen las características de los cementos.

#### INFLUENCIA DE LOS AGREGADOS

39. ¿Cómo influye el carácter de los agregados en la resistencia del concreto?

R. Las principales propiedades de los agregados que influyen en la resistencia son: la absorción, la forma y tamaño, combinación de la masa o sea su granulometría y la limpieza de sus superficies.

40. ¿Cómo afecta la absorción?

R. Extrayendo agua de la mezcla, por lo cual hay un ligero aumento en la resistencia.

41. ¿Cómo influye la figura y tamaño de los agregados en la resistencia?

R. Impidiendo la unión correcta entre los agregados, obligando a un mayor consumo de cemento, introduciendo o produciendo planes de debilidad en lugares en donde quedan agregados de gran tamaño.

42. ¿La granulometría de los agregados realmente afecta la resistencia del concreto?

R. Cuando se conserva la Rel. A/C fija y se mantiene la plasticidad de la mezcla, solamente un cambio fuerte en la granulometría afecta un poco la resistencia y en mucho la impermeabilidad.

43. ¿Cómo influye la limpieza de las superficies de los agregados en la resistencia?

R. Impidiendo una buena cementación entre los agregados.

44. ¿La resistencia propia de los agregados, influye en la resistencia de los concretos?

R. Esto es relativo, pues se requiere que los agregados sean demasiado débiles para hacer notoria su influencia.

45. ¿Para una Rel. A/C dada y condiciones semejantes de pruebas, las diferencias en la resistencia de los concretos, hechos, con distintos agregados es de importancia?

R. Para los distintos agregados de un mismo diámetro si se toma en cuenta su absorción y humedad, las diferencias de resistencias que ocasionarían en los concretos no es de importancia.

46. ¿Qué requisito de mayor importancia se debe observar en los agregados?

R. Que no cambie en su aspecto estructural y químico.

#### TIEMPO DE MEZCLADO

47. ¿Cómo afecta el tiempo de mezclado la resistencia?

R. La resistencia aumenta un poco prolongando el tiempo de mezclado, debido a la mayor evaporación del agua.

48. ¿Qué tiempo de mezclado es recomendable?

R. Para la mayoría de los trabajos se aconseja un minuto y medio, contándose el tiempo a partir del momento en que todos los agregados están dentro de la olla, para concretos en estructuras hidráulicas es conveniente dar 2 minutos.

#### PRUEBA A LA COMPRESION

49. ¿En los experimentos de pruebas a la compresión que factores influyen en la resistencia?

R. Los principales factores que afectan la resistencia en los especímenes de pruebas son:

- Método de hacer el espécimen.
- Tamaño de figura del espécimen.
- Irregularidades en el espécimen.
- Contenido de humedad en el espécimen.
- Método de cargar el espécimen.
- Juego de platillos de la máquina compradora.
- Velocidad con que se aplica la carga.

50. ¿Cómo influye el método de hacer el espécimen?

R. Para que el método de hacer el espécimen afecte la resistencia se requiere vaciar el concreto por capas de un tercio del volumen de la forma y tampear 25 veces uniformemente cada capa con una varilla de 5/8" y 61 de longitud, sujetar bien el molde sobre una superficie plana y horizontal.

51. ¿Qué tamaño y figura de molde se recomienda?

R. Se recomiendan moldes de figura cilíndrica de un tamaño igual a dos veces el diámetro y que el diámetro sea por lo menos 4 veces mayor que el tamaño máximo del agregado.

52. ¿Qué irregularidades se deben evitar en el espécimen?

R. Se deben evitar extremos desiguales, especialmente extremos convexos, extremos que no sean paralelos o que sus ejes no sean verticales una convexidad de dos mm reduce la resistencia en un 25 % aproximadamente, los extremos no paralelos a los ejes verticales disparados con más de 6 mm reducen mucho la resistencia.

53. ¿Los especímenes húmedos tienen mayor resistencia que los secos en el momento de la prueba?

R. Secando los especímenes antes de someterlos a la compresión se consigue un pequeño aumento en la resistencia.

54. ¿Qué método de cabecear se recomienda?

R. Para cabecear cilindros se usa una mezcla de 3 partes de aceite por una de arcilla en peso o bien se puede usar un mortero de yeso.

55. ¿Al probar los cilindros porque se requiere juego en los platillos de la máquina compradora?

R. Se requiere el juego de platillos para facilitar una transmisión uniforme en la presión a través del cilindro.

56. ¿Qué efecto produce la velocidad de carga en la resistencia del espécimen?

R. A mayor velocidad mayor resistencia la especificaciones recomiendan aplicar una velocidad uniforme y nunca de golpe.

PROPORCIONAMIENTO

57. ¿Qué proporción de cemento y agregados se necesita para producir concreto?

R. Depende de las condiciones y exigencias del trabajo.

58. ¿Qué factores determinan las proporciones de cemento y agregados?

R. Los principales factores son:  
a) Dificultad o facilidad en la colocación y acomodo.  
b) Consideración económica.

CONSISTENCIA Y TRABAJABILIDAD

59. ¿Qué cambios deben sufrir las proporciones para satisfacer la facilidad de acomodo?

R. El tamaño y figura del miembro estructural, así como la cantidad de esfuerzo fijan los límites de consistencia y trabajabilidad del concreto, estas dos cualidades dependen del tamaño y cantidades de agregados y del cemento.

60. ¿Qué significan los términos consistencia, plasticidad y trabajabilidad aplicados a las mezclas de concreto?

R. La consistencia es un término general se refiere al carácter de la mezcla con respecto a su estado de fluidez, comprende la fluidez desde su punto más seco hasta el más acuoso, así se dice que el concreto tiene una consistencia acuosa, pastosa densa, etc., etc.

La plasticidad es un término que se usa para definir un término en el concreto fresco que es fácilmente moldeable en el momento de vaciarse. La consistencia plástica se encuentra entre una mezcla seca y casi desmenuzada y otra muy fluida en general, se dice que una mezcla es plástica cuando no se desmenuza, fluye lentamente con suavidad y no se segregan.

La trabajabilidad es un término que se usa para describir la facilidad o dificultad que se presenta en una mezcla para colocarla y acomodarla en determinado lugar, es decir, para la aplicación correcta de este término se deberá tomar en cuenta el tamaño y la figura o forma del miembro estructural el espaciamiento del refuerzo, en fin varios otros detalles.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO: INTRODUCTORIO DE FORMACION DE RESIDENTES  
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL.

C O N C R E T O

A G R E G A D O S

PROPIEDADES FISICAS Y QUIMICAS. GRANULOMETRIA.  
FORMA Y TEXTURA. DENSIDAD. SANIDAD. LIMPIEZA.  
SUSTANCIAS DELETEREAS.

ING. MARIANO ROJAS GONZALEZ.  
OCT. - DIC. 1981.

ESTUDIOS PRELIMINARES

Para llegar a establecer el proporcionamiento de un concreto es necesario efectuar previamente una serie de trabajos concernientes a la localización y selección de los bancos de agregados, y al estudio de las características de esos materiales.

LOCALIZACION DE BANCOS

De acuerdo con el orden de los trabajos necesarios, se procede primeramente a recorrer los alrededores del sitio del proyecto en busca de bancos naturales de gravas y arenas que puedan proporcionar económicamente el volumen de agregados requerido en obra.

Cuando los agregados naturales disponibles quedan muy distantes de la obra, se debe pensar en la utilización de agregados triturados y hacer un estudio económico comparativo para determinar que tipo de agregados debe usarse. Los materiales triturados son más costosos por su elaboración, pero los kilómetros de sobrecarreo pueden hacer mayor el precio unitario de los agregados naturales. Frecuentemente resulta más económico el uso de un consumo más alto de cemento en materiales de menor calidad, para alcanzar la resistencia requerida, que utilizar agregados

de mejor calidad que se localizan a mayor distancia.

No todos los bancos tienen el material con la granulometría adecuada, pero se pueden estudiar y utilizar los agregados de bancos diferentes de acuerdo con los porcentajes que sean necesarios para una buena mezcla. A veces conviene combinar agregados naturales con triturados. La granulometría de la arena gruesa se puede mejorar añadiéndole un pequeño porcentaje de "finos", ya sea arena fina, puzolana o hasta algún limo inorgánico en el caso de no disponer de otro material.

SELECCION DEL TIPO DE MATERIAL

Los factores que intervienen en la selección entre agregados naturales y triturados son: costo, calidad y granulometría.

Los depósitos naturales, que se presentan como sedimentarios en cauces de corrientes de agua, son los más económicos y tienen las siguientes ventajas:

1. Localización.- Generalmente se encuentran en los cauces de los ríos o arroyos en donde se construirá la obra.
2. El arrastre hace subsistir el material de mejor calidad.
3. El arrastre les da forma arredondada, con lo cual se logra un mejor acomodamiento en el concreto, requiriendo menor

cantidad de pasta de cemento para conseguir la trabajabilidad deseada.

#### 4. El arrastre influye en una mejor granulometría.

En algunos proyectos se determina el uso de agregados triturados cuando los bancos de agregados naturales quedan distantes del sitio de la obra y por su acarreo resultan con un precio unitario considerablemente mayor, o cuando en el banco de agregados naturales no se tiene la granulometría adecuada y parte de ellos debe triturarse para reducir el volumen de material desperdiciado.

#### MATERIAL TRITURADO

El material triturado difiere del agregado natural fundamentalmente en la forma, que es angulosa o irregular por el proceso de trituración o molienda. La forma de agregado triturado depende de la naturaleza u origen de la roca: los granitos, por la presencia de cristales gruesos que implican una estructura interna débilmente entrelazada, producen formas granulares con bastante arena gruesa; los basaltos producen formas lajeadas y polvo; las rocas metamórficas dan partículas alargadas o planas; las calizas, cuando están sanas, producen buenas características, pero cuando están muy fracturadas o muy estratificadas,

4.  
pueden producir muchas partículas finas.

La facilidad de explotación de un banco de roca y los costos de trituración dependen de las características petrográficas de la roca.

#### ESTUDIOS DE BANCOS

Una vez definidos los probables o posibles bancos de grava y de arena, deben efectuarse trabajos de exploración y de muestreo en pozos a cielo abierto o trincheras, para seleccionar el más atractivo. La profundidad de los pozos, que servirán para muestrear y para ubicar bancos, debe llevarse a todo el espesor del manto de acarreos o cuando menos a una profundidad que garantice la obtención del volumen requerido en obra.

El volumen de las muestras debe ser suficiente para que se puedan determinar las propiedades físicas del material, para obtener una representación de la granulometría total y para poder elaborar un concreto de prueba (aproximadamente 150 Kg de arena y 200 Kg de grava, junto con dos sacos del cemento que sea más probable de usarse en la obra).

Las principales condiciones deseables en un banco de agregados, son las siguientes:



- Localización cercana al sitio del proyecto.
- Acceso fácil.
- Volumen de materiales suficiente para cubrir las necesidades del proyecto.
- Granulometría adecuada, sin gran cantidad de "tamaños" no utilizables que se clasifican como "desperdicio".
- Explotación económica, sin "despalmas", ni limpias superficiales; sin presencia de agua freática, ni "cantos" grandes.

#### ESTUDIOS DE LOS AGREGADOS Y DISEÑO DEL CONCRETO

Tanto la determinación de las propiedades físicas de los materiales, como los cálculos para el proporcionamiento de los concretos son procedimientos rutinarios; y se considera que la exposición objetiva más clara se puede lograr con la explicación detallada de un ejemplo, siguiendo la correspondiente secuencia de trabajo.

En el desarrollo del ejemplo se emplearán diversos procedimientos para determinar la proporción en que deben intervenir los agregados para la elaboración de un concreto, haciéndose la aclaración que ese proporcionamiento es el "teórico" que sir-

ve de base al ensayo de un "concreto de prueba", en el cual, generalmente se varían las cantidades para llegar a obtener las condiciones de fluidez y de manejabilidad requeridas.

#### EJEMPLO

##### CLASIFICACION DE LOS AGREGADOS

Se ha tomado una muestra integral de 30 Kg de material inerte procedente de una mina en el Distrito Federal. La muestra se ha secado para poder llevar a cabo la separación de la arena y de la grava contenidas. El secado puede obtenerse exponiendo al sol la muestra de material durante el tiempo que sea necesario para que las partículas queden sueltas.

La separación se hace con la malla No. 4 (aberturas de 3/16" = 4.76 mm), considerando que es grava (+ 4) todo el material que en ella queda retenido y que es arena (- 4) todo el material que pase a través de dicha malla. Así, la muestra tomada acusó los siguientes resultados:

	PESO	%
Grava (+ 4)	= 19 600 Kg	65.3
Arena (- 4)	= 10 400 Kg	34.7
	30 000 Kg	100.0

La grava o agregado grueso se clasifica en 4 tamaños:

- Grava No. 1 Pasa la malla de 3/4" y se retiene en la malla No. 4 .
- Grava No. 2 Pasa la malla de 1 1/2" y se retiene en la malla de 3/4" .
- Grava No. 3 Pasa la malla de 3" y se retiene en la malla de 1 1/2" .
- Grava No. 4 Todo el agregado de 3" . 4" . 5" y 6" retenido en la malla de 3" .

Generalmente, con estas gravas se elaboran los concretos en el campo, aun cuando en algunos trabajos de clasificación de laboratorio la grava No. 1 se divide en dos tamaños :

- Grava No. 1a Pasa la malla de 3/8" y se retiene en la malla No. 4 .
- Grava No. 1b Pasa la malla de 3/4" y se retiene en la malla de 3/8" .

#### DEFINICION DE GRAVA, GRAVA TRITURADA Y ARENA

1. Grava Material granular retenido predominantemente en la malla No. 4 , resultantes de la desintegración y abrasión natural de rocas o del procesamiento de conglomerados débilmente ligados.
2. Grava Triturada Producto resultante de la trituración artificial de gravas con la condición de que prácticamente todos los fragmentos tengan por lo menos una cara de la trituración.
3. Arena Material granular que pasa por la malla No. 4 , que es retenido predominantemente en la malla No. 200 , y que es producto de la desintegración y abrasión natural de rocas o del procesamiento de una arenisca completamente desmenuzable, por los fenómenos atmosféricos. Ejemplo : Agua, Aire.

Para la determinación de la calidad de los agregados se les efectúan las siguientes pruebas :

#### GRAVA

##### ABSORCION :

Proceso por el cual un líquido penetra y tiende a llevar los poros permeables de un cuerpo sólido poroso, o también el incremento en el peso de un cuerpo sólido poroso como resultado de la penetración de un líquido.

El valor de la absorción en la grava se determina con una muestra de grava que pe se aproximadamente 1 Kg ó un poco más, la que se pone a saturar en el agua entre 10 y 24 hrs , después de las cuales se les quita el agua superficial con un trozo de franela seca, hasta que la grava presente un aspecto opaco que indique que no exista película de agua superficial. En estas condiciones se pesa la muestra y luego se pone a secar a peso constante en horno eléctrico a 110°C , ó en dado caso de que urja la prueba se puede secar a fuego directo. Ya seca y fría se vuelve a pesar para conocer la diferencia en peso (agua de Absorción) que reporta como % del peso seco.

En un banco de grava, la absorción puede variar con el tamaño de la grava. Se recomienda determinarla para los diferentes tamaños de gravas que se vayan a emplear, y de ser posible efectuarlas doble, para así obtener un porcentaje más preciso.

Ejemplo :

$$\text{Absorción} = \frac{\text{Peso Sup. Seco} - \text{Peso Seco}}{\text{Peso Seco}} \times 100$$

**DENSIDAD :**

Esta prueba determina el Peso Específico Relativo del Agregado, basándose en el Peso Saturado Superficialmente luego del ensayo, obteniéndose el valor que se necesita generalmente para estudiar volúmenes relativos a concretos con cemento Portland - Puzolánico.

La densidad de la grava se puede determinar antes de la absorción para después tener a secar el material; se obtiene con el peso de una muestra saturada superficialmente seca y con el volumen que ella desplaza; para medir este volumen se puede usar ya sea un picnómetro o una probeta graduada de 1 Lt.

En la probeta graduada se deposita agua suficiente para que quede totalmente sumergida la muestra de grava por ensayar, y se anota la lectura inicial que indica el nivel de la superficie libre del agua. Al introducir la grava, deberá hacerse con sumo cuidado, no dejándola caer bruscamente ya que puede resquebrajarse la probeta o hacer saltar el agua hacia afuera y afectar de error la observación. Se toma la lectura correspondiente al nuevo nivel del agua y por diferencia con la primera lectura se obtiene el volumen de la grava.

El picnómetro es un depósito provisto de un derramadero; se utiliza lleno de agua y al colocarse la grava se derrama una cantidad de agua igualmente a su volumen el cual es medido directamente en una probeta.

Ejemplo :

$$\text{Densidad} = \frac{\text{Peso Sat. Sup. Seco}}{\text{Vol. Desalojado}}$$

**PESO VOLUMETRICO :**

Es la determinación del peso por unidad de volumen, hay varios métodos de obtención de pesos volumétricos, Suelto, Compactado, Varillado y Vibrado, siendo el mínimo

no el peso volumétrico suelto y el máximo será el que posea el menor volumen de vacíos o huecos, que posteriormente en el caso de diseño de mezclas serán llenados con cemento y agua (hinchado). Generalmente, el más usado es P.V.C. El peso volumétrico de un material varía de acuerdo con el estado de compactación de la muestra; de preferencia se determinan en estado seco. Se utiliza un depósito cúbico de madera que no sea deformable, cuya capacidad debe conocerse, en el caso de arena puede ser de 3 Lts., gravas T.M.A. - 1 1/2" 14 Lts. y para gravas de 3" 28 a 30 Lts.

**ADRSION O DESGASTE :**

Este método tiene por objeto determinar la resistencia al desgaste de los agregados naturales, triturados, rocas trituradas para obtención de agregados. El agregado grueso sujeto a ensayo de absorción tendrá una pérdida no mayor del 50 % ya sea a 500 ó 1000 Revoluciones.

**REACTIVIDAD ALCALI-AGREGADO :**

Este método de ensayo describe un método químico para determinar la reactividad potencial de un agregado con los álcalis del cemento Portland, según las indicaciones obtenidas a partir de la magnitud de la reacción durante 24 Hrs a 80°C de una solución de hidróxido de sodio (40 gr de sosa aforada a 1 Lt de agua) con agregado que haya sido triturado y cribado de tal manera que pase por la malla 50 y se retenga en la malla 100. Esta prueba nos dará a conocer el resultado si el agregado es inerte (no reactivo) potencialmente deletéreo o deletéreo.

**INTemperismo ACELERADO :**

Este método describe el procedimiento de ensayo de agregados para determinar su resistencia a la desintegración por medio

de soluciones saturadas de sulfato de sodio o sulfato de magnesio, generalmente, el método que se realiza es el del sulfato de sodio. Proporciona información útil para formarse un juicio acerca de la pureza de agregados sujetos a la acción de la intemperie, especialmente cuando no se dispone de información adecuada basada en registros de servicio de materiales expuestos a condiciones de intemperie. El tiempo mínimo que deberá permanecer sumergido el material en la solución será de 16 Hrs y el máximo de 18 Hrs. Según especificaciones de ASTM la prueba consistirá de 5 ciclos, y el porcentaje máximo permitido para agregado grueso es del 12% y arena el 10%.

#### ANÁLISIS PETROGRÁFICO :

Los exámenes petrográficos se determinan para los siguientes propósitos :

a. Para determinar las propiedades físicas y químicas del material que será analizado por métodos petrográficos y que tiene una relación con la calidad del material para su aprovechamiento descendido.

b. Para describir y clasificar los componentes de la muestra como son :

1. Forma de la partícula.
2. Superficie de la partícula.
3. Tamaño de los granos.
4. Textura y estructura, incluyendo observaciones de espaciamiento de poros, composición de los granos, cementación de los mismos.
5. Color.
6. Composición Mineralógica.

7. Condiciones físicas generales del tipo de material en la muestra.

8. Presencia de componentes que se sabe causan reacciones químicas perjudiciales al concreto.

Ejemplo : Opalo, yeso, sales fácilmente solubles, materia orgánica.

#### PRUEBAS QUE SE EFECTUAN A LA ARENA

Densidad.

Absorción.

Pesos Volumétricos Suelto y Compactado.

Pérdida por lavado malla No. 200 .

Colorimetría.

Análisis Granulométrico (Determinación del Módulo de Finura) .

#### ARENA SATURADA SUPERFICIALMENTE SECA

La arena en estado Saturado Superficialmente tiene un color obscuro como el de las rocas húmedas, pero sin brillo, para conseguir que la arena quede saturada y superficialmente seca se pone más de 1 Kg de este material a saturar en agua durante 24 Hrs y al cabo de éstas se le retira la mayor cantidad de agua posible, cuidando de no arrastrar el polvo. A continuación el material se empieza a secar lentamente en una hornilla que

proporcione temperaturas menores de 110°C, sin dejar de remover la arena hasta que desaparezca toda el agua libre, después se continúa el secado bajo la acción del sol o al ambiente, hasta cuando la arena deja de formar grumos al apuñarse con una mano ó al presionarse un puñado con ambas manos. Este comportamiento nos indicará que el material está muy próximo al estado que se trata de conseguir y por lo tanto, deben emplearse las pruebas con un cono de lámina.

El molde se llena totalmente con arena y se apisona apoyando 25 veces sobre la superficie libre un pizón que tiene una sección circular con área de 1"  $\phi$  y peso de 12 onzas. Se enrasa con arena el molde y se retira cuidadosamente hacia arriba, si la arena conserva la forma del molde indicará que aún existe humedad superficial que le proporciona una cohesión aparente. Las pruebas del cono deberán continuarse hasta el momento en que el material se abate tratando de tomar su ángulo de reposo natural.

#### ABSORCIÓN DE LA ARENA :

Una vez conseguida el estado saturado superficialmente seco de la arena, inmediatamente se toma una muestra con peso exacto de 500 gr, la cual se pone en una charola a secar totalmente a una temperatura menor de 110°C, después de lo cual, se enfría y se vuelve a pesar, la diferencia de ambas pesadas reporta el agua de absorción, la que se indica como porcentaje de agua con respecto al peso seco.

Así, en nuestro caso tenemos que la Absorción en función del Peso Seco es :

$$\text{Abs.} = \frac{\text{P.S.S.} - \text{Peso Seco}}{\text{Peso Seco}} \times 100 = \%$$

#### DENSIDAD DE LA ARENA (RELATIVA)

Para determinar la densidad de la arena se emplea el frasco de Lechatellier, en el cual se aloja agua hasta la marca 0 centímetros cúbicos.

A continuación se toman 50 grs de arena saturada superficialmente seca, que se deposita en el frasco sin dejar de agitarlo suavemente, dándole movimiento giratorio, para desalojar las burbujas de aire, se deja reposar el frasco hasta que hayan cesado y desaparecido las burbujas para permitirnos hacer la nueva lectura que nos dará directamente el volumen desalojado por los 50 grs de material.

$$\text{Densidad} = \frac{\text{Peso S.S.S.}}{\text{Vol. Desalojado}} = \text{Ds. Relativa}$$

Se deduce que en esas condiciones no se expulsa totalmente el aire, por lo tanto, es relativa la densidad obtenida, de cual quier manera este procedimiento da la aproximación suficiente para la exactitud requerida en este tema.

#### PESOS VOLUMETRICOS :

Se utiliza un cajón de 3 lts, este depósito de peso conocido (TARA) se llena con un cucharón pero sin dejar caer la arena desde una altura mayor de 2" sobre su borde superior, después se enrasa para pesarse, así hemos determinado el Peso Volumétrico Suelto; y el compactado se determina en 2 capas golpeando el cajón 10 veces sobre una base sólida a una altura no mayor de 10 cm.

**PERDIDA POR LAVADO  
MALLA NO. 200 :**

Esta prueba de lavado, se hace para conocer la cantidad de liza o arcilla que con tiempo y que puede influir en aumentar las contracciones del concreto y disminuir su resistencia, según especificaciones la arena aceptada no deberá tener una pérdida menor del 5 %. A veces en casos especiales se han aceptado arenas con un contenido de finos hasta de un 15 % cuando su origen es inorgánico.

**COLORIMETRIA :**

La prueba de colorimetría proporciona un índice del contenido de materia orgánica en la arena que puede ser inferior o superior al límite que representa un llamado color normal (tono amarillo asbar).

Se nos puede presentar en 3 estados :

1. Inferior cuando la solución de Sosa Caústica rebajada al 3 %, presenta un color limpio sin ninguna coloración.
2. Cuando presenta un color amarillo asbar se dice que está en el límite.
3. Y cuando presenta un color obscuro, esto nos da a conocer que el material contiene bastante materia orgánica.

La prueba de colorimetría se hace en un frasco biberón de 250 mililitros de capacidad, en el cual se alojan 125 mililitros de arena por ensayar. Se le añade la solución de sosa, hasta la marca de 200 mililitros, nivel que con adiciones de solución debe conservarse después de agitarse rigurosamente el frasco. Se le deja reposar durante 24 horas al cabo de las cuales el color de la solución en el frasco se debe comparar con el vidrio de color asbar.

**GRANULOMETRIA DE LA  
ARENA :**

La arena se somete a la prueba granulométrica para determinar su módulo de finura (M. F.).

Para la granulometría de la arena, se toma una muestra de 500 gr. la que se hace pasar por los tamices Nos. 8, 16, 30, 50, 100, recogándose el polvo en la charola, llevándose un registro con los pesos retenidos en cada malla para obtener sus porcentajes parciales, una vez pagados por todas las mallas, se van sumando dichos porcentajes para la obtención del porcentaje acumulativo. Por especificaciones, el módulo de finura es dentro de las mallas 4, 8, 16, 30, 50 y 100.

La arena puede clasificarse por su módulo de finura con base a las Normas de ASTM de acuerdo con el siguiente cuadro.

CLASE	MODULO DE FINURA	
Arena Gruesa	2.50	- 3.50
Arena Fina	1.50	- 2.50
Arena muy Fina	0.50	- 1.50

**A T E N T A M E N T E**  
JEFE DE LA OFICINA DE  
SUPERVISION DE CONCRETO EN OBRA

*M. Rojas*

ING MARIANO ROJAS GONZALEZ



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: INTRODUCTORIO DE FORMACION DE RESIDENTES  
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO ESPERIMENTAL.**

C O N C R E T O

ING. MARIANO ROJAS  
24 DE NOV.

NOVIEMBRE, 1981.

# normas ASTM para cemento y concreto

Se tradujo y reproduce como un servicio para los Ingenieros de habla hispana por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C., con permiso de la American Society for Testing and Materials, 1916 Race Street, Philadelphia, Pennsylvania 19103. Esta traducción ha sido realizada y revisada con gran cuidado por personal técnico calificado. Sin embargo, únicamente la versión original en inglés de la norma cuenta con la aprobación de la American Society for Testing and Materials.

## Definiciones Estándar

### TERMINOS RELACIONADOS CON CONCRETO Y AGREGADOS PARA CONCRETO

Norma ASTM C 125-65

Adoptada, 1918; REVISADA, 1956, 1958, 1965.

Nota.—En junio 1962 se hizo una revisión editorial de la definición de "Escoria de Altos Hornos"

Las siguientes definiciones se aplican al concreto de cemento portland, aunque algunas de ellas pueden tener acepciones más amplias.

**Adsorción.**—Proceso por el cual un líquido penetra y tiende a llenar los poros permeables de un cuerpo sólido poroso, también, el incremento en el peso de un cuerpo sólido poroso como resultado de la penetración de un líquido en sus poros permeables (Nota 1).

**Nota 1.**—En el caso del concreto y de los agregados para concreto, al menos que se establezca otra cosa, el líquido envuelto es el agua, el aumento en el peso no incluye el agua adherida a la superficie exterior, el aumento en el peso se expresa como porcentaje del peso seco del cuerpo, el cual se considera que está 'seco' cuando se ha tratado con un proceso adecuado para eliminar el agua sin combinar, como lo es el secado a peso constante a una temperatura comprendida entre 100 y 110° C.

**Aditivo.**—Material que no sea agua, agregados o cemento portland (incluyendo cemento portland con inclusor de aire y cemento portland de escorias de altos hornos) que se emplea como ingrediente del concreto y que se adiciona a las revolturas inmediatamente antes o durante su mezclado.

**Escoria de altos hornos.**—Producto no metálico, compuesto esencialmente de silicatos y aluminosilicatos de cal y de otras bases, que se produce simultáneamente con el acero fundido en los altos hornos.

**Sangrado.**—Flujo autógeno interior del agua de mezclado, o su salida del concreto fresco o mortero recién colocado.

**Agregado grueso.**—(1) Agregado que predominantemente es retenido en la malla No. 4 (4.76 mm); o (2) partículas de agre-

gado retenidas en la malla No. 4 (4.76 mm) (Nota 2).

**Nota 2.**—Las definiciones son alternativas para ser aplicadas bajo diferentes circunstancias. La definición (1) es aplicable a un agregado considerado como conjunto ya sea en estado natural o después de procesado. La definición (2) es aplicable a partículas de un agregado.

**Grava triturada.**—Producto resultante de la trituración artificial de gravas con la condición de que prácticamente todos los fragmentos tengan por lo menos una cara resultante de la trituración.

**Piedra triturada.**—Producto resultante de la trituración artificial de rocas, cantos rodados o guijarros grandes, con la condición de que prácticamente todas las caras sean producto de la trituración.

**Partículas alargadas.**—Partículas cuya relación largo-ancho o la del prisma rectangular que las circunscribe es mayor que un valor especificado.

**Agregado fino.**—(1) Agregado que pasa la malla de 9.5 mm ( $\frac{3}{8}$ " ) y pasa casi completo por la malla No. 4 (4.76 mm), y que es retenido predominantemente en la malla No. 200 (74 micras); o (2) partículas de agregado que pasan la malla No. 4 (4.76 mm) y son retenidas en la malla No. 200 (74 micras) (Nota 3).

**Nota 3.**—Las definiciones son alternativas para ser aplicadas bajo diferentes circunstancias. La definición (1) es aplicable a un agregado considerado como conjunto ya sea en estado natural o después de procesado. La definición (2) es aplicable a partículas de un agregado.

**Módulo de finura.**—Factor empírico obtenido mediante la división entre 100 de la suma total de los porcentos retenidos acu-



mulados de la muestra en cada una de las mallas especificadas (Nota 4).

Nota 4.—Las mallas usadas son: No. 100 (149 micras), No. 50 (297 micras), No. 33 (525 micras) No. 16 (118 mm), No. 6 (1238 mm); No. 4 (4.76 mm), 2.5 mm (3/8"), 19 mm (3/4"), 36 mm (1 1/4") y de aberturas mayores, que aumentan en la relación de 2 a 1.

**Lentes.**—Partículas cuya relación ancho-espesor o la del prisma rectangular que la circunscribe es mayor que un valor especificado.

**Grava.**— (1) Material granular retenido predominantemente en la malla No. 4 (4.76 mm), resultantes de la desintegración y abrasión natural de rocas o del procesamiento de conglomerados débilmente ligados; o (2) partículas de un agregado retenidas en la malla No. 4 (4.76 mm) resultantes de la desintegración y abrasión natural de rocas o del procesamiento de conglomerados débilmente ligados (Nota 5).

Nota 5.—Las definiciones son alternativas para ser aplicadas bajo diferentes circunstancias. La definición (1) es aplicable a un agregado considerado como conjunto ya sea en estado natural o después de procesado. La definición (2) es aplicable a partículas de un agregado. Los requisitos de propiedades y graduación deberán estar asentados en las especificaciones.

**Arena.**—(1) Material granular que pasa por la malla No. 4 (4.76 mm), que es retenido predominantemente en la malla No. 200 (74 micras), y que es producto de la desintegración y abrasión natural de rocas o del procesamiento de una arenisca completamente desmenuzable; o (2) partículas de un agregado que pasan por la malla No. 4 (4.76 mm) y son retenidas predominantemente en la malla No. 200 (74 micras), resultantes de la desintegración y abrasión natural de rocas o del procesamiento de areniscas completamente desmenuzables (Nota 6).

Nota 6.—Las definiciones son alternativas para ser aplicadas bajo diferentes circunstancias. La definición (1) es aplicable a un agregado considerado como conjunto ya sea en estado natural o después de procesado. La definición (2) es aplicable a una porción de un agregado. Los requisitos de propiedades y graduación deberán estar asentados en las especificaciones. El agregado fino producto del triturado de

rocas, el cual, o el cual se usase conlleva el nombre "arena artificial".

**Relación agua-cemento.**—Relación entre la cantidad de agua, excluyendo el agua de absorción de los agregados, y la cantidad de cemento de una mezcla de concreto. Esta relación se ha establecido en las diferentes formas siguientes: (1) En volumen aparente del cemento [considerando que el cemento pesa 1500 kg/m<sup>3</sup> (94 lb por pie cúbico)]; (2) En volumen absoluto del cemento; (3) En peso; (4) En litros de agua por saco de cemento.

**Trabajabilidad del concreto.**—Propiedad que determina el esfuerzo requerido para manipular una porción de concreto fresco recién mezclado con una pérdida mínima de homogeneidad.

## NOTA EDITORIAL

La ASTM ha aceptado la siguiente "revisión tentativa" de esta norma con el objeto de originar discusiones las cuales se tomarán en cuenta antes de que la revisión sea aprobada para incorporarla en esta norma. Las discusiones deberán dirigirse a la ASTM, 1916 Race St. Philadelphia 3, Pa.

**Nuevas definiciones.**—Añádase las siguientes nuevas definiciones:

**Escoria de altos hornos enfriada al aire.**—Material que resulta de la solidificación de escoria derretida de altos hornos bajo condiciones atmosféricas. El enfriamiento subsiguiente puede acelerarse aplicando agua a la superficie solidificada.

**Escoria de altos hornos expandida.**—Material celular de peso ligero obtenido procesando en forma controlada la escoria derretida de altos hornos con agua, o con agua y otros agentes tales como vapor o aire comprimido, o ambos.

**Escoria de altos hornos granulada.**—Material granular, vítreo, que se forma cuando la escoria derretida de altos hornos se enfría rápidamente por inmersión en agua.

Revisión tentativa publicada en junio, 1962.

# normas ASTM para cemento y concreto

Se tradujo y se republico con permiso de la American Society for Testing and Materials, 1900 Race Street, Philadelphia 2, Pa. 19103.

Especificaciones Estándar

## AGREGADOS PARA CONCRETO

Norma ASTM C 31-63

Publicada, 1961.

### Alcance

1. Estas especificaciones son aplicables a agregados finos y gruesos, excepto agregados ligeros, empleados en la fabricación de concreto.

Nota 1.—Se considera que estas especificaciones permiten obtener materiales satisfactorios para la mayoría de los concretos. Se reconoce que, para cierto tipo de trabajos o en ciertas regiones, pueden ser más o menos restrictivas de lo necesario.

Nota 2.—Las definiciones y términos usados en estas especificaciones pueden encontrarse en la Definición del Término Arena (ASTM C 27-72), en la Definición del Término Agregado (ASTM C 53-21 T), y en las Definiciones de Términos Relativos a Concreto y a Agregados para Concreto (ASTM C 125).

### AGREGADO FINO

#### Características generales

2. El agregado fino consistirá en arena natural, arena manufacturada o una combinación de ambas. Ciertas arenas manufacturadas producen pavimentos con superficie resbaladiza y deberán ser investigadas antes de usarlas.

#### Graduación

3. (a) Análisis granulométrico. El agregado fino, excepto por lo prescrito en el párrafo (b), tendrá una graduación dentro de los siguientes límites:

Malla	Porcentaje que pasa la malla
9.5 mm (3/8")	100
No. 4 (4.75-mm)	95 a 100
No. 8 (2.38-mm)	90 a 100
No. 16 (1.19-mm)	50 a 85
No. 30 (605- $\mu$ )	25 a 60
No. 50 (297- $\mu$ )	10 a 30
No. 100 (149- $\mu$ )	2 a 10

(b) Los porcentajes mínimos mostrados anteriormente para materiales que pasen las mallas Nos. 50 y 100 pueden reducirse a 5 y a 6 respectivamente, si el agregado se va a usar en concreto con aire incluido que contenga más de 250 kg de cemento por metro cúbico, o en concreto sin aire incluido que contenga más de 310 kg de cemento por metro cúbico, o si se usa un aditivo mineral adecuado para suplir las deficiencias en los porcentajes que poseen estas mallas. El concreto con aire incluido se considera aquí como el concreto que contiene cemento con inclusor de aire o que contiene un agente inclusor de aire, y cuyo contenido de aire incluido no es mayor del 3 por ciento.

(c) El agregado fino no tendrá más del 45 por ciento retenido entre dos mallas consecutivas de las indicadas en el párrafo (a), y su módulo de finura no será menor de 2.3 ni mayor de 5.1.

(d) Si el módulo de finura varía en más de 0.20 del valor que se supone en el proporcionamiento de las mezclas para el concreto, se rechazará el agregado fino a menos que se hagan ajustes adecuados en el proporcionamiento de las mezclas para compensar la diferencia en graduación.

#### Sustancias dañinas

4. (a) La cantidad de sustancias dañinas en agregados finos no excederá los límites prescritos en la tabla 1.

#### (b) Impurezas orgánicas:

(1) El agregado fino estará libre de cantidades perjudiciales de impurezas orgánicas. Excepto por lo que se diga aquí, los agregados que se sometan a los ensayos para determinar impurezas orgánicas y que produzcan un color más oscuro que el color estándar serán rechazados.

Tabla 1.—Límites para sustancias dañinas en agregados finos para concreto.

Materiales	Máximo en porcentajes del peso total de la muestra
Granos de arcilla	1.0
Materia que pase la malla No. 200:	
Concreto sujeto a abrasión	3.0*
Cualquier otro caso	5.0*
Carbón y lignita:	
Cuando es importante la apariencia de la superficie del concreto	0.5
Cualquier otro caso	1.0

\* En el caso de arena manufacturada, si el material que pasa la malla No. 200 consiste del polvo que resulta de la trituración y está esencialmente libre de arcilla, estos límites pueden aumentarse a 5 y a 7 por ciento respectivamente.

(2) Puede usarse un agregado fino que no cumpla el ensayo siempre que la descoloración se deba principalmente a la presencia de pequeñas cantidades de carbón, lignito, o partículas similares.

(3) Un agregado fino que no cumpla el ensayo puede usarse siempre que cuando se ensaye para determinar si tiene propiedades adecuadas para la fabricación de morteros, éstos desarrollen una resistencia a la compresión a los 7 y a los 28 días no menores del 95 por ciento de la desarrollada por un mortero similar fabricado con otra porción de la misma muestra que haya sido lavada en una solución al 3 por ciento de hidróxido de sodio y lavada después adecuadamente con agua. Se deberá tener cuidado para que no ocurran pérdidas de material fino. El tratamiento será suficiente para producir un color más claro que el color estándar con el material lavado.

(c) El agregado fino que se use en la fabricación de concreto que se vaya a mojar, que vaya a quedar expuesto a una atmósfera húmeda durante un período de tiempo prolongado, que vaya a estar en contacto con suelo húmedo, no contendrá materiales que produzcan reacciones perjudiciales con los álcalis del cemento en una cantidad tal que sea capaz de causar expansión excesiva del mortero del concreto, excepto que si tales materiales están presentes en cantidades dañinas, el agregado fino puede usarse con cemento que contenga menos del 0.6 por ciento de álcalis, expresados como óxido de sodio, o también si se añade un material del cual se tenga la certeza de que previene la expansión perjudicial debida a la reacción álcali-agregados.

Nota 2.—Se han propuesto varios métodos para detectar la reactividad potencial. Sin embargo, no

proporcionan información cuantitativa sobre el grado de reactividad que se puede esperar a tolerar en condiciones de servicio. Por consiguiente, la evaluación de la reactividad potencial de un agregado debe basarse en el criterio y en la interpretación de resultados experimentales, y en el examen de estructuras de concreto con la misma combinación de agregados finos y gruesos y cemento que se vaya a usar en el nuevo trabajo. Los resultados de los siguientes ensayos serán útiles para hacer esta evaluación:

(1) *Método Recomendado para Examen Petrográfico de Agregados para Concreto (ASTM C 294)*.—Se sabe que ciertos materiales tienen reacciones con los álcalis del cemento. Por ejemplo los siguientes: forjas de sílice ( ópalo, calcedonia, tridimita, y cristobalita); vidrios volcánicos intermedios o leídos (ácidos en sílice) tales como realita, andesita, o dacita; ciertas zeolitas como la heulandita; y ciertos constituyentes de algunas filitas. La determinación de la presencia y cantidades de estos materiales por examen petrográfico es útil en la evaluación de la reactividad potencial del álcali. Algunos de estos materiales presentan una reactividad dañina cuando están presentes en cantidades tan pequeñas como 1.0 por ciento y aun menos.

(2) *Método de Ensayo para Reactividad Potencial de Agregados (Método Químico) (ASTM C 226)*.—En este ensayo, si  $R_1$  indica la reducción en alcalinidad y  $S_1$  el sílice disuelto, ambos en miligramos por litro, se puede usar el siguiente criterio para evaluar la reactividad potencial:

(a) Si  $R_1$  excede 70, el agregado se considera potencialmente reactivo si  $S_1$  es mayor que  $R_1$ .

(b) Si  $R_1$  es menor que 70, el agregado se considera potencialmente reactivo si  $S_1$  es mayor que  $35 + R_1/2$ .

El ensayo se puede realizar rápidamente y, aunque no es de absoluta confianza en todos los casos, proporciona información útil, especialmente si no se dispone de resultados obtenidos de métodos más elaborados y más lentos.

(3) *Método de Ensayo para Reactividad Potencial Alcalina de Combinaciones Cemento-agregados (Método de la Barra de Mortero) (ASTM C 221)*.—Los resultados de este ensayo, cuando se realiza con cementos de alto contenido de álcali, proporcionan información sobre la manera en que ocurren las reacciones perjudiciales. El contenido de álcali del cemento, expresado como óxido de sodio, debe estar arriba de 6.0 por ciento, y preferiblemente arriba de 0.3 por ciento. Las combinaciones de agregados y cemento que produzcan expansiones excesivas en este ensayo generalmente deberán ser consideradas como potencialmente reactivas. Aunque la línea que establece el límite entre combinaciones reactivas y no reactivas no está definida claramente, generalmente se considera que la expansión es excesiva si excede de 0.05 por ciento a los 3 meses o de 0.10 por ciento a los 6 meses. Las expansiones mayores de 0.05 por ciento a los 3 meses no se deben considerar excesivas cuando la expansión a los 6 meses sea menor de 0.10 por ciento. Los resultados para ensayos a los 3 meses solamente deberán considerarse cuando no se disponga de resultados a los 6 meses.

(4) *Método de Ensayo para Cambio Volumétrico Potencial de Combinaciones Cemento-agregados (ASTM C 222)*.—Las combinaciones cemento-agregados ensayadas por este procedimiento y cuya expansión sea igual o mayor que 0.200 por ciento a una edad de un año, pueden considerarse no satisfactorias para emplearlas en concreto expuesto a grandes variaciones de temperatura y de grado de saturación en agua.

Tabla II.—Requisitos para Graduación de Agregados Gruesos

Números	Tamaño nominal (mallas de agujeros cuadrados)	Material que pasa cada uno de las siguientes mallas de agujeros cuadrados (Porcentajes en peso)												
		10 cm 4"	8.9 cm 3 1/2"	7.6 cm 3"	6.3 cm 2 1/2"	5.1 cm 2"	3.8 cm 1 1/2"	2.5 cm 1"	1.9 cm 3/4"	1.3 cm 1/2"	1.0 cm 3/8"			
1	8.9 cm a 3.8 cm 3 1/2" 1 1/2"	100	90 a 100		25 a 60		0 a 15		0 a 5					
2	6.3 cm a 3.8 cm 2 1/2" 1 1/2"			100	90 a 100	35 a 70	0 a 15		0 a 5					
357	5.1 cm a n° 4 2" 4.75"				100	95 a 100		35 a 70		10 a 30		0 a 5		
407	3.8 cm a n° 4 1 1/2" 4.75"					100	95 a 100		35 a 70		10 a 30	0 a 5		
57	2.5 cm a n° 4 1" 4.75"						100	95 a 100		25 a 60		0 a 10	0 a 5	
67	1.9 cm a n° 4 3/4" 4.75"							100	90 a 100		20 a 55	0 a 10	0 a 5	
7	1.3 cm a n° 4 1/2" 4.75"								100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	
8	1.0 cm a n° 8 5/8" 4.75"									100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5
3	5.1 cm a 2.5 cm 2" 1"				100	90 a 100	35 a 70	0 a 15		0 a 5				
4	3.8 cm a 1.9 cm 1 1/2" 3/4"					100	90 a 100	20 a 55	0 a 15		0 a 5			

## Sanidad

5. (a) Excepto por lo prescrito en los párrafos (b) y (c), el agregado fino sujeto a cinco ciclos de ensayo de sanidad deberá mostrar una pérdida no mayor de 10 por ciento cuando se use sulfato de sodio o de 15 por ciento cuando se use sulfato de magnesio. La muestra deberá cumplir los requisitos de graduación prescritos en la sección 3.

(b) Puede aceptarse agregado fino que no cumpla los requisitos del párrafo (a), siempre que otros concretos de propiedades comparables, fabricados de agregados similares obtenidos de la misma fuente, hayan dado un servicio satisfactorio al estar expuestos a condiciones climáticas similares a las que se espere encontrar.

(c) El agregado fino que no tenga un registro de servicio comprobable y que no cumpla los requisitos del párrafo (a) puede aceptarse, siempre que de resultados satisfactorios en concreto sujeto a ensayos de congelación y descongelación.

## AGREGADO GRUESO

### Características generales

6. El agregado grueso consistirá de piedra triturada, grava, o escoria de alto horno enfriada al aire, o una combinación, conforme a los requisitos de estas especificaciones.

## Graduación

7. Los agregados gruesos tendrán una graduación comprendida entre los límites especificados en la tabla II y cumplirán los requisitos prescritos en la misma.

### Sustancias dañinas

8. (a) La cantidad de sustancias dañinas en agregados gruesos no excederá los límites prescritos en la tabla III.

(b) El agregado grueso que se use en concreto que se vaya a mojar, que vaya a quedar expuesto a una atmósfera húmeda durante un período prolongado de tiempo o que vaya a estar en contacto con suelo húmedo no contendrá materiales que tengan reacciones dañinas con los álcalis del cemento en cantidades tales que puedan causar una expansión excesiva del mortero o del concreto, excepto que si tales materiales están presentes en cantidades perjudiciales, puede usarse el agregado grueso con cemento que contenga menos de 0.6 por ciento de álcali, calculado como óxido de sodio, o también puede usarse si se añade un material del cual se haya demostrado que previene la expansión perjudicial debida a la reacción álcali-agregados.

Nota 4.—Los métodos para evaluar la reactividad de los agregados se discuten en la nota 3.

### Peso de la escoria

9. La escoria de alto horno, que cumpla con la graduación debida para usarse en con-

Tabla III.—Límites permisibles para sustancias dañinas en agregados para concreto

Material	Porcentaje máximo de la muestra total por peso.
Grumos de Arcilla .....	0.25
Partículas Suaves .....	5.0
Cuarzo considerado como una impureza que se desdibaja en cinco ciclos del ensayo de sanidad, o en 50 ciclos de congelación y descongelación (0° F a 40° F) <sup>1</sup> ; o que tenga una gravedad específica en estado saturado y superficialmente seco de menos de 2.35:	
Exposición Severa .....	1.0
Exposición Media .....	5.0
Material que pasa la Malla No. 200 .....	1.0*
Carbón y Lignito:	
Cuando es importante la apariencia de la superficie del concreto .....	0.5
Todos los otros casos .....	1.0

\* Estas limitaciones se aplican solamente a agregados en los cuales el cuerpo aparece como una impureza. No se aplican a gravas que son predominantemente de tipo cuarzoso. Las limitaciones en tales agregados se debe basar en registros de servicio de los trabajos en los cuales se han empleado.

<sup>1</sup> La desintegración se considera como resquebrajamiento o una rotura que pueda determinarse por un examen visual.

\* En el caso de agregados gruesos si el material que pasa la malla No. 200 consiste del polvo que resulta de la trituración, y está esencialmente libre de arcilla, este porcentaje puede incrementarse a 15.

creta, tendrá un peso compactado no menor de 1160 kg/m<sup>3</sup> (73 libras por pie cúbico).

### Sanidad

10. (a) Excepto por lo prescrito en los párrafos (b) y (c), el agregado grueso sujeto a 5 ciclos del ensaye de sanidad mostrará una pérdida no mayor de 12 por ciento cuando se use sulfato de sodio o de 18 por ciento cuando se use sulfato de magnesio. El ensaye se realizará con una muestra que cumpla los requisitos de graduación prescritos en la sección 7.

(b) Los agregados gruesos que no cumplan los requisitos del párrafo (a) pueden aceptarse siempre que concretos de propiedades comparables, fabricados de agregados similares obtenidos de la misma fuente, hayan dado un servicio satisfactorio al estar expuestos a condiciones climáticas similares a las que se espere encontrar.

(c) El agregado grueso que no tenga un registro de servicios demostrable y que no cumpla los requisitos del párrafo (a) puede aceptarse siempre que de resultados satisfactorios en concreto sujeto a ensayes de congelación y descongelación, y que puedan obtenerse con él concretos de resistencia adecuada.

### Abrasión

11. (a) Excepto por lo prescrito en el párrafo (b), el agregado grueso sujeto a ensayes de abrasión tendrá una pérdida no mayor del 50 por ciento.

(b) El agregado grueso que tenga una pérdida por abrasión mayor de 50 por ciento puede usarse siempre que produzca resistencias satisfactorias en concreto de las proporciones seleccionadas para el trabajo.

### Métodos de muestreo y de ensaye

12. Los agregados se muestrearán y se ensayarán de acuerdo con los siguientes métodos, excepto cuando se prescriba de otra manera en estas especificaciones. Los ensayes requeridos se harán en muestras de ensaye que cumplan con los requisitos de los métodos de ensaye mencionados y que sean representativas de la graduación que se usará en el concreto. Puede usarse la misma muestra de ensaye para análisis granulométrico y para determinación de mater. que pasa la malla No. 200. Pueden usarse los diferentes tamaños obtenidos en el análisis granulométrico para la preparación de muestras para ensayes de sanidad y abrasión. Para la realización de todos los otros ensayes y para la evaluación de la reacti-

vidad potencial alcalina, cuando se requiera, deberán usarse muestras de ensaye independientes.

(a) Muestreo.—Métodos para Muestreo de Piedra, Escoria, Grava, Arena y Blaque de Piedra Usados como Materiales para Carreteras (ASTM D 75).

(b) Graduación.—Método de Ensaye para Análisis Granulométrico de Agregados Finos y Gruesos (ASTM C 136).

(c) Cantidad de Material que Pasa la Malla No. 200.—Método de Ensaye para Materiales que Pasan la Malla No. 200 en Agregados Minerales por Medio de Lavado (ASTM C 117).

(d) Impurezas Orgánicas.—Método de Ensaye para Determinar Impurezas Orgánicas en Arenas para Concreto (ASTM C 40).

(e) Propiedades Adecuadas para la Fabricación de Morteros.—Método de Ensaye para Determinar las Propiedades Adecuadas para la Fabricación de Morteros de Agregados Finos (ASTM C 87).

(f) Resistencia a la Compresión.—Método de Ensaye para Resistencia a la Compresión de Cilindros Moldeados de Concreto (ASTM C 39).

(g) Resistencia a la Flexión.—Método de Ensaye para Resistencia a la Flexión de Concreto (Usando Viga Simplemente Apoyada con Cargas en los Puntos Tercios) (ASTM C 78).

(h) Sanidad.—Método de Ensaye para Sanidad de Agregados por Medio de Sulfato de Sodio o de Sulfato de Magnesio (ASTM C 88).

(i) Grupos de Arcilla.—Método de Ensaye para Grupos de Arcilla en Agregados Naturales (ASTM C 142).

(j) Carbón y Lignito.—Método de Ensaye para Determinar Partículas de Peso Ligero en Agregados (ASTM C 123), usando un líquido de gravedad específica 2.0 para separar las partículas de carbón y lignito. Sólo se considerará como carbón o lignito el material que sea de color oscuro o negro. El coque no se clasificará como carbón o lignito.

(k) Peso de la Escoria.—Método de Ensaye para Determinar el Peso Unitario de Agregados (ASTM C 29).

(l) Abrasión de Agregados Gruesos.—Método de Ensaye para Abrasión de Agregados Gruesos por Medio de la Máquina Los Angeles (ASTM C 131).

(m) *Módulo de Finura*.—El módulo de finura, según se define en ASTM C 125, se obtiene a partir del análisis granulométrico, sumando los porcentajes totales retenidos en cada una de las siguientes mallas y dividiendo la suma entre 100: No. 100 (149 micras), No. 50 (297 micras), No. 30 (595 micras), No. 16 (1.19 mm), No. 8 (2.38 mm), No. 4 (4.76 mm), 9.5 mm ( $\frac{3}{8}$ " ), 19.1 mm ( $\frac{3}{4}$ " ), 38.1 mm ( $1\frac{1}{2}$ " ), y las siguientes mallas de mayor tamaño, de tal manera que la relación entre la abertura de una malla y la abertura de la anterior sea de dos a uno.

(n) *Partículas Suaves*.—Método de Ensaye para Dureza al Rayado de Partículas de Agregado Grueso (ASTM C 235).

(o) *Agregados Reactivos*.—Método de Ensaye para Reactividad Potencial Alcalina de Combinaciones Cemento-agregados (Método de la Barra de Mortero) (ASTM C

227). Método de Ensaye para Reactividad Potencial de Agregados (Método Químico) (ASTM C 269). Práctica Recomendada para Examen Petrográfico de Agregados para Concreto (ASTM C 265). Método de Ensaye para Cambio Volumétrico Potencial de Combinaciones Cemento-agregados (ASTM C 342).

(p) *Congelamiento y Descongelamiento*.— Los procedimientos para realizar ensayos de congelamiento y descongelamiento en concreto se describen en Métodos de Ensaye para Resistencia de Especímenes de Concreto a Congelación y Descongelación Rápida en Agua (ASTM C 290), a Congelación Rápida en Aire y Descongelación en Agua (ASTM C 291), a Congelación y Descongelación Lentas en Agua o Agua Salada (ASTM C 292), y Congelación Lenta en Aire y Descongelación en Agua (ASTM C 310).

# normas ASTM para cemento y concreto

Se tradujo y se reproduce con permiso de la American Society for Testing and Materials, 1915 Race Street, Philadelphia 3, Pa. EE. UU.

## Método Tentativo de Ensaye

### RESISTENCIA A LA ABRASION DE AGREGADO GRUESO DE TAMAÑO PEQUEÑO POR MEDIO DE LA MAQUINA LOS ANGELES

Norma ASTM C 131-64 T

Publicada, 1964

#### Alcance

1. Este método cubre un procedimiento para ensayar los tamaños de agregado grueso más pequeños que 3.8 cm (1½") para resistencia a la abrasión usando la máquina de ensaye Los Angeles.

- Nota 1.—Un procedimiento para ensaye de agregados gruesos más grandes que 1.9 cm (¾") se cubre en el Método de Ensaye para Resistencia a la Abrasión de Agregado Grueso de Tamaño Grande usando la máquina Los Angeles (Norma ASTM C 535).

#### Aparatos

2. (a) *Máquina Los Angeles.* — Deberá usarse la máquina Los Angeles para ensaye a la abrasión de acuerdo con todas sus características esenciales de diseño mostradas en la Fig. 1. La máquina consiste de un cilindro hueco de acero, cerrado en ambos extremos, de diámetro interior de 71 cm (28") y una longitud interior de 51 cm (20"). El cilindro se montará sobre unas flechas fijadas en sus extremos sin entrar en él, de tal forma que pueda girar con respecto a su eje en posición horizontal. Deberá proveerse una abertura en el cilindro para la introducción de la muestra de ensaye. Se deberá proveer de una tapa adecuada que impida el paso del polvo por la abertura, por medio de los pernos de la misma. La tapa será de tal diseño para que se mantenga el contorno cilíndrico de la superficie interior a menos que el anaquele se coloque para que la carga no caiga sobre la tapa, o llegue a estar en contacto con ella durante el ensaye. Un anaquele de acero removible proyectado radialmente con 9 cm (3½") dentro del cilindro y extendiéndose en toda su longitud, se montará a lo largo de un ele-

mento de la superficie interior del cilindro. El anaquele será de tal espesor y se montará por pernos u otros medios aprobados, para que sea firme y rígido. La posición del anaquele será tal que la distancia desde él hasta la abertura, medida a lo largo de la circunferencia del cilindro en la dirección de la rotación, no será menor que 127 cm (50").

Nota 2.—Se recomienda usar un anaquele de acero resistente al desgaste, de sección rectangular y montado independientemente de la tapa. Sin embargo, se puede usar un anaquele que consiste de una sección de ángulo rolado, debidamente montado en el interior de la cubreplaca previendo la dirección de la rotación tal que la carga se pueda coger en la cara exterior del ángulo.

(b) Mallas, de acuerdo con las Especificaciones para Mallas Usadas en Ensayes (Norma ASTM E 11).

#### Carga abrasiva

3. (a) La carga abrasiva consistirá de esferas de acero de aproximadamente 4.76 cm (1½") de diámetro y que pesen cada una de ellas entre 390 y 445 g.

Nota 3.—Las esferas de acero de diámetro 4.68 cm (1 27/32") que pesan 417 g se pueden obtener de al menos un fabricante. Si no se encuentran, disponibles en forma expedita, se puede reducir el siguiente tamaño mayor (4.76 cm (1½")), al tamaño deseado.

(b) La carga abrasiva, dependiendo de la graduación de la muestra de ensaye descrita en la Sección 4, será como sigue:

Graduación	Núm. de Esferas	Peso de la carga, g
A .....	12	5 000 ± 25
B .....	11	4 584 ± 25
C .....	8	3 330 ± 20
D .....	6	2 500 ± 15





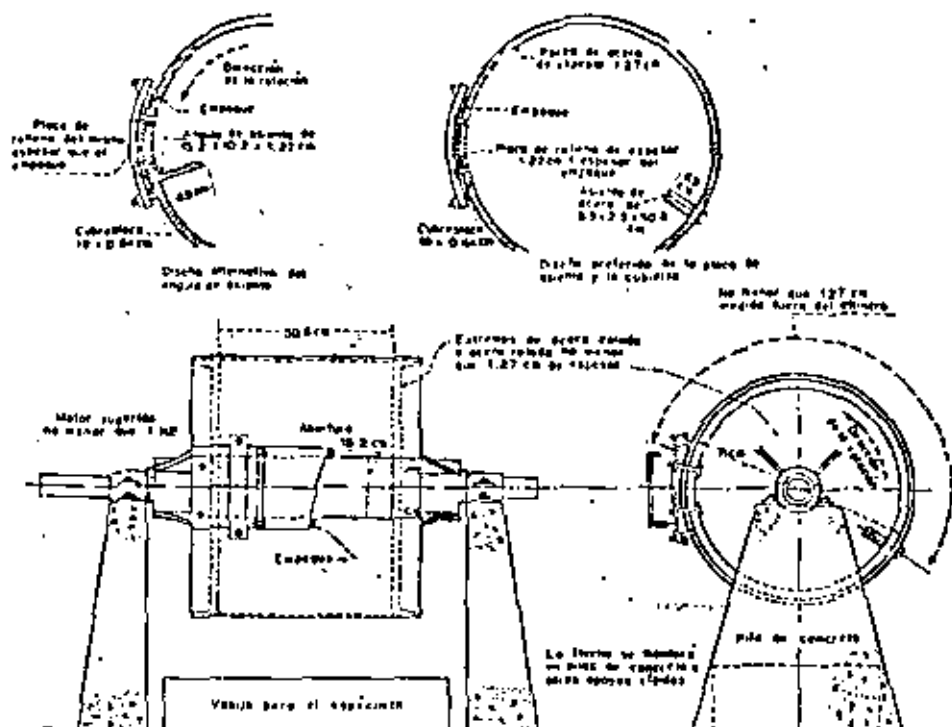


Fig. 1. Máquina Los Angeles para Ensaye de Absorción.

TABLA I. GRADUACIONES DE LAS MUESTRAS DE ENSAYE

Tamaño de la Malla, mm (Aberturas Cuadradas)		Peso de las Tazas Indicadas, g			
En la que pasa	En la que se retiene	Graduación			
		A	B	C	D
38.1 $1\frac{1}{2}$	25.4 1	1 250 ± 25	.....	.....	.....
25.4 1	19.0 $\frac{3}{4}$	1 250 ± 25	.....	.....	.....
19.0 $\frac{3}{4}$	12.7 $\frac{1}{2}$	1 250 ± 10	2 500 ± 10	.....	.....
12.7 $\frac{1}{2}$	9.5 $\frac{3}{8}$	1 250 ± 10	2 500 ± 10	.....	.....
9.5 $\frac{3}{8}$	6.35 (No. 3)	.....	.....	2 500 ± 10	.....
6.35 (No. 3)	4.76 (No. 4)	.....	.....	2 500 ± 10	.....
4.76 (No. 4)	2.38 (No. 8)	.....	.....	.....	5 000 ± 10
Total		5 000 ± 10	5 000 ± 10	5 000 ± 10	5 000 ± 10

## Muestra de ensaye

4. La muestra de ensaye consistirá de agregado limpio, representativo del material bajo ensaye, secado al horno a la temperatura de 105 a 110° C (221 a 230° F) a peso constante, de acuerdo con una de las graduaciones mostradas en la Tabla I. La graduación o graduaciones usadas serán representativas del agregado preparado para el trabajo. El peso de la muestra anterior al ensaye se registrará con aproximación de 1 g.

## Procedimiento

5. La muestra de ensaye y la carga de abrasión se colocarán en la máquina Los Angeles para ensaye a la abrasión girándose ésta a una velocidad de 30 a 33 rpm para 500 revoluciones. La máquina se operará y se equilibrará para mantener una velocidad uniforme en la periferia (Nota 4). Después del número de revoluciones prescritas, el material se descargará de la máquina y se hará una separación preliminar de la muestra en una malla mayor que la No. 12 (1.65 mm). La porción más fina se cribará en la malla No. 12 de acuerdo con la Sección 5 (b) del Método de Ensaye para Análisis Granulométrico de Agregados Fino y Grueso (Norma ASTM C 136). El material más grueso que la malla No. 12 se lavará (Nota 5), se secará al horno a la temperatura de 105 a 110° C (221 a

230° F) a peso constante, y se pesará con aproximación de 1 g (Nota 6).

Nota 4.—El desplome o el desluzamiento durante el mecanismo de operación es muy probable que produzca resultados de ensaye que no se pueden duplicar por las otras máquinas Los Angeles para ensaye a la abrasión que producen una velocidad constante en la periferia.

Nota 5.—Si la muestra se criba adecuadamente después del ensaye, la falta de lavado puede causar una reducción de 0.2 por ciento aproximadamente en el por ciento de desgaste calculado.

Nota 6.—La valorización de la información concerniente a la uniformidad de la muestra, bajo ensaye se puede obtener por la determinación de la pérdida después de 100 revoluciones. Esta pérdida deberá determinarse sin lavar el material más grueso que la malla No. 12. La relación de la pérdida después de 100 revoluciones a la pérdida después de 500 revoluciones, no será mayor que 0.20 para material de dureza uniforme. Cuando se haga esta determinación, deberá tenerse gran cuidado para evitar pérdidas en cualquier parte de la muestra; la muestra total, incluyendo el polvo de abrasión, se regresará a la máquina de ensaye para las 400 revoluciones finales requeridas para completar el ensaye.

## Cálculo

6. La diferencia entre el peso original y el peso final de la muestra de ensaye, se expresará como un porcentaje del peso original de la muestra ensayada. Este valor se reportará como el porcentaje de desgaste (Nota 7).

Nota 7.—El porcentaje de desgaste determinado por medio de este método no tiene una relación consistente conocida con el porcentaje de desgaste para el mismo material cuando se ensaya por el Método C 335.

# normas ASTM para cemento y concreto

No traducir y reproducir como un servicio para los ingenieros de habla hispana por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. con permiso de la American Society for Testing and Materials, 1916 Race Street, Philadelphia, Pennsylvania 19103. Esta traducción ha sido realizada y revisada con gran cuidado por personal técnico calificado. Sin embargo, únicamente la versión original en inglés de la norma cuenta con la aprobación de la American Society for Testing and Materials.

## Práctica Recomendada

### EXAMEN PETROGRAFICO DE AGREGADOS PARA CONCRETO

Norma ASTM C 295-65

ADOPTADA, 1954; REVISADA, 1965

#### Alcance

1. (a) Esta práctica recomendada presenta<sup>1</sup> procedimientos para el examen petrográfico de muestras representativas de materiales propuestos para emplearlos como agregados para concreto, por medio del microscopio óptico. Los procedimientos específicos empleados en el examen petrográfico de cualquier muestra dependerá en gran parte del propósito del examen y de la naturaleza de la muestra. Un examen petrográfico completo para propósitos particulares y para investigar problemas particulares requiere del examen de los agregados o de componentes seleccionados por medio de procedimientos adicionales, tales como el análisis de difracción de rayos X, análisis diferencial térmico, espectroscopio infrarrojo, u otros; en algunos casos, tales procedimientos son más rápidos y definitivos que los métodos microscópicos.

Los exámenes petrográficos se hacen para los siguientes propósitos:

- (1) Para determinar las propiedades físicas y químicas del material que será analizado por métodos petrográficos y que tiene una relación con la calidad del material para su aprovechamiento deseado,
- (2) Para describir y clasificar los componentes de la muestra, y
- (3) Para determinar las cantidades relativas de los componentes de la muestra, lo cual es esencial para la evaluación adecuada de la muestra, cuando

los componentes difieren significativamente en propiedades que tienen relación con la calidad del material para su aprovechamiento deseado.

(b) La identificación de los componentes de una muestra generalmente es un paso necesario para el conocimiento de las propiedades que se espera influyan en el comportamiento del material para su aprovechamiento deseado, pero la identificación no es el fin del mismo. El valor de cualquier examen petrográfico dependerá en gran parte de la representatividad de la muestra examinada, de la completa y exacta información proporcionada al petrógrafo respecto al origen y propósitos de empleo del material, y de la habilidad del petrógrafo para correlacionar estos datos con los encontrados en el examen.

(c) Esta práctica recomendada no pretende delinear las técnicas del trabajo petrográfico puesto que se supone que el método será empleado por personas calificadas por su educación y experiencia para utilizar tales técnicas para la identificación de las propiedades características de rocas y minerales y para describir y clasificar los componentes de una muestra de agregados. En ella se intenta describir la extensión a que tales técnicas deben emplearse, la selección de propiedades que deberán buscarse, y la forma en que dichas técnicas deben emplearse en el examen de muestras de agregados para concreto. Estos objetivos se podrán alcanzar si los ingenieros responsables de la aplicación de los resultados del examen petrográfico para la evaluación de los agre-

<sup>1</sup> Esta práctica recomendada se basa en el "Method of Petrographic Examination of Aggregates for Concrete", por Katharine Mather y Bryant Mather, *Proceedings, Am. Soc. Testing Materials*, Vol. 50, pp. 1283-1312 (1950).

gados por emplearse en la construcción de concreto tienen una confianza razonable en que tales resultados, dondequiera y siempre que se obtengan, puedan confidencialmente ser comparados.

**Nota.**—Se recomienda que las rocas y minerales mencionados en la Nomenclatura Descriptiva de Componentes de Agregados Minerales Naturales (Norma ASTM C 294) deben emplearse hasta donde sean apropiados en la preparación de reportes de acuerdo con esta práctica recomendada.

#### Aparatos y accesorios

2. Los aparatos y accesorios mencionados en los párrafos siguientes (a) y (b) incluyen una selección recomendada que permitirá el empleo de todos los procedimientos descritos en esta práctica recomendada. Todos los artículos específicos mencionados se han empleado, en relación con el comportamiento de los exámenes petrográficos, por los procedimientos aquí descritos; sin embargo, no se pretende decir que otros artículos no se puedan sustituir para desempeñar funciones similares. Siempre que sea posible la selección de aparatos particulares y accesorios se dejará a juicio del petrógrafo que va a ejecutar el trabajo para que los artículos obtenidos sean aquellos con los que tenga mayor experiencia y esté más familiarizado. El equipo mínimo requerido como esencial para hacer exámenes petrográficos de muestras de agregados son estos artículos, o aparatos equivalentes o accesorios que servirán para el mismo propósito, que los marcados con asteriscos en las listas de los párrafos (a) y (b).

#### (a) Aparatos y accesorios para preparar especímenes:

- (1) Sierra para cortar rocas,\* preferentemente de hoja de diamante de 35 cm (14").
- (2) Esmeril de disco horizontal,\* preferentemente de 40 cm (16") de diámetro.
- (3) Disco pulidor, preferentemente de 25 a 30 cm (8 a 12") de diámetro.
- (4) Abrasivos,\* arenisca de carborundo No. 100, No. 240, FFF; esmeril.<sup>2</sup>
- (5) Pico de exploración.
- (6) Reglilla microscópica\* clara, anticorrosiva, de 25 por 45 milímetros de tamaño.
- (7) Bálsamo de Canadá,\* neutro, en xileno.

<sup>2</sup> El esmeril adecuado para este propósito es de polvo de esmeril de mallas 1000 y 1800, tal como los de la Compañía Óptica Americana M-303 y M-304, o sus equivalentes.

(8) Xileno\*.

- (9) Monturas medianas\* adecuadas para montar placas de rocas de secciones delgadas.
- (10) Horno de laboratorio\*.
- (11) Placas de vidrio cuadradas\* alrededor de 30 cm (12") con un borde de sección delgada esmerilada.
- (12) Separador de muestras Jones\* con vasijas.
- (13) Tajas de vidrio Micro\* anticorrosivas, cuadradas, de 12 a 18 mm, ... 25 mm etc.
- (14) Mortero Plattner.

#### (b) Aparatos y accesorios para el examen de especímenes:

- (1) Microscopio polarizador\* con etapas mecánicas; objetivos para bajo, medio y alto poder, y objetivo con dispositivo para centrar; lentes ópticos de varios poderes; compensadores totales y de cuarto de onda; cuña de cuarzo.
- (2) Lámparas de Microscopio\* (incluyendo preferentemente una lámpara de arco de sodio).
- (3) Microscopio estereoscópico\* con objetivos y oculares para dar ampliificaciones finales de 6 veces a cerca de 60 veces.
- (4) Imán\* preferentemente Alnico, o un electroimán.
- (5) Porta agujas y puntos\*.
- (6) Gotero, de 60 ml de capacidad.
- (7) Platillos de cultivo Petri.
- (8) Tenazas, lisas de puntas rectas.
- (9) Papel cristal\*.
- (10) Inmersión media\*  $n = 1.410$  a ...  $n = 1.785$  en pasos de 0.005 (Nota 1).
- (11) Contador.
- (12) Cámara microfotográfica y accesorios (Nota 2).

**Nota 1.**—Es necesario que el petrógrafo disponga de facilidades para comprobar el índice de refracción de la inmersión media. Si se pretende hacer una identificación exacta de materiales, como por ejemplo la diferenciación de cuarzo y calcedonia o la diferenciación del vidrio volcánico básico desde el intermedio, los índices de refracción de la media ne-

cuando deba compararse con precisión. La muestra puede no ser estable en períodos muy cortos de tiempo y estar sujeta a variaciones considerables debidas a cambios de temperatura. En laboratorios desprovistos de control de temperatura, con frecuencia es necesario renovar la inmersión media varias veces durante el curso de un día cuando se requieren identificaciones precisas. El equipo necesario para calentar la inmersión media consiste de un refractómetro Abbe. El refractómetro deberá equilibrarse con un prisma compensador para leer índices de luz de sodio de esta luz blanca, o deberá emplearse con una lámpara de arco de sodio.

**Nota 2.**—Se dice que un laboratorio que se encarga de cualquier cantidad considerable de trabajos petrográficos debe contar con facilidades para hacer registros microfotográficos de los rasgos que no pueden describirse adecuadamente con palabras. Las microfotografías se pueden tomar empleando lámparas microscópicas estándar para iluminación sin embargo, se recomienda siempre que sea posible estar provisto con una lámpara de arco de sodio para este propósito. Para ilustraciones de los aparatos típicos, véase el artículo de Mather y Mather.

## Muestreo

3. Las muestras para el examen petrográfico deberán tomarse por o bajo la supervisión directa de un geólogo familiarizado con los requisitos de agregados para concreto y en general siguiendo con requisitos del Método Estándar para Muestrear Roca, Escoria, Grava, Arena y Bloques de Roca para Emplearse como Materiales para Carreteras (Norma ASTM D 75).

La localización exacta de donde la muestra fue tomada, la geología del lugar, y otro datos pertinentes deberán suministrarse con la muestra.

La cantidad de material actualmente estudiada en el examen petrográfico deberá determinarse por la naturaleza del examen que se va a hacer y la naturaleza del material por examinar, como se discutió en la Sección 4.

(a) *Las canteras inexploradas* deberán muestrearse mediante corazones extraídos de una profundidad tal que se obtenga material sano. La extracción de tales corazones se hará en la dirección que es esencialmente normal a los planos estructurales dominantes de la roca. Los materiales masivos se pueden muestrear por corazones "XX" (2½" de diámetro). Los lechos delgados o complejos de material deben ser representados por corazones de diámetro no menor de 10 cm (4"). Existirá un número adecuado de corazones para cubrir los límites del depósito propuesto para el trabajo bajo consideración. La longitud total en metros del corazón recubierto deberá incluirse en la muestra y se darán datos precisos tales como elevaciones, profundidades y pérdidas de corazones.

(b) *Canteras y depósitos de grava y arena en operación* en las cuales las pilas almacenadas de material producido están disponibles, deberán representarse por no menos de 45 kg (100 lb) ó 300 piezas, cualquiera que sea su longitud, de cada tamaño de material por examinarse. Las muestras de las pilas de almacenamiento deberán componerse de porciones representativas de muestras grandes tomadas con la debida consideración por la segregación de las pilas.

(c) *Los frentes expuestos de canteras improductivas*, donde no se dispone de pilas de almacenamiento de material procesado, deben representarse por no menos de 2 kg de cada lecho o estrato distintivo, sin piezas que pesen menos de ½" kg; o por corazones extraídos como se describió en el Párrafo (a).

(d) *Los depósitos de grava y arena inexplorados* deberán muestrearse por medio de pozos de ensayo excavados a una profundidad anticipada de producción económica futura. Las muestras consistirán de no menor de las siguientes cantidades de material seleccionado como representativo del depósito:

Tamaño de mallas	Cantidad	
	kg	piezas
152.4 a 304.8 mm .....	.....	*
76.2 a 152.4 mm .....	.....	300 <sup>a</sup>
38.1 a 76.2 mm .....	181.44	.....
19.05 a 38.1 mm .....	90.72	.....
4.76 (No. 4) a 19.05 mm	45.36	.....
Arena .....	22.68	.....

\* No menor que una pieza para cada tipo aparente de roca.

## ARENA Y GRAVA NATURAL

### Selección de muestras por examinar

4. (a) Las muestras de grava y arena natural para el examen petrográfico se deben cribar de acuerdo con el Método Tentativo de Ensayo para Cribado o Análisis Granulométrico de Agregados Fino y Grueso (Norma ASTM C 136), para disponer de muestras de cada tamaño de malla. En el caso de las arenas deberá cribarse una porción adicional, sin lavarse, y ensayarse de acuerdo con el Método Tentativo de Ensayo para Materiales más Finos que la malla No. 200 en Agregados Minerales por Medio de Lavado (Norma ASTM C 117), con

objeto de proporcionar una muestra de material que pase la malla No. 200. Los resultados del análisis granulométrico de cada muestra obtenidos de acuerdo con el Método C 135 se proporcionarán al petrógrafo que hace el examen quien los empleará para calcular los resultados del examen petrográfico. Cada fracción de cada malla se examinará por separado, comenzando con el tamaño máximo disponible. Las rocas son más fáciles de reconocer en piezas grandes; la falta de un tipo heterogéneo presente en tamaños mayores puede suministrar partículas de varios tipos diferentes aparentemente en los tamaños más pequeños. Algunos tipos importantes y fácilmente confundibles pueden identificarse empleando el microscopio estereoscópico si primeramente se identifican y se clasifican en los tamaños más grandes, pero pueden requerir un examen empleando el microscopio petrográfico si se encuentran primeramente en los tamaños más pequeños.

(b) El número de partículas de cada fracción de malla por examinarse se fijará con la precisión requerida de determinación de los componentes menos abundantes. Suponiendo que los procedimientos de muestreo de campo y de laboratorio son exactos y confiables, el número de partículas examinadas, identificadas y contadas en cada retenido de malla dependerá de la precisión requerida para la estimación de los componentes presentes en cantidades pequeñas. Los números presentados en este método son mínimos. Están basados en experiencias y consideraciones estadísticas.<sup>3</sup> Se cree que por lo menos 300 partículas de cada fracción de malla se deben identificar y contar con objeto de obtener resultados confiables. Determinaciones precisas de cantidades pequeñas de un componente importante requerirá un cómputo de mayor número de partículas.

#### Examen de grava natural

5. (a) *Revestimientos*.—Los cantos rodados deberán examinarse para establecer si se presentan revestimientos exteriores.

Si los hay, deberán determinarse si los revestimientos consisten de materiales que probablemente son perjudiciales para el concreto (ópalo, yeso, sales fácilmente solubles, materia orgánica). También se determinará que tan adherido está el revestimiento a los cantos rodados.

(b) *Tipos de rocas*.—El retenido en la malla deberá separarse en tipos de rocas mediante un examen visual. Si todas o la mayor parte de los grupos presentes son tipos fácilmente identificables en especímenes de mano por el examen de superficies naturales o de fractura y por ensayos de rayado y de ácidos, no se necesitará una identificación posterior. Las rocas de grano fino que no se pueden identificar macroscópicamente o que pueden consistir de o contener componentes que son nocivos para el concreto deberán compararse mediante un examen con el microscopio estereoscópico.

Si no se pueden identificar por esos medios, deberá examinarse por medio del microscopio petrográfico. La cantidad de trabajo realizado en la identificación de rocas de grano fino deberá adaptarse a la información necesaria acerca de la muestra particular. El examen cuidadoso de un tamaño de muestra o el estudio de información del examen previo de muestras del mismo origen, usualmente revelará la cantidad de detalles adicionales de trabajo microscópico necesarios para obtener información adecuada para el propósito. En ocasiones, los métodos petrográficos distintos del microscopio, tales como dirección de rayos X, pueden necesitarse o podrían servir para identificar rápidamente las rocas de grano fino.

(c) *Condición*.—Los grupos separados pertenecientes a cada tipo de roca deberán examinarse para determinar si es necesaria una clasificación posterior por características físicas. Si todas las partículas de un tipo de roca están en condición comparable, deberá anotarse dicho hecho. Con frecuencia, se encontrarán partículas en diferentes grados de intemperismo en un grupo. Estas se clasificarán dentro de categorías basadas en condiciones y comportamiento comparable en el concreto. Los tipos de categorías propuestas son: (a) Sanas, densas; (b) moderadamente intemperizadas; (c) muy intemperizadas; o (a) densas, (b) porosas (o porosas y fisuradas). Usualmente no es práctico identificar más de tres condiciones por tipo de roca, y una o dos pueden ser suficientes. Un componente importante que se presenta en grandes cantidades puede requerir en ocasiones una clasificación dentro de cuatro grupos por su condición. El ejemplo notable es el hormigón cuando éste es el componente princi-

<sup>3</sup> G. G. Simpson y A. Rowe "Quantitative Zoology" McGraw-Hill Co., Inc., New York, N. Y. pp. 182-183 (1939).

A. L. Dryden, Jr. "Accuracy in Percentage Representation of Heavy Mineral Frequencies", *Proceedings, Nat. Academy Sciences U.S.*, Vol. 17, No. 5, May, 1931, pp. 231-233.

pal de una muestra de grava. Este se puede presentar como horsteno denso no fracturado; horsteno laminado; horsteno poroso; y horsteno denso altamente fracturado. La determinación de cualquiera de estas cuatro condiciones caracterizan a una partícula que puede esperarse tenga una influencia importante en la predicción del comportamiento de la partícula en el concreto.

(d) *Registro.* — Deberán tomarse notas durante el examen. Cada tipo de roca deberá describirse; las características principales pueden incluirse en las siguientes:

- (1) Forma de la partícula.
- (2) Superficie de la partícula.
- (3) Tamaño de los granos.
- (4) Textura y estructura, incluyendo observaciones de espaciamiento de poros, compactación de los granos, cementación de los granos.
- (5) Color.
- (6) Composición Mineralógica.
- (7) Heterogeneidades significativas.
- (8) Condiciones físicas generales del tipo de roca en la muestra, y
- (9) Presencia de componentes que se sabe causan reacciones químicas perjudiciales al concreto.

El cómputo de partículas se registrará en tablas para incluirlo en el reporte. Cuando el examen se ha completado, las notas contendrán suficiente información para que permitan la preparación de tablas y descripciones. Se prepararán las tablas para que muestren la composición y condición de las muestras por retenidos de malla y el promedio en peso de la composición, basada en la graduación de la muestra como se recibe y en la distribución de los componentes por retenidos de malla. Se prepararán descripciones de grupos de componentes que contengan características principales de las enumeradas anteriormente.

#### Examen de arena natural

6. El procedimiento para el examen de arena natural es similar al empleado para el examen de gravas, con la modificación necesaria por la diferencia en tamaño de partículas.

(a) *Tamaños mayores que la No. 30.* — Cada retenido de malla que es mayor de la malla No. 30 (595 micras) deberá reducirse con el muestreador de Jones hasta obtener en un cuarteo o cuarteos un contenido de

300 partículas por lo menos. La muestra reducida de cada retenido de malla deberá examinarse, y sus componentes serán identificados y contados, empleando el microscopio estereoscópico. Es conveniente extender la muestra en un plato de vidrio de fondo plano tal como el plato de Petri y manipular los granos con una tenaza y agujas de disección. La identificación de los granos de arena en tamaños más grandes es más fácil cuando los granos están sumergidos en agua. La inversión resta reflexión de las caras exteriores y puede manifestar características que no se pueden apreciar cuando los granos están secos. Existen excepciones para esta generalización. Cuando la identificación es difícil, el examen incluye examen de la superficie natural (seca y húmeda), examen de la superficie quebrada (seca y húmeda), y ensayos de rayado y con ácidos. Únicamente después de que se han hecho estos pasos y el grano está aún sin identificar, el petrógrafo puede recurrir al microscopio petrográfico. Los granos que no se pueden identificar con el microscopio estereoscópico, o que se sospecha consisten de o contienen sustancias que sabemos reaccionan perjudicialmente en el concreto, se establecerá además que se examine con el microscopio petrográfico. Si el problema de reacción con el menor contenido de álcalis del cemento portland es importante en el examen de la muestra, se indican ciertas modificaciones al procedimiento. Si los tamaños de arena más gruesos contienen granos finos, posiblemente rocas ígneas vítreas, se seleccionarán varias partículas típicas de cada variedad de rocas para un examen más completo. El petrógrafo determinará la presencia o ausencia de vidrio mediante el triturado de granos típicos y examinándolos en inmersión media, empleando el microscopio petrográfico. En casos difíciles o especialmente importantes, será necesario triturar granos sospechosos y hacer montones de inmersión con una parte del grano y una sección delgada con la otra parte. Cuando la arena contenga horsteno y la reactividad potencial del horsteno sea una consideración importante, un número de partículas de horsteno desde las fracciones retenidas en la Malla No. 30 deberán tomarse por separado para las determinaciones del índice de refracción.

(b) *Tamaños más finos que la malla No. 30.* — Cada uno de los retenidos en las mallas menores que la malla No. 30 (595 micras) se reducirá con el muestreador de Jones hasta aproximadamente a 4 ó 5 gr. El volumen usualmente es menor que el de una cucharita. En algunas graduaciones las frac-



ciones retenidas en las mallas No. 100 (149 micras) y No. 200 (74 micras) pueden presentarse en cantidades tan pequeñas que la reducción es innecesaria. Estas muestras se reducirán posteriormente con un muestreador miniatura de Jones o por medio de conos y cuarteos con espátula en una hoja de papel limpio. Una porción representativa de cada muestra reducida se montará en aceite de inmersión sobre un portaobjetos de vidrio limpio y cubierta con un cubreobjetos limpio. No se conocen procedimientos enteramente satisfactorios para reducir muestras con aproximación de 300 granos. La muestra reducida se puede muestrear mediante su dispersión en una capa delgada de vidrio o papel limpio pasando a través de la muestra la punta de la aguja de disección humedecida en aceite de inmersión, y transfiriendo los granos adheridos a la aguja a una gota de aceite de inmersión en un portaobjetos limpio. Si esto se hace cuidadosamente, se obtendrá una muestra totalmente representativa. Si la aguja de disección es de acero inoxidable, puede tenerse una concentración de minerales magnéticos. Es comúnmente necesario hacer varias montaduras de los retenidos en las mallas No. 30 (297 micras) y No. 100 (149 micras) para obtener por lo menos 300 granos de cada una. El índice de aceite de inmersión deberá seleccionarse para hacer más fácil la identificación de los componentes importantes y con la mejor definición posible. Se recomienda el empleo de un aceite de inmersión con un índice igual o ligeramente inferior del índice más bajo de cuarzo (1.544). El portaobjetos se montará en un microscopio petrográfico equipado con una platina mecánica. Deberán hacerse varios trazos, y cada grano que pase el hilo de la retícula deberá registrarse y contarse. Deberá tenerse cuidado de mover el portaobjetos con el ajuste de norte a sur en cada trazo de tal manera que un grano no se considere dos veces. Cada retenido de malla que pase la No. 30 y sea retenido por la No. 200 deberá ser examinada de esta manera. Comúnmente, el material que pasa la malla No. 200 se monta en un portaobjetos siguiendo el procedimiento arriba descrito, examinado por medio del microscopio petrográfico, y estimada su composición.

Si se presenta una cantidad grande poco común de este tamaño, o si contiene componentes que se espera tengan un efecto importante en la conveniencia del agregado para el uso pretendido, deberán ser consideradas.

## CORAZONES EXTRAIDOS, LECHO ROCOSO, PIEDRA TRITURADA Y ARENA PROCESADA

### Examen de corazones extraídos

7. Cada corazón se examinará y se preparará un registro que indique la longitud en metros del corazón recuperado, pérdida de corazón y localización; localización y espaciamiento de fracturas y planos de fallas; tipo o tipos litológicos; alternación de tipos; condiciones físicas y variación de condiciones; tenacidad, dureza, cohesión; porosidad aparente; tamaño del grano, textura, variaciones en los tamaños de granos y textura; tipo o tipos de fractura; y presencia de componentes capaces de reaccionar perjudicialmente en el concreto. Debe considerarse la probabilidad de la roca para hacer agregado del tamaño máximo requerido, si el tamaño del corazón lo permite.

Comúnmente es más fácil identificar las características y cambios litológicos si se humedece la superficie del corazón que se está examinando. La mayoría de la información comúnmente requerida se puede obtener mediante un examen visual cuidadoso, ensayos de rayados y de ácidos, y golpeando el corazón con un martillo. En el caso de rocas de grano fino, puede ser necesario examinar partes del corazón, empleando el microscopio estereoscópico, o preparar secciones delgadas de partes seleccionadas. Algunas consideraciones y procedimientos son más aplicables a tipos particulares de rocas que a otras. Comúnmente las rocas estratificadas consideradas como agregados para concreto serán calizas, y ocasionalmente rocas metamórficas, tales como filita, gneis o esquistos. Una de las preguntas más importantes que surgen en el examen de calizas, es la presencia, tipo y distribución de impurezas arcillosas. Las calizas que contienen betas delgadas intercaladas de pizarras blandas pueden ser bancos adecuados de agregados si la pizarra está distribuida de forma tal que no impida la fabricación del tamaño máximo requerido, y si la pizarra se puede eliminar o reducir durante el proceso. Cuando se presenten impurezas arcillosas, deberá determinarse si ésta consiste de minerales de arcilla o de otros minerales del tamaño de la arcilla. Si consisten de minerales de arcilla, deberá establecerse si los minerales de arcilla incluyen miembros del grupo de la montmorillonita (arcillas expansivas).<sup>4</sup> El análisis de difracción de rayos X es de gran valor

<sup>4</sup> G. F. Loughlin, "Usefulness of Petrology in the Selection of Limestone", Rock Products, Vol. 31, No. 6 Marzo 17, 1929. Págs. 50-59.

especialmente en la identificación y determinación cuantitativa de los minerales de arcilla. En el examen de rocas ígneas de grano fino, deberá tenerse particular atención con la naturaleza del suelo. Este examen incluirá la determinación de la presencia o ausencia de ópalo, calc-clonita, vidrio natural y minerales de arcilla del grupo de la montmorillonita; si se encuentra cualquiera de este grupo, se estimará su cantidad; si se encuentra vidrio natural se determinará su tipo.

#### Examen de lecho rocoso

8. El procedimiento empleado en el examen será el mismo que para las muestras de corazones con la amplitud que permita el espaciamiento de muestras y el tamaño de las partículas individuales. Si la muestra consiste de una cantidad relativamente grande de piedras quebradas producidas por explosiones, es conveniente inspeccionar la muestra completa, estimar la abundancia relativa de los tipos de roca o variedades presentes, y muestrear cada tipo antes de procesarlas posteriormente. El procedimiento subsecuente será el mismo que el dado en la Sección 9 para la piedra triturada.

#### Examen de piedra triturada

9. El procedimiento para el examen de piedra triturada será semejante al de los corazones, con excepción de que se obtengan datos cuantitativos necesarios mediante el cómputo de partículas de las fracciones retenidas en las mallas por separado.

#### Examen de arena procesada

10. Si no se dispone de muestras de la roca de donde se produjo la arena, el procedimiento de examen será similar al empleado para arena natural, haciendo énfasis en la cantidad y extensión de fracturas desarrolladas mediante las operaciones de mollienda.

### CALCULOS Y REPORTE

#### Cálculos

11. La composición del retenido de cada malla de una muestra heterogénea y el promedio en peso de la composición de toda la muestra deberá calcularse como sigue:

(a) La composición de cada retenido de malla se expresará mediante la suma del número total de partículas del retenido, y calculando cada componente en cada condición como un porcentaje de la cantidad total (como número de partículas en por ciento, en cada fracción de malla). Es conveniente calcular y registrar los porcentajes en décimos en esta etapa. Un ejemplo de estos cálculos se presenta en la parte superior de la Tabla I.

(b) El porcentaje en peso de retenido en la malla de la muestra total (porcentajes individuales retenidos en cribados consecutivos) se obtendrá de la graduación de la muestra como se determina en la Norma ASTM C 136.

(c) El porcentaje de la muestra total de ese componente en ese tamaño se calculará multiplicando el porcentaje del componente en el retenido de la malla, determinado como se describió en el Párrafo (a), por el porcentaje del retenido en la malla de la muestra total, obtenido como se describió en el Párrafo (b) (porcentaje en peso de los componentes del retenido en la malla, Tabla I). Es conveniente calcular y registrar estos porcentajes en décimos.

(d) Sumando los porcentajes en peso de cada componente del retenido en cada malla, se obtendrá el porcentaje en peso de cada componente de la muestra total (véase la parte inferior de la Tabla I la composición en peso de la muestra).

(e) Se construirá una tabla que muestre la composición de cada retenido en las mallas y la composición en peso de la muestra total. Se reportarán los valores más próximos al número entero. Las cantidades de componentes de 0.5 por ciento o menos de un retenido en la malla o de la muestra total se reportarán como residuos. La Tabla II es un ejemplo construido con los datos obtenidos de la Tabla I. Como convención, el total en cada retenido de malla y el total en la muestra completa será en cada una de 100 por ciento sin los residuos. Las dificultades en la permanencia de esta convención usualmente se puede evitar agrupando los componentes menores de poca importancia ingenieril. Es preferible tabular los componentes que se sabe reaccionan perjudicialmente en el concreto de tal forma que su distribución sea notable en la inspección de la tabla, aun cuando la cantidad en la muestra total o en cualquier retenido sea muy pequeña.

TALA I.—CALCULO DE RESULTADOS DEL COMPUTO DE PARTICULAS\*

Componentes <sup>b</sup>	Composición de las fracciones retenidas en las mallas que se indican							
	19.05 mm		12.5 mm		9.5 mm		Nº 4	
	Número de Partículas	Por ciento	Número de Partículas	Por ciento	Número de Partículas	Por ciento	Número de Partículas	Por ciento
A <sub>1</sub> .....	250	50.0	200	40.0	150	30.0	50	10.0
A <sub>2</sub> .....	50	10.0	100	20.0	125	25.0	100	20.0
A <sub>3</sub> .....	10	2.0	50	10.0	75	15.0	100	20.0
B <sub>1</sub> .....	107	21.4	70	14.0	62	12.4	32	6.4
B <sub>2</sub> .....	76	15.2	53	10.6	19	3.8	87	17.4
B <sub>3</sub> .....	—	—	20	4.0	43	8.6	96	19.2
C <sub>1</sub> .....	5	1.0	5	1.0	20	4.0	20	4.0
C <sub>2</sub> .....	2	0.4	2	0.4	6	1.2	10	2.0
C <sub>3</sub> .....	—	—	—	—	—	—	5	1.0
Totales .....	500	100	500	100	500	100	500	100
Porcentajes individuales retenidos en la malla .....		17.4		32.6		29.5		20.5
	Porcentajes en peso de componentes en cada retenido de malla				Composición en peso de la muestra			
	19.05 mm	12.5 mm	9.5 mm	Nº 4				
A <sub>1</sub> .....	8.7	13.0	8.9	2.1	32.7			
A <sub>2</sub> .....	1.7	6.5	7.4	4.1	19.7			
A <sub>3</sub> .....	0.4	3.3	4.4	4.1	12.2			
B <sub>1</sub> .....	3.7	4.6	3.7	1.3	13.3			
B <sub>2</sub> .....	2.6	3.5	1.1	3.6	10.8			
B <sub>3</sub> .....	—	1.3	2.5	3.9	7.7			
C <sub>1</sub> .....	0.2	0.3	1.2	0.8	2.5			
C <sub>2</sub> .....	0.1	0.1	0.3	0.4	0.9			
C <sub>3</sub> .....	—	—	—	0.2	0.2			
Total en el retenido de malla	17.4	32.6	29.5	20.5				
Total en la muestra, condición 1 .....					48.5			
Total en la muestra, condición 2 .....					31.4			
Total en la muestra, condición 3 .....					20.1			

\* Esta tabla muestra un método conveniente de anotar en un esquema resultados y cálculos. Los resultados desarrollados aquí están registrados en la forma que se indica en la Tabla II. La Tabla II se incluye en el informe petrográfico, la Tabla I no.

<sup>b</sup> Las letras A, B y C se refieren a los diferentes componentes encontrados, los subíndices 1, 2 y 3 se refieren a varias condiciones en que cada componente ha sido encontrado, tales como grado de intemperismo relativo.

CUADRO 11.—COMPOSICIÓN Y CONDICIÓN DE UNA MUESTRA DE AGREGADO (TABLA CONSTRUCTIVA CON LOS CÁMBIOS DE LA TABLA 1)

Componentes	Cantidad, como número de partículas en por ciento							
	En fracciones retenidas en las mallas que se indican <sup>a</sup>				En toda la muestra <sup>b</sup>			
	19.05 mm	12.7 mm	9.53 mm	No. 4	Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3	Totales
A .....	62	70	70	50	33	20	12	65
B .....	37	29	25	43	13	11	8	32
C .....	1	1	5	7	2	1	residuos	3
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	...	...	...	<b>100</b>
Promedio en peso, condición 1 .....					48	...	...	...
Promedio en peso, condición 2 .....					...	32	...	...
Promedio en peso, condición 3 .....					...	...	20	...

<sup>a</sup> Levada en el ejemplo de 500 partículas de cada retículo de malla. (El número de partículas contenidas de cada retículo de malla debe anotarse en el informe y este debe anotarse convenientemente al total de 1, 000.)

<sup>b</sup> Basada en la graduación de la muestra tal como se recibe, y en la distribución de componentes por los retículos de malla mostrados en el extremo superior izquierdo. (Si el informe petrográfico forma parte de una investigación completa de la muestra, incluyendo un informe de la granulometría, esto no necesita anotarse. Si el informe petrográfico se suministra por separado, deberá anexarse al informe la granulometría de la muestra.)

## Informe

12. (a) El informe del examen petrográfico consistirá de dos partes principales, resumen y detalle. El resumen del informe usualmente consiste de dos párrafos que resumen respectivamente, los datos esenciales necesarios para identificar la muestra tales como origen y propósito de empleo, y una breve descripción, que incluye los datos esenciales sobre composición y propiedades del material revelados por medio del examen. El informe completo registra los procedimientos de ensayo empleados, los datos desarrollados en la composición del material, y una descripción de la naturaleza y características de cada componente importante de la muestra, acompañado de tantas tablas y fotografías como se requiera para presentar adecuadamente lo que se encontró en el examen. Se expresarán datos petrográficos en el resumen en términos apropiados para que sean inteligibles al ingeniero quien tomará la última decisión para la conveniencia de emplear cierto material como agregado para concreto.

(b) El informe petrográfico será una memoria de los descubrimientos del examen. Cuando se encuentre que la muestra posea propiedades o componentes que se sabe tienen efectos específicos desfavorables al con-

creto, esas propiedades o componentes se describirán cualitativamente y, prácticamente, cuantitativamente. También se mencionarán los efectos desfavorables que pueden continuarse en el concreto. Cuando sea apropiado, se anotará que en una muestra dada no se encontraron características desfavorables. Sin embargo, el informe no contendrá una descripción general de la opinión del petrógrafo respecto a la calidad del material. El petrógrafo debe evitar tales descripciones generales de opinión ya que son subjetivas y por consiguiente no forman parte del informe de objetivos encontrados, y si lo puede hacer sólo cuando los datos sobre diferentes materiales se puedan comparar en relación a los requisitos para un empleo específico.

(c) El informe del petrógrafo incluirá recomendaciones respecto a cualquier investigación adicional petrográfica, química, física o geológica que puede requerirse para evaluar propiedades adversas que están indicadas por el examen petrográfico que se ha realizado. Las investigaciones petrográficas complementarias incluirán análisis cualitativo y cuantitativo del agregado o partes seleccionadas por métodos de difracción de rayos X, diferencial térmico, u otros procedimientos que están dirigidos para la identificación y descripción de los componentes del agregado.

# normas ASTM para cemento y concreto

Se tradujo y se reproduce con permiso de la American Society for Testing and Materials, 1916 Race Street, Philadelphia 3, Pa., EE. UU.

## Método Tentativo de Ensayo

### REACTIVIDAD POTENCIAL DE AGREGADOS (MÉTODO QUÍMICO)

Norma ASTM C 289-63 T

Publicada, 1952; Revisada, 1954, 1957, 1961, 1963.

#### Alcance

1. Este método de ensayo describe un método químico para determinar la reactividad potencial de un agregado con los álcalis del cemento portland, según las indicaciones obtenidas a partir de la magnitud de la reacción durante 24 horas a 80° C de una solución 1N de hidróxido de sodio con agregado que haya sido triturado y cribado de tal manera que pase por una malla No. 50 y se retenga en una malla No. 100.

#### Aparatos

2. (a) *Balanzas.*—Las balanzas y pesas usadas para pesar los materiales cumplirán con los requisitos prescritos en las secciones 2 (a) y (b) del Método de Ensayo para Resistencia a la Compresión de Morteros de Cemento Hidráulico (Usando Especímenes Cúbicos de 5 cm) (ASTM C 109).

(b) *Balanzas de precisión.*—La balanza analítica y las pesas empleadas para determinar el sílice disuelto por el método gravimétrico cumplirán con los requisitos prescritos en las secciones 3 (a) y (b) de Métodos Estándar para Análisis Químico de Cemento Portland (ASTM C 114-61).

(c) *Equipo para trituración y molienda.*—Se usará una quebradora pequeña de quijada y un pulverizador de disco u otro equipo adecuado capaz de triturar y moler aproximadamente 4 kg de agregado de tal manera que pueda pasar por una malla No. 50.

(d) *Cribas.*—Se usarán cribas de agujeros cuadrados del No. 50 (297- $\mu$ ) y del No. 100 (149- $\mu$ ) de malla de alambre, que cumplan con las Especificaciones para Mallas Usadas en Ensayos (ASTM E 11).

(e) *Recipientes para las reacciones.*—Se usarán recipientes para las reacciones (Fig. 1), de 50 a 75 ml de capacidad, fabricados de acero inoxidable o de otro material resistente a la corrosión, con tapas que cierren herméticamente.

(f) *Baño a temperatura constante.*—Aparato para baño líquido capaz de mantener una temperatura de 80  $\pm$  1° C durante 24 horas.

(g) *Fotómetro.*—Fotómetro fotoeléctrico capaz de medir la transmisión de la luz a una velocidad de onda constante de aproximadamente 410 m $\mu$ .

#### Reactivos

3. (a) *Pureza de los reactivos.*—A no ser que se indique otra cosa, todos los reactivos deberán cumplir con las especificaciones del Comité de Reactivos Analíticos de la Sociedad Química Americana, siempre que se disponga de tales especificaciones. Se pueden usar otras clases de reactivos siempre que se compruebe previamente que el reactivo es de una pureza suficiente para que pueda usarse sin que disminuya la precisión en la determinación.

(b) *Pureza del agua.*—A no ser que se indique otra cosa, cuando se mencione la palabra agua deberá entenderse agua destilada u otra clase de agua de igual pureza.

(c) *Solución de molibdato de amonio.*—Disuélvanse 10 g de molibdato de amonio  $\{(NH_4)_2 Mo_7 O_{24} \cdot 4H_2O\}$  en 100 ml de agua. Si la solución no queda clara, filtre-se a través de un papel de textura fina. Guárdese la solución en una botella de vidrio químicamente resistente, cubierta en

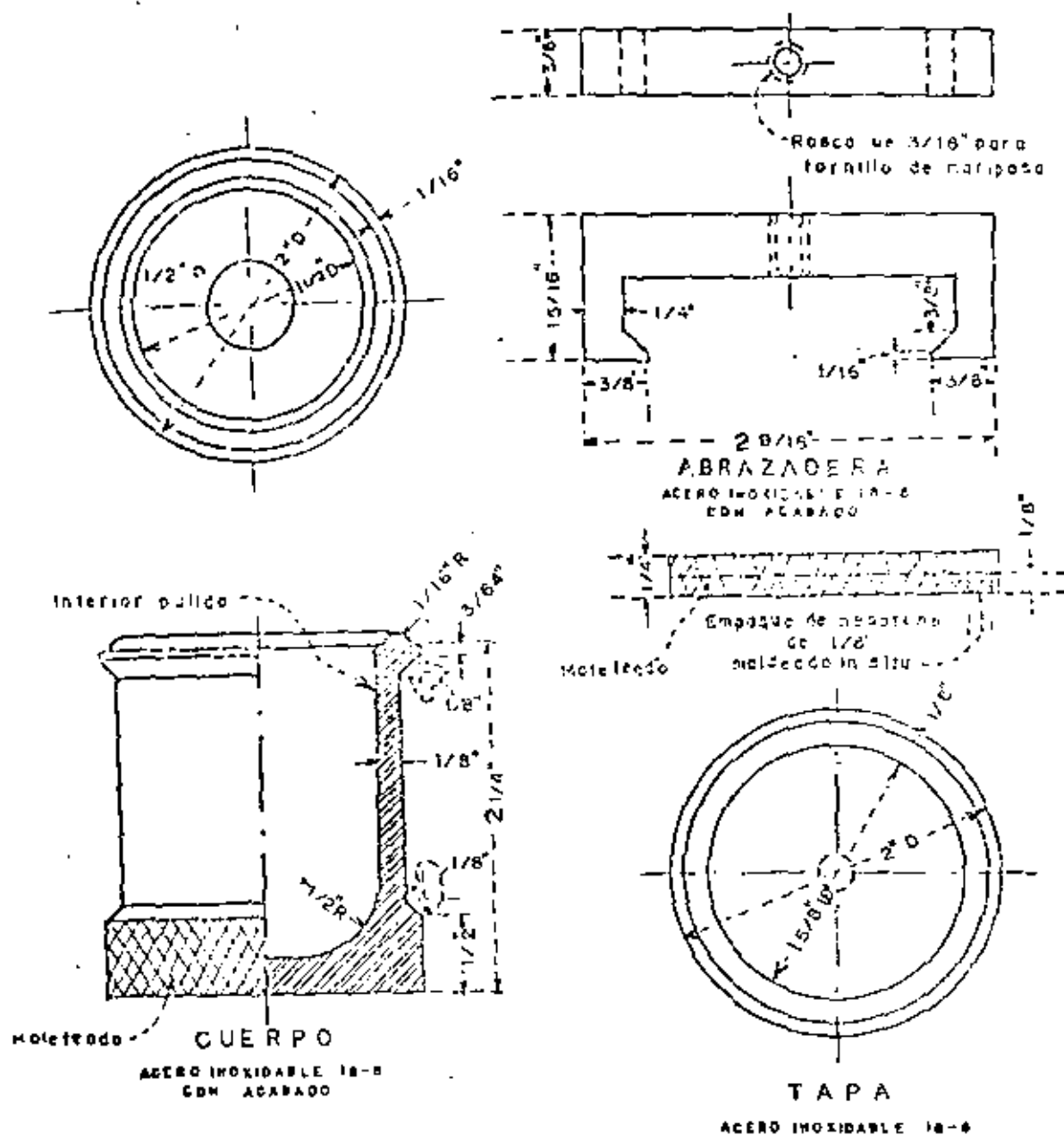


Fig. 1. Recipiente para la reacción.

su interior con parafina, o en un recipiente de plástico (nota 1).

Nota 1.—Al elegir el recipiente se deberá tener cuidado para asegurarse de que el reactivo no cambiará sus propiedades por reacción con el material del recipiente, incluyendo pigmentos u otros aditivos, o por transpiración de los vapores a través de las paredes del recipiente. Son adecuados los recipientes cuyas paredes no son menores de 0.05 cm (0.02") y están compuestas de polietileno de alta densidad que cumpla con los requisitos de las Especificaciones para Materiales para Moldeado y Extrusión de Polietileno (ASTM D 1248), para materiales de tipo III, clase A.

(d) *Ácido clorhídrico* (gravedad específica 1.19).—Ácido clorhídrico concentrado

(11C). Guárdese la solución en un frasco de vidrio químicamente resistente o en un recipiente adecuado de plástico (nota 1).

(e) *Ácido clorhídrico, estándar (0.05 N)*.—Prepárese una solución aproximadamente 0.05 N de HCl y estandarícese a  $\sim$  0.0001 N. Estandarícese el HCl en cada día de ensayo con referencia a una solución estandarizada de NaOH aproximadamente 0.05 N. Guárdese la solución en un recipiente de vidrio químicamente resistente o en un recipiente adecuado de plástico (nota 1).

(f) *Ácido clorhídrico (1:1)*.—Mézclense volúmenes iguales de HCl concentrado (gra-

vedad específica 1.19) y agua. Guárdese la solución en un frasco de vidrio químicamente resistente o en un recipiente adecuado de plástico (nota 1).

(g) *Ácido fluorhídrico (HF)*.—Guárdese la solución en un recipiente revestido interiormente con papel parafinado o encerado, o con plomo, o en un recipiente adecuado de plástico.

(h) *Solución de ácido oxálico*.—Disuélvase 10 gramos de ácido oxálico deshidratado en 100 ml de agua. Guárdese la solución en un frasco de vidrio químicamente resistente o en un recipiente adecuado de plástico (nota 1).

(i) *Solución indicadora de fenolftaleína*.—Disuélvase 1 g de fenolftaleína en 100 ml de etanol (1:1). Guárdese la solución en un frasco de vidrio químicamente resistente o en un recipiente adecuado de plástico (nota 1).

(j) *Silice, solución estándar*.—Prepárese una solución estándar de silice que contenga aproximadamente 10 milimoles de silice ( $\text{SiO}_2$ ) por litro, disueltos en solución de sodio en agua. Guárdese la solución en una botella de vidrio químicamente resistente cubierta con parafina, en una botella de hule duro, o en un recipiente de plástico de un tipo del cual se sepa que no afecta la composición o la concentración de la solución (nota 1). Usese una parte alícuota de 100 ml de la solución para determinar su contenido de  $\text{SiO}_2$  por el procedimiento descrito en las secciones 7 (a) y (c). No se deberá usar una solución estándar de silice que tenga una edad mayor de un año, ya que los iones disueltos de silice en tal solución se polimerizan lentamente, causando lecturas fotométricas bajas y falsas.

(k) *Hidróxido de sodio, solución estándar (1.000  $\pm$  0.010 N)*.—Prepárese una solución de hidróxido de sodio ( $\text{NaOH}$ ) 1.000  $\pm$  0.010 N y estandarícese a  $\pm$  0.001 N. Estandarícese la solución con referencia a ftalato ácido de potasio proporcionado por el National Bureau of Standards (muestra estándar No. 84) de acuerdo con las instrucciones que se proporcionan con la muestra. Usese agua que haya sido calentada hasta quedar libre de  $\text{CO}_2$  para preparar la solución.

Guárdese la solución en una botella de vidrio cubierta con parafina y químicamente resistente, en una botella de hule duro o en un recipiente de plástico de un tipo tal que se sepa que no afecta la composición o concentración de la solución (nota 1). Protéjase el reactivo seco y la solución contra contaminación por dióxido de carbono.

(l) *Ácido sulfúrico (gravedad específica 1.84)*.—Ácido sulfúrico concentrado ( $\text{H}_2\text{SO}_4$ ).

Guárdese la solución en un frasco de vidrio químicamente resistente o en un recipiente adecuado de plástico (nota 1).

Nota 2.—El contenido de silice de los reactivos, excepto la solución estándar de silice, no será importante y no será necesario determinarlo.

#### Aparatos de vidrio

4. Todos los recipientes y aparatos de vidrio se seleccionarán cuidadosamente para que cumplan los requisitos particulares de cada una de las operaciones. Los matraces volumétricos, floridos, buretas y pipetas estarán graduados con precisión.

#### Selección y preparación de las muestras de ensaye

5. (a) El ensaye se puede aplicar tanto a agregados finos como a agregados gruesos y cuando los agregados finos y gruesos sean de un mismo material puede usarse para todo el agregado.

(b) La muestra de ensaye se preparará de una porción representativa del agregado por medio de trituración de tal manera que pase la malla No. 50, de acuerdo con el siguiente procedimiento (nota 3): Redúzcase el agregado grueso a un tamaño máximo de aproximadamente 0.6 cm ( $1/4$ "), por medio de una trituradora pequeña de quijada. Cribese el agregado grueso triturado y también la arena para recuperar las partículas comprendidas entre las mallas No. 50 y No. 100. Deséchese el material que pase la malla No. 100. Redúzcase el material retenido en la malla No. 50 haciéndolo pasar repetidamente a través de un pulverizador de tipo de disco, y cribándolo después de cada pasada. La separación de las placas será aproximadamente de 0.3 cm ( $1/8$ ") para la primera pasada y disminuirá progresivamente hasta que todo el material pase por la malla No. 50. Se hará todo lo posible para reducir hasta el máximo la proporción de finos que pasan la malla No. 100.

Nota 3.—Se recomienda que cada fracción de agregado grueso se procese separadamente de acuerdo con el párrafo (b) y que el material comprendido entre las mallas No. 50 y No. 100 obtenido de cada fracción se combine en las proporciones en las cuales vayan a usarse estas fracciones en el concreto. Se recomienda que, hasta donde sea posible, la arena sea cribada y las fracciones de diferentes tamaños se recombinen en las proporciones en que vayan a usarse en el concreto, antes de proceder de acuerdo con el párrafo (b).

(c) Para asegurarse de que todo el material que pase la malla No. 100 haya sido removido, lávese la muestra sobre una malla No. 100. No se deberán lavar más de 100 g sobre una malla de 20 cm al mismo tiempo. Séquese la muestra lavada a una

temperatura comprendida entre 100 y 105° C durante 20 ± 4 horas. Déjese enfriar la muestra y cribese nuevamente en la malla No. 100. Si al inspeccionar la muestra se encuentra la presencia de películas finosas o arcillosas que recubran las partículas, repítase el procedimiento de lavado y secado, y cribese en la malla No. 100 como se ha señalado anteriormente. Resérvese la porción retenida en la malla No. 100 para que sirva como muestra de ensaye.

#### Procedimiento para hacer la reacción

6. (a) Péseense tres porciones representativas de  $25.00 \pm 0.05$  g de la muestra de ensaye seca comprendida entre las mallas No. 50 y No. 100 preparada de acuerdo con lo establecido en la sección 5. Colóquese una porción en cada uno de tres recipientes para reactivos, y añádase por medio de una pipeta o bureta 25 ml de la solución 1.000 N de NaOH. A un cuarto recipiente para reactivos, añádase por medio de una pipeta o una bureta 25 ml de la misma solución de NaOH puro que sirva como testigo. Sélense los cuatro recipientes y agítense suavemente para liberar el aire atrapado.

(b) Inmediatamente después de haber sellado los recipientes, colóquense en un baño líquido que se conserve entre  $80 \pm 1.0^\circ$  C. Después de  $24 \pm 1/4$  horas, retírense los recipientes del baño y déjense enfriar bajo agua corriente durante  $15 \pm 2$  minutos, hasta que la temperatura sea menor de  $30^\circ$  C.

(c) Inmediatamente después de que se hayan enfriado los recipientes, ábranse y fíltrese la solución para separar el agregado residual. Usese un crisol de porcelana Gooch con un disco de papel de filtro de bajo residuo de cenizas, cortado de tal manera que ajuste en el fondo del crisol y colóquese el crisol sobre un embudo con ayuda de una alargadera de hule. Colóquese un tubo de ensaye seco de 35 a 50 ml de capacidad en el matraz de filtración para coleccionar las sustancias filtradas, y colóquese el embudo en el cuello del matraz de filtración. Con el aspirador en operación o con la línea de vacío abierta, decántese una pequeña cantidad de la solución en el papel de filtro de tal manera que se asiente adecuadamente en el crisol. Sin agitar el contenido del recipiente, decántese el líquido libre remanente en el crisol. Cuando se haya completado la decantación del líquido, descontinúese la operación de vacío y transfíranse los sólidos remanentes en el recipiente al crisol; después compactese con la ayuda de una espátula de acero inoxidable. Después aplíquese y ajústese el vacío a una magnitud de aproximadamente 38 cm (15") de mercurio. Continúese la filtración

hasta alcanzar una velocidad de filtración de una gota cada 10 segundos aproximadamente; guárdense los productos filtrados para futuros ensayos. Regístrese el tiempo total de aplicación de vacío como el tiempo de filtración; se hará todo lo posible por alcanzar un tiempo igual de filtración en todas las muestras de un mismo lote, tratando de obtener uniformidad en el procedimiento de ensablado de los aparatos de filtración y de continuación de los sólidos en el crisol.

(d) Fíltrese la solución testigo de acuerdo con el procedimiento descrito en el párrafo (c). Aplíquese el vacío por un lapso igual al tiempo promedio de filtración para los tres especímenes.

(e) Inmediatamente después de completar la filtración, agítase el producto filtrado hasta obtener homogeneidad, después tómese una parte alícuota de 10 ml del producto filtrado y dilúyase con agua en un frasco volumétrico hasta obtener 200 ml. Resérvese esta solución diluida para determinar el silice disuelto y la reducción en abstrinidad.

*Nota 4.*—Si no se va a analizar el producto filtrado diluido dentro de un período de 4 horas después de haber completado la filtración, pásese la solución a un recipiente de polietileno limpio y seco, y déjese el recipiente por medio de un tapón o de una tapa bien ajustada.

#### SILICE DISUELTO POR EL METODO GRAVIMETRICO

##### Procedimiento

7. (a) Transfíranse 100 ml de la solución diluida [sección 6 (e)] a una cápsula de evaporación, preferentemente de platino para acelerar la evaporación, añádase de 5 a 10 ml de HCl (gravedad específica 1.19), y evapórese hasta secado en un baño de vapor. Sin volver a calentar el residuo, trátase con una cantidad de 5 a 10 ml de HCl (gravedad específica 1.19) y después con una cantidad igual de agua o viértanse inmediatamente de 10 a 20 ml de HCl (1:1) sobre el residuo. Cábrase la cápsula y déjese durante 10 minutos en el baño o en una estufa. Dilúyase la solución con un volumen igual de agua caliente, fíltrese inmediatamente, y lávese bien el silice separado ( $\text{SiO}_2$ ) con agua caliente (nota 5) y guárdese el residuo.

*Nota 5.*—El lavado de los precipitados de  $\text{SiO}_2$  puede hacerse en forma más efectiva usando HCl (1.19) caliente y después completando el lavado con agua caliente.

(b) Evapórese nuevamente el producto filtrado hasta secado, y métese el residuo durante una hora en un horno a una temperatura entre 105 y 110° C. Recóbrese el



residuo con 10 a 15 ml de HCl (1:1) y calientese en un baño de vapor o en una estufa. Diláyase la solución con un volumen igual de agua caliente, y recóbrese y lávese la pequeña cantidad de SiO<sub>2</sub> que contenga con ayuda de otro papel de filtro.

(c) Transfíranse los papeles que contienen el residuo [párrafos (a) y (b)] a un crisol de platino (nota 6). Séquense y quémense los papeles, primero a una temperatura baja hasta que el carbón del papel de filtro se haya consumido completamente sin producir flama, y finalmente a una temperatura comprendida entre 1100 y 1200° C hasta que el peso permanezca constante.

Nota 6.—Puede pesarse el crisol vacío si se desea conocer, para información propia, la magnitud de impurezas en el residuo de SiO<sub>2</sub>.

(d) Trátase el SiO<sub>2</sub> obtenido de esta manera, que contendrá pequeñas cantidades de impurezas, en el crisol con unas cuantas gotas de agua, alrededor de 10 ml de HF, y una gota de H<sub>2</sub>O<sub>4</sub>, y evapórese cuidadosamente hasta secado. Finalmente, calientese el pequeño residuo a una temperatura comprendida entre 1050 y 1100° C por uno o dos minutos, enfílese y pésese. La diferencia entre este peso y el peso obtenido previamente representa la cantidad de SiO<sub>2</sub>.

(e) *Solución testigo.*—Hágase una determinación en la solución testigo, siguiendo el mismo procedimiento, usando la misma cantidad de solución diluida para la solución testigo y las mismas cantidades de reactivos.

## Cálculos

8. Calcúlese la concentración de SiO<sub>2</sub> de la solución filtrada de NaOH del agregado mineral, como sigue (nota 7):

$$S_c = (W_1 - W_2) \times 3.330$$

donde:

$S_c$  = concentración de SiO<sub>2</sub> en milimoles por litro en el producto filtrado original

$W_1$  = gramos de SiO<sub>2</sub> encontrados en 100 ml de la solución diluida [párrafo (d)], y,

$W_2$  = gramos de SiO<sub>2</sub> encontrados en la solución testigo [párrafo (e)]

Nota 7.—La solución diluida analizada es equivalente a 5 ml del producto filtrado original y contiene  $(W_1 - W_2)$  gramos o  $\frac{(W_1 - W_2) \times 1.000}{60.06}$  milimoles, de SiO<sub>2</sub>; por consiguiente, 1 litro del producto filtrado original contendrá  $\frac{1.000}{5} \times \frac{1.000}{60.06} (W_1 - W_2) \div 3.330 (W_1 - W_2)$  milimoles de SiO<sub>2</sub>.

## SILICE DISUELTO POR EL METODO FOTOMETRICO

### Aplicación

Este método es aplicable a la determinación de sílice cristaloidal (no coloidal), en todas las soluciones acuosas excepto aquellas con excesivas interferencias de color (tanino, etc.), pero no sirve para determinar el contenido total de sílice. El método es aplicable particularmente a un análisis rápido de control de sílice cristaloidal por debajo de 10 ppm.

### Resumen del método

10. El sílice cristaloidal (no coloidal) reacciona con los iones de molibdato en una solución ácida (pH óptimo 1.2 a 1.5) para formar un complejo amarillo verdoso de silicomolibdato. Este es proporcional aproximadamente a la concentración de sílice en la solución, pero no sigue en forma perfecta la Ley de Beer. Los complejos de color se valúan cuantitativamente por comparación con colores estándares, usando un fotómetro fotocolorimétrico.

### Preparación de la curva de calibración

11. (a) Prepárese una serie de soluciones de concentraciones conocidas de sílice que varíen de 0.0 a 0.5 milimoles por litro, diluyendo porciones de la solución remanente de silicato de sodio [sección 3 (j)]. Transfíranse las porciones de solución de silicato de sodio a un matraz volumétrico de 100 ml lleno con agua hasta la mitad aproximadamente. Añádanse 2 ml de solución de molibdato de amonio y 1 ml de HCl (1:1), y agítese moviendo el matraz. Déjese la solución en reposo durante 15 minutos a la temperatura del cuarto. Añádanse  $1.5 \pm 0.2$  ml de solución de ácido oxálico. lléncese el matraz con agua hasta la marca, y mézclese vigorosamente. Déjese en reposo la solución durante  $5.0 \pm 0.1$  minutos.

(b) Léase la transmitancia de las distintas soluciones en el fotómetro a aproximadamente 410 m $\mu$ , en comparación con una solución de referencia que contenga todos los reactivos, excepto sílice, en 100 ml de agua.

(c) Prepárese una curva de calibración trazando una gráfica de la transmitancia en por ciento contra las concentraciones conocidas de sílice en cada solución.

### Determinación del sílice disuelto

12. (a) Transfíranse una parte alícuota de 10 ml de la solución diluida [sección 6 (e)] a un matraz volumétrico de 100 ml y procédase como se indicó en las seccio-

nes 11 (a) y (b). Léase la concentración de sílice en la solución directamente a partir de la curva de calibración que se haya preparado previamente y que correlaciona la transmitancia de la luz de esta longitud de onda con la concentración de sílice. Si la transmitancia es menor de 50 por ciento o mayor de 50 por ciento, se deberá usar una parte alícuota de la solución diluida menor o mayor respectivamente.

#### Cálculos

13. Calcúlese la concentración de  $\text{SiO}_2$  de la solución filtrada de NaOH del agregado mineral, con la siguiente fórmula:

$$S_1 = 20 \times \frac{100}{V} \times C$$

donde:

- $S_1$  = concentración de  $\text{SiO}_2$  en milimoles por litro en el producto filtrado original,
- $C$  = concentración de sílice en la solución medida en el fotómetro, milimoles por litro, y
- $V$  = mililitros de la solución diluida usada en la sección 6 (c)

### REDUCCION EN ALCALINIDAD

#### Procedimiento

14. (a) Pásese una parte alícuota de 20 ml de la solución diluida [sección 6 (c)] a un matraz de 125 ml del tipo Erlenmeyer, añádanse 2 ó 3 gotas de solución de fenolftaleína, y titúlese con la solución 0.05 N de HCl hasta el cambio de color de la fenolftaleína (nota 8).

#### Cálculos

15. Calcúlese la reducción en alcalinidad como sigue (nota 8):

$$R_c = \frac{20 N}{V_1} (V_3 - V_2) \times 100$$

donde:

- $R_c$  = reducción en alcalinidad, milimoles por litro,
- $N$  = normalidad del HCl usado para titular,
- $V_1$  = mililitros de la solución diluida usada en la sección 6 (c),
- $V_2$  = mililitros de HCl usado para obtener el punto final de fenolftaleína en la muestra de ensaye, y
- $V_3$  = mililitros de HCl usado para alcanzar el punto final de fenolftaleína en la solución de referencia.

Nota 8.—El procedimiento y el método de cálculo descritos arriba se seguirán para obtener los valores de  $R_c$  que se deben usar junto con los valores de  $S_1$  para calcular la reactividad potencial de los agregados. Puede observarse la formación anormal si se hace una titulación adicional hasta el punto final del agregado de muestra y se efectúan cálculos adicionales. Después de que se alcance el punto final de fenolftaleína, añádanse 2 ó 3 gotas de solución de agregado de muestra (9) y de esta cantidad de muestra en 100 ml de agua y titúlese hasta el punto final del agregado de muestra. Sea  $P$  la cantidad de mililitros de HCl usado para obtener el punto final de fenolftaleína y  $T$  la cantidad total de mililitros del ácido usado para alcanzar el punto final del agregado de muestra. Calcúlese un valor de  $R_c$  basado en los dos puntos finales usando la fórmula dada en la sección 11 (b), y sustituyendo los valores de  $V_2$  y  $V_3$  obtenidos de la siguiente ecuación:

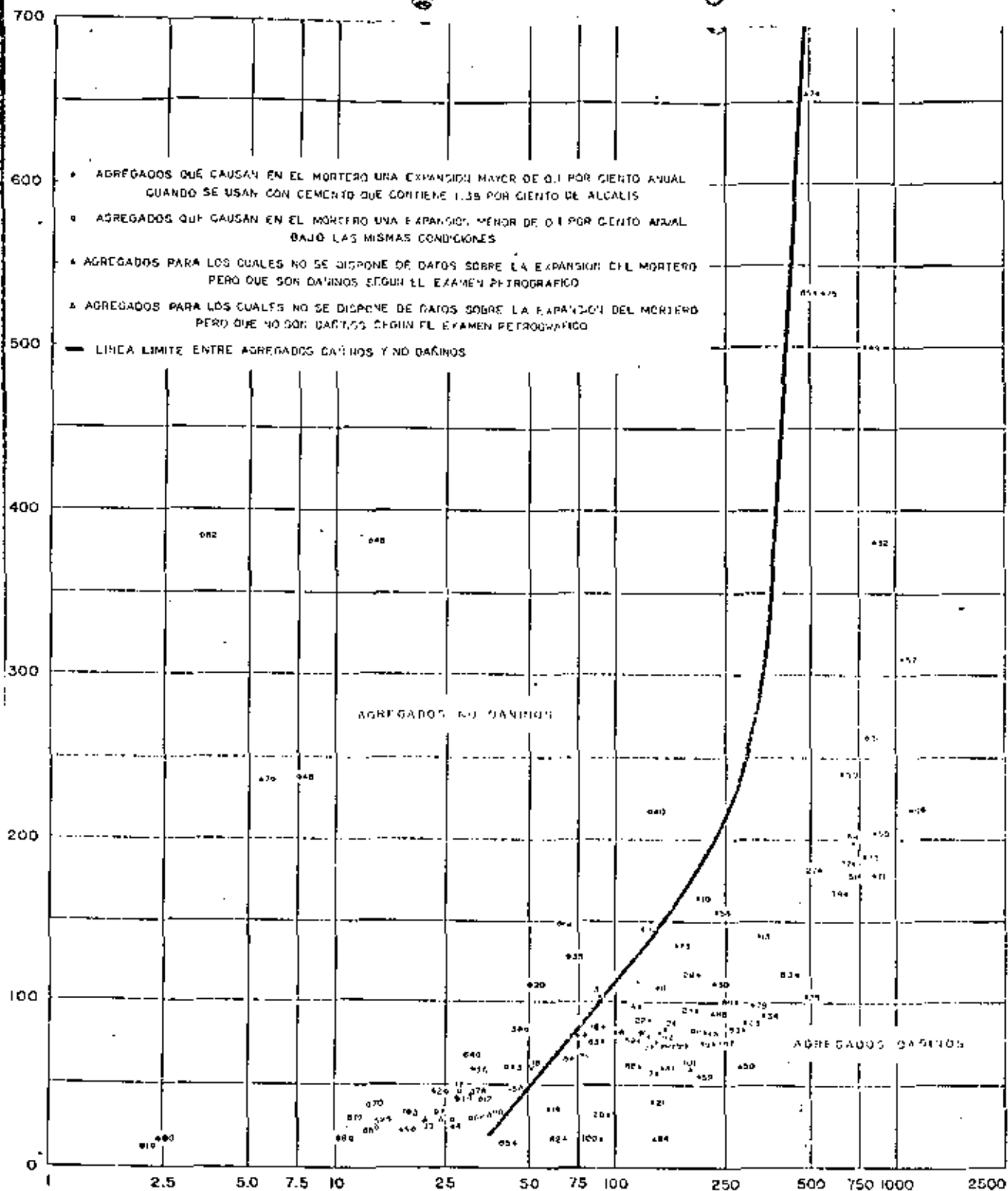
$$V_2, V_3 = 2P - T$$

#### Interpretación de resultados

16. (a) Se han publicado datos que correlacionan los resultados de este método con el comportamiento de agregados en estructuras, con la expansión de barras de muestra que experimentan cambios en el contenido de sílice, o con expansiones por pruebas. Estos datos deberán revisarse antes de usar los resultados del método para establecer bases concluyentes y recomendaciones relativas a las propiedades y empleos de agregados para concreto. Para la mayoría de los agregados, se indica que se presenta una reactividad potencial mínima si los datos caen a la derecha de la línea límite indicada en la Fig. 2. Los resultados obtenidos de esta manera, corresponden bastante bien con los obtenidos por medio del criterio definido en la nota 3, sección 4 (c) de las Especificaciones para Agregados para Concreto (ASTM C 53).

(b) Los resultados del ensaye no son correctos para algunos agregados, principalmente por una extraña reducción en alcalinidad (falso incremento de  $R_c$  o decremento de  $S_1$ , o ambos) producida por la reacción de hidróxido de sodio con carbonatos de magnesio o hierro ferroso o con ciertos silicatos (serpentina). En presencia de sílice soluble, el carbonato de calcio puede causar también pequeños incrementos anómalos en  $R_c$  y puede aumentar o disminuir los valores de  $S_1$ . Los falsos cambios de  $R_c$  y  $S_1$  causados por el carbonato de calcio afectan el grado aparente de reactividad pero se produce una indicación errónea de la reactividad potencial solamente si el grado de reactividad alcalina del agregado es mínimo.

(c) Se tienen indicaciones de que los agregados representados por los puntos experimentales que caen a la derecha de la lí-



Línea de límite en negro de material peligroso entre los valores  $\text{Na}_2\text{O}$  y  $\text{CaO}$  (miligramos por litro) por una solución 1N de  $\text{NaOH}$  (cantidad de  $\text{SO}$ )

nea límite mostrada en la Fig. 2 y sobre una línea que pasa aproximadamente por los puntos correspondientes a  $R_1 \approx 75$ ,  $S_1 \approx 70$  y  $R_2 \approx 125$ ,  $S_2 \approx 100$  sufren una reacción alcalina que produce expansiones relativamente bajas cuando se ensayan de acuerdo con Método de Ensayo para Reactividad Potencial Alcalina de Combinaciones Cemento-agregados (ASTM C 227). En esta circunstancia, los resultados del ensayo químico deben aceptarse como representativos de reactividad potencial alcalina en grado dañino, a menos que el carácter inofensivo del agregado sea demostrado por medio de ensayos suplementarios efectuados de acuerdo con el Método C 227 en varias muestras del agregado que se esté ensajando y en un agregado esencialmente inerte, tal como una arena de Ottawa de tipo cuarzoso con gradación adecuada, o piedra caliza libre de hierro. Las mezclas deben representar una serie de proporciones de los agregados ensajados y del agregado esencialmente inerte que varíen entre 5:95 y 50:50, por peso.

(d) Para evaluar estos posibles efectos, se recomienda que el comportamiento del método sea correlacionado con un examen petrográfico efectuado de acuerdo con Práctica Recomendada para Examen Petrográfico de Agregados para Concreto (ASTM C 295) o con cualquier otro método de ensayo o experiencia de campo que sea aplicable.

## REFERENCIAS

1. R. C. MIDLINZ y L. P. WIRTH, "Tests Used by the Bureau of Reclamation for Identifying Reactive Concrete Aggregates", *Proceedings, Am. Soc. Testing Mats.*, Vol. 48, p. 1071 (1948) y discusión p. 1107.
2. R. C. MIDLINZ, K. T. GILLES, y E. J. BENTON, "Chemical Test for Reactivity of Aggregates with Cement Alkalies: Chemical Processes in Cement-Aggregate Reaction", *Proceedings, Am. Concrete Inst.*, Vol. 44, p. 493 (1948).
3. WM. LEACH, "Studies of Some Methods of Avoiding Expansion and Pattern Cracking Associated with the Alkali-Aggregate Reaction", Symposium on Use of Pozzolanic Materials in Mortars and Concretes, *ASTM STP No. 129*, Am. Soc. Testing Mats., p. 155 (1950).
4. F. O. SLAYE, "Chemical Reactions of Inactive Aggregates in Disintegration of Concrete", *Proceedings, Am. Soc. Testing Mats.*, Vol. 49, p. 971 (1949).
5. WM. LEACH, "Chemical Processes of Concrete Aggregates", *ASTM STP No. 129*, Am. Soc. Testing Mats., p. 231 (1950).
6. R. C. MIDLINZ y E. J. BENTON, "Evaluation of the Quick Chemical Test for Alkali Reactivity of Concrete Aggregate", *Bulletin 171*, Highway Research Board, p. 1 (1953).
7. BERNARD CHAMBERLAIN y W. J. HANSTRAD, "Correlation Between Chemical and Mortar Bar Tests for Potential Alkali Reactivity of Concrete Aggregates", *Public Roads*, Vol. 30, p. 177 (1959).

# normas ASTM para cemento y concreto

Se tradujo y se traduce con permiso de la American Society for Testing and Materials, 1916 Race Street, Philadelphia 3, Pa. E. U. S. A.

## Método Estándar de Ensayo

### OBTENCION PREPARACION Y ENSAYE DE ESPECIMENES DE CONCRETO ENDURECIDO PARA RESISTENCIA A LA COMPRESION Y A FLEXION

Norma ASTM C 40-62

Adoptada, 1957; Revisada, 1951, 1952, 1953, 1954, 1955, 1956, 1957, 1962

#### Campo de aplicación.

1. Estos métodos cubren los procedimientos para asegurar, preparar y ensayar experimentos de concreto endurecido de estructuras y pavimentos.

#### Precauciones

2. El espécimen que se ensayará para resistencia no será removido de la estructura, sino hasta que el concreto se ha endurecido lo suficiente para permitir su traslado sin afectar la adherencia entre el mortero y el agregado grueso. En general, el concreto tendrá 14 días de edad antes de que los especímenes se remuevan. Los especímenes que muestran defectos anormales o que han sido dañados al ser removidos no deberán ser usados.

#### Aparatos

3. (a) Barrenadora de corazones, para obtener muestras cilíndricas. Para especímenes que se tomen perpendicularmente a una superficie horizontal, es satisfactorio usar una barrena de tipo para especímenes tomados perpendicularmente a una superficie vertical, se usará una barrenadora de diamante.

(b) Sierra, para obtener especímenes de viga de la estructura o pavimento para ensayos de resistencia a la flexión. La sierra tendrá un borde cortante de diamante o de sílicona, y tendrá ajustes que permitan cortar especímenes según las dimensiones prescritas en la sección 5.

#### Especímenes de ensayo

4. (a) *Corazones, espesores de pavimento.*—El corazón para la determinación del espesor del pavimento tendrá un diámetro de 10 cm (4") como mínimo.

(b) *Corazones, resistencia a la compresión.*—Un corazón para determinar la resistencia a la compresión debe tener un diámetro por lo menos 3 veces el tamaño nominal máximo de agregado grueso que se haya usado en el concreto, y en ningún caso tendrá un diámetro menor que 2 veces el tamaño nominal máximo del agregado grueso. La longitud del espécimen, cuando está cabeceado, será, dentro de lo posible, dos veces su diámetro.

(c) *Vigas.*—Un espécimen en forma de viga para la determinación de la resistencia a la flexión, en general, tendrá una sección transversal de 15 x 15 cm (6 x 6") (Nota 1). El espécimen será de 53 cm (21") de longitud mínima, pero cuando se desea hacer dos ensayos para la resistencia a la flexión de un solo espécimen de viga, tendrá por lo menos 83 cm (33") de longitud.

Nota 1.—En muchos casos, especialmente con pavimentos curvados de losas de pavimento, el ancho estará gobernado por el tamaño del agregado grueso y el perfil por el espesor de la losa.

#### Procedimiento

5. (a) *Barreado de corazones.*—Un corazón tomado perpendicularmente a una superficie horizontal se localizará, dentro de lo posible, en tal forma que su eje quede perpendicular al lecho del concreto como se

coló originalmente. Un espécimen tomado perpendicularmente a una superficie vertical, o perpendicularmente a una superficie inclinada, será tomado de un punto cercano a la mitad de la unidad del depósito.

(b) *Removido de losa.*—Una losa que sea suficientemente grande será removida, para que los especímenes deseados de ensaye puedan ser obtenidos sin la inclusión de ninguna porción de concreto que haya sido agrietado, descascarado, cortado, o dañado en general.

(c) *Serrado de viga.*—La operación de serrado se hará de tal manera que el concreto no se debilite por el impacto o por calentamiento. Las superficies serradas serán lisas, planas, paralelas, y libres de escalones, protuberancias y hendiduras. Tendrán cuidado al manejar los especímenes serrados de vigas para evitar astillamiento o agrietamiento.

#### Longitud de corazones laminados

6. Las longitudes de corazones para determinar el espesor de un pavimento serán medidas según lo prescrito en el Método para Medir la Longitud de Corazones de Concreto Battenado (ASTM C 174).

#### Resistencia a la compresión

7. (a) *Preparación de los extremos.*—Los corazones al ser ensayados en compresión tendrán extremos que serán esencialmente lisos, perpendiculares al eje y del mismo diámetro que el cuerpo del espécimen. Los extremos del espécimen que tienen proyecciones de 6 mm (1/4") o más sobre un plano normal, o que se separan de la perpendicularidad al eje en más de 5° o cuyo diámetro se aparta en más de 3 mm de la media (1.8"), serán serrados o maquinados hasta que estén dentro de estas tolerancias.

(b) *Acondicionamiento por humedad.*—Los especímenes de ensaye serán completamente sumergidos en agua a temperatura ambiente de 40 a 48 horas inmediatamente antes de que se ensayen en compresión. Los especímenes serán ensayados rápidamente después de ser removidos del almacenamiento en agua. Durante el período existente entre el removido del almacenamiento en agua y el ensaye, los especímenes se mantendrán húmedos cubriéndolos con un paño o con una manta húmeda. Serán ensayados en la condición húmeda.

(c) *Cabeceado.*—Antes de hacer el ensaye a compresión, los extremos de espécimen serán cabeceados para que se cumplan

los requerimientos indicados en la Sección 10 (a) del Método para Fabricación y Curado en Laboratorio de Especímenes de Concreto para Ensayos a Compresión y a Flexión (ASTM C 192), siguiendo el procedimiento descrito en la Sección 10 (c) de dicho método.

(d) *Medidas.*—Antes del ensaye, la longitud del espécimen cabeceado se medirá con una aproximación de 2.5 mm (0.1") y su diámetro promedio se determinará de dos medidas tomadas formando ángulo recto una con la otra, aproximadamente a media altura del espécimen. Los diámetros de corazones battenados, se medirá con una aproximación de 2.5 mm (0.1"). Los diámetros de corazones battenados con huerano de diámetro se medirá con una aproximación de 0.25 mm (0.01").

(e) *Ensayo.*—Los especímenes se ensayarán de acuerdo con las recomendaciones aplicables del Método de Ensayo para la Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto Molidos (ASTM C 39).

(f) *Cálculos y reporte.*—La dirección de la aplicación de la carga con referencia a la dirección de compactación del concreto en la estructura será reportada. La resistencia a la compresión de cada espécimen será calculada con una aproximación de 0.7 Kg./cm<sup>2</sup> (10 psi), basado en el diámetro promedio del espécimen. Si la relación de longitud a diámetro del espécimen es apreciablemente menor que dos, se debe tomar en cuenta la relación de longitud a diámetro multiplicando la resistencia a la compresión por el factor aplicable de corrección dado en la siguiente tabla. Los valores no mostrados en la tabla se determinarán por interpolación:

Relación de la Longitud al Diámetro del Cilindro (l d)	Factor de Corrección de Resistencia
1.75 .....	0.98
1.50 .....	0.96
1.25 .....	0.94
1.00 .....	0.89

#### Resistencia a la flexión

8. (a) *Acondicionamiento húmedo.*—Los especímenes de ensaye estarán completamente sumergidos en agua a temperatura ambiente de 40 a 48 horas antes del ensaye a flexión. Los especímenes se ensayarán inmediatamente después de ser removidos del almacenamiento en agua. Durante el perio-

do entre el removido del almacenamiento en agua y el ensayo, los especímenes deberán ser mantenidos húmedos cubriéndolos con un paño o una manta húmedos. Se ensayarán en una condición húmeda.

(b) *Ensayo*.—Los especímenes se ensayarán como se prescribe en el Método de Ensayo para Resistencia del Concreto a la Flexión, Usando una Viga Simple con Carga en los Tercios del Claro (ASTM C 78).

*Nota 2*.—Las resistencias a la compresión de secciones de vigas rotas en flexión pueden ser determinadas ensayando dichas secciones con otras modificaciones, usando el procedimiento prescrito en el Método de Ensayo para Resistencia a la Compresión de Concreto Usando Proporciones de Vigas Rotas en Flexión (Método del Club Mediano) (ASTM C 155).

**NOTA EDITORIAL**

La siguiente "Revisión Tentativa" de este Estándar ha sido aceptada por la Sociedad (ASTM) con el propósito de proveer críticas. Los cambios se tomarán en cuenta antes de que la revisión sea aprobada para la incorporación al Estándar. Los críticos deben ser dirigidos a la sociedad, 1915 Race St., Filadelfia 3, Pa.

Sección 7 (f).—Cámbiese para que se lea como sigue:

(f) *Cálculo y reporte*.—Se reportará la dirección de la aplicación de la carga con referencia a la dirección de computación del concreto en la estructura. La resistencia a la compresión de cada espécimen se calculará con una aproximación de 0.7 kg/cm<sup>2</sup> (10 psi), basados en el diámetro promedio del espécimen. Si la relación de longitud al diámetro del espécimen es apreciablemente menor de 2, se tomará en cuenta la relación de longitud al diámetro multiplicando la resistencia a la compresión por el factor de corrección aplicable dado en la siguiente tabla:

Relación de Longitud al Diámetro del Cilindro ( $\frac{l}{d}$ )	Factor de Corrección de Resistencia	
	Concreto de peso normal*	Concreto de peso ligero†
1.75 .....	0.98	0.98
1.70 .....	0.97	0.97
1.60 .....	0.95	0.95
1.50 .....	0.93	0.93

\* Estos factores de corrección no son aplicables a concreto en subcarga y al concreto que está seco al tiempo de la carga.

† Para concretos que pesen entre 1600 y 1500 Kg/m<sup>3</sup> (100 y 100 lb/pe<sup>3</sup>).

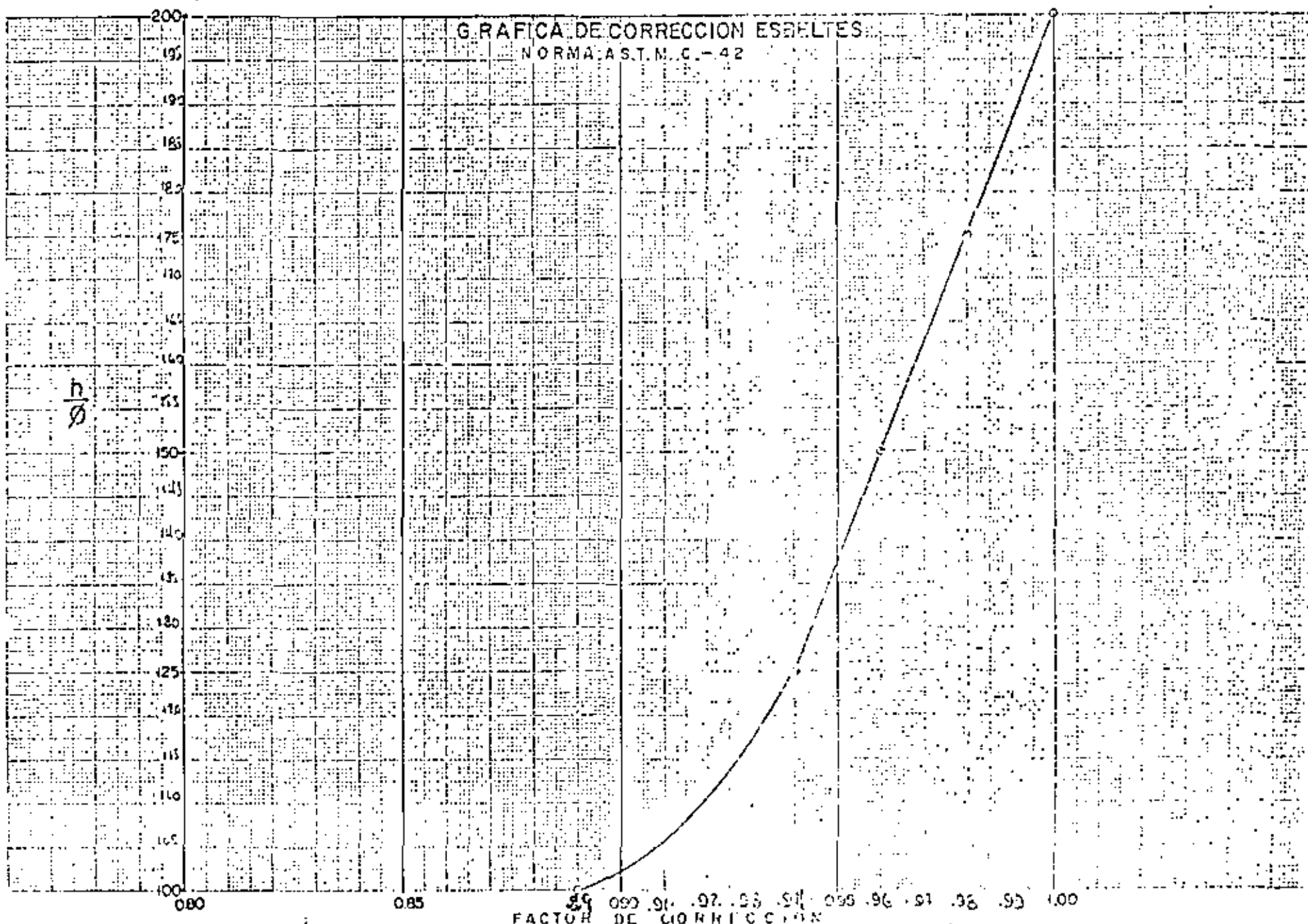
Los valores no mostrados en la tabla se determinarán por interpolación. Los factores de corrección son aplicables para resistencias nominales de concreto de 140 a 420 Kg/cm<sup>2</sup> (1000 a 3000 psi).

Revisión tentativa, Junio 1957.

ESTRUCTURA	CONDICION DE LOS AGREGADOS	REVENIMIENTO NECESARIO CM	RESISTENCIA DE PROYECTO A 28 DIAS DE EDAD Kg/cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA PROMEDIA A 28 DIAS A OI TENER EN EL CAMPO Kg/cm <sup>2</sup>	COEFICIENTE DE VARIACION QUE DEBE CUM PLIRSE EN EL CAMPO	CONSUMO ME NIMO EN CE MENTO POR M <sup>3</sup> DE CON CRETO Kg
Repleno oquedades	Gravas y arenas producto de acarreo o trituración clasificando las gravas en tambores de grava 1 y grava 2 según la clasificación mar cada por el laboratorio.	12 a 14 cm	100.0	110 a 130	< 20	230.0
Losa de desplante, ciclópeo, dentellones, pastillas impermeables, cortinas de concreto ciclópeo con altura mayor de 50 m.	Gravas y arenas producto de acarreo o trituración clasificando las gravas en tambores de grava 1, grava 2 y grava 3, pudiendo aceptar hasta tam. máx. de 10cm (4") según la clasificación marcada por el laboratorio con adición de piedra de desplante (piedra brava) de 20% a 30% depositados teniendo cada una no más de 1 m de espesor.	12 a 14 cm	100.0	115 a 125	< 15.0	250.0
Trazos, losas, paranzinos de vertedor (en contacto con la línea de descarga), sifones, puentes, canales, obras de arte en estructuras de canales, pilares de benito.	Gravas y arenas producto de acarreo o trituración clasificando las gravas en tambores de grava 1 y grava 2, según la clasificación marcada por el laboratorio.	9 a 11 cm	210.0 140.0 cuando se especifique	235 a 265 160 a 180	< 15.0 < 15.0	300.0 250.0
Reventalamiento de canales para drenaje hasta 1.5 m.	Gravas y arenas producto de acarreo o trituración utilizando gravas laterales hasta tam. máx. de 5cm (2") considerando la selección grava arena y la clasificación marcada por el laboratorio.	7 a 9 cm	100.0 140.0	110 a 130 150 a 170	< 20.0	210.0 250



GRAFICA DE CORRECCION ESBELTES  
 NORMA A.S.T.M.C. - 42





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**RESIDENTES DE INVESTIGACION Y  
DESARROLLO EXPERIMENTAL**

**(GRANDE IRRIGACION)**

**S E L L A D O R E S**

**ING. SALVADOR GUERRA  
NOV. 1981**

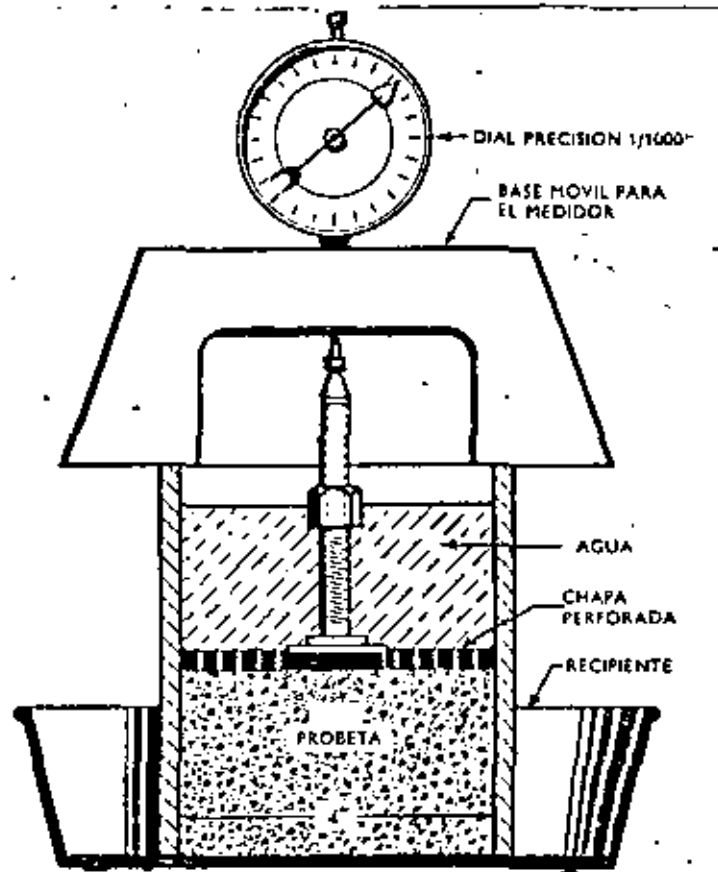


Figura III-20. Ensayo de entumecimiento.

**Especificaciones normalmente empleadas para los ensayos.**

<b>A) ASFALTOS</b>			
Párrafo		AASHTO	ASTM
<b>Betún asfáltico</b>			
1.02	Penetración . . . . .	T49	D5
1.03	Viscosidad . . . . . (Véase también el ensayo Saybolt-Furool, Método de ensayo AASHTO T72 o Método de ensayo ASTM D38.)	T201	D2140
1.04	Punto de inflamación . . . . . (Véase también el punto de inflamación Pensky-Martens, Método AASHTO T73 y ASTM D363.)	T48	D92
1.05	Ensayo en estufa en película delgada . . . . .	T179	D1751
1.06	Ductilidad . . . . .	T51	D113
1.07	Solubilidad . . . . .	T44	D4
1.08	Peso específico . . . . .	T43	D79
1.09	Punto de reblandecimiento . . . . .	T53	D36
<b>Asfaltos de curado rápido y medio</b>			
1.10	Punto de inflamación . . . . .	T79	D1310
1.11	Viscosidad . . . . . (Véase también el ensayo Saybolt-Furool, Método de ensayo AASHTO T72 o Método de ensayo ASTM D38.)	T201	D2170
1.12	Destilación . . . . .	T78	D402
1.13	Ensayos sobre el residuo (véase <i>Detalles asfálticos</i> , párrafos 1.02 al 1.07).	T43	D70
<b>Asfaltos de curado lento</b>			
1.15	Punto de inflamación (véase <i>Detalles asfálticos</i> ) . . . . .	T48	D92
1.16	Viscosidad (véase <i>Asfaltos de curado rápido y medio</i> ) . . . . .	T201	D2170
1.17	Contenido de humedad . . . . .	T55	D95
1.18	Destilación . . . . .	T78	D402
1.19	Ensayo del filtrador . . . . .	T50	D139
1.20	Residuo de asfalto de penetración 100 . . . . .	T56	D243
1.21	Ductilidad . . . . .	T51	D113
1.22	Solubilidad (véase <i>Detalles asfálticos y Asfaltos de curado rápido y medio</i> ) . . . . .	T44	D4
1.23	Peso específico . . . . .	T43	D79
Párrafo		AASHTO	ASTM
1.43	Compactador por amasado . . . . .	—	D1561
1.44	Método Hubbard-Field <sup>1</sup> . . . . .	T169	D1138
1.45	Método triaxial <sup>2</sup> . . . . .	—	—
1.46	Densidad <sup>3</sup> . . . . .	T166	D1188
1.46	Hueens <sup>4</sup> . . . . .	—	—
1.47	Extracción:		
	Procedimiento centrífugo . . . . .	T164	D2172
	Procedimiento de reflujo . . . . .	T170	D1856
1.48	Recuperación del asfalto . . . . .	T170	D1856
1.49	Determinación de humedad y/o volátiles por destilación . . . . .	—	D255
	Otros métodos . . . . .	T139	D1461
1.50	Entumecimiento . . . . .	T101	—

Párrafo		AASHTO	ASTM
<b>Emulsión asfáltica</b>			
1.24	Viscosidad . . . . .	T59	D244
1.25	Residuo de destilación . . . . .	T59	D244
1.26	Sedimentación . . . . .	T59	D244
1.27	Demulsibilidad . . . . .	T59	D244
1.28	Tamizado . . . . .	T59	D244
1.29	Mezclado con cemento . . . . .	T59	D244
1.30	Ensayos sobre el residuo (véase <i>Detalles asfálticos</i> , párrafos 1.02 a 1.07)		
1.31	Peso específico . . . . .	T43	D79
<b>B) ARIDOS</b>			
<b>Tamizado:</b>			
	Tamizado por vía seca . . . . .	—	—
	Aridos gruesos y finos . . . . .	T27	C136
	Filler . . . . .	T37	D546
	Tamizado por vía húmeda . . . . . (Véase <i>Asphalt Plant Manual</i> , Instituto del Asfalto, MS-3.)	—	—
1.34	Equivalente de arena . . . . .	T176	—
1.35	Abrasion (desgaste) . . . . .	T96	C131
1.36	Resistencia a los sulfatos . . . . .	T104	C88
1.37	Peso específico:		
	Aridos gruesos . . . . .	T85	C137
	Aridos finos . . . . .	T88	C138
1.38	Peso unitario . . . . .	T19	C29
1.39	Humedad . . . . .	—	—
<b>C) MEZCLAS ASFÁLTICAS PARA PAVIMENTACIÓN</b>			
1.41	Ensayo Marshall <sup>5</sup> . . . . .	—	D1559
1.42	Método de Hueens <sup>6</sup> . . . . . Ensayos del estabilómetro y del cohesiómetro . . . . .	—	D1560

### ESQUEMA DE FABRICACION DE LOS PRODUCTOS ASFALTICOS

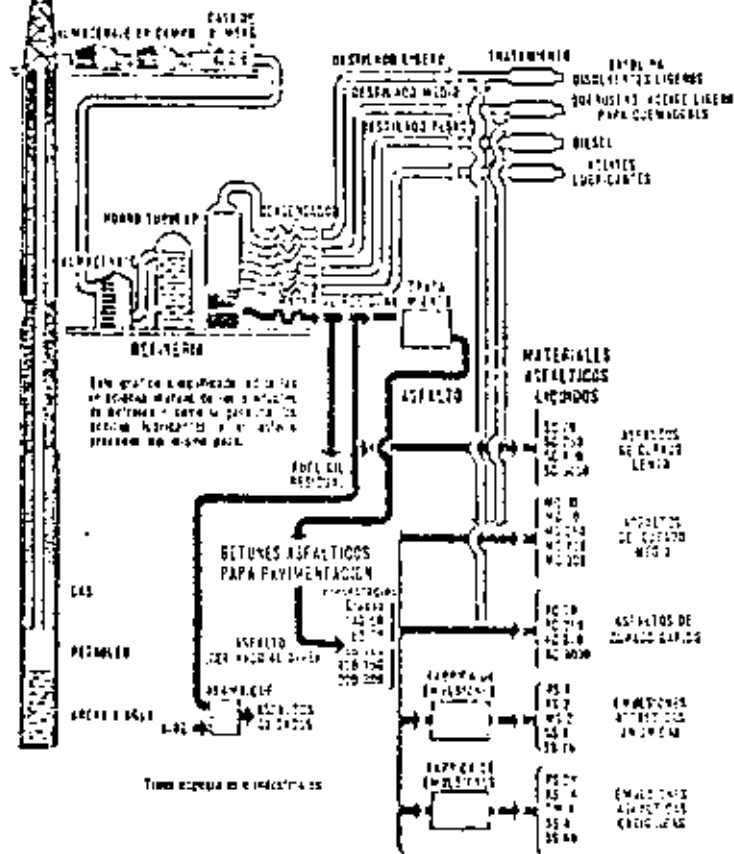


Figura 1-1. Diagrama de fabricación de los productos asfálticos.

GASOLINA O NAFTA	QUEROSENO	ACEITES NO VOLA- TILES O DE EVAPORA- CION LENTA	AGUA Y EMULSIFI- CANTE	AGUA Y EMULSIFI- CANTE
BETUN ASFALTICO	BETUN ASFALTICO	BETUN ASFALTICO	BETUN ASFALTICO	ASFALTOS LIQUIDOS RC, MC O SC
CURADO RAPIDO (RC)	CURADO MEDIO (MC)	CURADO LENTO (SC)	EMULSIONES ASFAL- TICAS	EMULSIONES ASFAL- TICAS INVERSAS

NOTA. Las dimensiones de estos diagramas no son proporcionales a la composición.

Figura 1-2. Productos asfálticos líquidos.

ESPECIFICACIONES NORMALMENTE EMPLEADAS PARA LOS ENSAYOS

A) Asfalto

Párrafo		AASHO	ASTM
	<u>BITUM ASFALTICO</u>		
3.02	Penetración .....	T49	D5
3.03	Viscosidad .....	T201	D2140
	(Vease también en ensayo Saybolt-Turrol, Método de ensayo AASHO T72 o Método de ensayo ASTM D93.)		
3.04	Punto de inflamación .....	T48	D92
	(Vease también el punto de inflamación Pensky-Martens, Método AASHO T73 y ASTM D93.)		
3.05	Ensayo de estofa en película delgada .....	T179	D1754
3.06	Ductilidad .....	T51	D113
3.07	Solubilidad .....	T44	D4
3.08	Peso específico .....	T43	D70
3.09	Punto de reblandecimiento ....	T53	D36
	<u>ASFALTOS DE CURADO RAPIDO Y MEDIO</u>		
3.10	Punto de inflamación .....	T79	D1310
3.11	Viscosidad .....	T201	D2170
	(Vease también el ensayo Saybolt-Turrol, Método de ensayo AASHO T72 o Método de ensayo ASTM D88.)		
3.12	Destilación .....	T78	D402
3.13	Ensayos sobre el residuo (Vease Betunos asfálticos, párrafos 3.02 al 3.07)		
3.14	Peso específico .....	T43	D70

ASFALTOS DE CURADO LENTO

3.15	Punto de Inflamación (Vease Betún Asfáltico.) .....	T48	D92
3.16	Viscosidad (Vease Asfaltos de curado rápido y medio .....	T201	D2170
3.17	Contenido de humedad .....	T55	D95
3.18	Destilación .....	T78	D402
3.19	Ensayo del flotador .....	T50	D139
3.20	Residuo de asfalto de penetración 100 .....	T56	D243
3.21	Ductilidad .....	T51	D113
3.22	Solubilidad (Vease Betún y Asfaltos de curado rápido y medio.) .....	T44	D4
3.23	Peso específico .....	T43	D70
	Compactador por amasado .....	—	D1561
3.43	Método Hubbard-Field' .....	T169	D1138
3.44	Método traxial' .....	—	—
3.45	Densidad .....	T166	D1188
3.46	Huecos .....	—	—
3.47	Extracción:		
	Procedimiento centrífugo ....	T164	D2172
	Procedimiento de reflujo ....	T170	D1856
3.48	Recuperación del asfalto ....	T170	D1856
3.49	Determinación de humedad y/o volátiles por destilación ...	—	D255
3.50	Entumecimiento .....	T101	—

EMULSION ASFALTICA

3.24	Viscosidad .....	T59	D244
3.25	Residuo de destilación .....	T59	D244
3.26	Sedimentación .....	T59	D244

3.27	Demulsibilidad .....	T59	D244
3.28	Tamizado .....	T59	D244
3.29	Mezclado con cemento .....	T59	D244
3.30	Ensayados sobre el residuo - - (Vease Betunes asfálticos, pá rrafos 3.02 a 3.09.)		
3.31	Peso específico .....	T43	D70

B) Aridos

3.33	Tamizado:		
	Tamizado por vía seca .....	---	---
	Aridos gruesos y finos .....	T27	C136
	Filler .....	T37	D546
	Tamizado por vía húmeda .....	---	---
	(Vease Asdhalt Plant Manual, Instituto del Asfalto, MS-3.)		
3.34	Equivalente de arena .....	T176	---
3.35	Abrasión (desgaste) .....	T96	C131
3.36	Resistencia a los sulfatos....	T104	C88
3.37	Peso Específico:		
	Aridos gruesos .....	T85	C127
	Aridos finos .....	T88	C128
3.38	Peso unitario .....	T19	C29
3.39	Humedad .....	---	---

C) Mezclas Asfálticas para Pavimentación

3.41	Ensayo Marshall' .....	---	D1559
3.42	Método de Hveem:		
	Ensayos del estabilómetro y - del cohesiómetro .....	---	D1560

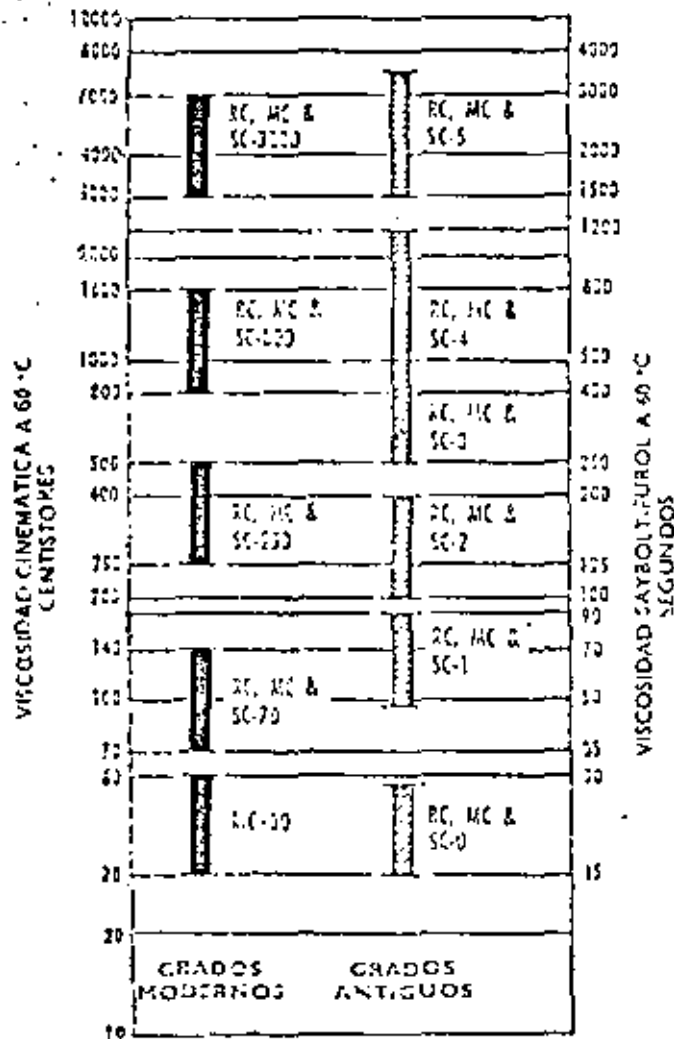


Tabla IV-1. COMPARACION DE LOS GRADOS ANTIGUOS Y MODERNOS DE ASFALTO LIQUIDO.

Tabla IV-1-ESPECIFICACIONES PARA BETUNES ASFALTICOS

Características	Método de ensayo AASHO	Método de ensayo ASTM	TIPOS				
			Industriales y especiales	Pavimentación			
Penetración 25° C, 100 gr. 5 seg.	T-49	D-5	45-50	60-70	55-100	120-150	200-300
Viscosidad a 135° C. Saybolt-Furol, SSF Cinemática, centistokes.	—	E-102	120+	100+	85+	70+	50+
	—	D-445	240+	200+	175+	140+	100+
Punto de inflamación (vaso abierto Cleveland), °C	T-48	D-92	232+	232+	222+	232+	173+
Ensayo en horno en película cargada. Penetración después del ensayo, 25° C, 100 gr. 5 seg., % data original	T-179	—	—	—	—	—	—
	T-49	D-5	52+	50+	45+	42+	37+
Ductilidad: A 15° C, cms. A 15.5° C, cms.	T-51	D-113	100+	100+	100+	60+	—
	—	—	—	—	—	—	60+
Solubilidad en C Cl <sub>4</sub> %	T-44*	D-4*	17.5+	17.5+	92.5+	92.5+	92.5+
Condiciones generales.			El asfalto se preparará por destilación del petróleo. Será uniforme en su naturaleza y no formará espuma al calentarlo a 177° C.				

\* Salvo que se emplee tetracloruro de carbono como disolvente en lugar de sulfuro de carbono, el procedimiento n.º 1 del método AASHO T-44, o el n.º 3 del Método ASTM D-4.



Tabla I-1

**PENETRACION RECOMENDABLE PARA DIVERSOS TIPOS DE BETUNES ASFALTICOS**

PAVIMENTACION	CLIMA			
	Cálido árido	Cálido húmedo	Moderado	Frio
<b>Aeropuertos</b>				
Pistas de despegue ..	60-70	60-70	60-70	85-100
Caminos auxiliares ..	60-70	60-70	60-70	85-100
Aparcamientos .....	60-70	60-70	60-70	85-100
<b>Carreteras</b>				
Tráfico pesado y muy pesado .....	60-70	60-70	60-70	85-100
Tráfico medio a ligero	85-100	85-100	85-100	120-150
<b>Carreteras</b>				
Tráfico pesado y muy pesado .....	60-70	60-70	60-70	85-100*
Tráfico medio a ligero	85-100	85-100	85-100	85-100
<b>Caminos particulares</b>				
Industriales .....	60-70	60-70	60-70	85-100
Estaciones de servicio	60-70	60-70	60-70	85-100
Residenciales .....	60-70	60-70	85-100	85-100
<b>Aparcamientos</b>				
Industriales .....	60-70	60-70	60-70	60-70
Comerciales .....	60-70	60-70	60-70	85-100
<b>Zonas de recreo</b>				
Pistas de tenis .....	85-100	85-100	85-100	85-100
Terrenos de juego ...	85-100	85-100	85-100	85-100
<b>Bordillos .....</b>	60-70	60-70	60-70	85-100

\* Normalmente se emplea en el chow asphalt un tipo de penetración 60/70.



**Tabla IV-2—ESPECIFICACIONES PARA ASFALTO FLUIDIFICADO DE CURADO RÁPIDO (RC)**

Características	Método de ensayo AASHTO	Método de ensayo ASTM	GRADOS					
			RC-0	RC-1	RC-2	RC-3	RC-4	RC-5
Punto de inflamación, vaso abierto, °C	T-77	D-1310	—	—	25.7	25.7	26.7	26.7
Viscosidad Furoil a 25° C, seg.	T-72	D-63	75-150	—	—	—	—	—
a    b a 50° C, seg.			—	75-150	—	—	—	—
c    d a 60° C, seg.			—	—	170-200	250-500	—	—
e    f a 82.2° C, seg.			—	—	—	—	100-250	200-600
Destilación:	T-78	D-402	Destilado (porcentaje del total destilado a 360° C):					
A 130° C.			15+	10+	—	—	—	—
A 215° C.			35+	50+	40+	27+	8+	—
A 260° C.			75+	73+	65+	55+	45+	25+
A 318° C.			90+	81+	87+	83+	72+	70+
Residuo de destilación a 360° C, porcentaje en volumen por diferencia.			10+	10+	17+	23+	28+	
Ensayos sobre el residuo de destilación:	T-43 T-51 T-44*	D-5 D-113 D-4**	Penetración, 25° C, 100 gr., 5 seg.					
Ductilidad, 25° C, cms.			65-120	80-120	85-120	90-120	85-120	80-120
Solubilidad en C.C.L. %			100-	100-	100-	100-	100-	100-
			99.5+	99.5+	99.5+	99.5+	99.5+	99.5+
Condiciones generales.	El material no contendrá agua.							

\* Salvo que se emplee tetracloruro de carbono como disolvente en lugar de sulfuro de carbono, el procedimiento n.º 1 del Método AASHTO T-44, o el n.º 1 del Método ASTM D-4.

**Tabla IV-3—ESPECIFICACIONES PARA ASFALTO FLUIDIFICADO DE CURADO MEDIO (MC)**

Características	Método de ensayo AASHTO	Método de ensayo ASTM	GRADOS					
			MC-0	MC-1	MC-2	MC-3	MC-4	MC-5
Punto de inflamación, vaso abierto, °C	T-77	D-1310	37.8	37.8	65.6	65.6	65.6	65.6
Viscosidad Furoil a 25° C, seg.	T-72	D-63	75-150	—	—	—	—	—
a    b a 50° C, seg.			—	75-150	—	—	—	—
c    d a 60° C, seg.			—	—	100-200	250-500	—	—
e    f a 82.2° C, seg.			—	—	—	—	125-250	250-600
Destilación:	T-78	D-402	Destilado (porcentaje del total destilado a 360° C):					
A 130° C.			25-	20-	10-	5-	0	0
A 215° C.			45-70	25-65	15-25	5-10	30-	20-
A 260° C.			75-93	70-93	60-87	55-65	40-80	20-75
A 318° C.								
Residuo de la destilación a 360° C, porcentaje en volumen por diferencia.			50+	10-	67+	73+	78+	
Ensayos sobre el residuo de destilación:	T-43 T-51 T-44**	D-5 D-113 D-4**	Penetración, 25° C, 100 gr., 5 seg.					
Ductilidad, 25° C, cms.			120-300	120-300	120-300	120-300	120-300	120-300
Solubilidad en C.C.L. %			100-	100-	100-	100-	100-	100-
			99.5-	99.5-	99.5-	99.5-	99.5-	99.5-
Condiciones generales.	El material no contendrá agua.							

\* Si la penetración del residuo es superior a 200 y su ductilidad a 25° C es inferior a 100, el material será aceptable si su ductilidad a 15.6° C es 100+.

\*\* Salvo que se emplee tetracloruro de carbono como disolvente en lugar de sulfuro de carbono, el procedimiento n.º 1 del Método AASHTO T-44, o el n.º 1 del Método ASTM D-4.

**Tabla IV-4—ESPECIFICACIONES PARA ASFALTO FLUIDIFICADO DE CURADO LENTO (SC)**

Características	Método de ensayo AASHTO	Método de ensayo ASTM	GRADOS					
			SC-0	SC-1	SC-2	SC-3	SC-4	SC-1
Punto de inflamación, vaso abierto, °C	T-48	D-92	65.5+	65.5+	79.4+	93.3+	107.2+	121.1+
Viscosidad Furoi a 25° C, seg.	T-72	D-68	75-150	—	—	—	—	—
"    "    a 50° C, seg.			—	75-150	—	—	—	—
"    "    a 60° C, seg.			—	—	100-200	250-500	—	—
"    "    a 82.2° C, seg.			—	—	—	—	125-250	200-600
Agua %	T-53	D-95	0.5—	0.5—	0.0	0.0	0.0	0.0
Destilación:								
Total destilado a 360° C.	T-78	D-402	15-45	10-30	5-25	2-15	10—	5—
Ensayo del flotador sobre el residuo de destilación a 50° C, seg.	T-50	D-139	15-100	25-100	25-100	50-125	60-150	75-200
Residuo esférico de penetración 100, %		D-243	40—	50—	60+	70+	75+	90+
Ductilidad del residuo asfáltico de penetración 100, a 25° C, cms.	T-51	D-113	100—	100+	100+	100+	100+	100+
Solubilidad en C. Cl <sub>4</sub> %	T-44*	D-4*	97.5+	97.5+	97.5+	97.5+	97.5+	97.5+

\* Salvo que se emplea tetracloruro de carbono como disolvente en lugar de sulfuro de carbono, el procedimiento n.º 1 del Método AASHTO T-44, o el n.º 1 del Método ASTM D-4. Si el material no cumple las condiciones de solubilidad será aceptado si la solubilidad en sulfuro de carbono es 92 % +, y la proporción de betún (material soluble en sulfuro de carbono) soluble en tetracloruro de carbono es 97.5 %.

**Tabla IV-5—ESPECIFICACIONES PARA EMULSIONES ASFALTICAS**

Características	Método de ensayo AASHTO	Método de ensayo ASTM	GRADOS			
			Ruptura rápida		Ruptura media	Ruptura lenta
			RS-1	RS-2	MS-2	SS-1
<b>ENSAYOS SOBRE LA EMULSION</b>						
Viscosidad Furoi a 25° C, seg.	T-58	D-244	20-100	—	100+	20-100
"    "    a 50° C, seg.			—	75-400	—	—
Residuo de la destilación, %			57-62	62-69	62-63	57-62
Sedimentación, 3 días, %			3—	3—	3—	3—
Demulsibilidad:						
35 ml. de Cl <sub>4</sub> Ca. 0.02 N, %			60+	50+	—	—
50 ml. de Cl <sub>4</sub> Ca. 0.02 N, %			—	—	30—	—
Tamizado (retenido en el tamiz n.º 20) %			0.10—	0.10—	0.10—	0.10—
Mezcla con cemento %			—	—	—	2.7—
<b>ENSAYOS SOBRE EL RESIDUO</b>						
Penetración, 25° C, 100 gr., 5 seg.	T-48	D-5	100-200	100-200	100-200	100-200*
Solubilidad en C. Cl <sub>4</sub> %	T-44**	D-4*	97.5+	97.5+	97.5+	97.5+
Ductilidad, 25° C, cms.	T-51	D-113	40+	40+	40+	40+

\* Para algunos usos especiales, tales como emulsión esférica diluida para capas de sellado, puede preferirse un residuo de penetración inferior. En tales casos la penetración del residuo a 25° C debe ser 40-50 y el grado se designará como SS-1b.

\*\* Salvo que se emplea tetracloruro de carbono como disolvente en lugar de sulfuro de carbono, el procedimiento n.º 1 del Método AASHTO T-44, o el n.º 1 del Método ASTM D-4.

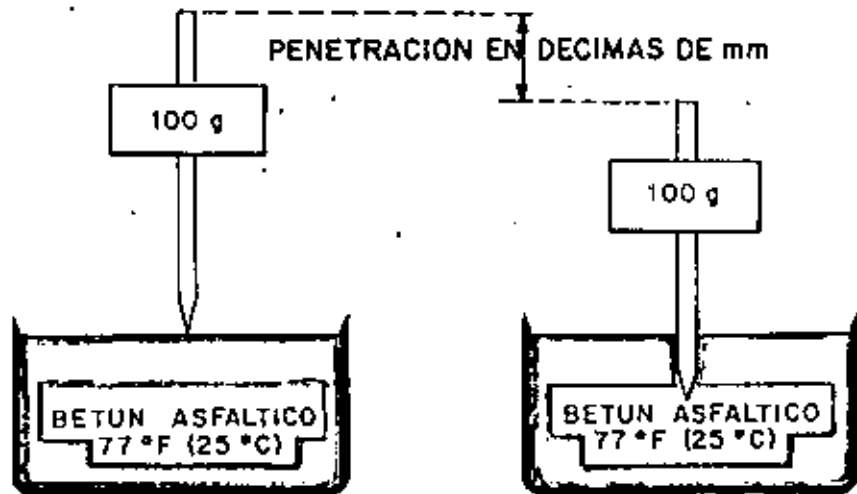


Figura III-1. Ensayo normal de penetración.

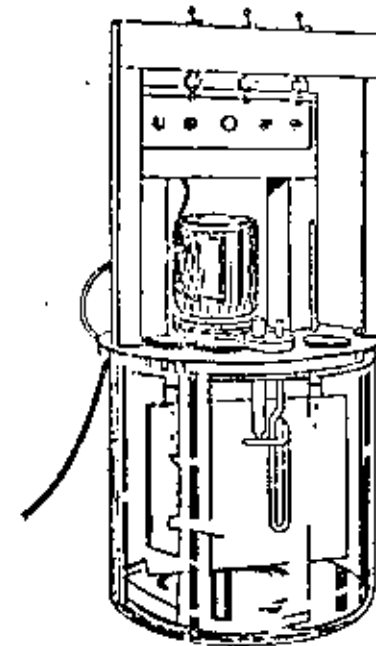


Figura III-2. Ensayo cinemático de viscosidad capilar

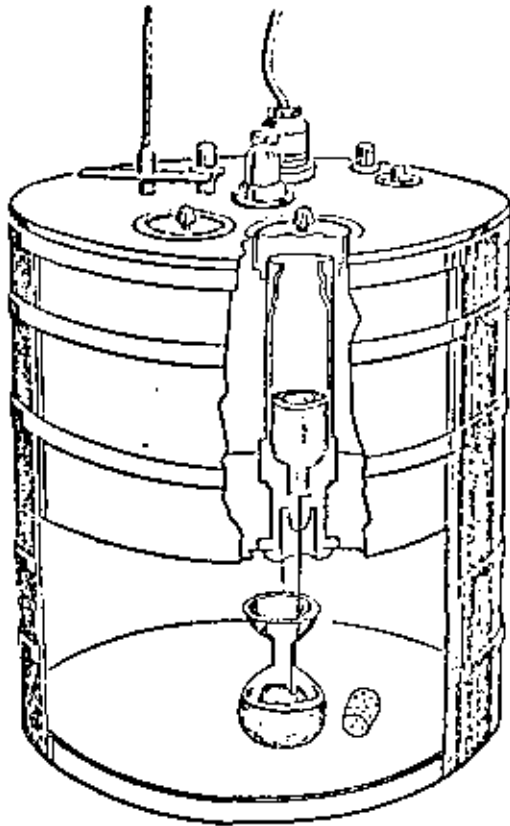


Figura III-3. Determinación de la viscosidad Saybolt-Furol

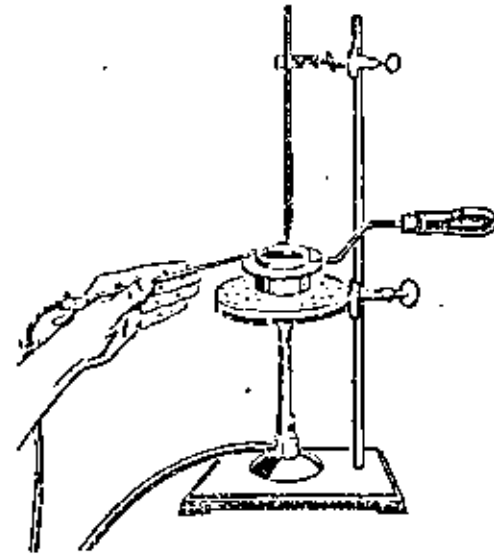


Figura III-4. Determinación del punto de inflamación en vaso abierto cleveland.

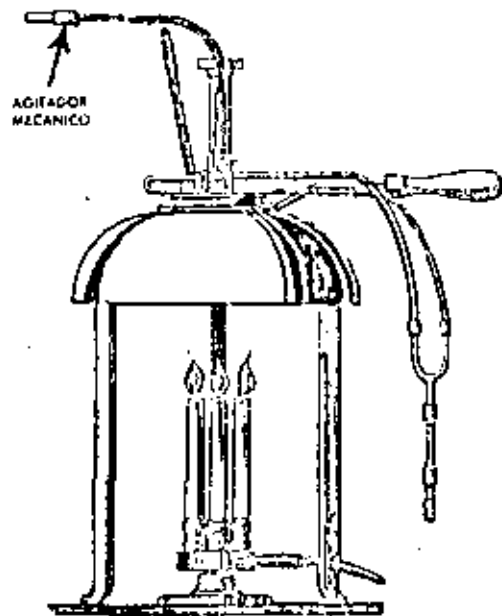


Figura III-5. Determinación del punto de inflamación.  
Pensk - Mariens.

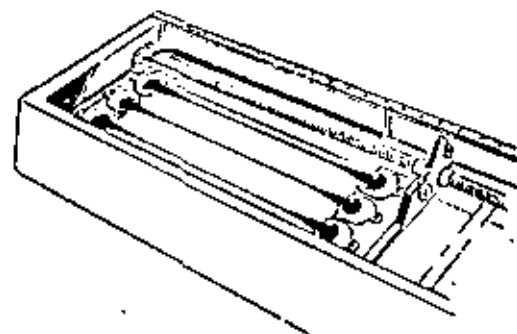


Figura III-6. Ensayo de ductilidad.

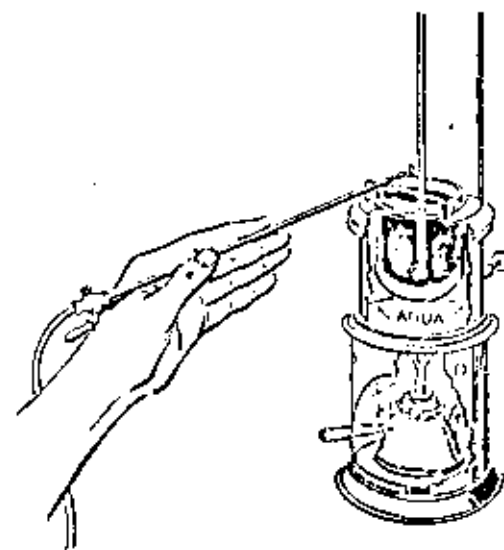


Figura III-8. Determinación del punto de inflamación en  
vase abierto (asfalto fluidificado).

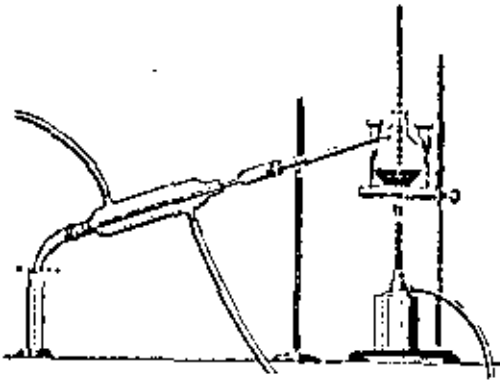


Figura III-9. Ensayo de destilación.

**ENSAYO DE VISCOSIDAD MODIFICADO**

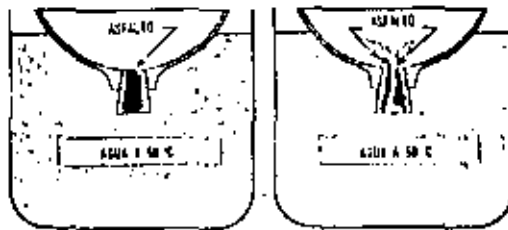


Figura III-10. Ensayo del flotador.

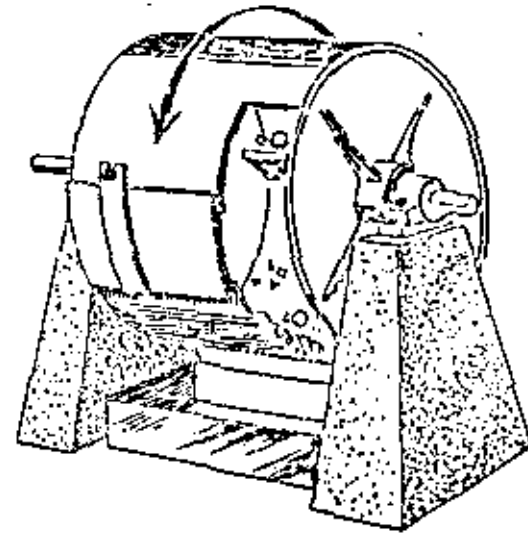


Figura III-12. Ensayo Los Angeles.



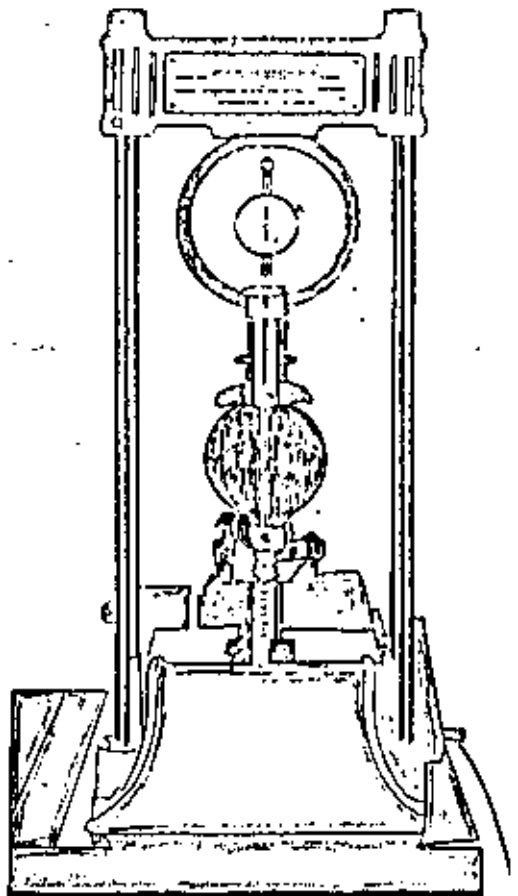


Figura III-13. Ensayo Marshall de estabilidad y fluencia

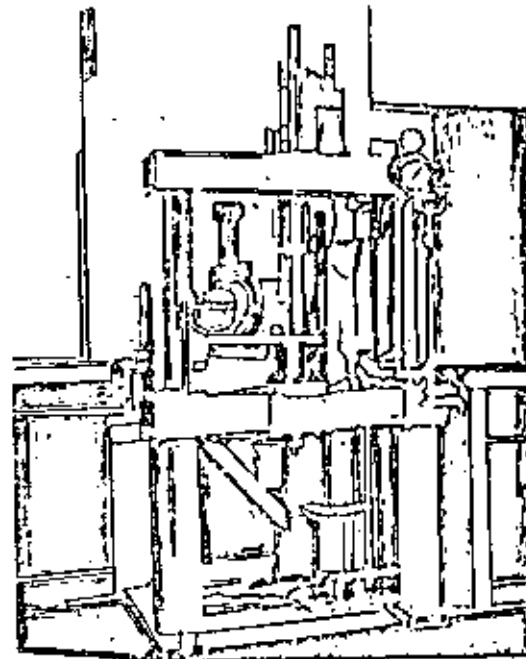


Figura III-14. Compactador por amasado para preparación de probetas.

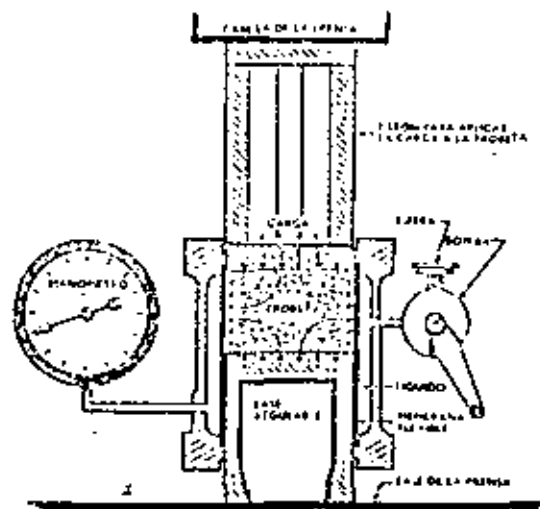


Figura III-15. Ensayo del estabilitometro de Hvem.

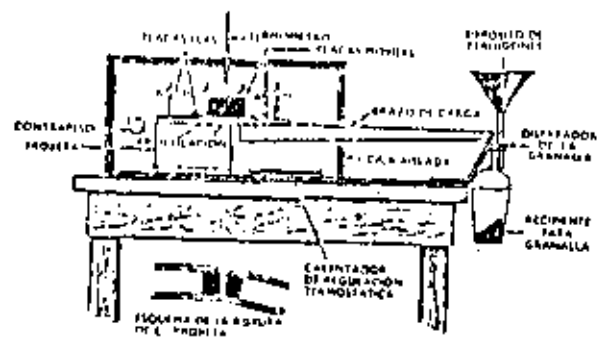


Figura III-16 Ensayo del cohesiometro de Hvem.

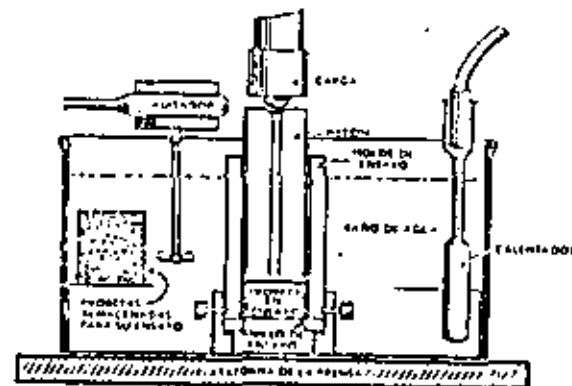


Figura III-17 Ensayo Hubbar-Field de probetas de 2" de diametro.

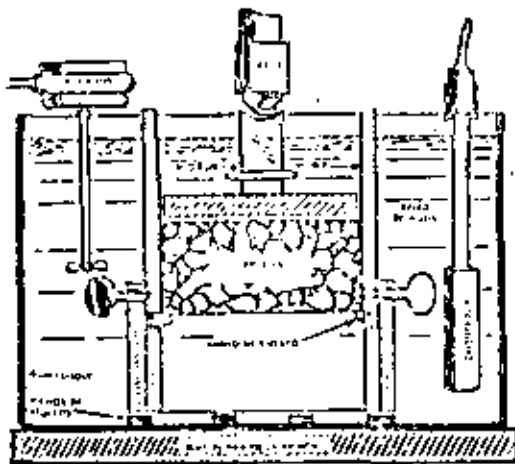


Figura III-18. Ensayo Hubbert-Field de probetas de 6" de diámetro.

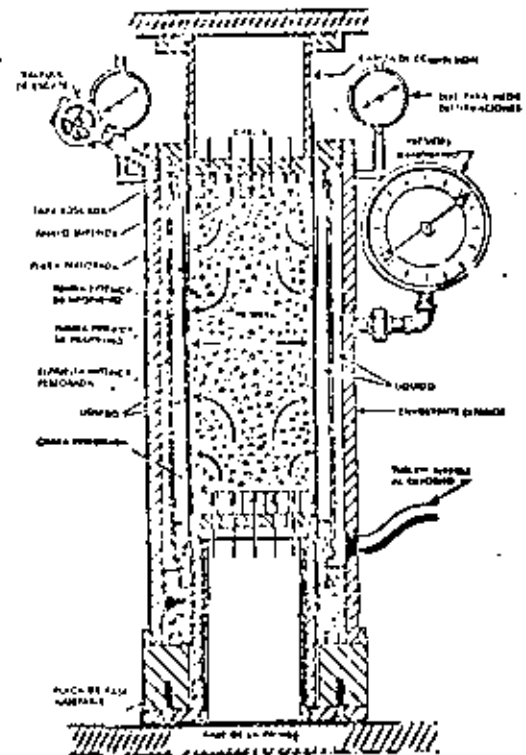


Figura III-19. Ensayo triaxial de Smith.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: "INTRODUCTORIO DE FORMACION DE RESIDENTES  
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIEMENTAL"**

**TEMAS: CRISTALOGRAFIA.  
MINERALOGIA.  
EVOLUCION MAGMATICA.**

**NOVIEMBRE DE 1981.**

## ROCAS VOLCANICAS

ORIGEN	NATURALEZA	ROCA	
ERUCCIONES TRANQUILAS	VITREA	OBSIDIANA	
		PERLITA	
		PIEDRA POMEZ	
		RETINITA	
ERUCCIONES EXPLOSIVAS	PIROCLASTICA (FRAGMENTOS)	PIEDRA POMEZ	
		BLOQUES	
		BOMBAS	
		SUELTAS	CONSOLIDADAS
GRAVAS	BRECHAS		
LAPILLI	BRECHAS		
ARENAS	ARENISCAS		
CENIZAS	TOBAS		
POLVOS	TOBAS		

## ROCAS METAMORFICAS

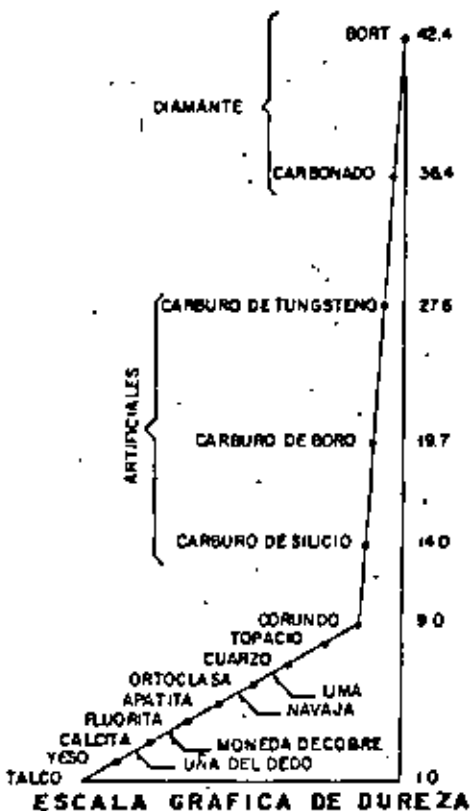
ROCA ORIGINAL	PRODUCTOS METAMORFICOS
ARENISCA	CUARCITA
CALIZA	MARMOL
LUTITA	PIZARRA
BASICAS	ESQUISTOS, SERPENTINA, ETC.
GRANITO, DIORITA Y CONGLOMERADO	GNEIS

## PROMEDIO DE RESISTENCIAS DE ROCAS Kg/cm

	COMPRESION	TENSION	CORTANTE
Arenisca	150-500	10-30	50-150
Caliza	400-1400	30-60	100-200
Granito	1000-2800	30-60	150-300
Diorita	1000-2500		
Gabro	1000-1900		
Basalto	2000-3500		
Marmol	800-1500	30-90	100-300
Pizarra	700	250	150-250

## TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS QUE PUEDEN SER ACARREADA POR UNA CORRIENTE (COMPETENCIA)

VELOCIDAD (m/seg.)	CORRIENTE	DIMENSION MAXIMA DE LAS PARTICULAS
0.15	Rio lento	Arena fina
0.40	Arroyo	Grava
1.2	Corriente rápida	de orista de 5 cm
2.5	Muy rápida	de orista de 25 cm
5.0	Torrente	de orista de 1.00 m
9.7	Máximo en montaña	4.5m de orista 250ton



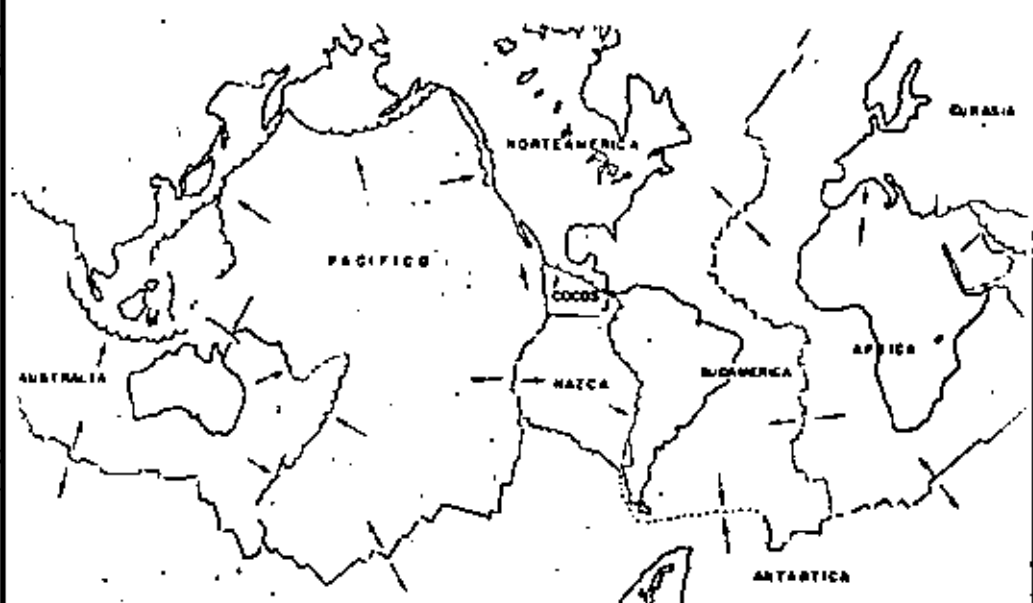
## ROCAS SEDIMENTARIAS

ORIGEN	AGENTE TRANSPORTADOR	SEDIMENTO SUELTO	SEDIMENTO CONSOLIDADO
	MECANICO	AGUA	GRAVA (ARISTAS REDONDEADAS) GRAVA (ARISTAS AGUDAS) ARENA LIMO ARCILLA
VIENTO		MECANOS LOESS	ARENISCA
HIELO		GRAVAS ANGULOSAS ARENA LIMO ARCILLA	TILITA
ORIGEN	NATURALEZA	SEDIMENTO CONSOLIDADO	
QUIMICO	CALCAREA	CALIZA DOLOMITA ARAGONITA TRAVERTINO MARGA	
	SILICOSAS	PEDERNAL GEYGERITA	
	SALINA	EVAPORITAS SAL GEMA YESO BORAX TEQUESQUITE	
ORGANICO	CALCAREA	CALIZA CORAL COQUINA CRETA (SASCAB)	
	SILICOSA	DIATOMITA (TIZAR)	
	CARBONOSA	TURBA LIGNITO HULLA ANTRACITA	

# COMPOSICION Y CLASIFICACION DE ROCAS IGNEAS

PRINCIPALES ELEMENTOS QUE FORMAN LAS ROCAS	PRINCIPALES MINERALES QUE FORMAN LAS ROCAS	R O C A S			
		VITREAS O FELSITAS (INTRUSIVAS)	DIQUE, LAMINAS INTRUSIVAS, LACOLITOS GRANO FINO PORFIRITICAS		GRANO GROSERO INTRUSIVAS
OXIGENO O	SILICE (CUARZO) Si O <sub>2</sub>	RIOLITA	PORFIDO RIOLITICO	PORFIDO GRANITICO	GRANITO
SILICIO SI		TRAQUITA	PORFIDO TRAQUITICO	PORFIDO SIENITICO	SIENITA
ALUMINO AI	ORTOCLASA K Al Si <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	DACITA	PORFIDO	PORFIDO DE GRANO DIORITA	GRANODIORITA
POTASIO K	PLAGIOCLASAS Ca Al <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>6</sub> Na Al Si <sub>3</sub> O <sub>6</sub>	ANDESITA	PORFIDO ANDESITICO	PORFIDO DIORITICO	DIORITA
SODIO Na		BASALTO	PORFIDO BASALTICO	PORFIDO DE GABRO	GABRO
CALCIO Ca	SILICATOS FERROMAGNETOS M. B. HORNBLENDA PIROXENA OLIVINO	AUGITITA	PORFIDO DE AUGITITA	PORFIDO DE PIROXENITA	PIROXENITA Y PERIDOTITA
TIERRO Fe		LIMBURGITA			
MAGNESIO Mg					

ACIDOS (CLARAS)  
BASICAS (OSCURAS)



PLACAS TECTONICAS  
HENDIDURAS Y ZONAS DE SUBDUCCION



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: "INTRODUCTORIO DE FORMACION DE RESIDENTES  
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL"**

**NOVIEMBRE, 1981.**



**FICHA DE EVALUACION ACTITUDINAL I  
(SALÓN)**

TEMA: \_\_\_\_\_  
 INSTRUCTOR: \_\_\_\_\_  
 FECHA: \_\_\_\_\_

NOMBRE	Asistencia	Participación (D-R-M)	Preparación de temas (✓)	Aceptación de sus errores (✓)	Iniciativa (✓)	Atención (Observación) (✓)	OBSERVACIONES
1 ALVAREZ CERDA JOSE							
2 ALVAREZ MIRANDA SANTIAGO							
3 BELTRAN RAMONETTI ROBERTO							
4 CERDA GARRA JOSE ROLANDO							
5 ESPINDOLA HERNANDEZ JAVIER							
6 FRANCO FLORES RODOLFO CLEMENTE							
7 GOMEZ PEREZ GERARDO							
8 GUTIERAN DAMIAN ALBERTO							
9 HERNANDEZ PEREZ MARCO ANTONIO							
10 HUERTA SANCHEZ JUAN MANUEL							
11 JIMENEZ RAMOS IGNACIO							
12 JUAREZ GUERRERO GREGORIO							
13 LOPEZ VELARDE VICTOR MANUEL							
14 MARQUEZ MARQUEZ PAUL							
15 MARQUEZ VILLA MA. ANTONIETA							
16 OJEDA GONZALEZ SALVADOR							
17 PONCE ALVARADO ALONSO							
18 RAMIREZ ARMANDO							
19 RIVIERA CERDA FEDERICO							
20 RIVERA BARRON JOSE ANTONIO							
21 RODRIGUEZ COPENA MANUEL							
22 RODRIGUEZ FRANCO DANIEL							
23 RODRIGUEZ GALLARDO CESAR PAUL							
24 TECOZAUTLA GARCIA MACARIO							
25							

Realizó la evaluación: \_\_\_\_\_

**FICHA DE EVALUACION ACTITUDINAL II  
(LABORATORIO)**

PRACTICAS: \_\_\_\_\_  
 INSTRUCTOR: \_\_\_\_\_  
 FECHA: \_\_\_\_\_

NOMBRE	Asistencia	Organización Grupo (B-R-M)	Participación	Iniciativa (✓)	Capacidad de dirección (✓)	OBSERVACIONES
1 ALVAREZ CERDA JOSE						
2 ALVAREZ MIRANDA SANTIAGO						
3 BELTRAN RAMONETTI ROBERTO						
4 CERDA GARRA JOSE ROLANDO						
5 ESPINDOLA HERNANDEZ JAVIER						
6 FRANCO FLORES RODOLFO CLEMENTE						
7 GOMEZ PEREZ GERARDO						
8 GUTIERAN DAMIAN ALBERTO						
9 HERNANDEZ PEREZ MARCO ANTONIO						
10 HUERTA SANCHEZ JUAN MANUEL						
11 JIMENEZ RAMOS IGNACIO						
12 JUAREZ GUERRERO GREGORIO						
13 LOPEZ VELARDE VICTOR MANUEL						
14 MARQUEZ MARQUEZ PAUL						
15 MARQUEZ VILLA MA. ANTONIETA						
16 OJEDA GONZALEZ SALVADOR						
17 PONCE ALVARADO ALONSO						
18 RAMIREZ ARMANDO						
19 RIVIERA CERDA FEDERICO						
20 RIVERA BARRON JOSE ANTONIO						
21 RODRIGUEZ COPENA MANUEL						
22 RODRIGUEZ FRANCO DANIEL						
23 RODRIGUEZ GALLARDO CESAR PAUL						
24 TECOZAUTLA GARCIA MACARIO						
25						

Realizó la evaluación: \_\_\_\_\_

**FICHA DE EVALUACION ACTITUDINAL I**  
(SALON)

TEMA: \_\_\_\_\_  
 INSTRUCTOR: \_\_\_\_\_  
 FECHA: \_\_\_\_\_

NOMBRE	Asistencia	Participación (B-R-H)	Preparación de temas (✓)	Aceptación de sus errores (✓)	Iniciativa (✓)	Atención (Observación) (✓)	OBSERVACIONES
1 ALVAREZ CERDA JOSE							
2 ALVAREZ MIRANDA SANTIAGO							
3 BUSTAMAN RAMONETTI ROBERTO							
4 CERDA CERDA JOSE BOLANOS							
5 ESPINOLA HERNANDEZ JAVIER							
6 FRANCISQUELLI ROLOLTO CLEMENTE							
7 GOMEZ PEREZ GERARDO							
8 GUZMAN DAMIAN ALEJANDRO							
9 HERNANDEZ PEREZ MARCO ANTONIO							
10 HUERTA SANCHEZ JUAN MANUEL							
11 JIMENEZ RAMOS IGNACIO							
12 JIMENEZ GUERRERO GREGORIO							
13 LOPEZ VILLASECA VICTOR MANUEL							
14 MARQUEZ MARQUEZ RAMON							
15 MARQUEZ VILLA MA ANTONIETA							
16 OJEDA GONZALEZ SALVADOR							
17 PONCE ALVAREZ ALBERTO							
18 RAMIREZ ALVARO							
19 RIVERA CASTA FREDERICO							
20 RIVERA PARDAS JOSE ANTONIO							
21 RODRIGUEZ COPONA MANUEL							
22 RODRIGUEZ FRANCO DANIEL							
23 RODRIGUEZ CALLEJERO STEAD RAMON							
24 TECOZAUTLA GARCIA MACARIO							
25							

Realizó la evaluación: \_\_\_\_\_

**FICHA DE EVALUACION ACTITUDINAL II**  
(LABORATORIO)

PRÁCTICAS: \_\_\_\_\_  
 INSTRUCTOR: \_\_\_\_\_  
 FECHA: \_\_\_\_\_

NOMBRE	Asistencia	Organización Trabajo (B-R-H)	Participación	Iniciativa (✓)	Capacidad de dirección (✓)	OBSERVACIONES
1 ALVAREZ CERDA JOSE						
2 ALVAREZ MIRANDA SANTIAGO						
3 BUSTAMAN RAMONETTI ROBERTO						
4 CERDA CERDA JOSE BOLANOS						
5 ESPINOLA HERNANDEZ JAVIER						
6 FRANCISQUELLI ROLOLTO CLEMENTE						
7 GOMEZ PEREZ GERARDO						
8 GUZMAN DAMIAN ALEJANDRO						
9 HERNANDEZ PEREZ MARCO ANTONIO						
10 HUERTA SANCHEZ JUAN MANUEL						
11 JIMENEZ RAMOS IGNACIO						
12 JIMENEZ GUERRERO GREGORIO						
13 LOPEZ VILLASECA VICTOR MANUEL						
14 MARQUEZ MARQUEZ RAMON						
15 MARQUEZ VILLA MA ANTONIETA						
16 OJEDA GONZALEZ SALVADOR						
17 PONCE ALVAREZ ALBERTO						
18 RAMIREZ ALVARO						
19 RIVERA CASTA FREDERICO						
20 RIVERA PARDAS JOSE ANTONIO						
21 RODRIGUEZ COPONA MANUEL						
22 RODRIGUEZ FRANCO DANIEL						
23 RODRIGUEZ CALLEJERO STEAD RAMON						
24 TECOZAUTLA GARCIA MACARIO						
25						

Realizó la evaluación: \_\_\_\_\_

# TEMAS

## 1 - CRISTALOGRAFIA

- 1-1 - DEFINICION
- 1-2 - SISTEMA DE CRISTALIZACION
- 1-3 - ESCALA DE MOHS

## 2 - MINERALOGIA

- 2-1 - DEFINICION
- 2-2 - MINERALES PRINCIPALES
- 2-3 - CARACTERISTICAS PRINCIPALES
  - A- COLORACION
  - B- TAMANO
  - C- FORMA

## 3 - EVOLUCION MAGMATICA

- 3-1 - DEFINICION
- 3-2 - DIFERENCIACION MAGMATICA
- 3-3 - SERIE DE REACCION DE BOWEN
- 3-4 - ASIMILACION MAGMATICA
- 3-5 - MEZCLA DE MAGMAS
- 3-6 - TABLA DE MINERALES PRINCIPALES EN LAS ROCAS IGNEAS
- 3-7 - BIBLIOGRAFIA

FIGURA DE EVALUACION ACREDITACION III (CAMPO)

OBRA: \_\_\_\_\_  
 INSTRUCCION: \_\_\_\_\_  
 FECHA: \_\_\_\_\_

NOMBRE	Asistencia	Observación (✓)	Organización Equipo (B-R-M)	Iniciativa (✓)	Capacidad de dirección (✓)	Participación (D-R-M)	Guía de Trabajo				OBSERVACIONES	
							Completitud (✓)	Contenido	Presentación	Redacción		
1 ALVAREZ CEPEDA JOSE												
2 ALVAREZ MIRANDA SANTIAGO												
3 ALVAREZ RAYONETTI ROBERTO												
4 CEPEDA GARZA JOSE FOLANDO												
5 ESPINOLA HERNANDEZ NAVIER												
6 TORRES FIGUEROA VANDERTO CINTRUEN												
7 GONZALEZ ORTIZ CERRANO												
8 GONZALEZ NAVIAN ALBERTO												
9 HERRANDEZ BERTEZ MARCO ALEJANDRO												
10 HERRERA SANCHEZ JUAN MANUEL												
11 ALVAREZ BARRAS ISMAEL												
12 ALVAREZ GONZALEZ GREGORIO												
13 FIGUEROA DELAUNTE VICTOR MANUEL												
14 MARRON MARRON RUIZ												
15 MARRON VILLALBA ANTONIO												
16 ALVAREZ GONZALEZ SALVADOR												
17 GONZALEZ ALVAREZ ALFONSO												
18 GONZALEZ ALVAREZ												
19 ALVAREZ GONZALEZ ENRIQUE												
20 ALVAREZ RAYONETTI JOSE ANTONIO												
21 HERRANDEZ CORONA MANUEL												
22 HERRANDEZ FIGUEROA MANUEL												
23 FIGUEROA GALLARDO CESAR RUIZ												
24 FIGUEROA GARCIA MACARIO												
25												

Realizado la evaluación

## 1. CRISTALOGRAFIA :

1.1. Definición.- Es una rama de la Geología, la cual nos permite ordenar los minerales en 6 sistemas de cristalización en base al diferente acomodo geométrico natural de sus átomos o moléculas.

Los minerales se pueden definir como sustancias terrestres e inorgánicas que poseen una composición química definida, y que cristalizan según leyes de cristalografía, es sistemas ya establecidos.

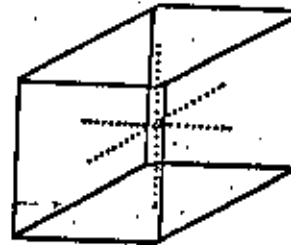
Se debe tomar en cuenta que es raro encontrar minerales completos, ya que suelen estar deformados. No obstante los ángulos de unas caras con otras permanecen constantes y el estudio de los ángulos permite reconocer las formas fundamentales.

Estas medicinas estan en relación directa con un sistema de tres ejes.

Los sistemas de cristalización se dividen en 6 y que son:

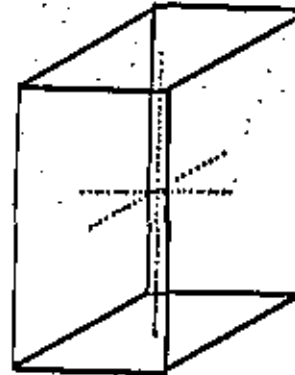
- 1.- Sistema Cúbico
- 2.- " Tetragonal
- 3.- " Ortorrombico
- 4.- " Hexagonal
- 5.- " Monoclinico
- 6.- " Triclinico

## 1.2 SISTEMAS DE CRISTALIZACION (DESCRIPCION)



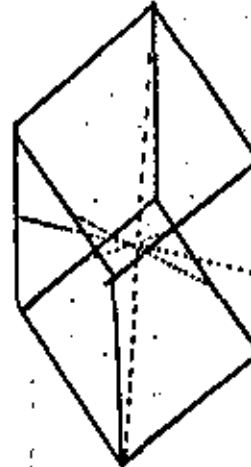
### SISTEMA CUBICO :

Son cristales que poseen la simetría de un cubo, es tiene 3 ejes de igual distancia. Ejemplo: Pirita-Oro-Halita.



### SISTEMA TETRAGONAL :

Son cristales que poseen la simetría de un prisma de sección cuadrada, generalmente están terminadas por dos pirámides simétricas. Dos ejes son iguales y perpendiculares en tanto uno desigual (De mayor tamaño). Ejemplos: Calcopirita-Zircón.



### SISTEMA ORTORROMBICO :

Los cristales poseen una simetría de un cubo rectangular, es decir un prisma con base rectangular, donde los ejes son perpendiculares pero de tamaño diferente.



**SISTEMA HEXAGONAL :**

Los cristales poseen la simetría de un prisma hexagonal.

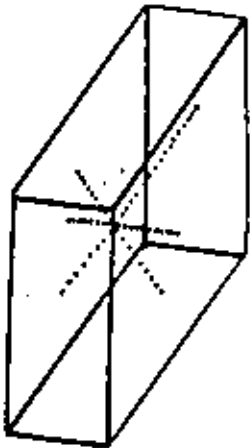
Ejemplos: Cuarzo-Calcita-Corindon-Turmalina.



**SISTEMA MONOCLINICO :**

Los cristales poseen una simetría de un prisma con un paralelepipedo por base como si fuera una caja deteriorada lateralmente. Los tres ejes tienen longitudes diferentes, y uno es perpendicular a los otros dos.

Ejemplo: Yeso-Mica-Augita.



**SISTEMA TRICLINO :**

Los tres ejes tienen longitudes diferentes y forman entre sí ángulos que nunca son rectos.

Ejemplos: Feldespatos-Rodonita-Azurita.

**1.3 ESCALA DE MOHS:**

Tomando en cuenta que las rocas están formadas por diferentes minerales, los cuales tienen diferentes durezas, hubo la necesidad de tener una tabla la cual no indicará una dureza gradual de los minerales.

La escala de MOHS es muy importante ya que de ésta se toma la dureza de los minerales, los cuales al estar asociados en una roca, nos da una idea de la dureza de la roca.

por lo que en la técnica de la perforación es necesario tomar en cuenta estos aspectos ya que de esto depende una perforación sin contra tiempos en lo que se refiere a dureza del material.

2. MINERALOGIA :

2.1 DEFINICION.- Es una rama de la Geología, la cual trata la descripción de los minerales, modo de ocurrencia, propiedades y modo de presentación en las rocas.

Las rocas están formadas por uno o más minerales en diferente porcentaje, por lo tanto nos da coloración, textura y estructura diferente.

Aproximadamente se conocen 1 700 minerales y 100 elementos.

2.2 MINERALES PRINCIPALES.- Son 30 los más principales en abundancia, y tan sólo 4 de ellos son los que se presentan en todo tipo de roca y son: 1º Cuarzo, 2º Calcita, 3º Feldespatos y 4º Nicas.

De los 100 elementos tan sólo son 2 los que ocupan las 3/4 partes de la tierra y son oxígeno 47% y silicio 27%, seguido de aluminio, hierro, calcio, sodio y magnesio.

2.3 CARACTERISTICAS PRINCIPALES.- Están en relación directa con los elementos que los forman, por lo tanto se distinguen por sus características, de las cuales tan sólo vamos veremos 3 que son muy importantes: A Color, B Tamaño, y C Forma. A continuación se describen :

ESCALA DE MOHS

1-3

- 1 - TALCO } 25 UNA\*
- 2 - YESO } 4 COBRE\*
- 3 - CALCITA }
- 4 - FLUORITA }
- 5 - APATITO } 5 CUCHILLO\*
- 6 - ORTOCLASA } 6 CUCHILLO\*
- 7 - CUARZO } BLIMA DE ACERO\*
- 8 - TOPACIO }
- 9 - CORINDON } 8.5 - 9.5 DIAMANTE\*
- 10 - DIAMANTE } CON POLVO DE DIAMANTE\*

\* Se raya con.

A.- COLORACION.- Es debido a las impurezas y elementos que constituyen al mineral, y de acuerdo al porcentaje se dividen en:

- MINERALES { FELSITICOS.- Cuarzo, Feldespato
- { MAFICOS.- Micas-Olivinos

Así las rocas de acuerdo a los minerales que constituyen las rocas, estas se dividen en:

- ROCAS ACIDAS O FELSITICAS { Granito
- { Riolita.
- ROCAS BASICAS O MAFICAS { Diorita
- { Andesita

Por lo regular las rocas de color claro son ácidas y las oscuras son básicas, pero esto no es una regla ya que los minerales son -- subceptibles a sufrir cambios en su coloración, y esto nos daría un aspecto diferente de la roca.

B.- TAMAÑO DE LOS CRISTALES.- Este está en -- relación directa con la presión y temperatura en el momento de inicial la cristalización.

Los cristales se presentan de tamaño variable; parte de ellos son microscópicos; otros ocasionalmente grandes que alcanzan varios metros - normalmente los minerales se dividen de acuerdo al tamaño en :

TAMAÑO

- Fino.- Menos de 1 mm
- Medio.- De 1 a 5 mm
- Grueso.- De 5 a 3 cm
- Muy Grueso.- Mayor de 3 cm

Del tamaño de grano que presentan las rocas, se han establecido dos texturas principales que son : Porfídica y Afanítica.

Pero cuando los cristales exceden varios -- decímetro e incluso llega a varios metros se les conoce como macro-cristales (ejemplo -- pegmatitas).

PRINCIPALES CAUSAS DEL TAMAÑO DE LOS CRISTALES

GRANO GRUESO .- (Forma textura porfídica)- -- esto se origina principalmente por la pérdida de temperatura.

Cuando el material es estado de fusión inicia una cristalización en el interior de la litosfera, se inicia un enfriamiento gradual, por lo tanto hay un tiempo suficiente para lograr un acomodo en la átomos, y así desarrollar cristales grandes (fenocristales o porfídicos).

GRANO PINO.- (forma la textura afanítica).- --

Cuando el material es estado de fusión logra llegar al exterior de la litosfera, esto pierde temperatura y presión, por lo que se inicia una cristalización muy rápida, ya que el enfriamiento no es gradual, dando origen al grano de -- carácter fino.

C.- FORMA DE LOS CRISTALES .- La forma de los cristales van en relación directa con el orden de cristalización y se dividen en :

FORMA EUIEDRAL .- Minerales mostrando simetría perfecta, su forma está limitada por caras cristalinas.

FORMA SUBIEDRAL .- Minerales que muestran en parte caras cristalinas y en parte debido a que al comenzar a cristalizar algo le impidió desarrollarse en forma bien definida.

FORMA ANHEDRAL .- Son los minerales que presentan una forma nada definida, es decir su aspecto es amorfo ya que no presentan uniformidad pareja.

### 3. EVOLUCION MAGMATICA :

3.1 DEFINICION .- La composición del magma puede ser modificado o fraccionada, por diferentes causas, para así generar una gran variedad de roca ígneas.

Este fenómeno se lleve a cabo de tres maneras que son:

3.2 DIFERENCIACION MAGMATICA .- Consiste en el fraccionamiento del magma como resultado de la cristalización. Ciertos minerales están asociados en las rocas y esto es debido a que cristalizan a una misma temperatura. Esta relación

la observó BOWEN, y de esto elaboró una tabla de cristalización, la cual lleva su nombre.

A continuación en la hoja siguiente se da la tabla de reacción de BOWEN, así como algunos nombres de roca, que se forman aproximadamente en esa temperatura.

Por cuestiones de fácil entendimiento las rocas que están en la tabla de reacción son de las más abundantes.



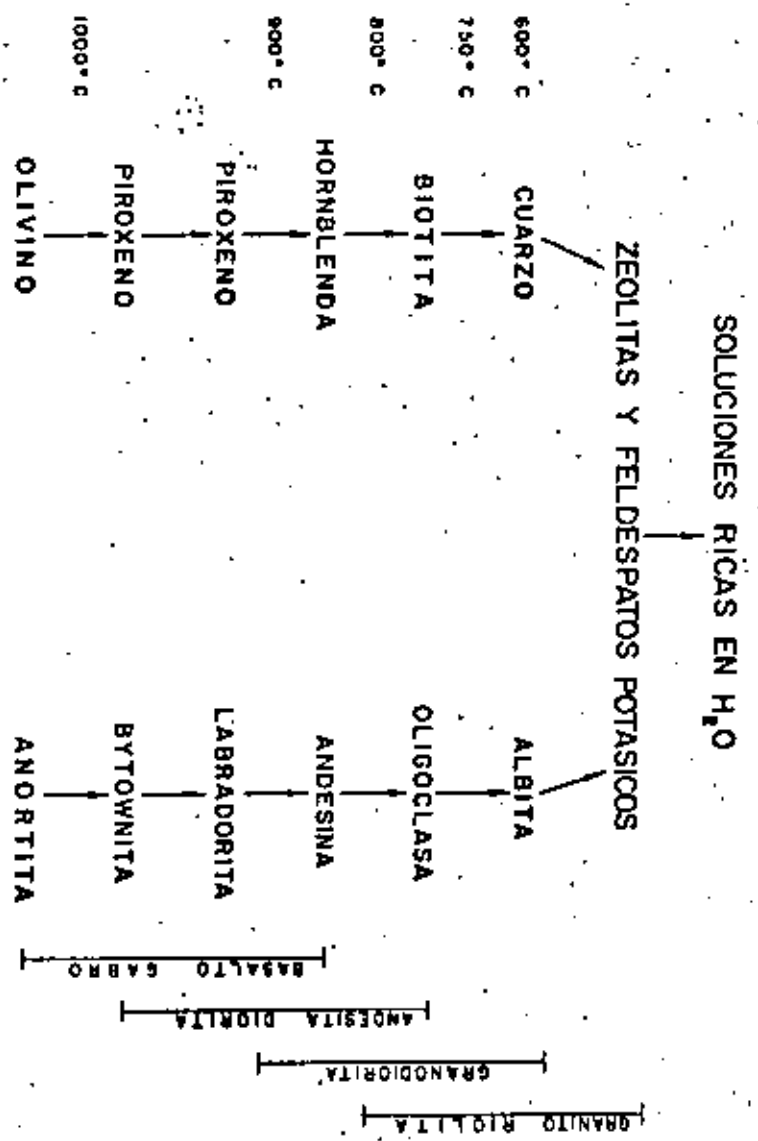
3.4 ASIMILACION MAGMATICA. - La evolución de una magma puede estar influida debido a la reacción con las rocas de las paredes de la cámara magmática. Si el magma en la cámara tiene una temperatura arriba de la cual comienza la cristalización, puede contaminarse por la fundición de las paredes de la cámara. No siempre sucede esto en forma completa, y por lo tanto algunos minerales ya cristalizados pueden fundirse total o parcialmente e incorporarse a la fracción líquida del magma. Otros son cambiados por un proceso de reacción química entre el líquido y el cristal.

Todo este fenómeno da como resultado un tipo de roca especial en su mineralogía (Híbrida), ya que se formó por una mezcla o magmas y por un roca encajonante.

3.5 MEZCLA DE MAGMAS. - Este no se considera como un factor principal de la evolución magmática, sin embargo esto no quiere decir que no ocurra dicha mezcla. De este fenómeno también se forman las rocas híbridas.

Este mezcla de magmas consiste en un desequilibrio mineralógico, y esto se debe a una extensión sucesiva por un mismo conducto o aparato volcánico.

**SERIE DE REACCION DE BOWEN**



### 3-6 MINERALES PRINCIPALES EN ROCAS IGNEAS.

Como ejemplos tenemos la provincia volcánica de San Juan (colorado) donde los basaltos, las andesitas y las riolitas fueron erupcionadas en forma sucesiva, pero lo que no hubo un ordenamiento mineralógico gradual y por lo tanto hubo una cristalización caótica.

Otro ejemplo lo tenemos en el volcán Nakone en Japón, donde el basalto muestra una asimilación incompleta de las rocas de las paredes de la cámara magmática, también en Alaska se observó una roca formada por Pumicitas riolítica y escoria andesítica, esto se originó por una erupción simultánea de material heterogéneo.

A continuación se da una tabla de minerales principales que constituyen las rocas.

SILICE  
MICAS  
CALCITA  
FELDSPATOS  
OLIVINO  
PIROXENOS  
ANFIBOLES  
GRANATE  
ZEOLITAS  
DOLOMITA  
CLORITAS  
TURMALINA  
ESTAUROLITA

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Petrografía General.- Autor Paul Kerr
- 2.- La tierra y sus Recursos.- Autor Levi Marredo
- 3.- Tomo VIII de la enciclopedia Salvat
- 4.- Petrología de Walter Huang.
- 5.- Reino Mineral.- Autor Shaffer

## PENETRACION ESTANDARD

La prueba de PENETRACION ESTANDARD, consiste en hincar un muestreador en el terreno a una determinada longitud, a partir de cierto número de golpes, con el fin de correlacionar su capacidad de carga.

Esta prueba se lleva a cabo con un martinete de 63.5 Kg (140 Lbs), el cual se deja caer libremente desde una altura de 76 cm (30"), guiado por la tubería de perforación, a través de su diámetro interior, elevándolo con un cable accionado por el malacate de maniobras o el malacate cabeza de gato, el cual se encuentra suspendido del tripie por una polea, este golpea en el ensanchamiento del cabezote de la tubería de perforación, contándose el número de golpes necesarios para lograr introducir el muestreador estandard 15, 30 y 15 cm.

### PROCEDIMIENTO:

Se introduce el muestreador y las barras de perforación hasta entrar en contacto con el fondo del pozo, luego se aplica energía al cople superior de golpeo de la barra de perf. por medio del martinete y se cuentan los golpes con martinete necesarios para que el penetrometro hincue 15, 30 y 15 cm. procurando vigilar la altura de caída libre, que no deberá ser mayor ni inferior a 76 cm.

La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes N° necesarios para lograr la penetración de 30 cm.

Se recomienda que en terrenos de alta resistencia se suspenda la prueba al llegar a los 50 golpes, para proteger la herramienta de perforación aún cuando no se haya logrado la penetración de 30 cm.

Por último se extrae la tubería y el muestreador con el malacate, se lava exteriormente todo el lodo adherido al penetrómetro y se saca la muestra, teniendo cuidado de separar la muestra del azolve.

## COMPASIDAD RELATIVA DE LAS ARENAS

No. de Golpes	Denominación	Compacidad Relativa %
0 - 4	Muy suelta	0 - 5
4 - 10	Suelta	5 - 25
10 - 30	Semi-compacta	25 - 60
30 - 50	Compacta	60 - 75
Más de 50	Muy compacta	Mayor de 75

## CONSISTENCIA NATURAL DE LAS ARCILLAS

No. de Golpes	Denominación	Resistencia a la Compresión Simple Kg/cm <sup>2</sup>
0 - 2	Muy blanda	0 - 0.25
2 - 4	blanda	0.25 - 0.50
4 - 8	Semi-dura	0.50 - 1.0
8 - 15	dura	1.0 - 2.0
15 - 30	Muy dura	2.0 - 4.0
Más de 30	Rígida	Mayor de 4.0

## ARENAS CON LIMO O ARCILLA

No. de Golpes	Compacidad	ANGULO DE FRICCIÓN φ
0 - 5	Muy suelta	28°
5 - 10	Suelta	28° - 30°
10 - 30	Mediana	30° - 34°
30 - 50	Densa	34° - 37°
50	Muy densa	37°

## METODO DE PERCUSION Y LAVADO

Este método se usa por lo general como auxiliar en los estudios de muestreo definitivo. Su exploración se realiza al combinar la energía producida por la caída libre de un trépano, con la inyección del agua sometida a presión a través de las barras de perforación. El agua sale por el extremo inferior del trépano, retornando por el espacio comprendido entre las barras y las paredes del pozo, transportando el material que ha sido cortado hacia un depósito donde se recolectan las muestras. Con el objeto de facilitar el sondeo, las barras de perforación deberán alternarse con movimientos ascendentes, descendentes y de rotación.

Dependiendo del tipo de suelo que se tenga, se pueden utilizar 3 diferentes tipos de trépanos por ejemplo, cuando son suelos suaves el trépano de punta es el recomendable, cuando son suelos duros es preferible usar el trépano de cincel, cuando se encuentran gravas y cantos rodados el trépano de cruz es el recomendable.

La muestra se obtiene al dejar reposar el agua en suspensión que ha sido arrastrada y transportando a través de las paredes y las barras de perforación, hasta sedimentar el material, en esta forma se van constituyendo las muestras, resultando del tipo alteradas no representativas, las cuales nos sirven para darnos una idea de los materiales que existen. El error que puede tenerse con este tipo de sondeo, es definir los estratos, que pueden llegar al orden de un metro.

## METODO DE ROTACION CON TRICONICA

Mediante este método se puede recabar información rápida. Cuando el material por atacar presente resistencia a la ruptura (gravas, boleros, estratos rocosos), el tipo de muestras obtenidas son alteradas, sirviendo únicamente para clasificar el material y definir el espesor del estrato.

La operación del equipo es mecánica, con movimientos de rotación en forma simultánea y aplicando presión vertical a la broca.

La broca puede ser bicónica o tricónica. La primera consta de dos ruedas dentada y se emplea en formaciones suaves, la segunda tiene una aplicación más general ya que se utiliza en suelos de resistencia considerable.

La velocidad de rotación, al igual que la presión aplicada a la broca está en función del tipo de material por atacar.

Este método de exploración se lleva a cabo, al combinar la rotación aplicada a la broca con presión y la inyección de agua, sometida a presión a través de las barras de perforación.

PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS, ES NECESARIO OBTENER MUESTRAS INALTERADAS, DESIDO A QUE CONSERVAN SUS PROPIEDADES FISICAS NATURALES.

#### MUESTREADOR SHELBY.

Este tipo de muestreador no es más que un tubo de lámina unido a una cabeza por medio de dos prisioneros (Allen) o también puede unirse con cuerda, al cual se une a las barras de perforación, encontrándose alojadas en ellas una válvula check con objeto de proteger a la muestra de la presión hidrostática. Mediante este tipo de muestreador se obtienen muestras inalteradas básicamente en suelos blandos (limos o arcillas).

Es conveniente que antes de hincar el muestreador en el pozo debe limpiarse el material residual en la perforación, en igual forma, las paredes de la perforación deberán encontrarse estabilizadas con bentonita o ademe metálico (cuando el material lo requiera). El muestreador se va introduciendo a presión en forma continua y a una velocidad constante. Cuando se tienen suelos blandos con alto contenido de humedad, es conveniente dejar en reposo el muestreador durante cierto tiempo, con la finalidad de que se incremente la adherencia entre el material y el tubo, una vez que se ha logrado eso, se hace girar las barras de perforación antes de sacar el tubo del sondeo, logrando así cortar el extremo inferior de la muestra.

#### MUESTREADOR DENISON.-

Cuando se encuentran suelos cohesivos con un contenido de humedad nulo o relativamente compactos, el tubo shelby resulta impropio por la dificultades que presenta al hincarse.

Se tiene que recurrir a muestreadores mas elaborados como el Barril Denison, siendo este el más apropiado en estos casos, siempre y cuando el material no contenga grava.

El Barril Denison consta de 3 partes. Dos tubos concéntricos y una cabeza doble giratoria. El tubo exterior está constituido por una zapata dentada, la cual corta el material por rotación, en cambio el tubo interior y el dispositivo donde queda acoplado, reúne características semejantes al tubo shelby, estando conectado al cuerpo de la cabeza mediante baleros. Por lo tanto el tubo interior permanece estático al girar el resto del muestreador.

En todo el transcurso del ensayo, al estarse hincando el muestreador, debe aplicarse presión vertical utilizando el sistema hidráulico, procurando que al estarse efectuando rotación el tubo interior gire, introduciendo así mismo la circulación de lodo de perforación después que ha sido llenado el muestreador y extraído, se procede a cortar el tubo interior en forma parecida al tubo shelby.

Dependiendo del método de perforación o muestra<sup>de</sup> que se use, se obtendrán muestras alteradas o inalteradas según se desee, dichas muestras se emplearán para determinar sus propiedades índice y mecánicas.

#### MUESTRAS ALTERADAS.-

##### - Propiedades Índice :

- 1) Características físicas (forma, tamaño de las partículas, color)
- 2) Contenido de humedad
- 3) Formación estratigráfica
- 4) Peso volumétrico natural
- 5) Análisis granulométrico
- 6) Límites de consistencia de Atterberg
- 7) Densidad de sólidos
- 8) Ensayos de humedad óptima
- 9) Compactación proctor (ensayo para inspección o control)

##### - Propiedades mecánicas :

- a) Resistencia al esfuerzo cortante (empleando muestras -- remoldeables).
  - compresión simple
  - compresión triaxial, etc.

#### MUESTRAS INALTERADAS.-

##### - Propiedades Índice

- 1) Características físicas (forma, color, tamaño, textura, estructura).
- 2) Contenido de humedad
- 3) Formación estratigráfica
- 4) Peso volumétrico natural
- 5) Análisis granulométrico
- 6) Límites de consistencia o de Atterberg
- 7) Densidad de sólidos.

##### - Propiedades Mecánicas

###### 1.- Resistencia al esfuerzo cortante

- a.-) Corte directo
- b.-) Compresión simple
- c.-) Compresión triaxial rápida consolidada
- e.-) Compresión triaxial lenta

###### 2.- Compresibilidad (consolidación unidimensional)

- a.-) Anillo flotante
- b.-) Anillo fijo

###### 3.- Permeabilidad

- a.-) Permeámetro de carga constante
- b.-) Permeámetro de carga variable.

R. Q. D.	CALIDAD DE LA ROCA
0 - 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy buena o excelente

R. Q. D. = Indica de calidad de la roca es una consecuencia del % de recuperación

Se obtienen:

Propiedades Índice:

- 1.-) R. Q. D. (I.C.R.)
- 2.-) Estratigrafía
- 3.-) Sistemas de fracturamiento

Propiedades Mecánicas:

- 1.-) Tenacompresión
- 2.-) Compresión simple.- Módulo de elasticidad
- 3.-) Corte directo en laboratorio

**MUESTREO A ROTACION CON BARRIL Y BROCA DE DIAMANTE**

La perforación a rotación se emplea por regla general en formaciones constituidas por materiales bien consolidados, tales como basaltos, riolitas, granitos, pizarras, etc.

El objetivo de este método consiste en recuperar núcleos.

**BARRILES MUESTREADORES**

Barril de tubo sencillo.- Fue el primero con el cual se logró recuperar muestra en forma rudimentaria, sus partes principales son las siguientes:

- a) Tubo Recuperador
- b) Rima
- c) Retenedor de Muestra
- d) Broca

Los primeros barriles sólo tuvieron las piezas (a) y (c).

Como puede observarse este conjunto es muy simple y tiene el gran inconveniente de que el agua o fluido de perforación queda en contacto directo con la muestra, originando en ella una presión y erosión que provoca roturas y desprendimientos.

**Barril Doble Tubo Giratorio.**

Este barril consta de las siguientes partes:

- |                          |                                 |
|--------------------------|---------------------------------|
| a) Tubo exterior         | f) Cabeza                       |
| b) Rima                  | g) Balero de Carga              |
| c) Retenedor de muestras | h) Perno de soporte p/tubo int. |
| d) Broca                 | i) Tuerca de ajuste             |
| e) Tubo interior         | j) Porta retenedor de muestra   |

Con el diseño de este barril se logró un gran paso para mejorar la calidad de las muestras obtenidas, al introducir el balero y el porta retenedor de muestra, pues este último permite también colocar en su interior, un retenedor de muestra compuesto por 4, 6 u 8 piezas metálicas aceradas, dependiendo el número de estas piezas del diámetro del barril. Estos barriles los hay en el mercado en los diámetros AX, BX y NX; AN, BN y NN; AQ, BQ y NQ.

Dependiendo del tipo de cuerdas que tenga en la caja de la cabeza para conectar a las barras de perforación que se elijan para efectuar los trabajos. Este tipo de retenedor de muestra permite admitir dentro del barril, muestras que anteriormente se tornaba imposible de recuperar como son: arañas, gravas, suelos vegetales y rocas muy alteradas o fracturadas.

La ventaja de la introducción del balero en este sistema es que el tubo interior podrá quedarse estático, pues al estar el tubo interior suspendido del perno que está sujeto a la pista interior del balero, permitiendo al tubo interior desconectarse del giro propio de la parte de perforación.

El haber llegado la técnica de la perforación con diamante a estas innovaciones, se idearon los barriles de gran diámetro, los que permiten con el retenedor de canasta obtener muestras de arenas, gravas, suelos.

los diámetros más comunes de estos barriles son:

2 3/4 X 3 7/8"	=	69.8 mm X 98.4 mm
4 X 5 1/2"	=	101.6 X 139.7
6 X 7 3/4"	=	152.4 X 194.0

El primer número indica el tamaño del suelo y el segundo el diámetro exterior del barril.

Hay formaciones tan difíciles de recuperar que el fluido de la perforación que circula entre el tubo exterior y el interior al salir entre la pared interior de la broca y el exterior del porta opresor, erosiona la muestra, provocando una pérdida del núcleo, originando que la calidad del trabajo disminuya. Para esta clase de problemas es posible usar una broca de descargas en la cara de ataque, reduciendo con esto la acción del fluido de la perforación en las paredes del núcleo obtenido, pues una gran parte del caudal suministrado se encausa por las vías de agua.

**BARRILES CON EXTRACCION DE TUBO INTERIOR CON USO DE CABLE DE ACERO COMUNMENTE LLAMADO SISTEMA WIRE LINE.**

Este sistema ha logrado aprovechar todas las innovaciones de los barriles antes mencionados, contando con la grandísima ventaja de no retirar la línea de perforación del fondo al extraer el tubo interior.

Las partes integrantes de este conjunto son las siguientes:

- |                         |  |
|-------------------------|--|
| a) Tubo exterior        | d) Broca                                 |
| b) Rima                 | e) Tubo interior                         |
| c) Retenedor de muestra | f) Cabeza (con sistema de porta tenazas) |



- g) Dos baleros, uno inferior para soportar el peso del tubo interior y otro superior para recibir el empuje de los bloques.
- h) Perno soporte p/tubo interior.
- i) Tuerca de ajuste
- j) Porta retenedor de muestra
- k) Válvula de hule para cierre del fluido.
- m) Anillo centrador
- n) Anillo de carga
- ñ) Candados
- o) Porta candados
- p) Pinula y porta-pinula
- q) Tenazas
- r) Porta tenazas
- s) Varilla de lastre
- t) Porta cable
- u) Cable de 4.8 mm 3/16"
- v) Manguito p/bajar tubo interior en barrenos que no mantienen el fluido de perforación que amortigüe la llegada al fondo.

Este sistema de barril Wire Line es hasta la fecha lo último para obtener muestras de magnífica calidad pues aparte de todo lo anteriormente dicho, no es necesario extraer la lingada (sarta de tubos y barril) para retirar la muestra recuperada en el tubo interior, basta sólo con bajar el pescador (OVERSOT) con el cable de acero, alojado en un malacate adicional a la perforadora o a un tambor para este uso que se adapta a la perforadora convencional.

Como antes se dijo el no extraer la tubería y el barril para retirar el núcleo producto de la perforación y objeto de la perforación, redundo en múltiples ventajas que son: mayor velocidad de la perforación y mejor estado de las paredes del pozo - al no extraer continuamente los barriles, eliminando caídas que anteriormente fueron inevitables, redundando todo esto en mejoras para la recuperación del núcleo.

#### MUESTREADOR WIRE LINE CON TRIPLE TUBO.-

Los muestreadores Wire Line Long-Year, en las medidas BQ, NQ, HQ y PQ, han sido mejoradas con la adición de un tercer tubo o camisa delgada en forma de media caña que sirva de forro o empaque a la muestra que se recupera. Como el tercer tubo queda justo, dentro del tubo interior del muestreador; la extracción del mismo con la muestra se hace por medio de una bomba de mano que empuja el conjunto hacia afuera del muestreador con la ayuda de un pistón colocado en el extremo superior del tubo delgado.

Una de las causas más importantes de pérdida de muestra dentro de un tubo interior son las irregularidades que en su pared interior se forman por oxidación. En el muestreador triple tubo de camisa se da acero inoxidable para asegurar la tesura de su pared interior. Las características de diseño del muestreador Wire Line se conservan íntegramente, sugiriendo además, el uso de una broca de diamante cuya descarga del fluido sea en la cara de la misma para limitar al máximo el contacto del agua con la muestra.

Por último cabe recordar que la válvula de retención -- colocada en la parte superior del muestreador, evita cualquier posible retorno de fluido al interior del mismo cuando se extrae el tubo interior con la muestra desde el fondo del barrenado.

La descripción de los barriles convencionales y por último el sistema Wire Line serie "Q" nos lleva a escoger las herramientas más idóneas para lograr los fines que en exploración se persiguen, siendo estos: OBTENER EL PORCENTAJE MAYOR DE NÚCLEO EN CADA LOCALIZACIÓN DE PROYECTO.

El uso adecuado del diamante en las brocas es sumamente importante; deben tomarse en cuenta su tamaño y calidad en función del terreno o materiales a perforar. Por lo común se le coloca -- según ordene el usuario o fabricante.

El tamaño del diamante en cada formación a explorar, es determinante para el buen resultado de la perforación. Podemos decir que el tamaño del diamante es inversamente proporcional a la dureza de las formaciones a perforar. Dicho en otras palabras para una formación muy compacta deberá usarse un diamante chico, para una formación suave como riolitas alteradas y lutitas deberá usarse diamante grande. Los tamaños del diamante en perforación se expresan en número de piedras por quilate.

Los tamaños más comunes en el mercado son los siguientes:

- 10 a 14 piedras por Quilate
- 15 a 25 piedras por Quilate
- 25 a 30 piedras por Quilate
- 40 a 55 piedras por Quilate
- 50 a 75 piedras por Quilate
- 80 a 110 piedras por Quilate

menor tamaño de estos últimos los hay, pero se usan sólo en piezas de impregnación.

#### ADENES .-

- a) Metálico
- b) Fluidos de Perforación

Fluidos de Perforación.- El uso de los fluidos para la perforación, ha permitido al explorador usuario de las perforadoras a diamante el uso de lodos bentoníticos, los que tienen como funciones principales:

- Lubricar y enfriar la broca
- Limpiar los sedimentos de la cara de la broca
- Ayudar con más eficiencia a levantar las cortaduras de sedimentos.
- Facilitar el giro de las tuberías y ademes
- Disminuir desprendimientos en las paredes del pozo
- Disminuir pérdidas del fluido en zonas permeables
- Facilitar la recuperación de núcleos en formaciones porosas o delesnables.
- Reducir vibraciones en la tubería de perforación, que ocasiona pérdidas de núcleos en el barril recuperador.

Todas las funciones anteriores de los lodos o fluidos de la perforación se deben a las propiedades siguientes:

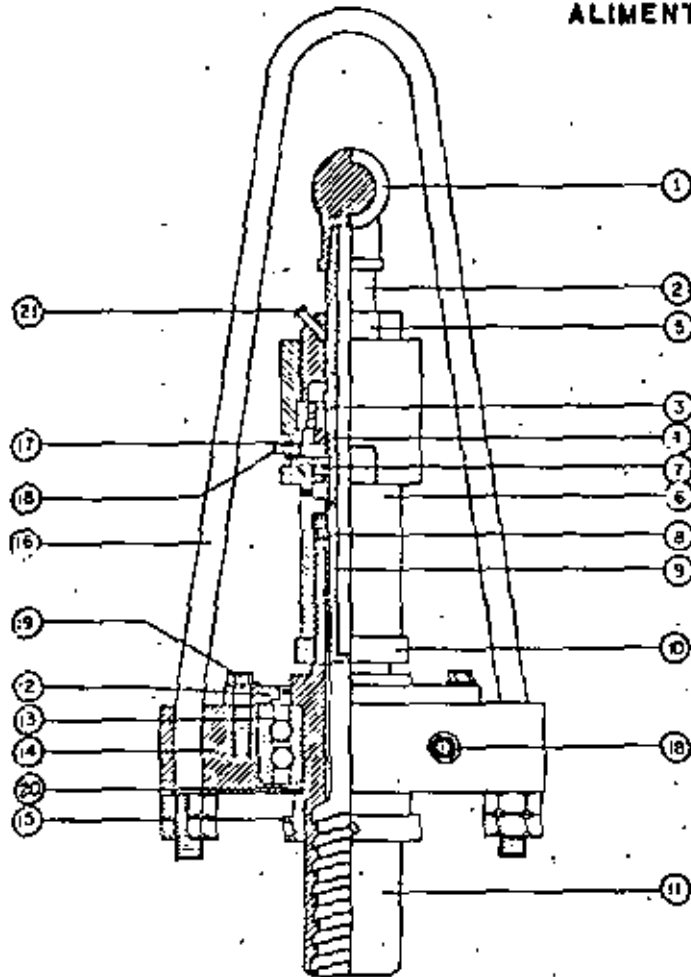
- Densidad
- Viscosidad
- Gelatinización
- Lubricidad
- Sellamiento

No es posible en esta exposición abundar más en el uso de los lodos de perforación.

Sólo me resta expresar que es conveniente en cualquier programa de exploración, se tome en cuenta el buen uso de los fluidos de la perforación.

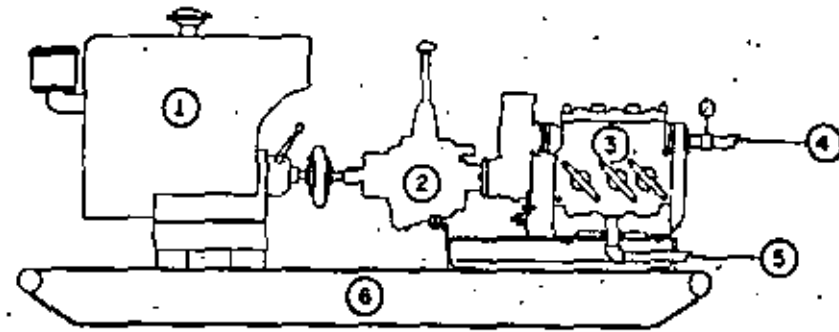
PARTIDA	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD			
				18.-	Paros por descomposturas en la esquinaria ó equipo.	TURNO
				19.-	Paros por falta de equipo.	TURNO
1.-	Mobilización y demobilización del personal y equipo hacia la obra y regreso a nuestras bodegas	TURNO		20.-	Paros por lluvia.	TURNO
2.-	Desplazamientos del sitio de descarga al primer sondeo, entre sondeos y del último sondeo al sitio de carga.	TURNO		21.-	Paros por falta de agua para la perforación.	TURNO
3.-	Instalación de equipo y maquinaria para la perforación.	TURNO		22.-	Paros por falta de vehículo.	TURNO
4.-	Suministro de agua para la perforación en camión cisterna	VIAJE		23.-	Paros por falta de personal.	TURNO
5.-	Tendido de tubería para el suministro de agua para la perforación, por bombeo y líneas de conducción. Se incluye acoplado y desacoplado de la misma.	TURNO		24.-	Paros por falta de combustible ó lubricantes	TURNO
6.-	Apertura de brechas para permitir desplazamientos del equipo.	TURNO		25.-	Paros por otros motivos.	TURNO
7.-	Perforación con muestreo alterado en suelos, prueba de Penetración Estándar.	PRUEBA				
8.-	Recuperación de muestras inalteradas en suelos blandos con Tubo Shelby.	M.				
9.-	Recuperación de muestras inalteradas en suelos con Barril Denison doble giratorio.	M.				
10.-	Avance en la perforación sin recuperación de muestra, con broca tricónica.	M.				
11.-	Sondeos de exploración geológica con recuperación de núcleos en diámetro (BW, NW ó NQ).	M.				
12.-	Sondeos de exploración geológica sin recuperación de núcleos en diámetro (BW, NW ó NQ).	M.				
13.-	Rizado y colocación de ademe retílico en diámetro NW	M.				
14.-	Ademeo de la perforación con bentonita	TURNO				
15.-	Cementado y reperforación de pozo de exploración	TURNO				
16.-	Ejecución de pruebas de permeabilidad tipo "LEFRANC", en tramos de prueba de 5.00 m como máximo	PRUEBA				
17.-	Ejecución de pruebas de permeabilidad tipo "LOGEON", en tramos de prueba de 5.00 m como máximo.	PRUEBA				

**ALIMENTADOR GIRATORIO  
(SWIVEL)**



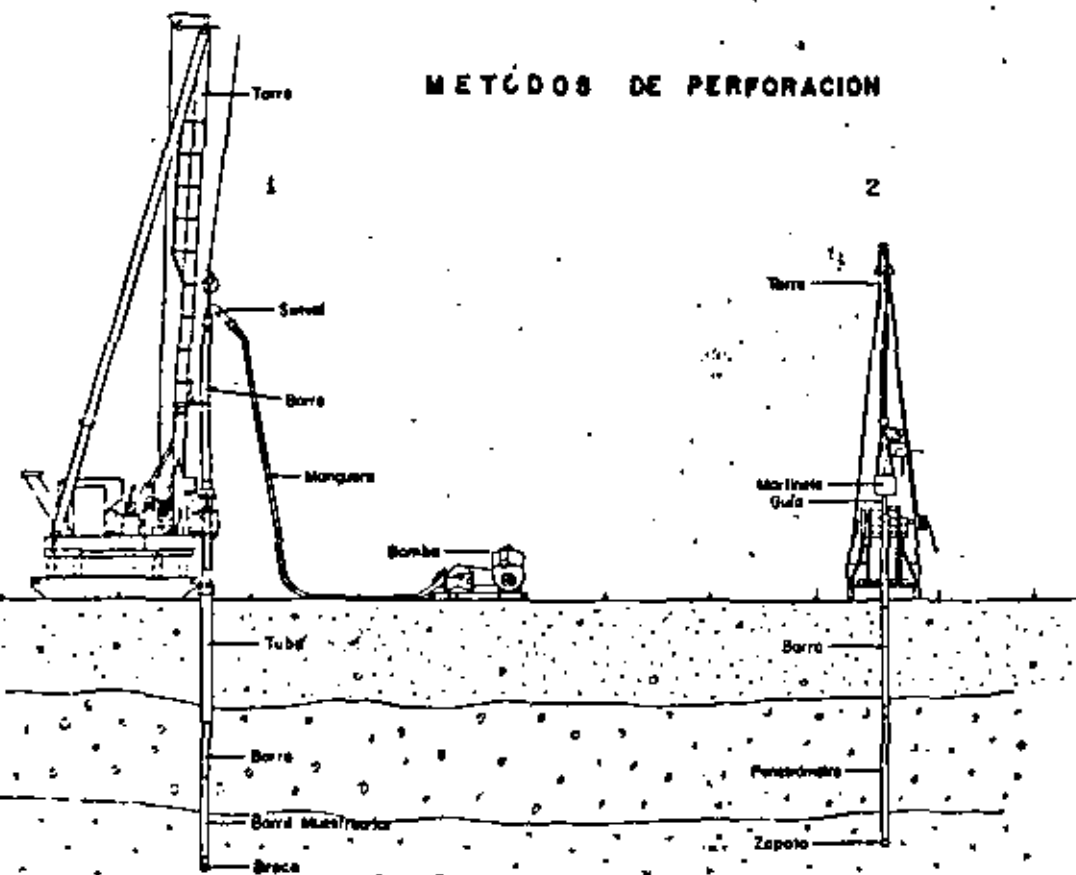
- 1 Codo N.P.T.
- 2 Flecha Principal
- 3 Rodamiento
- 4 Tuercas Cónicas
- 5 Tapón Superior
- 6 Cilindro Portarodamiento
- 7 Empaque de Feltro
- 8 Empaque de Cordón
- 9 Bujes
- 10 Tuercas Seguras
- 11 Flecha para Ensamble
- 12 Tapa Interior
- 13 Rodamientos de Carga
- 14 Base de Carga
- 15 Tuercas Seguras
- 16 Asa
- 17 Rondana Cónica
- 18 Brocheros
- 19 Tornillos
- 20 Retén
- 21 Acertera

**BOMBA TRIPLEX DE ALTA PRESION  
PARA AGUA**



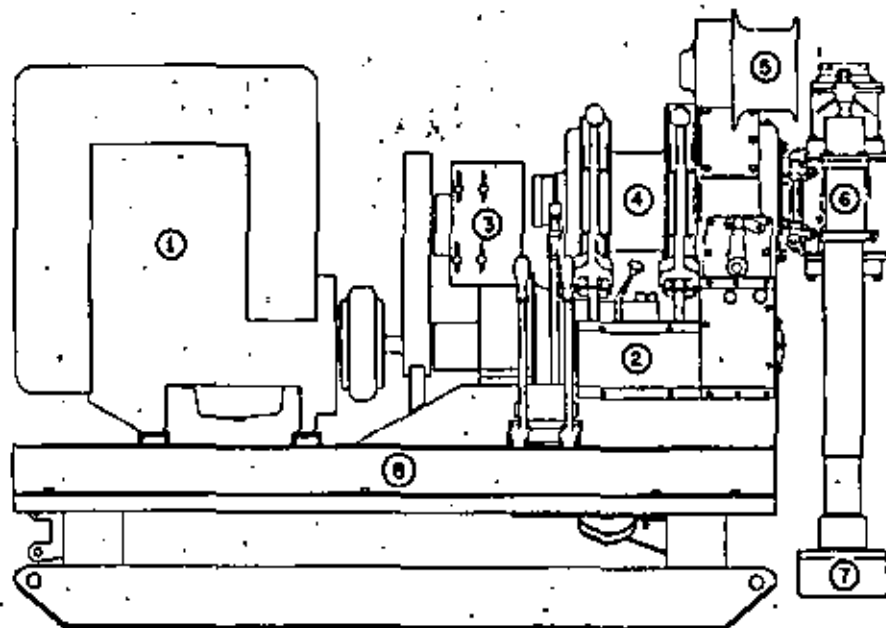
- 1 Motor
- 2 Transmisión
- 3 Bomba
- 4 Tubo de Salida de Agua
- 5 Toma de Agua
- 6 Pata

# MÉTODOS DE PERFORACION



- 1 Perforación por Rotación
- 2 Perforación por Galgas (Penetración Estender).

# MAQUINA PERFORADORA



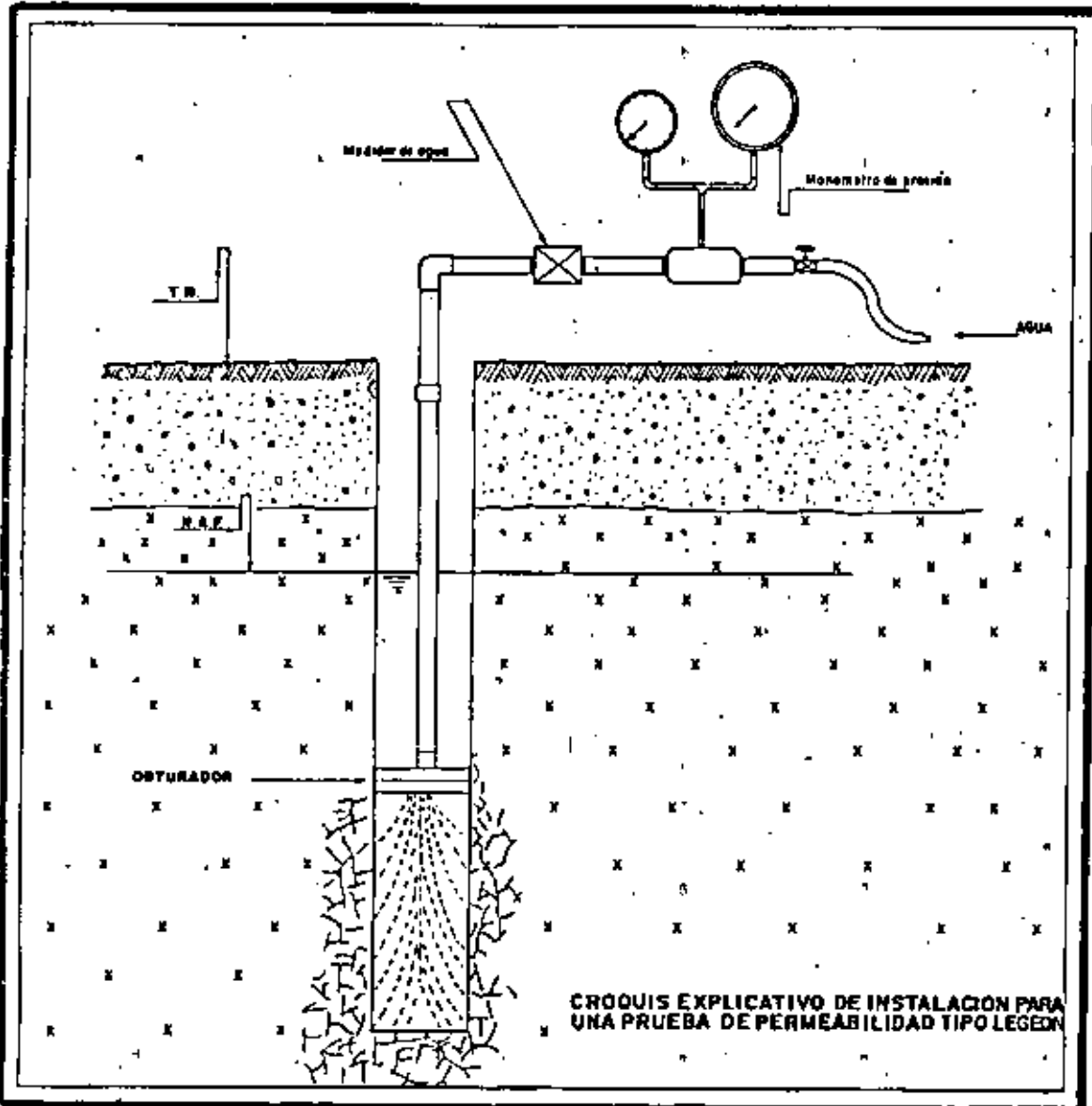
- 1 Motor
- 2 Transmisión
- 3 Sistema Hidráulico
- 4 Molineta
- 5 Cabeza de Saca
- 6 Cabezal del Taladro
- 7 Taladro
- 8 Sistema Retráctil

de agua

17 0 1  
CA 41







TEMA. CONTROL DE CAMPO.

TRATAMIENTO DE CIMENTACION

1. INTRODUCCION.

El principal objeto del inyectado es hacer una barrera efectiva al paso de agua, ó sea obtener un efecto impermeabilizante y -- como finalidad secundaria, pero también muy importante, mejorar la resistencia de esa cimentación.

Se tiene en el campo las especificaciones técnicas del tratamiento de inyección dadas ya sea para un pantalla impermeable y/o para un tapete de consolidación según sea el caso.

- Tapete de Consolidación

El tapete de inyecciones se forma con un conjunto de éstas, poco profundas y aplicadas con bajas presiones, que impermeabilizan y consolidan cierta área en la parte superior de la roca, al rellenar y sellar los huecos y grietas superficiales.

Cuando el agua del vaso tiene fácil acceso a esta zona, el tapete en esta área crítica constituye un excelente reforzamiento para la pantalla. Generalmente la amplitud de esas grietas y fisuras es mayor en las cercanías de la superficie que a mayores profundidades..

Cuando una cortina queda en roca de buena calidad bastará poner un tapete de inyecciones para sellar las fisuras que haya producido la operación de limpieza.



El promedio de profundidades es entre 3 y 15 metros.  
Presión variable entre 10 y 150 Psi.

- Pantalla.

La pantalla de inyecciones se hace con inyecciones profundas y aplicadas a alta presión, según una ó varias líneas paralelas, bien sea como una prolongación del dentellon hacia abajo ó bien reforzadas por líneas paralelas a ambos lados de la línea central.

II. OPERACION DE CAMPO.

- A) Perforación - rotaría ó aire
  - De pozos para inyectado
  - De pozos para control de permeabilidad
  - Diametros. Según roca.
- B) Colocación del tubo de inyección
- C) Colocación empaques y conexiones para inyectado.
- D) Lavado del barrenado
- E) Pruebas de presión
- F) Pruebas de permeabilidad-optimativa.-
- G) Equipo.-
  - Perforadora
  - Mezcladora
  - Agitadores
  - Bombas de inyección del tipo doble pistón.
  - Tuberías de abastecimiento
  - Manómetros
  - Equipo de lavado.

H) Tratamiento

- Etapa de inyectado
  - 1º Perforación e inyección con equidistancia a 10 m.
  - 2º Si existe aún consumos altos de lechada, perforación e inyección con equidistancia a 5 m.
  - 3º Consumos altos de lechada, perforación e inyección con equidistancia a 2,50 m.

Si existen consumos altos se proyectan perforaciones e inyecciones adicionales.

I) Procedimientos

- a) Inyectado sin progresiones.

Consiste: perforar a su profundidad de proyecto, lavado, instalación del niple, prueba de agua ó inyectado en una sola operación todo.

- Inyecciones Progresivas.

- 1º Se realizan cuando en la perforación se localiza pérdida de agua en ese tramo se inyecta, esto es entre 5 m a 8 m a 15 psi de presión.
- 2º Cuando frague la 1ª progresión se continua de 8 a 15 m de igual forma que la anterior pero entre 20 psi de presión.
- 3º Hasta los 25 m a 60 psi.
- 4º Entre 25 a 30 m a 100 psi.
- Hima.- 25-35 m a 140 psi.

El rechazo nos determina el saturamiento del barrenado.

• Inyectado con Empaque.

Este empaque se utiliza, haciendo la perforación hasta el proyecto, y se coloca el empaque en las zonas seleccionadas analíticamente, y se trabaja según especificaciones.

### III. CONTROL DE CAMPO.

#### A) Volúmenes de lechada

Dadas las especificaciones dosificantes de las mezclas se procede en el campo a prepararlas.

Ejemplo:

Mezcla	REL A/C	BENTONITA	No. SACOS CEMENTO
1	4/1	0.03	

#### B) Registro de campo de inyección.

Desarrollar registro en el pizarrón.

#### C) Registro de perforación y plano de avance .

Desarrollar en el pizarrón.

#### D) Registros de volúmenes

Planos de avance

Consumos.

#### E) Control administrativo

- Contratista

- Intermedio

1.- Perforación	mts
2.- Reperforación	mts.
3.- Inyectado lechada	h.e.
4.- Inyectado mortero	h.e.
5.- Lavado y prueba de presión	h.e.
6.- Suministro de agua	Turno
7.- Suministro y colocación de tubos, conexiones y empaques para inyectado.	Coloc.
8.- Ensayo de permeabilidad lugeon para verificar tratamiento.	Pba.
9.- Tiempos perdidos.	Hrs.
10.- Movilización, instalación y desmantelamiento de equipos.	Lote.
11.- Varios.	
• Suministro de materiales por parte S.A.R.H.	
• Actividades no consignadas complementarias al tratamiento como: rehabilitación de caminos, brechas de accesos, limpieza de sitios de perforación, etc.	

## Ia. TIPO LUGEOM

### INTRODUCCION.

Permeabilidad.- Es la propiedad que presenta un cuerpo de permitir el paso de un fluido.

Este tipo de pruebas se realizan generalmente en rocas para conocer su compacidad y fracturas, precisa el estado de fisuración del terreno y facilita eventualmente la evaluación de los gastos de infiltración, en el momento del estudio de los flujos subterráneos. Sólo las pruebas de permeabilidad, ejecutadas en los sondeos durante su perforación, permiten llegar a estos resultados. Y para esto se necesita llegar a conocer analíticamente el coeficiente de permeabilidad.

Para que estas medidas sean correctas, no debe permitir que la ejecución de la perforación modifique las condiciones naturales de flujo de las aguas del subsuelo. Es necesario así evitar los sondeos con lodos que obturen sistemáticamente los pozos y las pequeñas fisuras del terreno.

Se avanzará la perforación hasta una profundidad de 5.0 m suspendiéndola, y se hará un lavado con agua limpia utilizando la herramienta misma de perforación. El diámetro de esta perforación es generalmente NX (3")

La longitud del tramo de prueba de 5.0 m puede variar en ciertos casos y condiciones del terreno al perforar, sobre todo cuando se apracie pérdida de agua.

## II. INSTALACION Y EQUIPO

Se introduce el empaque (ó obturador) ya sea neumático ó mecánico dentro de la perforación que quedará situado en la parte superior del tramo de prueba. La selección del obturador está dado por las presiones a soportar la formación rocosa.

Existen casos especiales que es necesario hacer primero la perforación, se procede hacer las pruebas de permeabilidad en sentido ascendente, utilizando el obturador doble, que consiste de 2 obturadores unidos por un tubo perforado con la separación fija del tramo por probar.

### Tipo de material obturador

- a) Copas de cuero
- b) Rondanas de hule por compresión ó neumático

### Equipo

Tubería 1" Ø

Medidor de agua- calibrados

Manómetros de presión-calibrados

Protectores para manómetros

Bomba de inyección tipo "Moyno" (de uncio progresivo) 300 LPM a 2.5 Kgr/cm<sup>2</sup>

Reloj Cronómetro

Papelería Técnica

III. PROCEDIMIENTO.

El principio de esta prueba, consiste en inyectar agua en el terreno a través de una porción conocida de la perforación - llamada tramo.

Se deberán iniciar todos los datos de instalación en las formas del registro de campo.

Antes de iniciar la operación de prueba se debe tomar el criterio de aplicación de presiones fundamentales, los cuales no deben de exceder de 10 Kgr/cm<sup>2</sup>

CRITERIOS

- a) Fracturamiento, recuperación, RQD, frecuencia y tamaño de fisuras de los núcleos.
- b) Estructura de la roca (tramo de prueba)
- c) Presión hidrostática de la posición del tramo de prueba.

PRUEBA

Se inyecta agua limpia a una presión con secuencia ascendente en cada lectura, se toma 1 lectura inicial directamente del medidor de agua, simultáneamente con el cronómetro durante 10 minutos. Se anota en el registro de campo, se repite la operación en sentido ascendente de presiones hasta un máximo de 10 Kgr/cm<sup>2</sup>.

Posteriormente teniendo 3 lecturas ascendentes como máximo, se toman lecturas en sentido descendente hasta llegar de nuevo a la lectura manométrica inicial de prueba.

Cálculo.- El cálculo matemático, se han elaborado una forma especial para facilitar el procedimiento.

IV. CONSIDERACIONES.

- a) Al inicio de cada prueba se deberá observar que al inyectar el agua, esta no retorna por el sondeo. Se deberá obturar perfectamente.
- b) Se deberá chequear que la tubería de inyección se encuentre libre de material extraño, para evitar taponamiento.
- c) Se deberán limpiar con agua limpia las tuberías y mangueras de inyección antes de la prueba.
- d) Se deberá chequear que el medidor de agua se encuentre en buenas condiciones, verificar la turbina.
- e) El agua de inyección, deberá ser exageradamente limpia.
- f) Tiempo de prueba aproximado 1.0 Hrs.

#### V. FINES PRACTICOS.

- a) Determinación de permeabilidad en boquillas, como complemento necesario del estudio geológico.
- b) Prueba de agua como operación previa al trabajo de inyectado de lechada, en la cimentación de una cortina.
- c) Trabajo de inyectado como tratamiento de la cimentación de una cortina y de sus obras auxiliares.
- d) Prueba de la pantalla comprendiendo:
  - 1.- Efectividad del trabajo inyectado
  - 2.- Impermeabilidad de la pantalla.

#### PRUEBAS DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC

##### I. INTRODUCCION.

Las pruebas de este tipo se realizan en materiales granulares para los cuales las perforaciones siempre estarán ademas, -- puesto que no se debe utilizar agua lodosas.

Se realizan sobre tramos de suelo de 2 a 3 m siempre y cuando sea el material de las mismas características.

##### Descripción de la prueba.

Consiste en determinar el coeficiente de permeabilidad de un -- suelo mediante la inyección de agua por gravedad. Se logra -- inyectando un grado constante en la perforación y determinándose la profundidad dentro del pozo en que el agua se estabiliza (h), conociendo esa profundidad y el gasto se determina K.

##### II. INSTALACION Y EQUIPO.

##### Descripción del croquis.

##### III. PRUEBA. PROCEDIMIENTO

- 1.- Perforación a la profundidad correspondiente  
- Ademe en lugar de bentonita.
- 2.- Se deberá llenar la perforación en el tramo de prueba con tezontle, ya que se pueda reparforar al terminar la prueba.
- 3.- Se levanta el ademe hasta el nivel inferior, para permitir el paso del agua al estrato por estudiar.

- 4.- Se inyectará agua en la perforación con gasto constante.
- 5.- Se mide la profundidad en la cual el agua se estabiliza -- dentro del pozo durante el tiempo de inyección, la variación de altura puede ser del orden de 5 cms durante 5 minutos.

Se hace 3 ó 4 lecturas con diferentes gastos y se miden -- las profundidades, obteniéndose la altura  $H_1$ , por diferencia con el N.A.F. (N-h).

Se grafican gastos contra altura y si quedan sensiblemente en una línea recta la prueba es correcta.

EJEMPLO: Pizarrón. *exp. 10/10/50*

#### IV. CALCULO.

Gasto una vez que se estabilizó la profundidad del agua en el pozo y el gasto es constante se procede a medirlo.

Sistema simple:

Llenar una cubeta ó bote de 20 lts. y medir el tiempo en que -- tarde con el cronómetro.

$$Q = \frac{\text{Lts.}}{\text{Tiempo (Seg)}} = \text{lt/s.}$$

La cubeta deberá medirse previamente para conocer el volumen. Profundidad.- Se mide dentro del pozo mediante una boya de -- floración tipo de pesca ó sonda eléctrica también (cms).

K = Determinación del coeficiente de permeabilidad.

$$K = \frac{Q}{CH_1} = \frac{Q \times 1000}{C \times H_1} = \frac{\quad}{\quad} \times 10^{-7}$$

C = Constante (cms) se obtiene del monograma en mts. y se convierte a cms.

Q = Gasto  $\text{cm}^3/\text{seg.}$  se mide físicamente en L/s y para convertir a  $\text{cm}^3/\text{s}$  se multiplica por 1000.

$H_1$  = Diferencia (cms) entre el NAF y el nuevo nivel estabilizado.

#### V. TIPOS DE ENSAYES LEFRANC.

- Inyección gasto constante
- Bombeo gasto constante. (nivel estabilizado dentro del pozo no sea más de 10 mts. de la superficie del manto, ó sea la carga.
- Flujo variable de ascenso.  
Consiste en ir determinando la velocidad con que varia el nivel dentro del tubo de ademe, habiendo extraído previamente una columna de agua; y, dentro del tiempo que dure el ensayo, no extraer ó agregar más líquido.
- Flujo variable de descenso de la superficie del agua dentro de la perforación, es necesario ir determinando la velocidad con que varia 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.

## VI. FINES PRACTICOS.

En ciertas ocasiones es de interés obtener valores aproximados "como una relación de magnitud", de la permeabilidad en sentido vertical, de:

- Los terrenos de aluvión
- Formaciones granulares, cuando presenta cierta estratificación ó heterogeneidad de granulometría en el sentido vertical.
- En fronteras sedimentarias del vaso de almacenamiento.

## 1.2 - BASES DE LA BARRENACIÓN A CIELO ABIERTO PARA ESTABLECER INFORMACIÓN PARA LOS MODELOS DE BARRENACIÓN.

LA EXPERIENCIA Y MUCHOS EXPERIMENTOS SE HAN CONVERTIDO EN UN NÚMERO DE FÓRMULAS Y RECETAS EN LA EXPLOTACIÓN DE BANCOS A CIELO ABIERTO, RELACIONANDO LOS FACTORES INVOLUCRADOS. CUANDO LAS CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA ROCA SE HAY EXAMINADO, LA PLANEACIÓN DEL MODELO DE BARRENACIÓN MÁS ADECUADO PARA LA EXCAVACIÓN, SE PUEDE INICIAR.

### 1.3.1.- TERMINOLOGÍA USADA EN LOS MODELOS DE BARRENACIÓN

LOS TÉRMINOS MÁS IMPORTANTES USADOS EN LA EXPLOTACIÓN A CIELO ABIERTO SON (FIGURA 1.2):

- DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN,  $D$  (MM) —  $D$
- BORDO,  $V$  (M), BORDO PRÁCTICO  $V_1$  (M) —  $V_1$
- ESPACIAMIENTO,  $E$  (M) —  $E$
- SOBREBARRENACIÓN (POR DEBAJO DE LA LÍNEA DE PISO) (M)
- ALTURA DEL BANCO,  $K$  (M)
- LONGITUD DE LA PERFORACIÓN,  $H$  (M)
- INCLINACIÓN DE LA PERFORACIÓN.

ESTOS FACTORES SON DEPENDIENTES ENTRE SI Y DEL TIPO DE ROCA QUE SE QUIERA EXPLOTAR, EXPLOSIVOS USADOS, TAMAÑO DESEADO DE LOS FRAGMENTOS Y DE LOS RESULTADOS REQUERIDOS.

EL BORDO TEÓRICO (V) SE PUEDE CALCULAR CON LA SIGUIENTE FÓRMULA.

$$V = \frac{d_p}{33} \sqrt{\frac{P \cdot S}{c \cdot f \cdot (E/V)^2}}$$

DONDE:

$d_p$  = DIÁMETRO DEL FONDO DE LA PERFORACIÓN (IN)

$P$  = DENSIDAD DE CARGA (GRADO DE COMPACTACIÓN) (KG/IN<sup>3</sup>)

$S$  = FUERZA DE EXPLOSIVO/UNIDAD DE PESO

$f$  = FACTOR DEPENDIENDO DE LA INCLINACIÓN DE LAS PERFORACIONES:

PERFORACIONES VERTICALES	$f = 1.0$
PERFORACIONES CON INCLINACIÓN (3:1)	$f = 0.9$
PERFORACIONES CON INCLINACIÓN (2:1)	$f = 0.85$

$\frac{E}{V}$  = RELACIÓN ESPACIAMIENTO/BORDO, GENERALMENTE 1:25

$E$  = VALOR CALCULADO DE LA CONSTANTE DE ROCA.

$E = c + 0.05$ ; CUANDO  $V = 1.4 \rightarrow 15$  M.

$E = 0.070/V + c$ ; CUANDO  $V < 1.4$  M

$c$  = LA CANTIDAD MÍNIMA DE EXPLOSIVOS (KG) QUE SE REQUIERE PARA EXTRAER UN METRO CÚBICO DE ROCA.

TIPO DE ROCA	CONSTANTE DE ROCA (c)	TIPO DE ROCA	CONSTANTE DE ROCA (c)
DIAMANTE	0.86	DOLOMITA	0.44
CUARZO	0.62	ROCA CALIZA	0.40
BASALTO	0.62	PIZARRA	0.38
HORSTENO	0.59	LUTITA	0.38
FELDESPATO	0.57	CÁLCITA	0.36
GNEIS	0.54	ANTRACITA	0.36
ESQUITOS	0.53	MÁRMOL	0.36
MAGNETITA	0.50	CARBÓN BITUMINOSO	0.30
GRANITO	0.48	MICA	0.28
ARENISCA	0.46	YESO	0.24

- 2 -

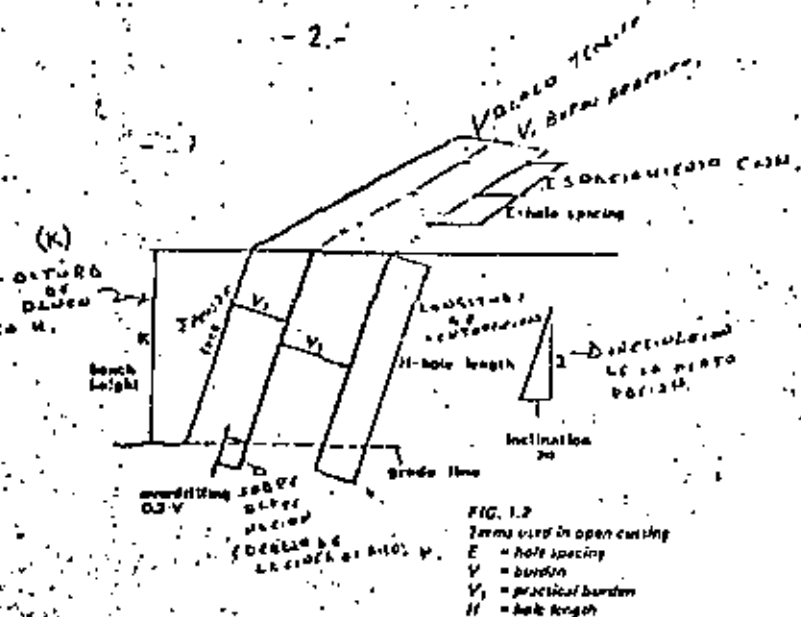


FIG. 1.2  
Terms used in open cutting  
E = hole spacing  
V = burden  
V1 = practical burden  
H = hole length

EXISTEN MUCHAS FÓRMULAS TEÓRICAS Y SOFISTICADAS PARA CALCULAR EL BORDO Y EL ESPACIAMIENTO NECESARIO PARA LOGRAR LOS REQUERIMIENTOS.

EL CAMINO MÁS CONFIABLE ES APOYÁNDOSE EN LA EXPERIENCIA Y EN ALGUNAS REGLAS PARA ESTABLECER LA INFORMACIÓN PARA QUE EL BARENADOR TENGA RESULTADOS EXITOSOS.

### 1.32.- CALCULO DE BORDO V

EL BORDO TEÓRICO V DEPENDE DEL TAMAÑO DE LA CARGA DE FONDO (Qp) EN EL FONDO DE LA PERFORACIÓN, QUE A SU VEZ DEPENDE DEL DIÁMETRO (d) DE LA PERFORACIÓN EN EL FONDO, DE LA ALTURA DE LA CARGA DE FONDO (bp = (1.0 ..... 1.5) · V) Y DE LA DENSIDAD DE CARGA (P).



EL VALOR DE "c" SE PUEDE OBTENER POR PRUEBAS DIRECTAS EN EL CAMPO. AUNQUE NO SIEMPRE ES FÁCIL DETERMINAR. EL VALOR DE "c" CRECE PARA LAS ROCAS BLANDAS.

EN LA PRÁCTICA COMO SIEMPRE, LOS ERRORES DE PERFORACIÓN TALES COMO ALINEAMIENTO Y ENBOQUILLADO DEL BARRENO DEBEN SER CONSIDERADOS AL CALCULAR EL BORDO PRÁCTICO  $V_1$ .

CUANDO LA ALTURA DEL BANCO ES PEQUEÑA,  $V_1$  SE PUEDE CALCULAR DE LA SIGUIENTE MANERA:

$$V_1 = V - 0.1 - 0.03 \times H$$

DONDE:

$V_1$  = BORDO PRÁCTICO (M)

V = BORDO TEÓRICO (M)

0.1 = ERROR DE ENBOQUILLADO (M)

0.03 x H = ERROR DE ALINEAMIENTO.

CUANDO LA ALTURA DE BANCO ES APROXIMADAMENTE 3 VECES EL BORDO TEÓRICO, EL BORDO PRÁCTICO SE PUEDE CALCULAR SIMPLEMENTE COMO:

$$V_1 = 0.04 d$$

EN DONDE:

d = DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN (MM)

Ó SIMPLEMENTE:

$$V_1 = d$$

EN DONDE:

d = DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN (PULGADAS)

### 1.33.- CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO "E"

EN EXCAVACIONES NORMALES DE ROCA, EL ESPACIAMIENTO SE REPRESENTA EN LA FÓRMULA:

$$E/4 = 1.75 \cdot E = 1.25 V$$

EL VALOR DE 1.25 PUEDE VARIAR DEPENDIENDO DEL TIPO DE ROCA

EN ALGUNOS CASOS EL ESPACIAMIENTO PUEDE SER 4-8 VECES EL BORDO. SI SE HACE CRECER EL ESPACIAMIENTO EN RELACIÓN CON EL BORDO, EL TAMAÑO DE LOS FRAGMENTOS SERÁ EN MUCHOS CASOS MÁS PEQUEÑO.

EN AGUJEROS DE CONTORNO DONDE LA ROCA NO ESTÁ LIBRE PARA DESCARGARSE, EL ESPACIAMIENTO NORMALMENTE USADO ES:

$$E = V_1$$

### 1.34.- EVALUACION DE LA LONGITUD DE PERFORACIÓN (H)

LOS AGUJEROS DE LA BARRANCÓN NORMALMENTE SE SOBPERFORAN UNA LONGITUD IGUAL A 0.3V POR DEBAJO DEL SUPUESTO NIVEL DE FONDO Ó DE PISO.

LA INCLINACIÓN DE LOS MISMO TAMBIÉN INCREMENTA LA LONGITUD DE LA PERFORACIÓN.

$$H = K + 0.3 V + H_1$$

DONDE:

H = LONGITUD DE LA PERFORACIÓN (M)

K = ALTURA DE BANCO (M)

V = BORDO TEÓRICO (M)

H<sub>1</sub> = INCREMENTO DE LA LONGITUD DE PERFORACIÓN DEBIDO A LA INCLINACIÓN

### 1.35.- INCLINACION DE LAS PERFORACIONES

EN LA BARRENACION NORMAL, LOS HOYOS SE SOBRE PERFORAN UN 30% DEL BORDO (0.3 V) POR DEBAJO DE LA LINEA ACTUAL DEL PISO. EN LAS PERFORACIONES VERTICALES EL ALINEAMIENTO Y LA BARRENACION SON MUCHO MAS FACILES QUE EN LAS INCLINADAS. NO OBTANTE EL RIESGO DE NO PERFORAR LA LONGITUD TOTAL (QUEDAR CORTO) Y DE UN CORTE INCOMPLETO DE LA ROCA EN EL FONDO DE LA PERFORACION ES CONSIDERABLEMENTE MAYOR QUE EN HOYOS INCLINADOS. ESTO ES PARTICULARMENTE CIERTO EN TRONADAS DE CARGAS Y MULTIPLES HILERAS DONDE ALGUNOS HOYOS DE TRONADAS ANTERIORES SE HAN ROTADO UN POCO ARRIBA DEL NIVEL DE PISO. (FIG. 1.3)

SI ESTAS CONDICIONES EXISTEN CON PERFORACIONES VERTICALES, EXISTE UNA TENDENCIA EN LAS PERFORACIONES DE ROMPER CADA VEZ MAS ARRIBA DE LA LINEA DE PISO. DE TAL MANERA QUE UN PROBLEMA CONSIDERABLE DE PATA SE ESTA CREANDO.

NO EXISTE TENDENCIA ALGUNA DE REDUCIR LA PATA MIENTRAS EL PROCEDIMIENTO DE VOLADURAS CON PERFORACIONES VERTICALES CONTINÚE.

SI SE BARREHAN HOYOS INCLINADOS, LA ROCA ROMPE CON MAYOR FACILIDAD EN LA UNION DEL FONDO DE LA PERFORACION Y LA LINEA DE PISO DE LA PEDRERA. ESTO QUIERE DECIR QUE SE PUEDE VOLAR UN VOLUMEN MAYOR DE ROCA CON EL MISMO NUMERO DE PERFORACIONES INCLINADAS QUE VERTICALES. ESTE AUMENTO ES DE UN 10 A 15%. EN LA PRACTICA ESTO QUIERE DECIR QUE TAL Y CUALTO EL BORDO COMO EL ESPACIAMIENTO SE PUEDEN HACER MAYORES EN 5-7.5% EL TALUD NORMAL EN LAS PERFORACIONES INCLINADAS ES DE 2:1 A 3:1.

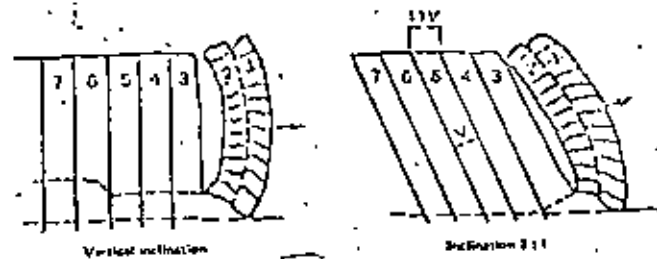


FIG. 1.3 With inclined holes the influence of stumps in the bottom is eliminated after one or two rows. (CON PERFORACIONES INCLINADAS LA INFLUENCIA DE LOS TRONCOS SE ELIMINA DESPUES DE UNA O DOS FILAS)

EL INCLINAR LAS PERFORACIONES TIENE TAMBIEN UNA VENTAJA EN LA PARTE SUPERIOR DE LOS BARRENOS YA QUE SE REDUCE EL RIESGO DE UNA SOBREFRACTURA DE LA ROCA QUE QUEDA EN EL BANCO DESPUES DE LA TRONADA (FIG. 1.4)

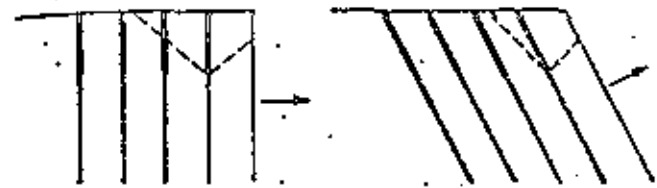


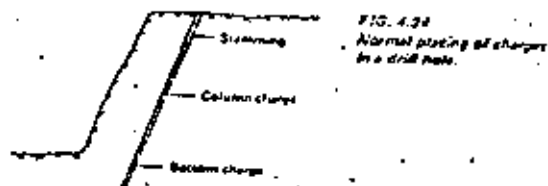
FIG. 1.4 The back break is reduced with inclined holes

ALGUNOS VALORES DE LA LONGITUD REAL DE PERFORACION (H), COMO RESULTADO DE LAS DIVERSAS INCLINACIONES, SE PUEDEN CALCULAR APLICANDO LAS FORMULAS SIGUIENTES:

INCLINACION	LONGITUD DE LA PERFORACION
2:1	$H = (1.12 \cdot K) + 0.3 V$
3:1	$H = (1.055 \cdot K) + 0.3 V$
5:1	$H = (1.02 \cdot K) + 0.3 V$

#### 4.3 DETERMINACION DE LA CARGA DE EXPLOSIVOS

LAS CARGAS UTILIZADAS EN UNA EXPLOTACIÓN NORMAL A CIELO ABIERTO SON: LA CARGA DE FONDO (Q<sub>v</sub>) Y LA CARGA DE COLUMNA (Q<sub>c</sub>) Y SE DISTRIBUYEN EN EL INTERIOR DEL BARREÑO COMO SE ILUSTRA EN LA FIGURA SIGUIENTE:



#### 4.3.1 CALCULO DE LA CARGA DE FONDO, Q<sub>b</sub>

EL PROPÓSITO DE LA CARGA DE FONDO ES EL DE CORTAR LA ROCA A LA PROFUNDIDAD REQUERIDA.

CUANDO SE HA DETERMINADO EL BORDO Y EL ESPACIAMIENTO APLICANDO LAS FÓRMULAS:

$$V = \frac{d_p}{33V} \sqrt{\frac{P \cdot s}{\bar{C} \cdot E \cdot (F/V)}} \quad (4.8)$$

$$V_1 = V - 0.1 - 0.05 H \quad (4.9)$$

$$\delta = V_1 = 0.04 d \quad (4.10)$$

$$E = 1.25 V \quad (4.11)$$

$$H = K + 0.3 V + H_1 \quad (4.12)$$

LA CARGA DE FONDO SE PUEDE DETERMINAR COMO SIGUE:

- PARA ALTURAS DE BANCO MEJORES QUE 1.8·V, SE USA UNA CARGA DE FONDO DE ALTURA H-V.

- PARA ALTURAS DE BANCO MAYORES A 1.8 V, LA CARGA DE FONDO PUEDE SER CALCULADA COMO SIGUE:

$$P_b = \bar{C} V^2 \quad (4.13a)$$

EN DONDE:

P<sub>b</sub> = CARGA DE FONDO POR METRO DE BARREÑO, KG/M

$\bar{C}$  = CONSTANTE CALCULADA DE LA "CONSTANTE DE ROCA" C

V = BORDO TEÓRICO

ó, CUANDO LA DENSIDAD DE LA CARGA ES APROXIMADAMENTE = 1.27 kg/dm<sup>3</sup>

$$P_b = \frac{d^2}{1,000} \quad (4.13b)$$

EN DONDE:

d = DIÁMETRO DEL BARREÑO EN EL FONDO (MM)

ALGUNOS VALORES DE P<sub>b</sub> SE DAN EN LA TABLA 4.6 PARA VARIOS DIÁMETROS DE BARREÑO.

Drill hole bottom diameter d (mm)	Bottom charge P <sub>b</sub> (kg/m)	Column charge P <sub>c</sub> (kg/m)	Theoretical burden V (m)
25	0.63	0.75	1.15
30	0.94	0.94	1.3
32	1.0	0.4	1.5
38	1.4	0.8	1.8
44	1.9	0.8	2.0
50	2.5	1.0	2.3
63	4.0	1.6	3.0
75	5.6	2.3	3.6

TABLE 4.6 Theoretical burden, bottom charge and column charge as a function of the bottom diameter of the hole.

LA LONGITUD DE LA CARGA DE FONDO CUANDO ALCANZA UNA PROFUNDIDAD DE  $0,3 V$  POR DEBAJO DE LA LÍNEA TEÓRICA DE PISO Y UNA DISTANCIA  $V$  POR ARRIBA DE ÉSTA PUEDE CALCULARSE DE LA FÓRMULA:

$$h_b = 1,3 V \quad (4.14)$$

EN DONDE:  $h_b$  = LONGITUD DE LA CARGA DE FONDO (M)

LA CARGA DE FONDO  $Q_b$  (KG) SE CALCULA APLICANDO LA FÓRMULA:

$$Q_b = 1,3 \cdot V \cdot P_b \quad (4.15)$$

LOS VALORES DEL BORDO TEÓRICO DADOS EN LA TABLA 4.6 CONSIDERAN QUE SE USA UNA DINAMITA 35% Y UNA DENSIDAD DE CARGA DE  $1,27 \text{ kg/dm}^3$ .

CUANDO LA DENSIDAD DE CARGA ES MÁS PEQUEÑA O BIEN SON UTILIZADOS EXPLOSIVOS DISTINTOS A LA DINAMITA 35%. EL BORDO TEÓRICO PUEDE SER CALCULADO APLICANDO LA FÓRMULA 4.8 Y USANDO ESTE VALOR, LA CARGA DE FONDO PUEDE OBTENERSE CON LAS FÓRMULAS 4.13, 4.14 Y 4.15.

ÓTRA MANERA DE CALCULAR EL BORDO PARA DIFERENTES EXPLOSIVOS Y DENSIDADES DE CARGA ES LA UTILIZACIÓN DE LA SIGUIENTE FÓRMULA:

$$\frac{V_x}{V_1} = \sqrt{\frac{S_x \cdot P_x}{S_1 \cdot P_1}} \quad \text{PARA CAMBIO DE VELOCIDAD}$$

EN DONDE:

$V_x$  = BORDO POR SER DETERMINADO

$V_1$  = BORDO PROPORCIONADO POR LA TABLA

$S_x$  = FUERZA/PESO DEL EXPLOSIVO USADO

$P_x$  = DENSIDAD DE CARGA DEL EXPLOSIVO USADO

$S_1$  = FUERZA/PESO DE LA DINAMITA 35% ( $S = 1$ )

$P_1$  = DENSIDAD DE CARGA DE LA DINAMITA 35% ( $P = 1,27 \text{ kg/dm}^3$ )

LA VELOCIDAD DE EXPLOSIÓN DEL EXPLOSIVO USADO DEBERÁ SER CERCA-

RO A LA DE LA DINAMITA 35% CUANDO SE USE LA FÓRMULA ANTERIOR. ESTO SE DEBE A QUE LA FUERZA DE CORTE DE LA CARGA DE FONDO ES DETERMINADA EN PARTE POR LA VELOCIDAD DEL EXPLOSIVO.

CUANDO LA CONSTANTE DE ROCA  $C$  SEA DISTINTA A  $0,40 \text{ kg/m}^3$  (EL VALOR EN QUE ESTÁN BASADAS LAS TABLAS) LOS VALORES DADOS EN LA TABLA 4.6 PUEDEN SER AJUSTADOS YA SEA DISMINUYENDO EL BORDO O INCREMENTANDO LA CARGA LO QUE CONDUCE A BARRENACIONES DE MAYOR DIÁMETRO.

EL CAMBIO DE BORDO PUEDE CALCULARSE CON EXACTITUD RAZONABLE POR MEDIO DE LA FÓRMULA:

$$V_x = \sqrt{\frac{C}{C_x}} \cdot V \quad (4.17)$$

EN DONDE:

$V_x$  = BORDO CAMBIADO

$C$  = CONSTANTE DE ROCA =  $0,4$

$C_x$  = NUEVA CONSTANTE DE ROCA (USUALMENTE MAYOR QUE  $C$ )

$V$  = BORDO DADO POR LAS TABLAS

LA CARGA REQUERIDA PUEDE SER CALCULADA MEJOR PRIMERO DETERMINANDO EL NUEVO DIÁMETRO Y ENTONCES BUSCANDO LA CARGA ADECUADA EN LA TABLA 4.6

EL NUEVO DIÁMETRO DEL BARRENO PUEDE SER CALCULADO APLICANDO LA FÓRMULA:

$$d_x = \sqrt{\frac{C_x}{C}} \cdot x \cdot d \quad (4.18)$$

EN DONDE:

$d_x$  = EL NUEVO DIÁMETRO DEL BARRENO (MM)

$C_x$  = NUEVA CONSTANTE DE ROCA

$C$  = CONSTANTE DE ROCA USADA EN LA TABLA ( $0,4$ )

$d$  = DIÁMETRO DEL BARRENO DADO EN LA TABLA (MM)

#### 4.32 CALCULO DE LA CARGA DE COLUMNA, $Q_c$

CUANDO LA ALTURA DEL BANCO EXCEDE 1.8 V, SE USA UNA CARGA DE COLUMNA SOBRE LA CARGA DE FONDO.

ESTA SE EXTENDERÁ HASTA UNA ALTURA DE 0.5 V MEDIDA A PARTIR DE LA PARTE SUPERIOR DEL BARRENO.

LA LONGITUD RESTANTE DEBERÁ LLENARSE CON ARENA U OTRO MATERIAL SIMILAR (TACO)

LA FUNCIÓN DE LA CARGA DE COLUMNA ES LA DE FACILITAR LA EXTRACCIÓN DE LA ROCA Y DE PERMITIR EL CONTROL DEL TAMAÑO DE LA ROCA Y DEL LANZAMIENTO DE LA MISMA.

LA CARGA DE COLUMNA POR METRO DE BARRENO ES DEL 40 AL 100% DE LA CARGA DE FONDO POR METRO, DEPENDIENDO DEL LANZAMIENTO PERMITIDO, DEL TAMAÑO DE LOS BLOQUES REQUERIDOS Y DEL VUELO DE LAS PIEDRAS.

LA CARGA DE COLUMNA MÍNIMA QUE GARANTIZARÁ LA EXTRACCIÓN DE LA ROCA EN CORTES A CIELO ABIERTO NORMALES, POR EJEMPLO EN GRANITO SÓLIDO, ES:

$$P_c = 0.4 P_b \quad (4.19)$$

EN DONDE:

$P_c$  = CARGA DE COLUMNA (KG/M)

$P_b$  = CARGA DE FONDO (KG/M)

CUANDO LA ROCA ESTÁ FRACTURADA O ES DURA (CORREOSA) ROCAS IGNEAS OSCURAS (GABRO Y PERIDOTITA) O ANFIBOLITA, LA CARGA DE COLUMNA POR METRO DE BARRENO (KG/M) SERÁ:

$$P_c = 0.5 \dots 0.6 P_b \quad (4.20)$$

ALTURA DE LA CARGA DE FONDO (= 1.3V) Y LA ALTURA DEL TACO (= V) DE LA LONGITUD TOTAL DEL BARRENO.

POR LO MISMO:

$$h_c = H - 1.3 V - V = H - 2.3 V \quad (4.21)$$

EN DONDE:

$h_c$  = LONGITUD DE LA CARGA DE COLUMNA (M)

$H$  = LONGITUD DEL BARRENO (M)

$V$  = BORDO (M)

EL PESO DE LA CARGA DE COLUMNA REQUERIDA PUEDE SER CALCULADA DE LA FÓRMULA:

$$Q_c = h_c \cdot P_c \quad (4.22)$$

DONDE:

$Q_c$  = PESO DE LA CARGA DE COLUMNA (KG)

$h_c$  = LONGITUD DE LA CARGA DE COLUMNA (M)

$P_c$  = PESO DE LA CARGA DE COLUMNA POR METRO (KG/M)

#### 4.33 CARGA TOTAL EN EL BARRENO, $Q_{tot}$

LA LONGITUD DE CARGA EN EL BARRENO ES:

$$h_{tot} = h_b + h_c \quad (m) \quad (4.23)$$

Y EN PESO ES:

$$Q_{tot} = Q_b + Q_c \quad (kg) \quad (4.24)$$

#### 4.34 CARGA ESPECÍFICA, $q$

EL CONOCIMIENTO DE LA CARGA ESPECÍFICA ES DE ESPECIAL IMPORTANCIA EN LA ETAPA DE PLANEACIÓN CUANDO SE DETERMINA EL TAMAÑO DE LOS BLOQUES DESEADOS. LA CARGA ESPECÍFICA PUEDE SER CALCULADA USANDO LA FÓRMULA:

$$q = \frac{Q_{tot}}{V_1 \cdot E \cdot K}$$

(4.25)

EN DONDE:

$q$  = CARGA ESPECÍFICA (KG/M<sup>3</sup>)

$Q_{tot}$  = PESO DE LA CARGA TOTAL EN LA PERFORACIÓN

$V_1$  = BORDO PRÁCTICO (M)

$E$  = ESPACIAMIENTO (M)

$K$  = ALTURA DEL BANCO (M)

#### 4.35 APLICACIÓN DE LAS TABLAS EN VOLADURAS NORMALES DE BANCO

##### 4.351 BANCOS BAJOS ( $K < 1.8 V$ )

CON BANCOS BAJOS EN DONDE LA PARTE SUPERIOR DEL BARRENO SE HA TIENE DESCARGADO EN UNA LONGITUD  $V$  (= LONGITUD DE TACO), LA CARGA DE COLUMNA LLEGARÁ A SER MÁS PEQUEÑA QUE  $1.3V$  Y NO QUEDARÁ ESPACIO PARA LA CARGA DE COLUMNA.

LA CARGA DE FONDO Y EL BORDO SON MENORES DE CUANDO SE VUELAN BANCOS MÁS ALTOS Y LOS VALORES EN LA TABLA 4.6 NO PUEDEN SER USADOS DEBIDO A QUE EL BORDO TEÓRICO DEPENDE NO SOLO DEL DIÁMETRO DEL BARRENO ( $d$ ) Y DE LA DENSIDAD DE CARTA ( $P$ ) SINO TAMBIÉN DE LA ALTURA DEL BANCO ( $K$ )

DEBIDO A QUE EL CÁLCULO DE LAS CARGAS EN VOLADURA DE BANCOS BAJO ES RELATIVAMENTE COMPLICADA, LOS VALORES PRÁCTICOS SE PROPORCIONAN EN LAS TABLAS 4.7, 4.8 Y 4.9.

CUANDO SE USA LA TABLA 4.7 LOS VALORES DE LA CARGA DE FONDO  $P_b$  (KG/M) DE LA TABLA 4.6 DEBEN DE USARSE, POR EJEMPLO: PARA DIÁMETROS 40-29 MM,  $P_b = 1.6 = 0.84$  KG/M

LA TABLA 4.7 SE AJUSTA MEJOR PARA BANCOS DE ALTURA MAYOR A LOS 3 O 4 M.

DE LA MISMA FORMA LA TABLA 4.8 DEBERÁ USARSE EN COMBINACIÓN CON LA TABLA 4.6 (POR EJEMPLO:  $P_b = 1.1 - 0.84$  KG/M)

LA TABLA 4.8 ES MÁS APROPIADA PARA BANCOS DE ALTURA MENOR A LOS 3 O 4 M.

Branch Height K (m)	Hole depth H (m)	Hole at bottom d (mm)	Bottom charge V (kg)	Bottom charge V <sub>1</sub> (kg)	Bottom charge C <sub>0</sub> (kg)	Column charge C <sub>1</sub> (kg)	Total charge C <sub>2</sub> (kg)	Specific charge q (kg m <sup>-3</sup> )
0.3	0.0	40	0.52	0.5	0.05	—	0.05	0.18
0.4	0.1	40	0.52	0.4	0.02	—	0.02	0.50
0.6	0.3	39	0.74	0.7	0.13	—	0.13	0.45
0.8	1.2	33	0.92	0.8	0.2	—	0.3	0.42
1.0	1.4	30	1.0	0.9	0.4	—	0.4	0.40
1.2	1.6	30	1.10	1.0	0.6	—	0.6	0.40
1.4	2.1	30	1.25	1.1	0.8	—	0.8	0.37
2.0	2.5	30	1.35	1.2	1.2	—	1.2	0.34
2.4	3.0	30	1.5	1.3	1.7	—	1.7	0.34
2.8	3.5	30	1.6	1.4	2.1	—	2.1	0.33
3.2	3.9	30	1.6	1.4	2.3	—	2.3	0.30
3.6	4.3	30	1.6	1.4	2.3	0.2	2.5	0.28
4.0	4.7	30	1.6	1.4	2.3	0.4	2.7	0.28
6.0	6.6	30	1.6	1.4	2.0	1.1	3.1	0.26
8.0	8.8	30	1.4	1.0	1.4	2.0	3.4	0.24

TABLE 4.7 Drill series 40-29 mm 19.6 ml, inclination of holes 3:1, Explosive 25 G dynamic,  $P = 1.27 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E = 1.25 \text{ V}$ .

Bench height K (m)	Hole depth H (m)	Hole Ø at bottom d (mm)	Burden V (m)	Burden V <sub>1</sub> (m)	Bottom charge Q <sub>b</sub> (kg)	Column charge Q <sub>c</sub> (kg)	Total charge Q <sub>t</sub> (kg)	Spaced charge a (kg/m <sup>3</sup> )
0.3	0.6	34	0.5	0.5	0.05	—	0.05	0.05
0.4	0.7	31	0.5	0.5	0.05	—	0.05	0.50
0.5	0.8	33	0.7	0.7	0.17	—	0.17	0.45
0.6	1.2	33	0.8	0.75	0.25	—	0.25	0.45
1.0	1.4	31	0.8	0.8	0.33	—	0.33	0.42
1.2	1.6	32	1.0	0.8	0.5	—	0.5	0.42
1.6	2.1	32	1.1	1.0	0.7	—	0.7	0.35
2.0	2.5	31	1.2	1.1	1.0	—	1.0	0.33
2.4	3.0	31	1.3	1.1	1.2	—	1.2	0.32
2.8	3.5	30	1.4	1.2	1.5	—	1.5	0.30
3.2	3.5	30	1.4	1.2	1.6	—	1.6	0.28
3.6	4.3	29	1.3	1.1	1.4	0.2	1.6	0.28
4.0	4.7	29	1.3	1.1	1.4	0.3	1.7	0.25

TABLE 4.8 Drill series 34-29 mm (4.8 m). Hole inclination 3 : 1. Explosive 35 % dynamite P = 1.271 g/cm<sup>3</sup>, E = 1.25 V.

Bench height K (m)	Hole depth (1 - 63 mm) H (m)		Practical burden V <sub>1</sub>				
			Inclination				
	3 : 1	2 : 1	d = 44 P <sub>b</sub> = 1.0	50 2.5	63 4.0	75 5.8	100 mm 19.1 g/m
0.3			0.65	0.70			
0.45			0.80	0.85			
0.6	1.25		0.90	0.95	1.1		
0.8	1.6		1.05	1.15	1.3	1.4	1.7
1.2	1.9		1.2	1.3	1.4	1.5	1.9
1.5	2.3		1.3	1.4	1.6	1.7	2.1
1.8	2.8		1.45	1.5	1.6	1.8	2.2
2.1	2.9		1.6	1.6	1.8	2.0-2.1	2.3-2.4
2.4	3.1		1.8	1.7	1.9	2.1-2.2	2.5-2.6
2.7	3.5		1.7	1.8	2.0	2.2-2.3	2.6-2.8
3.0	3.8	3.0	1.8	1.9	2.1	2.3-2.4	2.7-2.8
4.0	5.0	5.2	1.9	2.0	2.3	2.5-2.7	3.1-3.3
5.0	6.0	6.3	1.8	2.0	2.4-2.5	2.8-3.1	3.3-3.5
6.0	7.3	7.6	1.7	1.9-2.0	2.4-2.5	2.8-3.1	3.4-3.8
7.0	8.3	8.3	1.5	1.8-2.0	2.3-2.5	2.7-3.1	3.6-4.0
8.0	9.4	10	1.0	1.7-1.9	2.2-2.5	2.6-3.0	3.4-4.1
9.0	10.5	11	1.5	1.7-1.9	2.1-2.4	2.5-3.0	3.4-4.1
12.0	13.5	14	1.4	1.5-1.7	1.8-2.3	2.2-2.8	3.0-4.0
15.0	17.0	18	1.2	1.3-1.6	1.6-2.1	1.9-2.7	2.5-3.8
18.0	22.0	21	1.0-1.1	1.1-1.4	1.3-2.0	1.6-2.5	2.1-3.7

TABLE 4.9 Practical burden (V<sub>1</sub>) for hole diameters d = 44, 50, 63, 75 and 100 mm. Hole inclination 3 : 1 - 2 : 1, E = 1.25 V.

#### 4.352 BANCOS ALTOS (K > 1.8V)

PARA DETERMINAR LA CARGA DE BANCOS MÁS ALTOS, LAS TABLAS 4.7, 4.8 Y 4.9 PUEDEN SER USADOS CONJUNTAMENTE CON LA TABLA 4.6, CUANDO SE PRACTICAR BARRENOS VERTICALES EN LUGAR DE LOS INCLINADOS 3:1, LOS ESPACIAMIENTOS Y BORDOS DEBEN REDUCIRSE EN UN 5% PARA ASEGURAR UN BUEN CORTE EN EL FONDO DEL BARRENO. LA CARGA DE COLUMNA DEBE REDUCIRSE EN UN 10% DEBIDO A QUE NO TIENE EFECTO EN EL CORTE DEL FONDO Y COMO EL ESPACIAMIENTO Y EL BORDO DECRECEN ESTO PUEDE CAUSAR UN INCREMENTO EN LA PROYECCIÓN DE LA ROCA.

LAS TABLAS DE LA 4.10 A LA 4.12 PROPORCIONAN PARÁMETROS DE CARGA Y BARRENACIÓN PARA AGUJEROS DE DIÁMETRO: Ø 51 mm, Ø 64mm Y Ø 75mm. ESTOS SON USADOS MUY A MENUDO CUANDO SE BARRENA CON PERFORADORAS SOBRE ORUGAS. ESTAS TABLAS SE BASAN EN LA UTILIZACIÓN DE DINAMITA 35%, UNA BARRENACIÓN CON INCLINACIÓN 3:1, P<sub>c</sub> = 0.5 P<sub>b</sub> HA SIDO USADA (ROCA DE DUREZA MEDIA).

K (m)	H (m)	V (m)	V <sub>1</sub> (m)	E (m)	Q <sub>b</sub> (kg)	Q <sub>c</sub> (kg)	P <sub>c</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	Q <sub>tot</sub> (kg)	a (kg/m <sup>3</sup> )
1.0	1.4	1.00	0.60	1.00	0.40	—	—	0.40	0.50
2.0	2.6	1.00	1.00	1.25	0.55	0.50	0.60	1.05	0.42
3.0	3.6	1.50	1.50	1.65	2.10	0.70	0.70	2.80	0.38
4.0	4.8	2.00	1.80	2.25	5.70	0.40	1.00	6.10	0.25
5.0	6.0	2.20	2.05	2.55	7.00	1.30	1.30	8.30	0.33
6.0	7.0	2.30	2.10	2.60	7.20	2.50	1.20	10.30	0.33
7.0	8.1	2.30	2.00	2.50	7.00	4.00	1.30	11.80	0.31
8.0	9.1	2.30	2.00	2.50	7.80	5.30	1.30	13.10	0.31
9.0	10.2	2.30	1.95	2.40	7.00	6.20	1.30	14.50	0.35
10.0	11.2	2.30	1.90	2.35	7.00	8.20	1.30	16.00	0.36
12.0	13.5	2.30	1.85	2.30	7.80	11.00	1.30	18.80	0.37
14.0	15.6	2.30	1.80	2.25	7.80	13.00	1.30	21.60	0.30

TABLE 4.10 Drilling and charging parameters for different bench heights for a 51 mm holes with 35 % dynamite and a hole inclination of 3 : 1.

K (m)	H (m)	V (m)	V <sub>1</sub> (m)	E (m)	Q <sub>0</sub> (kg)	Q <sub>c</sub> (kg)	P <sub>c</sub> (kg/m)	Q <sub>tot</sub> (kg/hoar)	q (kg/m <sup>3</sup> )
2.0	2.4	1.00	1.00	1.75	0.60	0.50	0.60	1.20	0.43
3.0	3.6	1.50	1.35	1.65	2.10	1.60	0.60	3.10	0.46
4.0	4.8	2.00	1.80	2.75	5.20	1.50	0.60	6.70	0.41
5.0	6.0	2.50	2.20	2.75	7.80	2.70	1.50	10.50	0.35
6.0	7.2	2.68	2.60	3.25	15.30	1.70	2.00	17.00	0.34
7.0	8.3	2.83	2.55	3.20	15.30	4.00	2.00	19.30	0.34
8.0	9.3	2.83	2.55	3.20	15.30	6.00	2.00	21.30	0.33
9.0	10.4	2.83	2.50	3.10	15.30	8.30	2.00	23.60	0.34
10.0	11.4	2.83	2.50	3.10	15.30	10.30	2.00	25.60	0.33
11.0	12.5	2.83	2.45	3.05	15.30	12.60	2.00	27.90	0.34
12.0	13.5	2.85	2.40	3.00	15.30	16.70	2.00	30.00	0.35
13.0	14.6	2.68	2.40	3.00	15.30	16.70	2.00	32.00	0.34
14.0	15.6	2.68	2.35	2.90	15.30	19.00	2.00	34.30	0.36
15.0	16.7	2.68	2.30	2.85	15.30	21.30	2.00	36.60	0.37

TABLE 4.11 Drilling and charging parameters for different bench heights for  $\phi$  64 mm holes with 35 % dynamite and a hole inclination of 3 : 1.

K (m)	H (m)	V (m)	V <sub>1</sub> (m)	E (m)	Q <sub>0</sub> (kg)	Q <sub>c</sub> (kg)	P <sub>c</sub> (kg/m)	Q <sub>tot</sub> (kg/hoar)	q (kg/m <sup>3</sup> )
4	4.8	2.00	1.60	2.75	5.20	2.60	1.20	7.80	0.48
5	6.0	2.50	2.20	2.75	7.60	5.60	2.00	13.40	0.44
6	7.2	3.00	2.60	3.25	15.30	4.70	2.60	20.00	0.39
7	8.5	3.37	3.00	3.75	24.60	2.10	2.60	26.70	0.34
8	9.6	3.37	3.00	3.75	24.60	6.20	2.80	30.80	0.34
9	10.6	3.37	3.00	3.75	24.60	9.00	2.80	33.60	0.33
10	11.7	3.37	2.95	3.70	24.60	12.20	2.80	36.80	0.34
11	12.7	3.37	2.90	3.60	24.60	15.10	2.80	39.70	0.35
13	14.8	3.37	2.85	3.55	24.60	21.10	2.80	45.70	0.35
14	15.9	3.37	2.80	3.50	24.60	24.40	2.80	49.00	0.36
15	16.9	3.37	2.80	3.50	24.60	27.20	2.80	51.80	0.35
16	18.0	3.37	2.75	3.45	24.60	30.40	2.80	55.00	0.36
17	19.0	3.37	2.75	3.40	24.60	33.20	2.80	57.80	0.36
18	20.0	3.37	2.70	3.35	24.60	35.10	2.80	60.70	0.37
19	21.1	3.37	2.70	3.30	24.60	38.40	2.80	63.50	0.37
20	22.2	3.37	2.65	3.30	24.60	42.40	2.80	67.00	0.38

TABLE 4.12 Drilling and charging parameters for different bench heights for  $\phi$  75 mm holes with 35 % dynamite and a hole inclination of 3 : 1.



Generalmente las excavaciones subterráneas son en túneles y buhardales. Lo que no es túneles o buhardales es una adaptación de voladuras de banco.

## 7.1 Túneles

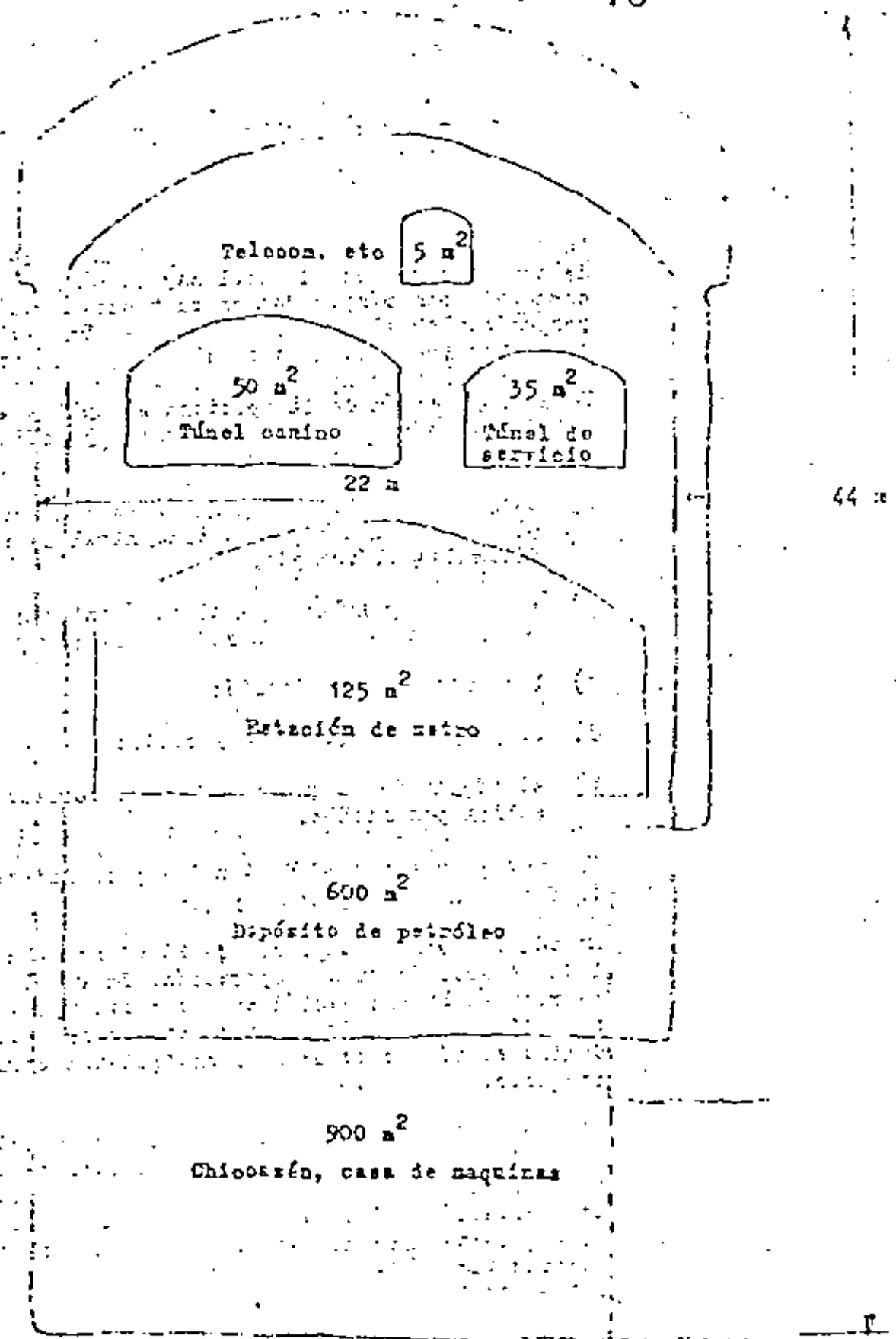
La diferencia principal entre voladuras de túnel y voladuras de banco es que en el túnel las voladuras se hacen en un cooperado con mínimo dos en un banco. Esta cara es perpendicular al avance del frente. Por esto se requiere hacer una apertura en todo el largo del avance posterior y después volar la roca sucesivamente hacia esta apertura. En la aplicación de la apertura se aplica el método de voladuras de banco. Pero la carga específica es mucho más alta por las siguientes razones:

- terreno servido (el ambiente subterráneo es oscuro, húmedo, agua, alto nivel de ruido etc. dificulta el trabajo).
- espacio requerido para el hinchamiento de la roca (el hinchamiento es alrededor de 50 %).
- barridos sin inclinación.
- no cooperan barridos adyacentes.
- el efecto de la gravedad en los barridos que tienen salida por arriba.

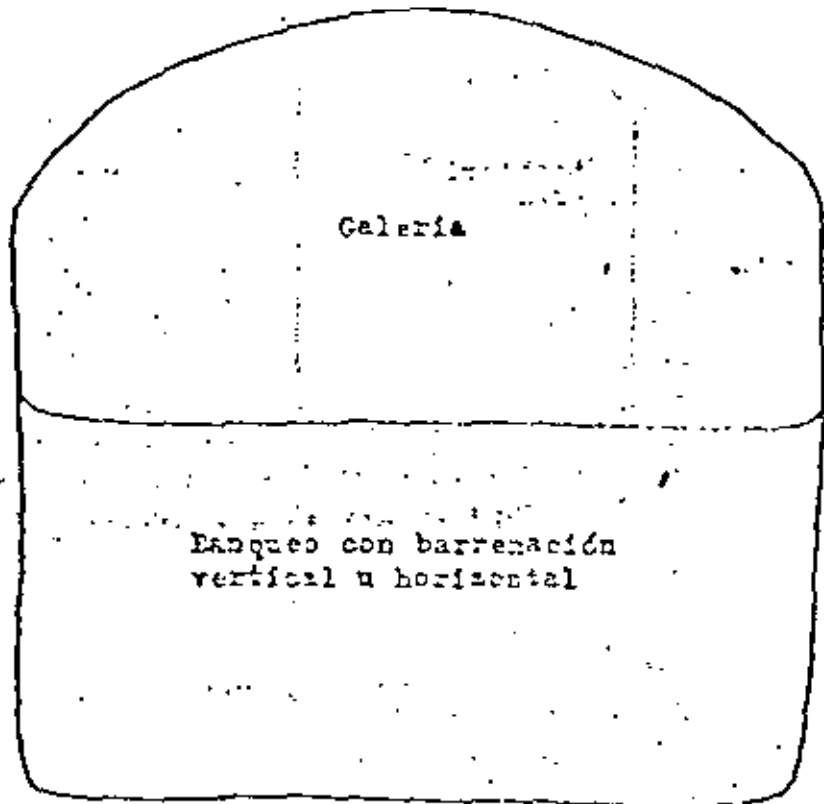
Hay una gran variedad de túneles para diferentes usos, ver la figura en la siguiente página.

En túneles con áreas muertas de 80 m<sup>2</sup> normalmente se avanza toda la sección en una operación. En túneles más grandes se reparte la excavación en dos o más operaciones. Esta repartición se puede hacer de varias maneras, pero ahora describo el método de excavar una galería arriba y después bajar.

El número de bancos depende de la altura del túnel y muchas veces de las condiciones de estabilidad de las paredes. Por ejemplo en la casa de máquinas (44 m de altura) y la galería de oscilación (55 m de altura) en Chicomazán se especifica el siguiente procedimiento: excavar un banco de 4 metros y después bajar las paredes antes que se excava el próximo banco, para evitar desprendimientos de las zonas relajadas.

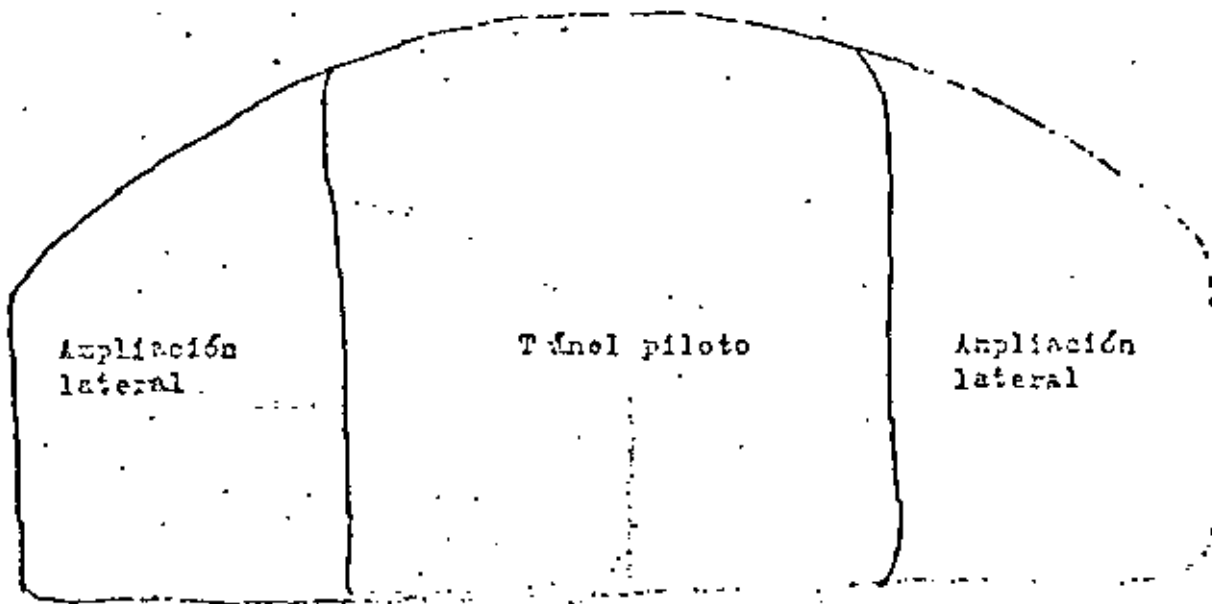


El banqueo se hace con barrenación vertical u horizontal. Banqueos con alturas menores de 4 metros son desfavorables por sus altos coeficientes de barrenación y carga.



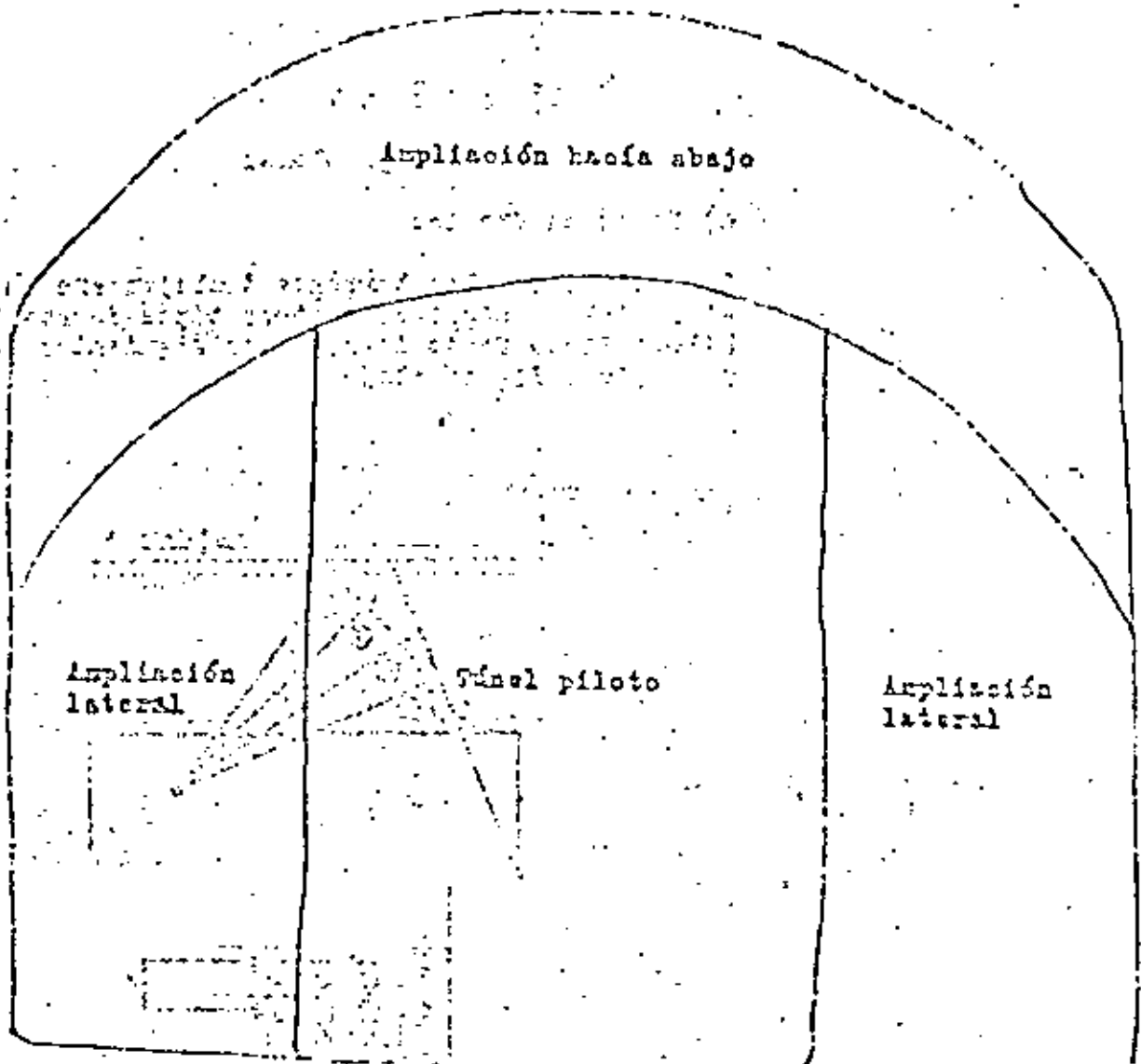
Galería y banqueo

Túneles anchos o en roca mala es ventajoso de atacar con túnel piloto y ampliación (banqueo) lateral. Con el túnel piloto se puede investigar las condiciones de roca sin abrir un techo ancho y poner anclas o/y concreto lanzado antes la ampliación lateral.



Túnel piloto y ampliaciones laterales

El emboquillado es preferible de hacer con un túnel piloto abajo, después las ampliaciones laterales y finalmente bajo el techo. El túnel piloto debe tener una longitud de unos 10 metros o hasta que se exponga la roca superficial.



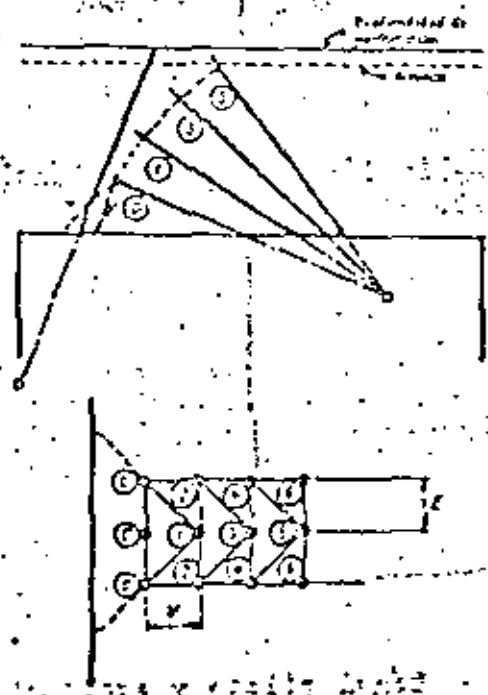
Túnel piloto y ampliaciones

### 7.1.1 Cuñas

La apertura antes mencionada se hace con una cuña (cuelo).  
Hay una gran variedad de cuñas, pero las cuñas comunes son de tres tipos:

- a) cuñas en abanico
  - b) cuñas en Y
  - c) cuñas paralelas
- a) Cuñas en abanico

En estas cuñas los barrenos trabajan sin la constricción en el fondo que significan otros tipos de cuñas. La primera hilera tiene fondo lizo y las siguientes salda en ángulo recto, ver figura abajo.



Construcción del esquema de perforación para un cuña en abanico.

La cña en abanico puede considerarse como una especie de zanja volada a travs de la seccin del tnel y por lo tanto la cña s'it suave para la roca.

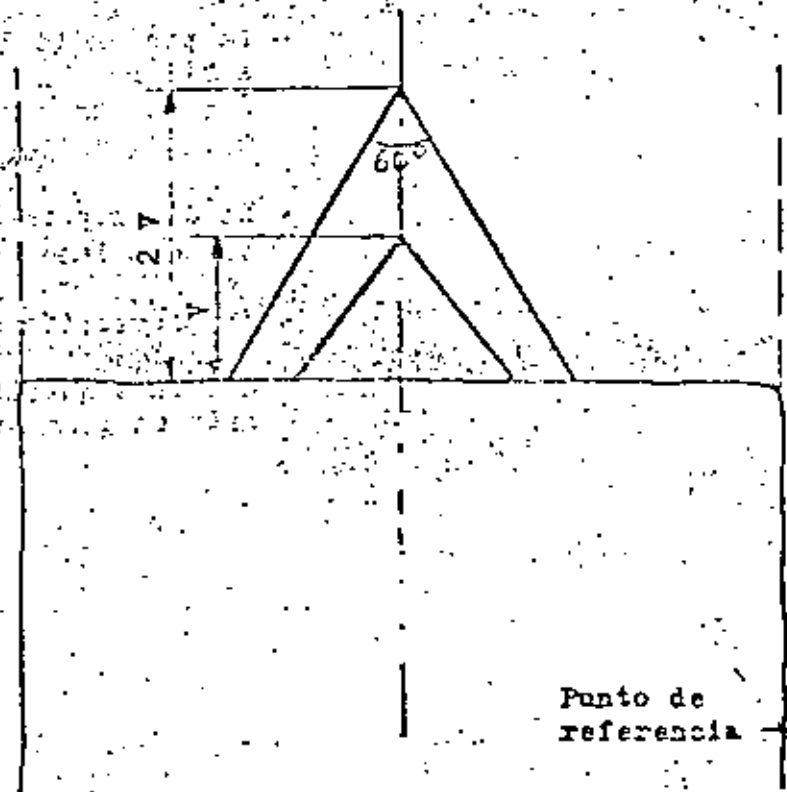
La semejanza de una zanja implica que se debe tomar en cuenta las condiciones de rotura en una superficie perpendicular a los barrenos y aplicar el principio de salida en ngulo  $\alpha$  (abajo en la figura). La secuencia de ignicin marcada es la nica posible para poder controlar bien el resultado. Por la dispersin de tiempo entre estopines del mismo intervalo es posible que un barreno lateral sale antes el barreno central si se pone el mismo nmero en la hilera, y entonces el barreno lateral tiene un ngulo de salida del orden de 45 grados.

Por su geometra una cña en abanico necesita un tnel bastante amplio, y no es preferible de usarla en tneles de menos de 7 metros de ancho, aunque es muy fcil de calcular una cña en abanico no se usa mucho bajo condiciones normales por las siguientes limitaciones:

- La profundidad de los barrenos vara de hilera a hilera. Un barreno demasiado profundo puede excitar un barreno adyacente y provocar una tronada fallada
- La discrepancia entre el nmero de barrenos en los dos lados retrasa la barrenacin
- La proyeccin de piedras es muy fuerte
- Con la secuencia de ignicin requerida se necesita un gran nmero de intervalos de los estopines

la cuña en V (cuña de cuña) es la más usada en tóneles mayores de 20 m, pero ahora se puede notar una tendencia hacia la cuña paralela, especialmente con barrenación mecanizada.

La cuña en V es simétrica que facilita la organización del trabajo en el frente. Otra ventaja es que la cuña en V no exige una barrenación tan perfecta como la cuña paralela para dar un avance razonable. El ángulo de la cuña debe ser mínimo 60°, lo que limita el avance por tronada a la mitad del ancho del túnel. Esto implica que los barrenos de la cuña salen más largos que los otros barrenos en la tronada. Por ejemplo, en una barrenación de 3,20 m los barrenos de la cuña son  $3,20 \times \frac{2}{\sqrt{3}} = 3,70$  m. En la figura abajo se muestra el esquema de barrenación para una cuña en V.



Principio para barrenación de una cuña en V

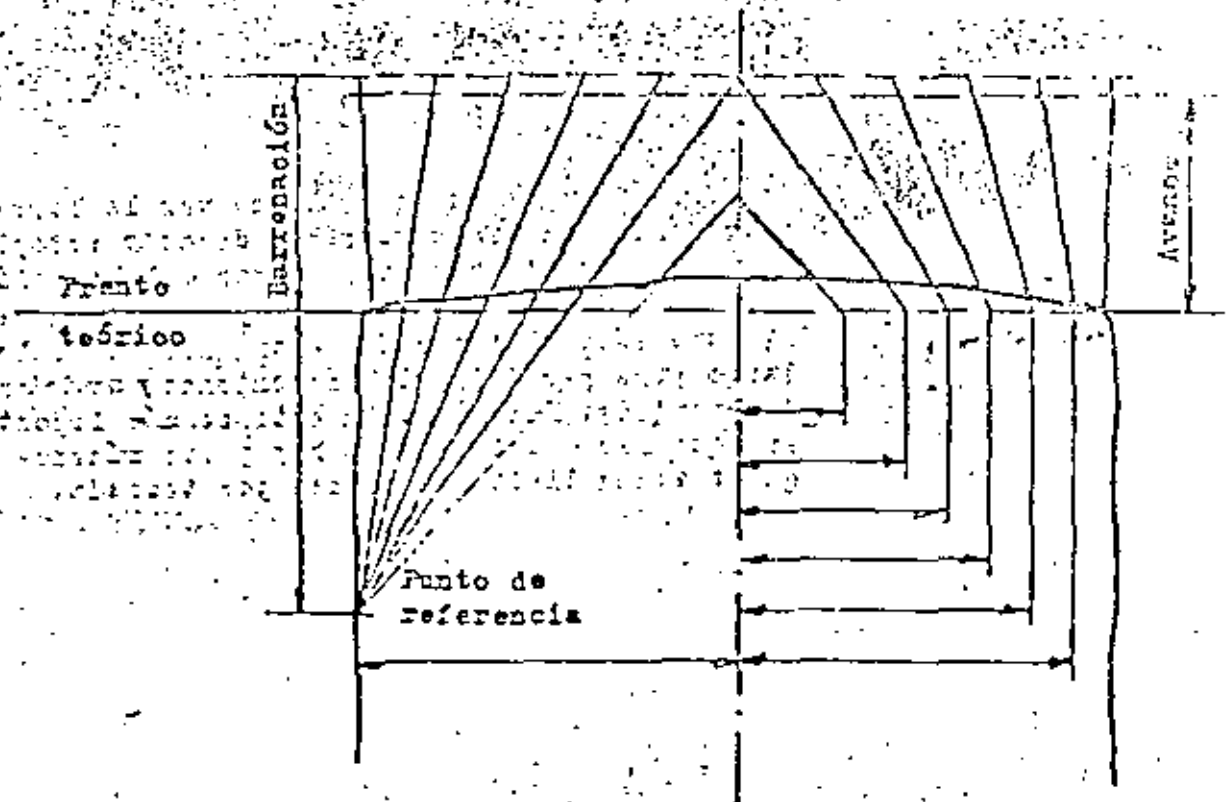


Los datos en la tabla abajo sirven como guía para el diseño de barreración y carga de cuña en V con el ángulo 60°.

Dímetro de barreración	Altura de la cuña	Bordo V	Concentración de carga de fondo	Símbolo de líneas horizontales
mm	m	m	kg/m	
30	1,5	1,0	0,9	3
38	1,6	1,2	1,4	3
45	1,9	1,5	2,0	3
48	1,8	1,6	2,3	3
51	2,0	2,0	2,6	3

La carga de fondo debe compensar una tercera parte del laminado. Concentración de carga de columna = 0,5 x carga de fondo. Toco = 0,3 V. Durante la fase inicial de una obra es preferible de aumentar la carga de fondo a la mitad del barrerado.

Los apoyantes de la cuña son también inclinados para facilitar la salida hasta el fondo. La figura abajo muestra el principio para localizar los apoyantes.



En la figura se puede ver como se usa los picos de referencia para dirigir los barrenos durante el avance. En el fondo normalmente se usa las mismas marcas para marcar los puntos de referencia. En un trabajo bien ejecutado siempre se mantiene el frente un poco de lado, que entre otras ventajas da un postacorte con menos construcción. Como se ve en la figura se necesita tener esto en cuenta cuando se hacen los barrenos inclinados. Esto es una desventaja de la cura en V.

Bordo y carga para los ayudantes de la cura:

Dímetro de barrenación	Bordo	Carga de fondo	Carga de columna	Taco
mm	m	kg/m	kg/m	m
30	0,80	0,50	0,35	0,40
38	0,90	1,40	0,55	0,55
45	1,10	2,00	0,80	0,50
48	1,10	2,30	0,90	0,55
51	1,20	2,60	1,00	0,60

Altura de carga de fondo =  $1/3 \times$  profundidad del barrenos.

Concentración de carga de columna =  $0,4 \times$  carga de fondo

El fondo no debe ser  $\frac{prof. de barrenación}{2} = 0,4$  veces la profundidad del barrenos con la limitación para barrenos largos, donde el bordo máximo  $V_{max}$  no debe exceder la mitad de la altura del barrenos:

$$V_{max} = \frac{H}{2}$$

Consecuentemente se necesita curvar la barrenación con avances cortos. Es preferible de usar estopines VS en la cura y sus ayudantes, para mayor colaboración entre los barrenos. (En la primera V se usan estopines INSTANTANEO.)  
 Al otro lado, el intervalo entre los Vs debe estar suficiente largo para permitir el hinchamiento y movimiento de la roca desprendida. Naturalmente esto es más importante para avances largos. En México hay pocos mineros disponibles que a veces limita el avance por tronada.

### c) Cúas paralelas

Como mencionado antes la aplicación de las cúas paralelas se utiliza también en túneles grandes. Esto depende de las ventajas que ofrecen las cúas paralelas para la barranación mecánica:

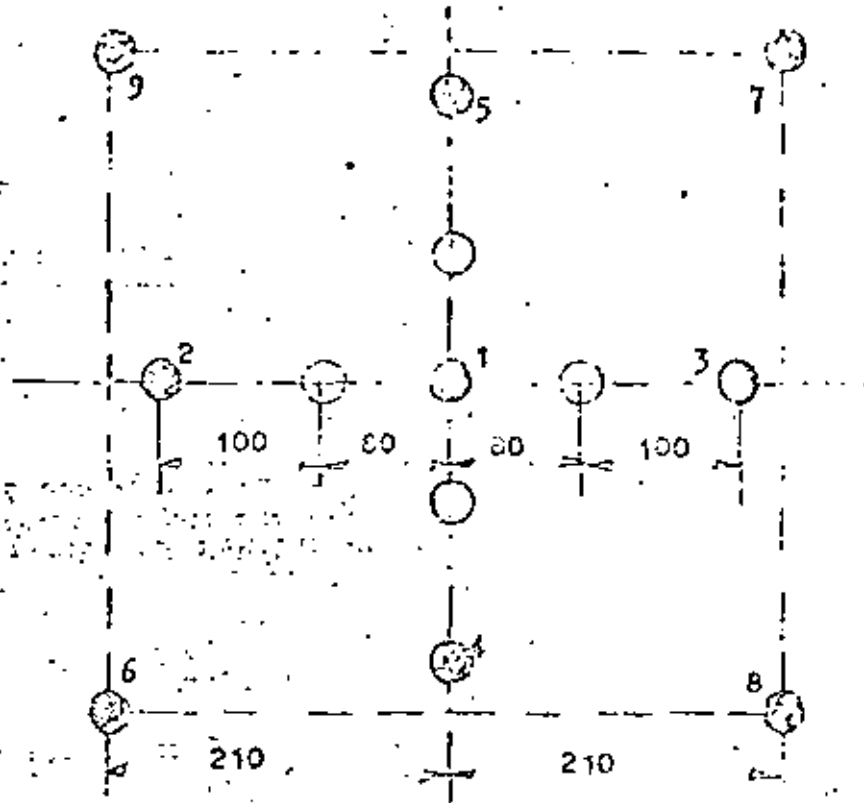
- Todos los barrenos tienen la misma longitud. Esto resulta especialmente para túneles con pistoles que no tienen rotación reversible, lo que hace la extensión o el cambio de la barra muy variado.
- Los brazos pueden trabajar independientemente y se puede distribuir la barranación bien entre los brazos.
- Con los brazos con paralelidad automática se obtiene una barranación perfecta solamente vigilando el carbocillado.
- Como el diagrama de barranación coincide en el superficie y en el fondo, es más fácil de inspeccionar los perforistas.
- Usando el mismo equipo de barranación las cúas paralelas son iguales para todos los túneles y todas las áreas de los túneles. Esto simplifica el entrenamiento de los perforistas.

El principal beneficio de las cúas paralelas es la alta precisión de barranación que requieren, especialmente en costuras y avanzadas.

Adicionalmente, evita la sobrecarga de los brazos de carga, para evitar que se quese la roca por exceso de carga.

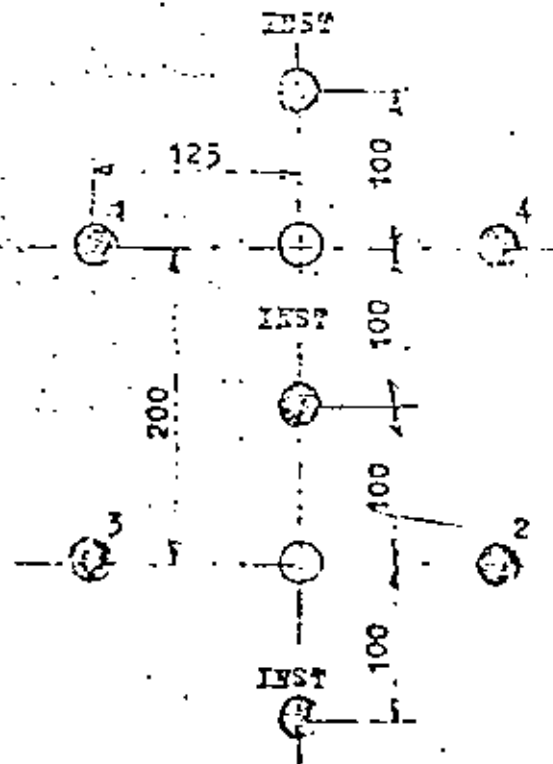
Hay una gran variedad de cúas paralelas y normalmente el equipo de barranación disponible indica el tipo de cúa. Si se cuenta con barrenos de un solo diámetro se usa una cúa que sea con 3 o 4 barrenos sin carga.

En la siguiente página presentamos dos cúas que sean comunes, la cúa Grönlund y la cúa de costura. La cúa de costura tiene la ventaja de tener los barrenos en una línea, que facilita la barranación.



Cuña Góbaland

(los números indican solamente el orden de ignición)



Cuña de costura

Para tener un avance máximo se usa las cuñas paralelas con uno o dos barrenos centrales de gran diámetro. De lo siguiente vamos a llamarlas cuñas cilíndricas. La cuña se llama cuña paralela con barrenos querados. La base y en el cálculo de una cuña cilíndrica es la relación entre el diámetro del barrenos central y distancia y carga del primer barrenos cargado.

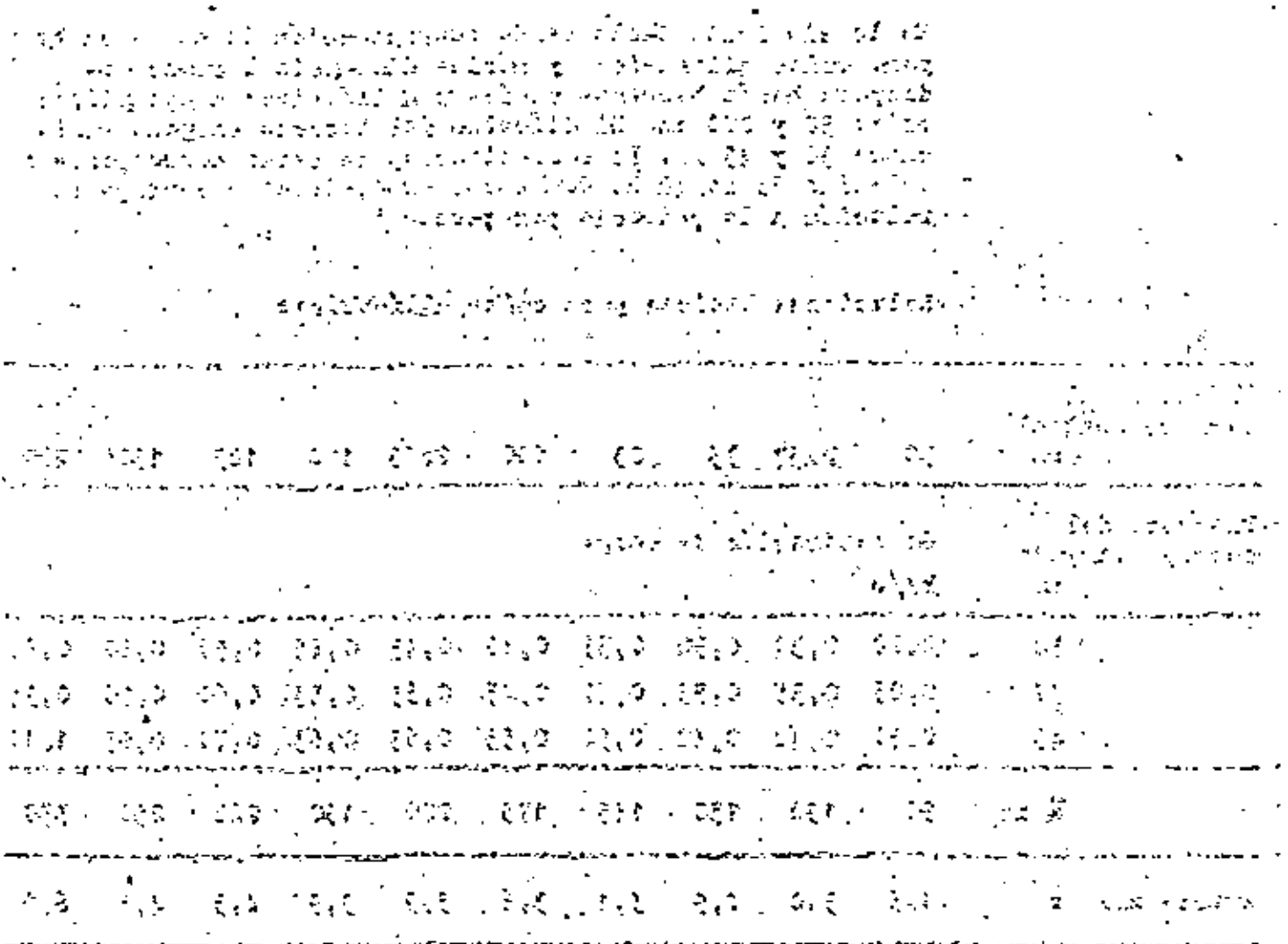
De la siguiente tabla se da concentración de carga en kg/m para cuñas cilíndricas y máxima distancia  $\bar{a}$  cuando se dispara hacia barrenos vacíos con diámetros comprendidos entre 50 y 200 mm. El diámetro del barrenos cargado varía entre 30 y 45 mm. La concentración de carga corresponde a Gelatina Extra 40 g. Con otros explosivos se corrige en relación a la potencia por peso.

Relaciones básicas para cuñas cilíndricas

Diámetro del barrenos central mm	50	2x57	75	83	100	2x75	110	125	150	200
Diámetro del barrenos cargado mm	Concentración de carga kg/m									
30	0,20	0,30	0,30	0,35	0,40	0,45	0,45	0,50	0,60	0,80
37	0,25	0,35	0,35	0,40	0,45	0,53	0,53	0,60	0,70	0,95
45	0,30	0,42	0,42	0,50	0,55	0,55	0,55	0,70	0,85	1,10
$\bar{a}$ mm	90	150	150	145	175	200	190	220	250	350
Avance max mm	1,6	3,0	2,9	3,1	3,6	3,9	3,9	4,3	4,8	6,0

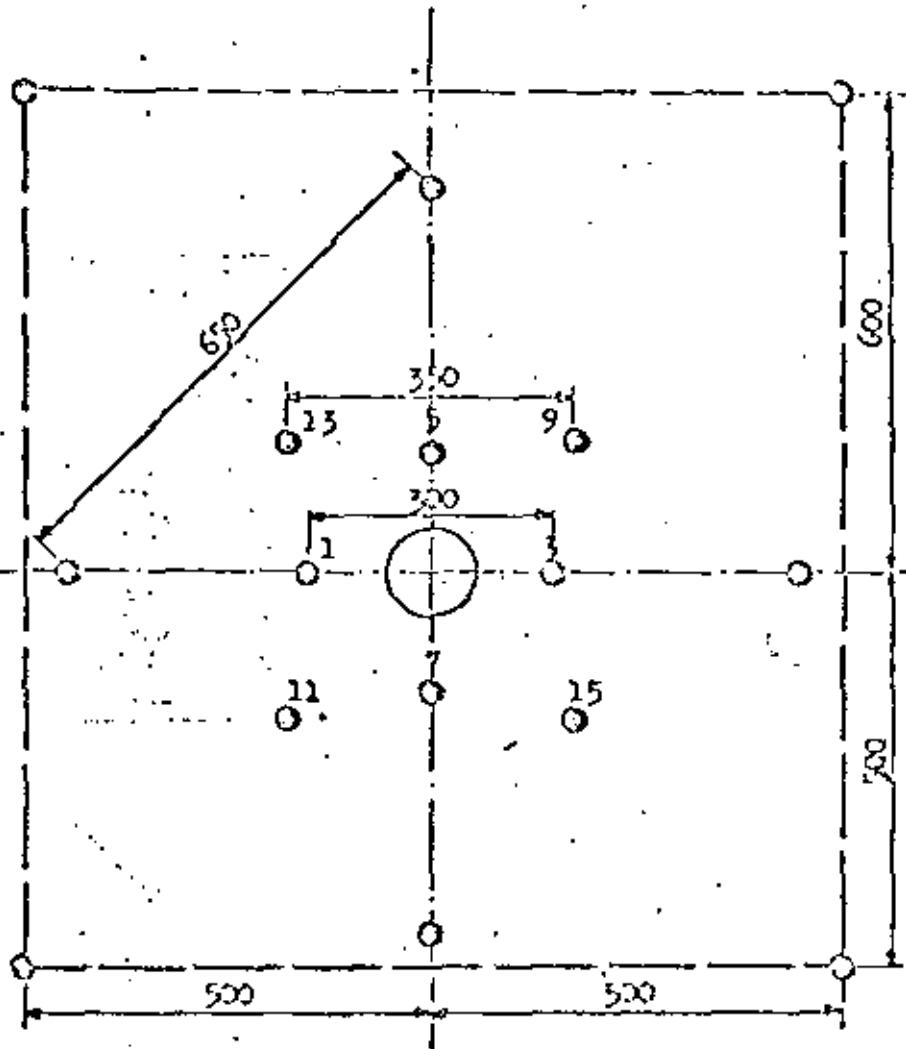
La cuña en doble espiral es la más efectiva, pero se necesita un barrenos central de mínimo 125 mm para obtener un buen avance, lo que implica que el fondo debe tener una perforadora especial para este barrenos. Otra desventaja es que tiene una forma geométrica bastante complicada, que dificulta la barrenación. Sin embargo se usa al principio para la cuña Coromant. Esta cuña se puede barrenar con máquinas de pluma usando una plantilla de aluminio para guiar la barrenación. Con un accesorio especial se barrenan dos barrenos con diámetro de 57 mm en forma de un 8. Este hueco corresponde más o menos a un barrenos de 75 mm.

La cuña Pagersta también se puede barrenar con máquinas de piezo. El barrenado central de 75 mm se hace en dos etapas, primero un barrenado piloto y después una ampliación con una broca escarificadora. En las siguientes páginas se presenta algunos ejemplos de cuñas cilíndricas.



... de las cuñas cilíndricas... se puede barrenar... con máquinas de piezo... El barrenado central de 75 mm se hace en dos etapas... primero un barrenado piloto y después una ampliación con una broca escarificadora... En las siguientes páginas se presenta algunos ejemplos de cuñas cilíndricas.

Se hace en una tabla  
Se procesa con una sierra

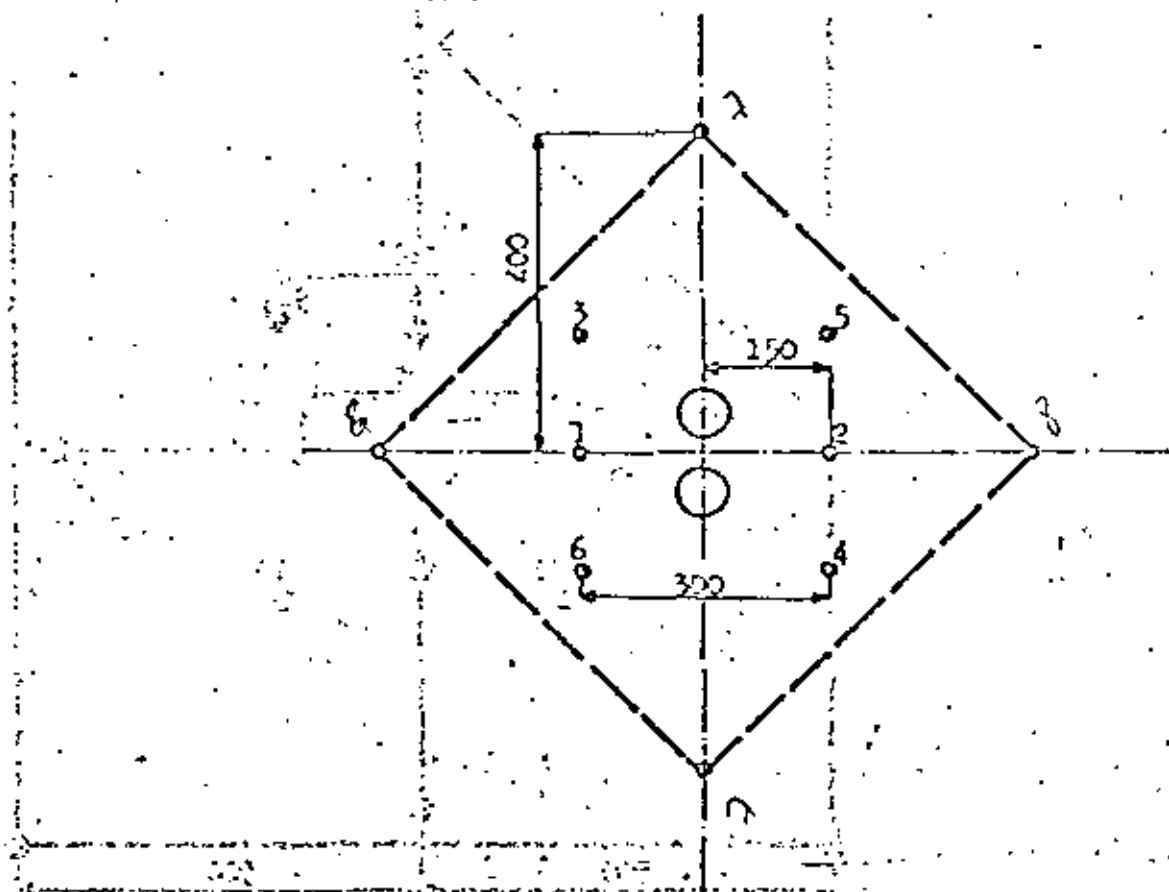


CASA cilíndrica con un barrero vacío de 110 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 3,9 m.

barrenos cargados  
 $\phi = a$

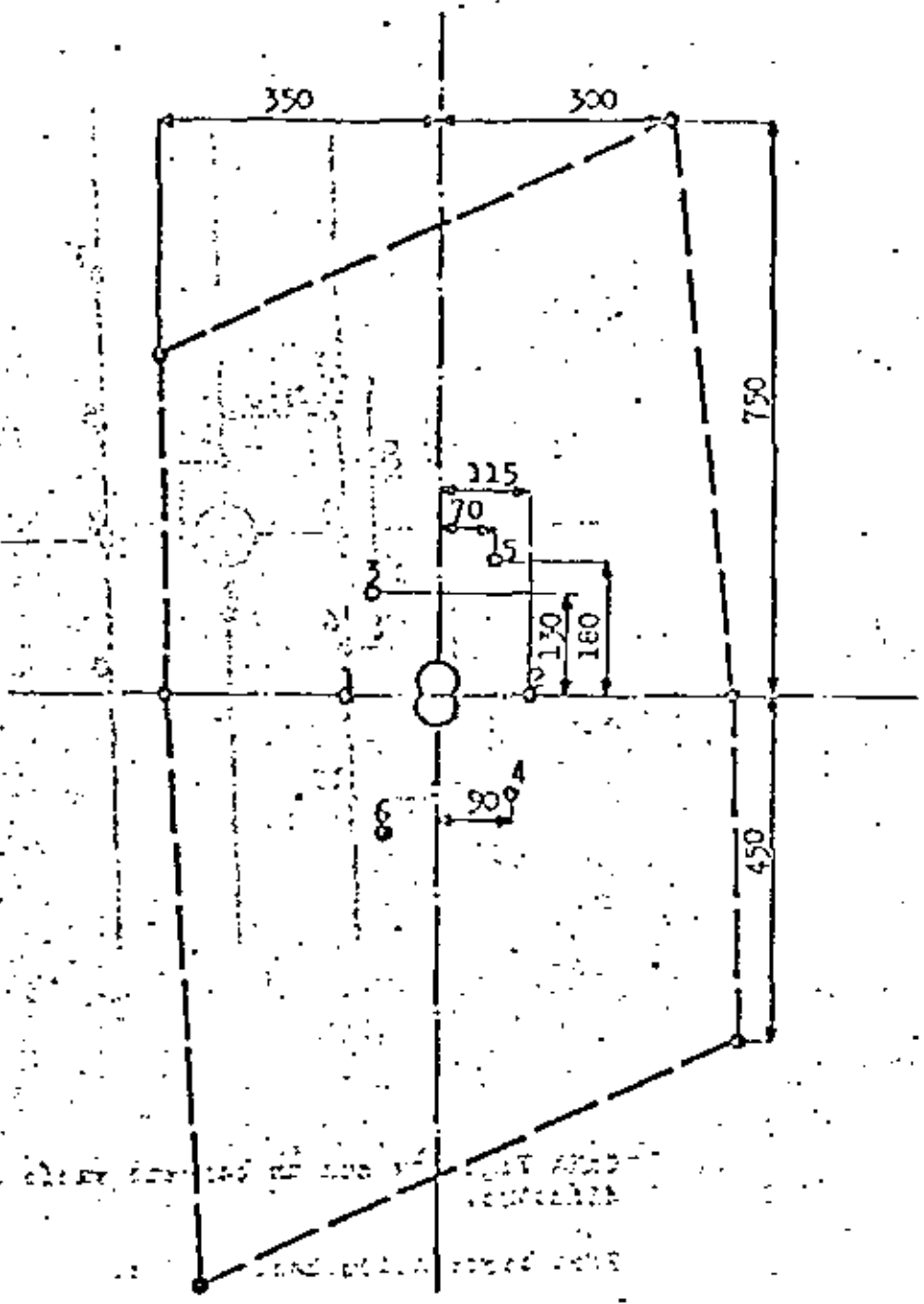
Barrenos vacíos  
 $\phi = \phi = a + \frac{1''}{2}$



Cuña cilíndrica con dos barrenos vacíos de 76 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 3,9 m.





ad mi di st alerz s... las m...  
 ...  
 ...

Cuña Coronant con dos barrenos vacíos de 57 mm de diámetro. La barrenación se quia con una plantilla de aluminio.

Para barrenación hasta 3,0 m.

### 7.1.2 Cálculo de carga

Para poder aplicar el cálculo de carga de banco es necesario tener una apertura suficiente grande para que los barrenos tendrán salida libre. En el diagrama en la siguiente página se puede ver que para una barrenación de 30 mm la apertura debe ser 1,4 x 1,4 m, mientras para una barrenación de 48 mm la apertura sube hasta 2,0 x 2,0 m. Se puede también usar el diagrama para calcular los aumentos para ampliar la cuña hasta la apertura antes mencionada.

Es necesario de picar todos los barrenos del contorno (techo, paredes y piso) para mantener el área deseada. El ángulo de desviación depende del espacio que requiere el equipo de barrenación.

Calculo de barrenos con salida por arriba u horizontal:

Carga de fondo en una tercera parte del barreno

$$\text{Bordo marino} = \frac{\text{prof. de barreno} - 0,4}{2} \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 1,1 \times \text{bordo}$$

$$\text{Concentración de carga de columna} = 0,50 \times \text{carga de fondo}$$

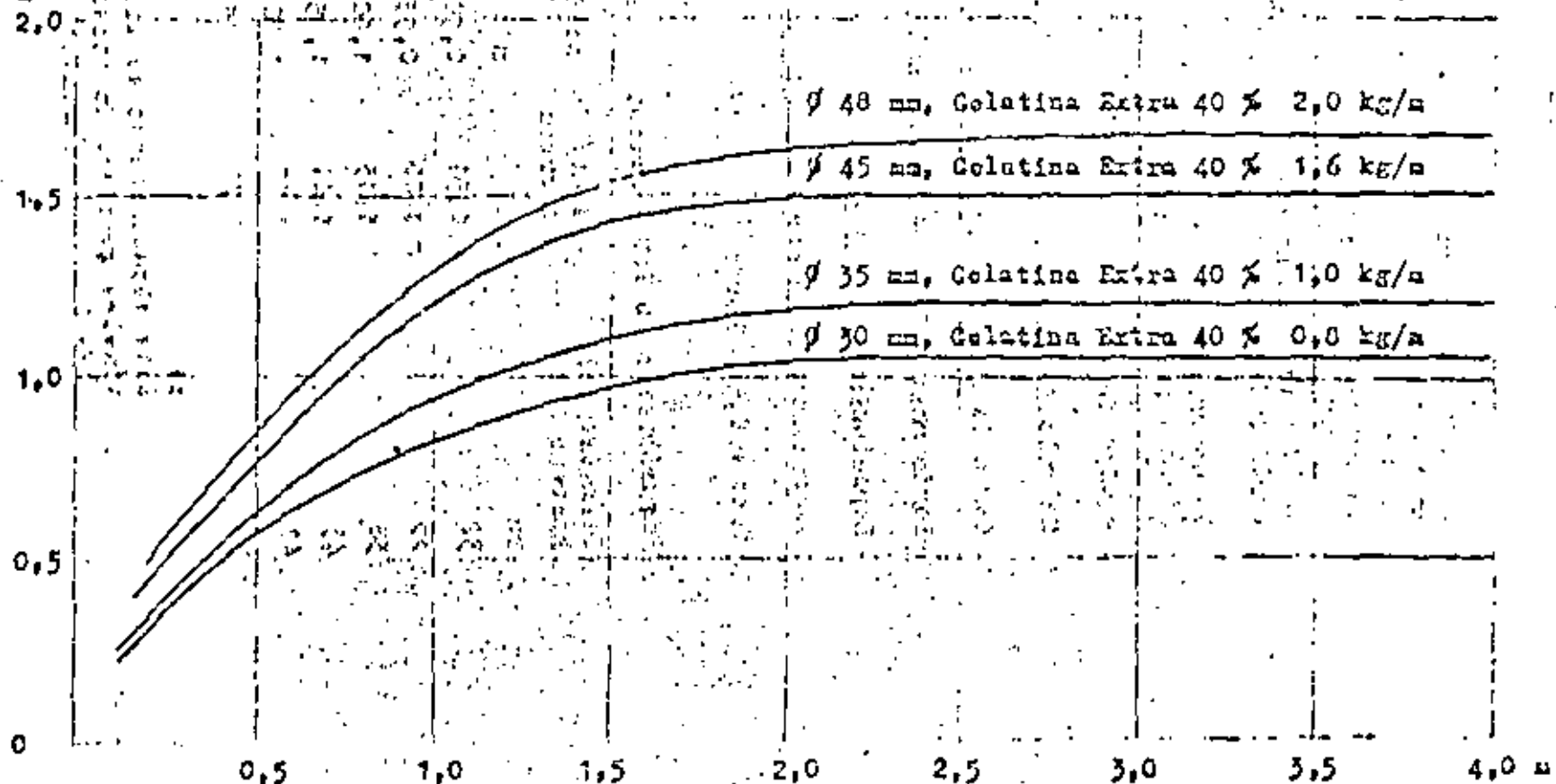
$$\text{Taco} = 0,5 \times \text{bordo}$$

Distribución de los barrenos

Díámetro del barreno	Área/ barreno	Bordo	Espaciamiento
mm	m <sup>2</sup>	m	m
32	0,91	0,90	1,00
35	1,00	0,95	1,05
38	1,15	1,00	1,15
45	1,44	1,15	1,25
48	1,57	1,20	1,30 x)
51	1,71	1,25	1,35 x)

x)  
Este espaciamiento se alcanza solamente en túneles grandes. En túneles menores se distribuye los espaciamientos uniformemente.

Borde  
máximo  
V  
m



Relación entre apertura (B), concentración de carga y borde máximo (V)

Apertura B



## Datos para barrenos de pino

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,60	0,70	0,60	1,10	0,70	0,75	0,10
32	2,4	0,90	1,00	0,80	1,00	1,00	0,70	0,20
31	3,2	0,90	0,95	1,00	0,95	1,30	0,65	0,20
38	2,4	1,00	1,10	1,15	1,44	1,40	1,00	0,20
37	3,2	1,00	1,10	1,50	1,36	1,80	0,95	0,20
45	3,2	1,15	1,25	2,25	2,03	2,60	1,40	0,25
48	3,2	1,20	1,30	2,50	2,30	3,00	1,60	0,25
49	4,0	1,20	1,30	3,00	2,30	4,25	1,50	0,25
51	3,2	1,25	1,35	2,70	2,60	3,20	1,80	0,25
51	4,0	1,25	1,35	3,40	2,60	4,75	1,80	0,25

## Cálculo de barrenos con salida hacia abajo:

Estos barrenos necesitan menor carga específica porque trabajan con la gravedad.

El espaciamiento se puede aumentar a 1,2 x bordo.

## Datos para barrenos con salida hacia abajo

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,60	0,70	0,60	1,10	0,30	0,40	0,30
32	2,4	0,90	1,10	0,80	1,00	0,55	0,50	0,45
31	3,2	0,85	1,10	1,00	0,95	0,85	0,50	0,45
38	2,4	1,00	1,20	1,15	1,44	0,80	0,70	0,50
37	3,2	1,00	1,20	1,50	1,36	1,15	0,70	0,50
45	3,2	1,15	1,40	2,25	2,03	1,50	1,25	0,55
48	3,2	1,20	1,45	2,50	2,30	1,70	1,15	0,60
48	4,0	1,20	1,45	3,00	2,30	2,45	1,15	0,60
51	3,2	1,25	1,50	2,50	2,60	1,95	1,30	0,60
51	4,0	1,25	1,50	3,40	2,60	4,75	1,80	0,25

## Cálculo de barrenos de pared:

El cálculo presentado aquí es sin postcorte.

Bordo p/te desviación de la barrenación es 0,9 x bordo para barrenos con salida hacia abajo. El espaciamento es 1,2 x bordo.

La carga de fondo ocupa solamente una sexta parte del barreno. Taco = 0,5 x bordo.

La concentración de carga de columna se reduce a 0,40 x carga de fondo.

Datos para barrenos de pared

Díámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
mm	m	m	m	kg	kg/m	kg	kg/m	m
3	1,6	0,55	0,65	0,30	1,10	0,45	0,45	0,30
32	2,4	0,80	0,95	0,40	1,00	0,65	0,40	0,40
31	3,2	0,80	0,95	0,50	0,95	0,90	0,40	0,40
38	2,4	0,90	1,10	0,60	1,44	0,85	0,60	0,45
37	3,2	0,90	1,10	0,75	1,36	1,20	0,55	0,45
45	3,2	1,00	1,20	1,10	2,03	1,80	0,80	0,50
43	3,2	1,10	1,30	1,20	2,30	2,00	0,90	0,55
48	4,0	1,10	1,30	1,50	2,30	2,50	0,90	0,55
51	3,2	1,15	1,40	1,40	2,60	2,10	1,00	0,60
51	4,0	1,15	1,40	1,70	2,60	2,70	1,00	0,60

Cálculo para los barrenos de techo sin postcorte:

Distribución de los barrenos como para barrenos de pared.

La concentración de la carga de columna se reduce a 0,3 x carga de fondo.

## Datos para barrenos de techo

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Caso
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,55	0,65	0,30	1,10	0,35	0,35	0,30
32	2,4	0,80	0,95	0,40	1,00	0,50	0,30	0,40
31	3,2	0,80	0,95	0,50	0,95	0,70	0,30	0,40
38	2,4	0,90	1,10	0,60	1,44	0,70	0,45	0,45
37	3,2	0,90	1,10	0,75	1,36	0,90	0,40	0,45
45	3,2	1,00	1,20	1,10	2,03	1,30	0,60	0,50
48	3,2	1,10	1,30	1,20	2,30	1,45	0,70	0,55
48	4,0	1,10	1,30	1,50	2,30	1,95	0,90	0,55
51	3,2	1,15	1,40	1,40	2,60	1,70	0,80	0,60
51	4,0	1,15	1,40	1,70	2,60	2,25	0,80	0,60

## 7.1.3 Diagrama de barrenación.

Para el diseño del diagrama de barrenación se usa las tablas en la parte anterior, adaptando bordos y espaciamientos a las condiciones geométricas del túnel. El procedimiento se muestra más fácil en un ejemplo.

## 7.1.4 Ejemplo de diagrama de barrenación

El túnel que vamos a calcular tiene los siguientes datos:

Cuna cilíndrica con 2 barrenos vacíos con el diámetro de 76 mm.

Diámetro de la barrenación = 31 mm

Profundidad de la barrenación = 3,2 m

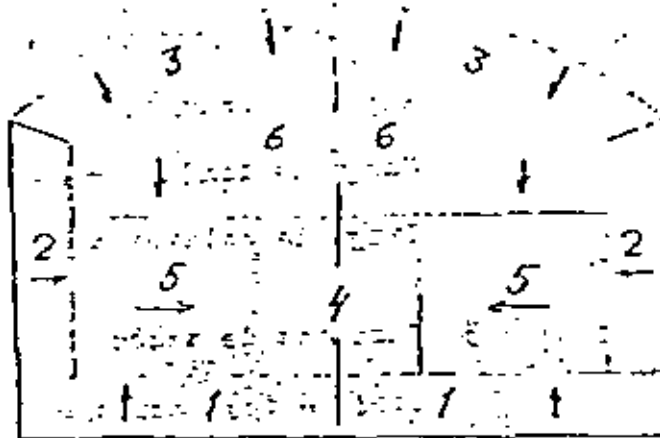
Explosivos: Gelatina Extra 40 %

Postcorte no requerido.

Ancho = 8,00 m

Altura = 5,65 m

Área = 40 m<sup>2</sup>



12/40 3.3  
0.40  
30/12 2.5  
11/30 0.40  
0.00

Clave: 1 Barrido de piso, 2 Barridos de pared, 3 Barridos de techo, 4 Cables y sus apoyantes, 5 Barridos con salida horizontal, 6 Barridos con salida hacia abajo

La figura arriba muestra como se puede localizar los barridos en el diagrama. Las zonas marcadas para los barridos perimetrales son el borde sobre la derivación. La zona y sus apoyantes se refieren a la distancia marcada a los barridos de piso.

1 Barridos de piso (ver la tabla correspondiente)

La derivación es 0,10 m para máquinas de planta

Borde = derivación = 0,90 - 0,10 = 0,80 m

Espaciamiento según tabla = 0,95 m

Distribución en el ancho del túnel  $\frac{8}{0,95} = 8,4 \approx 9$

Espaciamientos: extremos  $2 \times 0,55 = 1,10$  m

interiores  $7 \times 0,90 = 6,30$  m

5 6,00 m

Carga de fondo = 1,00 kg

Carga de columna = 1,30 kg



## 2 Barreros de pared

Bordo - desviación =  $0,60 - 0,10 = 0,70$  m

Espaciamiento =  $0,95$  que se distribuye en la altura de la pared - la zona del piso  $4,0 - 0,8 = 3,2$  m

Espaciamientos  $\frac{3,2}{0,95} = 3,4 \approx 4$

Espaciamiento actual  $\frac{3,2}{4} = 0,80$  m

Carga de fondo =  $0,50$  kg

Carga de columna =  $0,90$  kg

## 3 Barreros de techo

Bordo - desviación =  $0,80 - 0,10 = 0,70$  m

Espaciamiento =  $0,95$  que se distribuye en el arco del techo  $\sim 8,5$  m  $\frac{8,5}{0,95} = 9$

Espaciamiento =  $0,95$  m

Carga de fondo =  $0,50$  kg

Carga de columna =  $0,70$  kg

## 4 la cuña y sus ayudantes

En los seis barreros de la cuña se pone una carga de fondo de  $0,1$  kg y una carga de columna de  $0,75$  kg con la concentración de  $0,25$  kg/m.

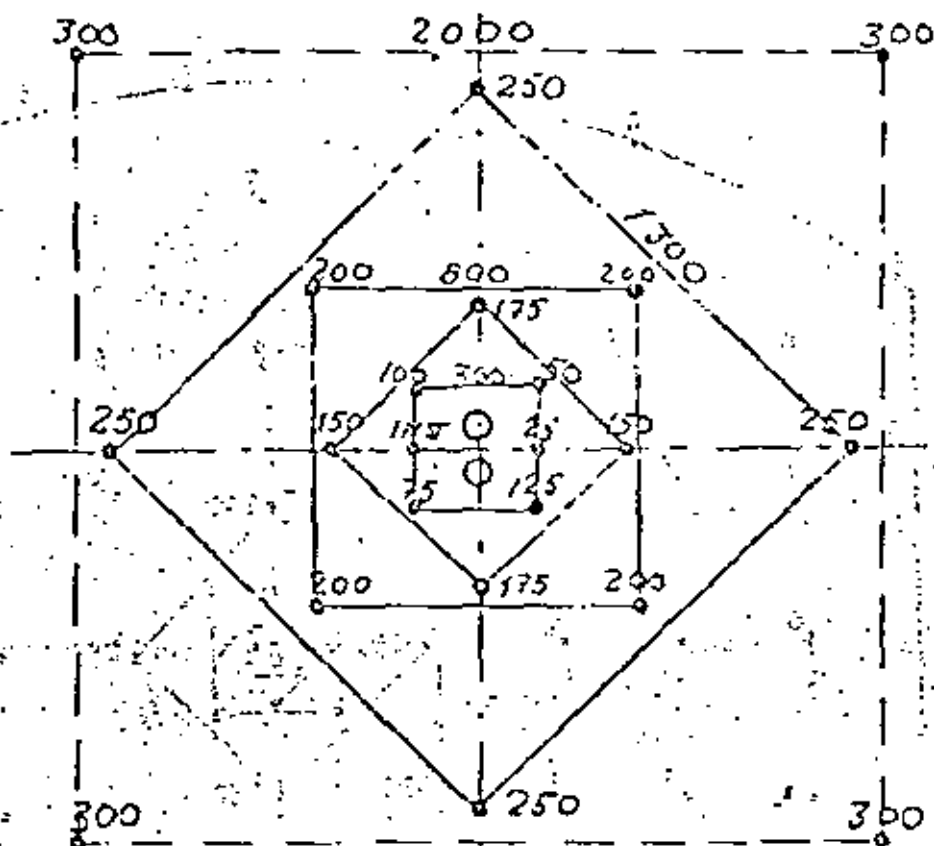
Los ayudantes tendrán la siguiente carga:

Bordo	Carga de fondo	Concentración de carga de columna kg/m			
m	kg	31	38	45	48
0,20	0,25	0,30	0,45	0,60	0,75
0,30	0,40	0,30	0,45	0,60	0,75
0,40	0,50	0,35	0,50	0,70	0,80
0,50	0,65	0,50	0,70	1,00	1,15
0,60	0,80	0,50	0,70	1,00	1,15
0,70	0,90	0,50	0,70	1,00	1,15

Taco =  $0,5 \times$  bordo

Ayudantes con bordo mayor de  $0,70$  m se carga como barreros con salida horizontal.

Plan de cuna y ayudantes con los estopines marcados



Se marca el cuadrado de  $2 \times 2$  m en el diagrama.

#### 5. Barrenos con salida horizontal

Bordo = 0,90

Espaciamiento = 0,95

Cuando se coloca en el espacio libre el bordo sale = 0,77 m y el espaciamiento = 1,0 m.

Carga de fondo = 1,00 kg

Carga de columna = 0,95 kg

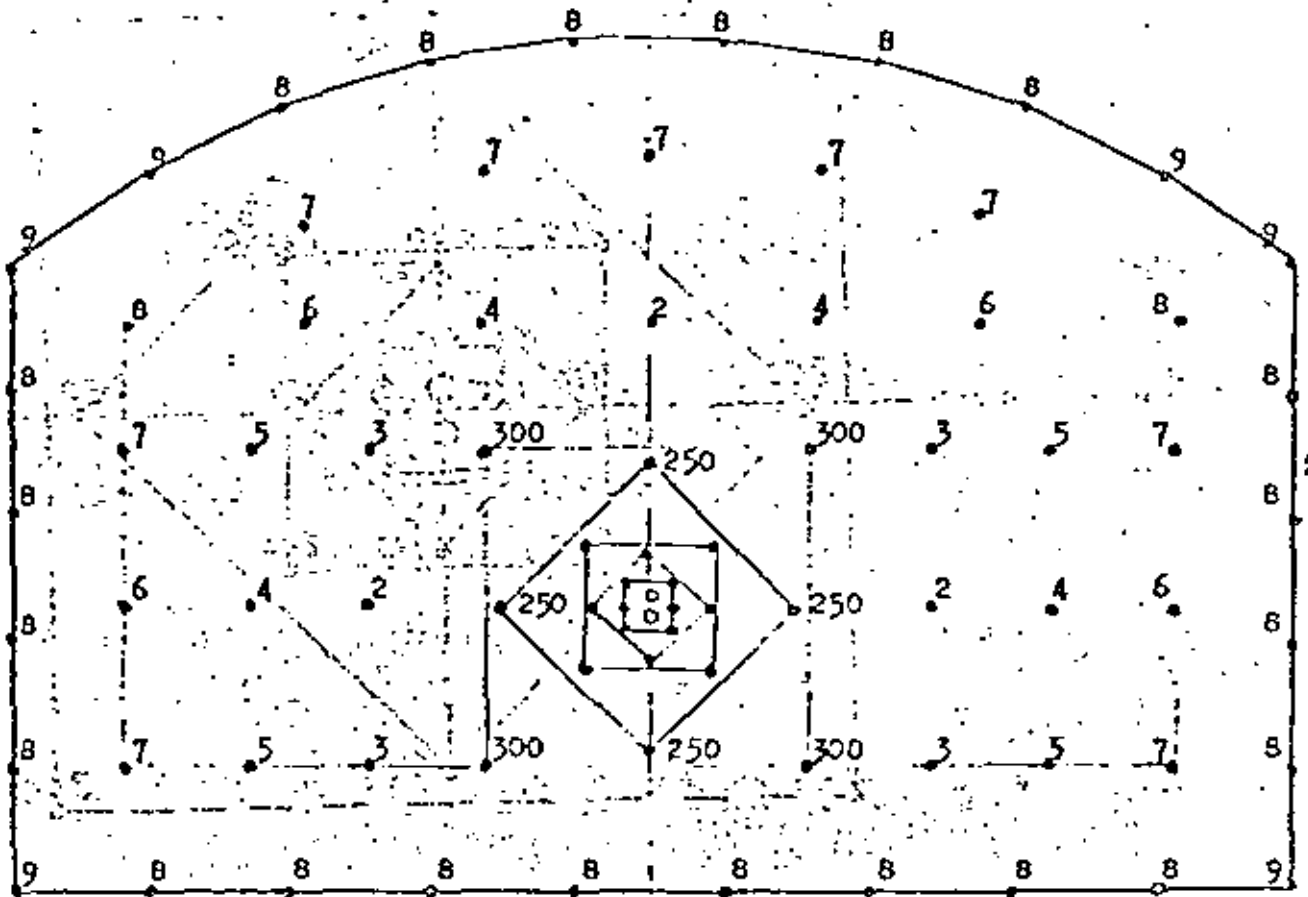
#### 6. Barrenos con salida hacia abajo

Bordo = 0,90 m    Espaciamiento = 1,10 m

Se coloca los barrenos uniformemente en el espacio que se queda.

El resultado:

El diagrama de barrenación y los datos principales



Barreno	Tipo de Barreno	Profundidad m	Número de barrenos	Carga de fondo kg	Carga de columna kg	Carga por barreno kg/m	Carga por barreno kg	Carga total kg
INST MS 25-125	Caña	3,2	6	0,10	0,75	0,25	0,85	5,10
MS 150-175	Ayudantes	3,2	4	0,25	0,85	0,30	1,10	4,40
MS 200	Ayudantes	3,2	4	0,45	0,90	0,35	1,35	5,40
MS 250	Ayudantes	3,2	4	0,75	1,00	0,50	1,75	7,00
MS 300	Ayudantes	3,2	4	1,00	0,85	0,50	1,85	7,40
Ac 2-8	Interiores	3,2	30	1,00	0,85	0,50	1,85	55,50
Ac 8	Paredes	3,2	8	0,50	0,90	0,40	1,40	11,20
Ac 8-9	Techo	3,2	10	0,50	0,70	0,30	1,20	12,00
Ac 8-9	Piso	3,2	10	1,00	1,30	0,20	2,30	23,00

256,0 mb 80

131,00

Volumen por trabada =  $40 \times 2,9 = 116 \text{ m}^3$

Carga específica =  $\frac{131,00}{116} = 1,13 \text{ kg/m}^3$

Barrenación específica =  $\frac{256}{116} = 2,21 \text{ mb/m}^3$

## BIBLIOGRAFIA

- L. TÉCNICA MODERNA DE VOLADURA DE ROCAS  
U. LANGEFORS Y. B. KIHLMSTRÖM  
URMO, S. A. DE EDICIONES 1976
- G. TÉCNICA SUECA DE VOLADURAS  
RUNE GUSTAFSSON  
SPI, NORA, SUECIA 1977
- T. HANDBOOK OF SURFACE DRILLING AND BLASTING  
TAMROCK  
PRINTED IN FINLAND BY J.F. OLAN OY, TRE 1978
- A. MANUAL ON ROCK BLASTING  
K.H. FRAENKEL  
ATLAS COPCO 1953
- D. MANUAL PARA EL USO DE EXPLOSIVOS  
DU PONT 1973  
C. E. C., S. A.
- B. BLASTER'S HANDBOOK  
DU PONT 1978



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSO: "INTRODUCTORIO DE FORMACION DE RESIDENTES  
DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EXPERIMENTAL"**

**TEMAS: CONTROL DE CALIDAD.  
RESISTENCIA DE MATERIALES.**

**NOVIEMBRE, 1981.**

SECUENCIA PARA LA ELABORACION DEL ANALISIS ESTADISTICO

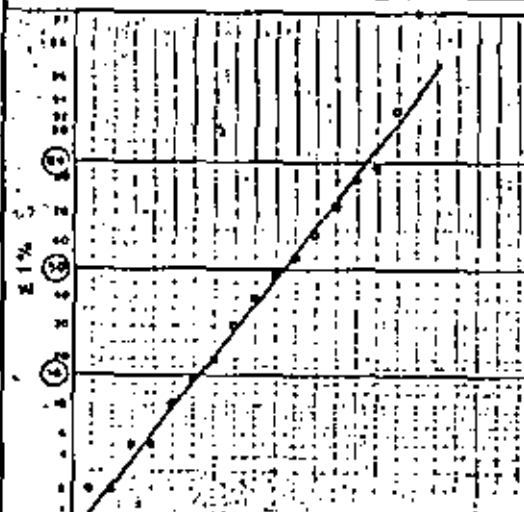
- 1o. Se seleccionará la amplitud conveniente para cada frontera de clase, teniendo en cuenta la cantidad y dispersión de los datos disponibles.
  - 2o. En el diagrama de frecuencia se indicará gráficamente, la cantidad de valores contenidos en cada frontera de clase.
  - 3o. En el renglón No. 1 se anotará la cantidad de valores contenidos en cada frontera de clase (frecuencia).
  - 4o. En el renglón No. 2 se anotará la suma acumulativa de las frecuencias para cada frontera de clase.
  - 5o. En el renglón No. 3 se anotará la suma acumulativa de las frecuencias en por ciento del total de los datos disponibles.
  - 6o. Se graficaran los resultados obtenidos en el renglón No. 3 y se trazará la línea recta que represente el promedio de los puntos obtenidos.
  - 7o. La proyección vertical de los puntos de intersección entre la línea así obtenida con las líneas horizontales que representen los valores de 16, 50 y 84 por ciento indicarán los valores Inferior (I), Medio (M) y Superior (S).
- Los valores de la desviación estándar y coeficiente de variación se obtendrán por medio de las fórmulas anotadas en las gráficas.

NOTA.- En la tabla se anotan las distancias a que deben quedar cada uno de los valores, medidos a partir de la línea media (50 por ciento).

DIRECCION DE PROYECTOS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD  
ANALISIS ESTADISTICO

RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA COMPRESION SIMPLE A 7 DIAS DE EDAD

OBRA: *Edificio 15* FECHA:



$$u(16\%) = -2.229 + 0.011 (100\%)$$

$$r = 0.967$$

M = 138  
131.761

M = 110  
105.00

T = 98  
92.247

DESVIACION ESTANDAR

$$\sigma = \frac{S - I}{2} = \frac{136 - 92}{2} = 22.00$$

COEFICIENTE DE VARIACION

$$V = \frac{100 \sigma}{M} = \frac{22.50}{115} = 19.5\%$$

OBSERVACIONES:

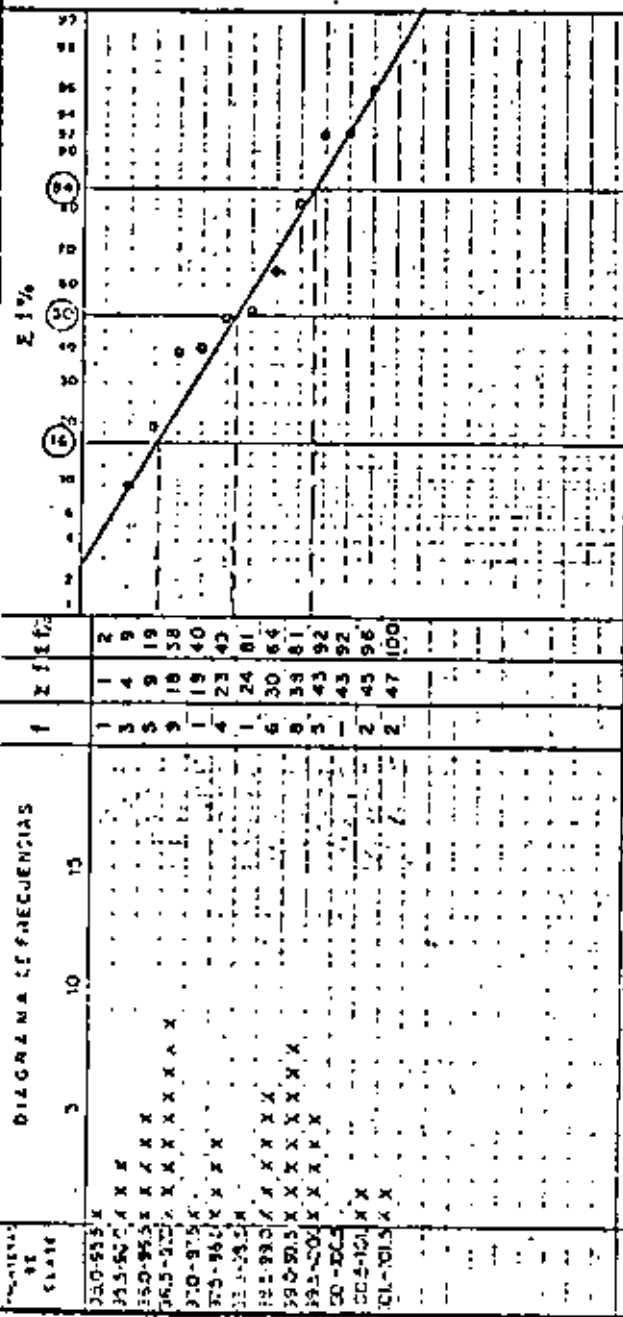
f = 28 días = 180 kg/cm<sup>2</sup>

EL JEFE DE LABORATORIO

**DIRECCION DE PROYECTOS**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL**  
**OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD**  
**ANALISIS ESTADISTICO**  
**POR CIENTO DE COMPACTACION**

**REFLEXIONES SOBRE CONTROL DE CALIDAD**

LIBRA: \_\_\_\_\_ FECHA: \_\_\_\_\_



99.5	3	2	3
95	1	9	2
90	3	19	1
85	5	58	
80	9	40	
75	14	42	
70	21	81	
65	30	64	
60	39	81	
55	47	92	
50	54	96	
45	60	100	
40	67		
35	73		
30	78		
25	83		
20	88		
15	92		
10	96		
5	99		
0	100		

**DESVIACION ESTANDAR**  

$$\sigma = \frac{S-1}{2} = 1.6 \text{ Kg/cm}^2$$

**COEFICIENTE DE VARIACION**  

$$V = \frac{100 \sigma}{M} = 1.64$$

**OBSERVACIONES:**  
 Por ciento de compactación pedida = 95

**EL JEFE DE LABORATORIO**

**INTRODUCCION**

Es muy común entre los ingenieros que se dedican a la construcción de obras civiles, preocuparse de los aspectos relativos a los conceptos de obra para alcanzar la máxima eficiencia en todas las operaciones constructivas y, por ende, el mayor beneficio económico posible.

Esto trae, como consecuencia, un descuido radical en los aspectos técnicos, íntimamente ligados a la concepción, la ejecución y el Control de Calidad de un proyecto.

Cuando se concibe y desarrolla un proyecto de ingeniería, el Proyectista tiene que establecer con toda claridad el Nivel de Calidad que debe asegurar el Constructor de la obra.

El Nivel de Calidad viene siendo el conjunto de características cualitativas y cuantitativas que deben satisfacer los materiales, las instalaciones y componentes de la obra, en los aspectos de resistencia a las cargas por soportar, asentamientos totales y diferenciales, deformaciones, geometría, apariencia, durabilidad, capacidad de carga, etc.

El Nivel de Calidad implica establecer el criterio de aceptación o rechazo, mediante el Valor Medio de la característica a medir y su Desviación Estándar o Coeficiente de Variación (como medidas de dispersión de valores, con respecto al Medio), así como la Probabilidad de Falla en los ensayos (cada ensayo es el promedio de 2 valores, como mínimo, de la característica medida).

Hay características básicas y subordinadas a éstas. Entre las características básicas se tienen, por ejemplo:

- la resistencia a la compresión simple o a la flexión del concreto hidráulico, estimada de probetas convencionales,
- la permeabilidad de un suelo compactado o del concreto (hidráulico o asfáltico), obtenida del coeficiente de permeabilidad medido en parámetros diseñados ex-profeso, y
- la resistencia a la erosión del concreto hidráulico o asfáltico, estimada a partir de una prueba de desgaste convenida.

La humedad y el grado de compactación de un relleno estructural, por ejemplo, son características subordinadas a la capacidad de carga y la deformabilidad, que son las básicas.

## REFLEXIONES SOBRE CONTROL DE CALIDAD

ING. RAUL VICENTE GROSZO SANTOYO, M.I.  
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE CONTROL DE CALIDAD.  
EMPRESA CONTRATISTA NACIONAL,  
S. A. (CECONAL).

- ¿Es necesario fabricar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarlas a la compresión simple a los 28 días de edad?
- ¿Qué ocurre si se rompe la continuidad en la granulometría de un agregado para concreto hidráulico? ¿Qué pasa si la curva granulométrica cae fuera de los límites tradicionales?
- ¿Es correcto controlar la calidad de un revestimiento de concreto hidráulico para un canal, a partir de pruebas de compresión simple a 28 días de edad?
- ¿Es necesario que el revestimiento de un canal sea siempre impermeable?
- ¿Es correcto diseñar y controlar la calidad de un revestimiento asfáltico impermeable para un canal, con base en las especificaciones tradicionales tipo Marshall o similares?
- ¿Es lícito contruir una carpeta asfáltica de alta rigidez sobre una base de apoyo deferrible, en una aeropista?
- ¿Es sinónimo de calidad exigir los "fcmosos" 100% mínimo de compactación, para las capas de suelo en un pavimento?

Así como estas reflexiones hay muchas otras que el ingeniero civil debe tomar en consideración en cualquier etapa de proyecto, construcción y Control de Calidad de una obra.

El Nivel de Calidad deseado lo complementan en la práctica las variaciones permisibles, en más o en menos, con respecto al Valor Medio Requerido de la característica a medir. Por lo tanto el Control de Calidad consiste, precisamente, en verificar que durante el proceso constructivo se va ya asegurando el Nivel de Calidad deseado, especialmente en el producto ya terminado.

El Control de Calidad incluye todas las operaciones inherentes al muestreo, ensayo, inspección y selección de materiales, previamente a la ejecución de la obra, para asegurar que el procedimiento constructivo satisfaga las exigencias de la misma.

Durante la construcción de la obra, el responsable del Control de Calidad, que llamaremos por brevedad: el Laboratorio, ejecutará la inspección, el muestreo y los ensayos necesarios, en todas las etapas, para que se logre el Nivel de Calidad deseado en los diversos conceptos de obra involucrados; además, tiene que suministrar información oportuna a la Residencia de construcción para que, con debido cumplimiento, actúe en plan correctivo; oportuno y eficaz, a fin de evitar defectos en métodos constructivos, en caso de así requerirse, habida cuenta de que el Laboratorio no tiene carácter ejecutivo en la obra, salvo en casos especiales.

De lo anteriormente expuesto, se puede establecer que el Control de Calidad es un sistema integrado de actividades, factores, influencias, procedimientos, equipos y materiales, que afectan al establecimiento y, posteriormente, al logro del Nivel de Calidad estipulado, para que una obra cumpla con su propósito.



## PRIMERA REFLEXION

¿Es necesario fabricar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarlas a la compresión simple a los 28 días de edad?

Conviene analizar primero el proceso de Control de Calidad llevado por el Constructor de una obra en un caso cualquiera.

En la Lámina 1 se presenta un sistema para satisfacer el Nivel de Calidad establecida por el Proyectista, que debe asegurar el Constructor mediante el Control que el Laboratorio le proporciona.

No basta que el Proyectista fije la Resistencia de Proyecto ( $f'_c$ ), que es lo más usual, sino que es necesario fijar, además, la Probabilidad de Falla en los ensayos ( $P_f$ ). Por ejemplo, si  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , es necesario saber si de cada (5) ensayos (teoría elástica) o de cada (10) (teoría plástica), puede fallar (1); o bien, según la importancia del elemento estructural: por ejemplo, en las losas de una banquetta se podría permitir que de cada (3) ensayos fallara (1) ( $P_f = 1/3$ ) o, si se trata de una trabe maestra de gran importancia, podría adoptarse un  $P_f = 1/20$  o  $1/100$ , según lo considere el Proyectista.

Ahora bien, el Constructor de la obra debe asegurar una Resistencia Media Requerida ( $f_{cr}$ ) evidentemente mayor que la de Proyecto ( $f'_c$ ). Con el auxilio del Laboratorio se fijará la Mezcla de Diseño ( $M_d$ ), según el Coeficiente de Variación Total ( $V_t$ ) obtenido durante la construcción, que representa una medida de la dispersión de los resultados.

En la Lámina 2 se observa que, para una Resistencia

de Proyecto dada ( $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ) y una Probabilidad de Falla en los ensayos dada ( $P_f = 1/5$ ), a mayor Coeficiente de Variación ( $V_t = 0.10$  a  $0.20$ ) se necesita una mayor Resistencia Media Requerida ( $f_{cr} = 218$  a  $240 \text{ kg/cm}^2$ ). En otras palabras, mientras menor Control de Calidad haya durante la construcción, mayor será el Coeficiente de Variación Total ( $V_t$ ), según se ilustra en la Lámina 3.

Para facilitar el cálculo de  $f_{cr}$ , en la Lámina 4 se presenta la relación gráfica entre los conceptos anteriormente mencionados. Como ilustración, para  $V_t = 0.15$  y  $P_f = 1/5$ ,  $f_{cr}/f'_c = 1.15$ . Si  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_{cr} = 230 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo tanto:

La Mezcla de Diseño ( $M_d$ ) será dada por el Laboratorio al Constructor para lograr una Resistencia Media Requerida ( $f_{cr}$ ) de  $230 \text{ kg/cm}^2$ .

Una vez que se tiene seleccionada la Mezcla de Diseño ( $M_d$ ), el Laboratorio debe proceder al Control de Calidad por "Etapas" y "Niveles", tal como se ilustra en la Lámina 5 y se explica a continuación:

### a) PREVISION

El primer Nivel de Control corresponde a lo que se llama PREVISION en los ingredientes separados, para su aceptación o rechazo. Esto se logra mediante Cartas de Control, aplicadas a los indicadores o parámetros más relevantes, como los sugeridos en la Lámina 6.

Para el caso de la arena, en las Láminas 7 y 8 se presentan dos ejemplos de Cartas de Control correspondientes al Módulo de Finura y al Contenido de Finas, respectivamente.

En la Lámina 7 se observa que la gráfica de ten

dencias está dentro de la Zona de Aceptación. Cada punto representa, no el valor individual, sino el promedio de los cinco últimos valores consecutivos de los ensayos durante el proceso continuo. En la Lámina 8 se nota que la gráfica de tendencias ha entrado prácticamente a la Zona de Aceptación.

Lo importante de la PREVISION del Laboratorio es triba en tomar las medidas correctivas oportunas, para tratar de mantener el ingrediente dentro de la Zona de Aceptación. En caso de que la gráfica de tendencias entre a la Zona de Corrección, no debe suspenderse el proceso continuo (producción) hasta que entre marcadamente a la Zona de Rechazo.

Para el caso de la grava, en las Láminas 9 y 10 se presentan dos ejemplos de Cartas de Control correspondientes al Módulo de Fibra y al Contenido Indescable de Arena, respectivamente.

En la Lámina 9 se observa que la gráfica de tendencias ha entrado a la Zona de Aceptación. En cambio, en la Lámina 10 hubo interrupciones en el proceso continuo, debido a que la gráfica de tendencias entró a la Zona de Rechazo (muestra 7) y se reinició el cribado, pero dentro de la Zona de Correcciones, hasta que realmente se hizo efectivo a partir de la muestra 27 en que se entró a la Zona de Aceptación.

Se hace notar que los límites de Aceptación, Corrección y Rechazo deben establecerse claramente en el proyecto. De no ser así, deben fijarse de común acuerdo entre el Constructor y el Propietario de la obra, a través de sus respectivos responsables del Control de Calidad.

Para el caso del cementante (Lámina 6), que puede ser cemento solo o mezclada con puzolana, se pueden llevar

Cartas de Control similares a las expuestas y relativas a "indicadores" sensibles, como la Resistencia Compresiva en morteros convencionales, que sirve fundamentalmente para juzgar las variaciones en las propiedades mecánicas que el cementante imparte a la pasta aglutinante.

Para el caso de los aditivos y el agua, se aplican también Cartas de Control similares.

En esta etapa de PREVISION, que corresponde al primer Nivel de Control, deben satisfacerse los criterios de Aceptación. Si no se satisfacen, no puede continuarse al segundo y tercer Nivel de Control en que los ingredientes ya están mezclados.

#### b) ACCION

Tanto el segundo como el tercer Nivel de Control se refieren a la etapa de ACCION, cuando el concreto está terminado.

En el segundo Nivel de Control debe controlarse la consistencia del concreto mediante la prueba de revenimiento (Foto 1), u otra similar.

En cada colado se debe llevar una Carta de Control para tratar de llevar la gráfica de tendencias dentro de la Zona de Aceptación. En la Lámina 11 se presenta una Carta de Control para el caso del revenimiento medido en la forma, en donde se muestran los Valores Medios para treinta ensayos consecutivos y el Coeficiente de Variación Medio correspondiente. Se nota que la gráfica de tendencias está en la Zona de Aceptación y el Coeficiente de Variación Medio tiende a bajar, lo cual refleja una mejora gradual en la homogeneidad del concreto. Estas Cartas de Control se deben llevar tanto en la revalvedora como en la forma, para conocer la pérdida de agua durante el transporte del concreto y hacer los ajustes pertinentes.

teo. El número de pruebas depende de los volúmenes por color y de la distribución aleatoria de las mismas.

El tercer Nivel se refiere a la composición del concreto: es decir, el balance de ingredientes en el concreto ya colocado y vibrado, que se puede conocer mediante la "prueba de inmersión".

A grandes rasgos, la "prueba de inmersión" consiste en lo siguiente:

Se toma una muestra representativa del concreto en la forma (Fotos 2 y 3); se pesa el aire (Foto 4); se vacía el concreto en un recipiente cilíndrico (Foto 5) y se agrega agua para separar los ingredientes (Foto 6). Se agita con una varilla hasta expulsar todo el aire atrapado (Foto 7). Se dejan reposar los ingredientes y se llena de agua el resto del recipiente hasta cubrirlo (Foto 8). Se pesa el concreto sumergido (Foto 9). Se separa la grava por la malla #4 mediante lavado (Foto 10) y se pesa sumergida; se separa la arena por la malla #100 (Foto 11) y se pesa sumergida junto con la grava.

Aplicando el principio de Arquímedes y tomando en cuenta todas las datos obtenidos, más el Contenido de Finos de la arena (pasa la malla #100), es posible conocer la cantidad de grava, arena, cemento y agua que componen la unidad de volumen del concreto. En otras palabras, se puede conocer la composición real del concreto "IN SITU" y compararla con la dosificación de la Mezcla de Diseño ( $M_d$ ).

Aquí es donde la etapa de ACCION juega el papel más importante en el Control de Calidad. Aunque en una planta se está controlando por peso la dosificación de los agregados, durante el transporte, colocación y vibrado puede haber segregación de los mismos y "se presume que el concreto satisface el Nivel de Calidad estipulado".

Si se efectúa la "prueba de inmersión", podemos saber si el concreto ya vibrado en la forma satisface ese Ni

vel de Calidad para que, en caso contrario, se tomen a tiempo las medidas correctivas y se logra que los ingredientes del concreto ocupen el espacio que les corresponde.

La "prueba de inmersión" puede hacerse también con muestras tomadas de la revolvedora, para conocer la eficiencia del mezclado.

En la Lámina 12 se muestran los indicadores que conviene obtener de la "prueba de inmersión" (composición de ingredientes).

En la Lámina 13 se presentan los resultados de una "prueba de inmersión" del concreto tomado en la forma. Se observa que durante el colado se fueron tomando medidas correctivas para lograr el acmado y balance de los ingredientes dentro de la masa de concreto.

Si el concreto en la forma satisfizo la Mezcla de Diseño ( $M_d$ ) y se toman las medidas necesarias para que el concreto tiempo alcance su resistencia con el tiempo, mediante el correcto curado del concreto, ¿es necesario tomar muestras para conocer la resistencia del concreto endurecido?

Al finalizar un colado basta que el responsable del Control de Calidad constate que el trabajo fue exitoso.

Aquí termina la etapa de ACCION, que viene a ser el auténtico Control de Calidad.

Para continuar con los Niveles de Control, que corresponden a los ingredientes mezclados, pero del concreto ya endurecido, es necesario entrar a la etapa de la HISTORIA (Niveles 4 y 5).

### c) HISTORIA

El cuarto Nivel de Control se refiere a la resistencia del concreto a los 48 horas de edad, o menos, por medio del curado acelerado a vapor o el autógono, de probetas tomadas principalmente de la forma, con el fin de conocer anticipadamente la resistencia a 28 días de edad.

En la Lámina 14 se presenta una correlación entre resistencias compresivas a 2 y 28 días. En la Foto 12 se observan probetas para ensayarse a flexión y a compresión simple.

La resistencia obtenida después de un colado viene a ser HISTORIA, que es conveniente para la obra, pero no para decidir si se demuele o no un elemento estructural recién colado.

La terminación de un colado indica que en los diversos "Niveles", las Cartas de Control estuvieron bien aplicadas.

El quinto Nivel de Control se refiere a la resistencia a 28 días de probetas de concreto curadas convencionalmente y tomadas principalmente de la forma.

En las Láminas 15, 16 y 17 se presentan tres Cartas de Control que corresponden, respectivamente, a resistencias compresivas a 28 días y a la flexión (Módulo de Ruptura) a 7 y 28 días.

Para responder a la pregunta de esta Primera Reflexión, podría establecerse lo siguiente:

No es necesario tomar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarse a la compresión simple, ni a los 28 días, ni a edades menores, ya que si el concreto vibra de en la forma tiene la densificación de proyecto, hay una probabilidad muy grande de que se logre la resistencia esperada.

Para finalizar, conviene hacer hincapié en que cada uno de los que participan en el proceso constructivo debe desarrollar sus actividades con la mayor eficiencia posible, como: la correcta ejecución de las pruebas de laboratorio y, principalmente, la observación de los resultados (Foto 12); el vibrado efectivo (Foto 13); la aplicación correcta de la membrana de curado (Foto 14); el ranurado completo y oportuno de las losas de concreto (Foto 15) para el control de las grietas (Foto 16); etc.

### SEGUNDA REFLEXION

¿Qué ocurre si se rompe la continuidad en la granulometría de un agregado para concreto hidráulico? ¿Qué pasa si la curva granulométrica se sale de los límites tradicionales?

Normalmente los Laboratorios rechazan las gravas cuya granulometría esté fuera de los límites especificados, como los de la Lámina 18, "porque solamente deben aceptarse agregados cuya graduación siga una cierta ley de continuidad" aceptada por la costumbre. Sin embargo, es muy conveniente pensar en que la sucesión de tamaños más adecuada para lograr un mejor acomodo entre las partículas del agregado, no es la de la ley parabólica o similar, sino la de los cambios bruscos en tamaños, como se explica a continuación:

Si se tienen tres esferas de radio  $R_1$  sobre un plano horizontal y se trata de formar un tetraedro con una cuarta esfera también de radio  $R_1$ , el espacio comprendido entre las cuatro esferas sólo puede ser llenado con otra de radio menor  $R_2$ , como se ilustra en la Lámina 19. El espacio dejado entre las esferas de radios  $R_1$  y  $R_2$  puede llenarse con una esfera de radio menor  $R_3$ , como se muestra en la Lámina 20. De la misma manera se puede ir obteniendo teóricamente la ley de variación, como la indicada en la Lámina 21.

Los límites recomendables para una granulometría discontinua se sugieren en la Lámina 22.

Es importante hacer notar que el concreto más compacto se logra con el mínimo de arena y de agua. Un concreto compacto tendrá menor agrietamiento y, por consiguiente, será más impermeable y resistente, manteniendo otros factores constantes.

Supóngase que en el tetraedro de la Lámina 19 se coloca una esfera intermedia entre las de radio  $R_1$  y  $R_2$ . ¿Qué pasará? Pues simplemente esa esfera desplazará a las demás. Si se continúan llenando huecos con esferas de graduación continua, siempre se seguirán desacomodando las demás esferas.

Precisamente la granulometría que da la mayor permeabilidad es la continua, como la de las arenas o gravas que en especial se recomienda en los subdrenes o capas filtrantes; es decir, la graduación continua da la máxima permeabilidad.

La graduación discontinua rompe esa continuidad y permite un mejor acomodo entre las partículas del agregado pétreo.

Existen muchas experiencias sobre las ventajas de los concretos con agregados de granulometría discontinua, en relación a los que tienen agregados con graduación continua convencional. Por ejemplo, en la Lámina 23 se puede observar que para una relación agua/cemento y revenimiento dados, la resistencia compresiva a 28 días de edad resulta mayor para un concreto con graduación discontinua que si éste fuera continuo y, además, con un consumo de cemento menor. El incremento en resistencia es de  $270 - 220 = 50 \text{ kg/cm}^2$ , que representa un 23%.

Hay un caso palpable que actualmente se está

presentando en los concretos de los puentes y obras auxiliares del camino Salina Cruz - Pochutla. Para una Resistencia de Proyecto dada ( $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ), con granulometría continua se obtienen consumos de cementos de unos  $390 \text{ kg/m}^3$  y, al provocar una discontinuidad en el agregado grueso (quitando los tamaños menores de  $1/2"$  para usarlos como material de sello), el consumo de cemento se redujo a  $300 \text{ kg/m}^3$ , aproximadamente. Esto representa un ahorro del 21%.

En resumen, si la curva granulométrica "se sale" de las normas tradicionales o son aparentemente defectuosas, es posible lograr mejores concretos, siempre y cuando se diseñen las mezclas adecuadas y se evite la segregación con el empleo de aditivos apropiados.

Es importante hacer notar que los concretos con agregados de graduación discontinua han tenido buena aceptación por parte de las autoridades (SARH y SANOP).

### TERCERA REFLEXION

¿Es correcto controlar la calidad de un revestimiento de concreto hidráulico para un canal, a partir de pruebas de compresión simple a 28 días de edad?

Se tienen evidencias de que en el proyecto de un canal se acostumbra fijar resistencias mínimas, por ejemplo:  $250 \text{ kg/cm}^2$ , y de que el concreto "pasa" todas las pruebas estipuladas en las normas tradicionales, pero a veces también "se pasa" el agua a través del mismo.

En la Foto 17 se observa claramente el efecto de un colado con relación al día otro día. A pesar de que los cilindros de concreto "dieron" la resistencia y el revestimiento "pasó" las pruebas, el agua también lo hizo.

¿No es mejor diseñar el concreto hidráulico con un criterio racional en que se toma en cuenta el Coeficiente de Permeabilidad?

#### CUARTA REFLEXION

¿Es necesario que el revestimiento de un canal sea siempre impermeable?

Desde luego que se pueda diseñar un revestimiento permeable, cuando el nivel freático se encuentra sobre la cubeta, como se observa en la Foto 18.

Hay criterios para definir cuándo es necesario utilizar un revestimiento impermeable y/o su drenaje complementario, como el presentado en la Lámina 24.

Los criterios de Aceptación y Rechazo para el Control de Calidad, deberán estar fundamentados en consideraciones de permeabilidad.

#### QUINTA REFLEXION

¿Es correcto diseñar y controlar la calidad de un revestimiento asfáltico impermeable para un canal con base en las especificaciones tradicionales tipo Marshall o similares?

Es práctica frecuente entre los ingenieros aplicar "a ciegas" las especificaciones convencionales de tipo general a casos particulares. Por ejemplo, las normas para construcción de pavimentos, en especial las de carpeta asfáltica, no deben aplicarse para el caso de un revestimiento de un canal, ya que las finalidades perseguidas son distintas.

En el caso de un revestimiento impermeable de concreto asfáltico, la principal finalidad buscada es la siguiente: "Lograr un revestimiento de concreto asfáltico con el máximo de impermeabilidad, durabilidad, estabilidad en el talud, flexibilidad, resistencia a la erosión y economía".

Las propiedades directrices en el diseño de las mezclas de concreto asfáltico son: la impermeabilidad y la durabilidad, a las cuales se subordinan la flexibilidad, la estabilidad en el talud y la resistencia a la erosión. Su representación esquemática se ilustra en la Lámina 25.

Todo el conjunto de propiedades debe estar "cementado" en una BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGÉNEA; de no ser así, los párrafos que siguen carecen de significado.

La propiedad fundamental es la IMPERMEABILIDAD que se logra con una alta COMPACTIDAD del concreto asfáltico, obtenida con la MANEJABILIDAD adecuada de la mezcla. No basta que el revestimiento sea "impermeable" sino que debe estar suento de "grietas y fisuras", causadas principalmente por la falta de FLEXIBILIDAD o de ESTABILIDAD EN EL TALUD.

La FLEXIBILIDAD del concreto asfáltico está íntimamente ligada a la PLASTICIDAD de la mezcla durante su rodillado; en cambio, la ESTABILIDAD EN EL TALUD depende fundamentalmente de la RIGIDEZ del concreto asfáltico "endurecido". Por lo tanto, la FLEXIBILIDAD y la ESTABILIDAD EN EL TALUD implican dos propiedades respectivamente contrarias: la PLASTICIDAD y la RIGIDEZ, cuyo balance debe definirse en función de la COMPACTIDAD exigida y de la ECONOMÍA limitante.

Íntimamente ligada a la IMPERMEABILIDAD se tiene la RESISTENCIA A LA EROSION, propiedad intrínseca generada por la RIGIDEZ del concreto asfáltico ya "endurecido".

La IMPERMEABILIDAD debe asegurarse sin grietas ni fisuras, durante la "vida económica" asignada al revestimiento asfáltico en los estudios, que tiene consigo otra propiedad fundamental tan importante como la IMPERMEABILIDAD: la "DURABILIDAD". Por consiguiente, la DURABILIDAD que se exija dependerá de las limitaciones impuestas por la ECONOMÍA.

Para establecer los criterios de Aceptación y Rechazo que requiere el Control de Calidad, es necesario satisfacer los siguientes Requisitos Básicos:

Primero.- "Asegurar que las filtraciones sean menores que las económicamente admisibles, con el espesor y el coeficiente de permeabilidad reales esperados de la capa impermeable".

Para relacionar estos conceptos se propone la siguiente expresión:

$$k = R \cdot e \quad (1)$$

donde:  $k$  = coeficiente de permeabilidad de la capa impermeable, en m/día

$e$  = espesor de la capa impermeable, en m

$R$  = pérdida unitaria por infiltración, en m/día  
(Lítros de agua infiltrada/tirante del canal/día)

Para fines de proyecto se pueda asignar a "R" un valor medio de 0.005 m/m/día.

Segunda.- "Evitar la formación de grietas y fisuras en la capa impermeable, a fin de garantizar la impermeabilidad exigida por el Requisito Primero". Esto se logra mediante:

- Una "base de apoyo firme y homogénea" que absorba los movimientos diferenciales del terreno de sustentación.
- Un aumento en la fricción interna del concreto asfáltico que reduzca al mínimo el flujo plástico en el talud: Aumentar al máximo la "estabilidad en el talud".
- Una mezcla suficientemente "plástica y manejable" durante su rodillado, para lograr la "flexibilidad" y la "compacidad" previstas, compatibles con la "rigidez" del concreto asfáltico exigida por la "estabilidad en el talud".

La experiencia ha demostrado que la correcta ejecución de un revestimiento asfáltico impermeable es función directa de la calidad de la base de apoyo, con un sistema eficiente de subdrenaje. La máxima calidad de esta base corresponde a la asfáltica con grava semitriturada.

Tercero.- "Asegurar la adherencia de los agregados con el cemento asfáltico, para que la "impermeabilidad" del concreto asfáltico se mantenga durante la vida económica asignada al revestimiento". Este requisito se refiere a la "durabilidad" del concreto asfáltico.

La Pérdida Unitaria (R) que interviene en la expresión (1) se debe obtener a partir de estanques de prueba, como se muestra en las fotos 19, 20 y 21 tomadas respectivamente en canales revestidos de concreto asfáltico, concreto hidráulico y sin revestimiento.

En la Lámina 26 se muestran algunos resultados obtenidos para el caso de suelos. Es interesante hacer notar

que los revestimientos gruesos de suelo compactado pueden tener Pérdidas Unitarias (R) similares a las del caso de un concreto hidráulico. El revestimiento impermeable de concreto asfáltico tiene mucho menor Pérdida Unitaria (R) que el de concreto hidráulico, debido a la ausencia de juntas o ranuras que, en general, son "pasos" de agua.

Durante el diseño de mezclas asfálticas y el Control de Calidad respectivo, se debe tener especial cuidado en las mediciones del Coeficiente de Permeabilidad (Fotos 20 a 23); estabilidad en el talud (Fotos 24 a 27); flexibilidad (Fotos 28 y 29); adherencia (Fotos 30 y 31); dureza del concreto asfáltico (Foto 32); temperaturas del concreto asfáltico (Foto 33); etc. En la Lámina 27 se sugieren lineamientos generales para el Control de Calidad en el concreto asfáltico.

Respecto a las bases de apoyo, éstas pueden ser de grava-arena (Foto 34); concreto asfáltico poroso o manana de filtro invertida (Fotos 35 y 36), que debe conectarse a los subdrenes de la cubeta (Foto 37) para dar salida al agua que se logra infiltrar. En el caso de vasos artificiales, se debe colocar una serie de capas bajo la capa impermeable, con diferentes grados de permeabilidad (Fotos 38 a 41), diseñadas de concreto asfáltico semi-permeable y de grava.

En el caso del Canal Alimentador del Norte en Mexicali, B. C., se decidió una base de apoyo impermeable (Foto 42) sobre la cual se colocó la verdadera capa impermeable (Foto 43), que se compactó con dos rodillos ligeros (Fotos 44 a 46) hasta lograr el revestimiento con las propiedades previstas de "impermeabilidad", "flexibilidad", etc.

La Carta de Control que se llevó fue similar a la mostrada en la Lámina 28.

Se tienen evidencias del buen comportamiento de

este Canal (Fotos 47 y 48).

## SIXTA REFLEXION

¿Es lícito construir una carpeta asfáltica de alta rigidez sobre una base de apoyo deformable en una aeropiata?

En la Lámina 29 se presentan las propiedades fundamentales de un pavimento flexible para una aeropiata.

La más importante de esas propiedades se refiere a la INDEFORMABILIDAD de la superficie de rodamiento.

Debe recordarse que un piloto prefiere el atraxaje o el despegue en una superficie plana, semejante a una "masa de billar" con una determinada rugosidad.

La DURABILIDAD y la ECONOMIA, están íntimamente ligadas a la "vida" asignada a la obra:

Con el fin de lograr la INDEFORMABILIDAD deseada, la carpeta asfáltica debe diseñarse y construirse para satisfacer simultáneamente las siguientes propiedades básicas:

Primera.- La FLEXIBILIDAD, que implica admitir tensiones sin agrietamientos en el concreto asfáltico que, a su vez, impide la infiltración de aguas superficiales. Se logra dando PLASTICIDAD a la mezcla asfáltica, mediante una reducción en la angulosidad de las partículas (menor porcentaje de triturado) o un aumento en el contenido de cemento asfáltico.

Segunda.- La IMPERMEABILIDAD, que protege las capas subyacentes de las filtraciones del agua superficial.



Se obtiene impartiendo una COMPACTAD adecuada a la mezcla asfáltica. Y,

Tercera.- La ESTABILIDAD, que implica una mayor capacidad para soportar cargas, mediante la RIGIDEZ en el concreto asfáltico proporcionada por un aumento en la angulosidad de las partículas (mayor porcentaje de triturado) o una disminución en el contenido de cemento asfáltico. También se logra con cemento asfáltico más duro, pero va en perjuicio de la DURABILIDAD.

Las propiedades anteriormente esbozadas deben estar "cimentadas" en una BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGÉNEA, en lo que se refiere a la ESTABILIDAD VOLUMÉTRICA por cambios de humedad y a la RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD bajo esfuerzos repetidos.

Ahora bien, cuando un aeropista no tiene una BASE DE APOYO, es imperativo equilibrar simultáneamente la FLEXIBILIDAD, la IMPERMEABILIDAD y la ESTABILIDAD, a fin de lograr una INDEFORMABILIDAD razonablemente aceptable para la operación de los aeroplanos.

Si se construye una carpeta asfáltica con materiales totalmente triturados y se respetan los valores de ESTABILIDAD Marshall estipulados en las normas convencionales, se tendrá un concreto asfáltico con una rigidez grande y, en virtud de que en algunas ocasiones no se tiene la BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGÉNEA, se está propiciando el agrietamiento de esa carpeta, lo cual no es conveniente.

En esos casos, es preferible utilizar una mezcla asfáltica con la suficiente PLASTICIDAD para lograr la FLEXIBILIDAD deseada. Así se tendrá mayor probabilidad de éxito, que si se tuviera la rigidez especificada tradicionalmente.

¿Para qué se exige innecesariamente el doble de estabilidad, con la consiguiente rigidez del concreto asfáltico que acorta su vida útil? ¿No es preferible un concreto asfáltico menos rígido y más duradero?

En el caso de un aeropuerto en operación que no tenga BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGÉNEA, el Nivel de Calidad que conviene estipular para la construcción de una sobrecarpeta de concreto asfáltico, debe satisfacer los siguientes requisitos:

Primero.- Evitar la RIGIDEZ del concreto asfáltico. Se logra limitando los valores superiores de la ESTABILIDAD (Marshall) y excluyendo las partículas trituradas en el agregado pétreo; esto es, utilizar mezclas asfálticas prácticamente sin triturado.

Segundo.- Asegurar la IMPERMEABILIDAD del concreto asfáltico. Se obtiene principalmente con una COMPACTAD relativamente alta; también con mas cemento asfáltico.

Este Nivel de Calidad implica definir y establecer los criterios de Aceptación y Rechazo, es decir: las "Reglas del Juego" propias de la obra.

Los criterios de Aceptación y Rechazo que se propongan deben tener un fundamento sólido y racional, apoyado en las técnicas de la Estadística y en consideraciones de carácter económico y funcional. Aquí cabe esta pregunta: ¿Es correcto "remendar" un traje de mezclilla con "parches" de casimir inglés? o viceversa, v.g.: cuando se trata del "bocho" de una carpeta.

En las fotos 49 o 53 se ilustran los efectos de una carpeta rígida en el Aeropuerto de Durango, reparada ya dos veces, sobre una base de apoyo que no es firme ni homogénea. En

las Fotos 54 y 55 se observa la reparación de un "bache" con un dren "auténticamente ciego". En la foto 56 se aprecia la heterogeneidad del material en las paredes de la excavación.

#### SEPTIMA REFLEXION

¿Es sinónimo de calidad exigir los "famosos" 100% mínimo de compactación, para las capas de suelo en un pavimento?

Cuando un suelo con poca humedad y bajo grado de saturación se compacta demasiado, al saturarse experimentará cambios volumétricos (expansiones) muy importantes, con la consiguiente pérdida de resistencia al esfuerzo cortante. Por eso, en cada caso particular debe estudiarse la interrelación que hay entre la humedad, el grado de saturación y la compactación "iniciales" de un suelo, así como los cambios volumétricos esperados al saturarse, para establecer el criterio de Aceptación y Rechazo compatible con la estabilidad volumétrica y la resistencia al esfuerzo cortante deseadas en el proyecto.

Especificar una compactación "mínima" de 100 ó 95% "a secas", es sumamente peligroso, si no se entiende y conoce el comportamiento probable del suelo al saturarse. Mientras no se disponga de datos, es preferible establecer criterios conservadores. El uso de Cartas de Control permite tomar las medidas correctivas oportunamente, como las mostradas en las Láminas 30 y 31 que fueron sugeridas para los rellenos estructurales del proyecto "La Caridad, Son." (Foto 57).

En la Lámina 30 se observa que la mayor parte de la gráfica de tendencias correspondiente al Grado de Compactación, se mantuvo en la Zona de Aceptación.

En la Lámina 31, en que se ha sugerido como "indicador" sensible de las condiciones de humedad a la Relación de Humedades (Humedad del lugar/Humedad Óptima), se observa que se ha tratado de mantener la gráfica de tendencias dentro de la Zona de Aceptación.

Desde el punto de vista de estabilidad volumétrica, hay manera de decidir cuál es la compactación inicial más conveniente, para obtener el mínimo de cambios volumétricos. Se sugiere el criterio esbozado en las Láminas 32 y 33.

La Lámina 32, correspondiente a un suelo fino arcilloso de Mexicali, B.C., muestra que si se compacta a grados superiores a 95% (Proctor SRH), los cambios volumétricos de humedecimiento y secado aumentan demasiado, para una condición de sobrecarga ligera, como el revestimiento rígido de un canal. Esto traerá como consecuencia el desarrollo de presiones que agrietan las losas.

Muchas veces se ha reparado el daño a base de dar cada vez más compactación, con resultados evidentemente desastrosos. Por ejemplo, si se fija un mínimo de 95 ó 100%, porque así está escrito en las "normas inviolables", y las losas se rompen, de inmediato se le "echa" la culpa al Residente o el Contratista es "muy malo".

¿No sería más práctico recomendar una compactación de  $90 \pm 5\%$  (Proctor SRH), en que los cambios volumétricos son aceptables?, sin perder de vista los aspectos de resistencia al esfuerzo cortante.

Un criterio más ingenieril es fijar un cambio volumétrico máximo admisible, por ejemplo: 3 ó 4%. Aplicando los resultados de la Lámina 33, se puede fijar la Zona de Rechazo, definida como aquella en que la combinación de compac-

dades (C) y humedades (w) proporciona un cambio volumétrico mayor del 4% cuando el suelo se satura.

De lo expresado en el párrafo anterior se puede establecer que, en ese caso, no es conveniente compactar el suelo con una humedad inicial menor de 23%. Podrá recomendarse como criterio de Aceptación una humedad inicial de 25 ± 2%, desde el punto de vista de estabilidad volumétrica. Desde el punto de vista de resistencia al corte, deben procurarse pesos volumétricos altos.

La Lámina 33 corresponde a un caso particular de aplicación de un criterio (Referencia 1) sugerido para estimar los cambios volumétricos de un suelo a partir de las trayectorias de saturación cuando se pasa de una condición inicial (i) a otra final (f), como se ilustra en las Láminas 34 y 35.

La Lámina 34 se refiere a un suelo natural con tendencia a expandirse por saturación, cuando pasa de la condición inicial (i) a la final (f). La Lámina 35, corresponde a otro suelo natural con tendencia a contraerse por saturación, al pasar de (i) a (f).

A partir de los resultados efectuados en tramos de prueba, como los mostrados en la Lámina 36, es posible recomendar la Relación de Humedades (Natural/Optima) más adecuada y el número de pasadas más conveniente, para el equipo de compactación utilizado y el suelo particular compactado. Muchas veces se rompe la estructura del suelo cuando se dan más pasadas de lo recomendado, en lugar de aumentar la compactación. Se hace notar que conviene controlar la humedad inicial de los tramos, antes de que el equipo empiece a compactar, ya que, si la Relación de Humedad no es lo indicado, es inútil tratar de alcanzar el grado de compactación deseado mediante un gran número de pasadas.

En la Lámina 37 se presenta una Carta de Control perteneciente al camino Salina Cruz - Pochotla.

Para finalizar, conviene mencionar que los cambios volumétricos por saturación en los suelos compactados (base y capa subrasante) de la pista del Nuevo Aeropuerto de Villahermosa, Tab., se minimizaron al cambiar la especificación de 100% mínimo a 95% mínimo (Fotos 58 a 62), lo cual fue aceptado por SAHDP. Un buen subdrenaje habría ayudado bastante al respecto.

#### RECOMENDACIONES

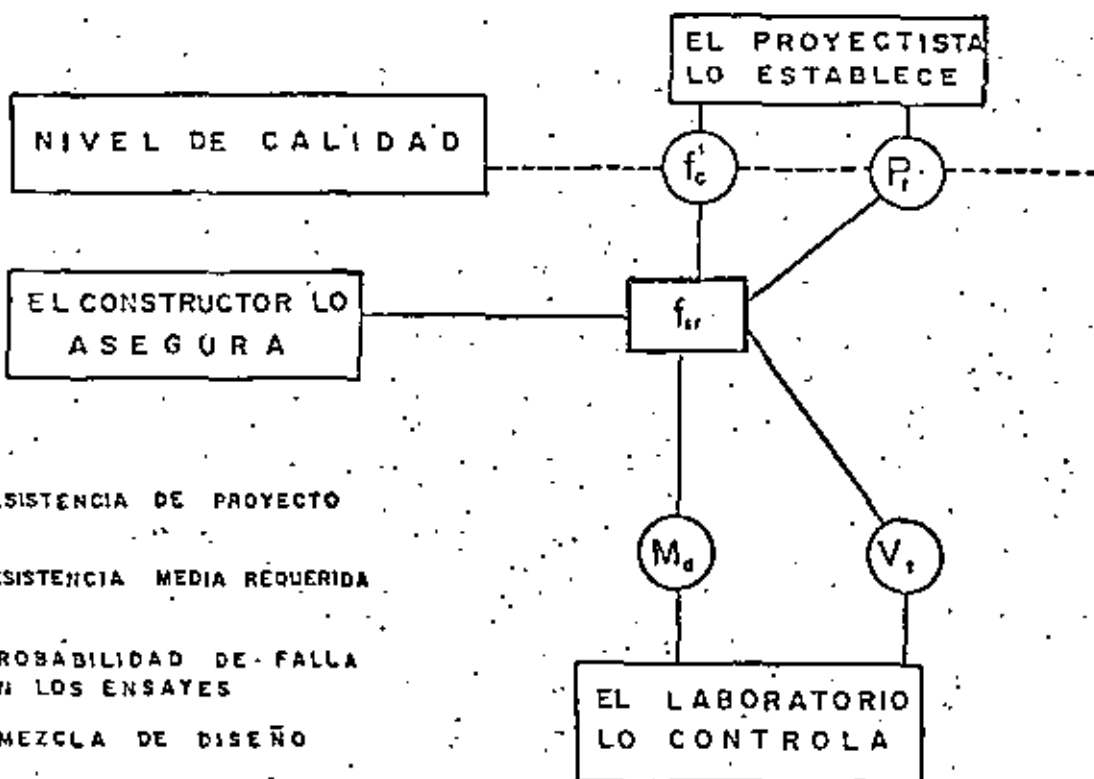
Primera.- Para que el Control de Calidad sea efectivo, es necesario hacer sentir a cada persona que interviene en el proceso constructivo, incluyendo a los sobrestantes, que se requiere su contribución personal para lograr el Nivel de Calidad estipulado, al mínimo costo. En otras palabras, "hacer las cosas bien hechas" al menor costo posible.

Segunda.- Optimizar todas las actividades del proceso constructivo, incluyendo personal y equipo, para lograr el Nivel de Calidad que se pretende, con el afán de superación siempre presente y acorde con la finalidad de la obra.

Tercera.- Antes de iniciar la construcción de una obra, el Proyectista debe estipular el Nivel de Calidad y los criterios de Aceptación y Rechazo correspondientes, propios de esa obra, para que el Laboratorio de Control de Calidad auxilie al Constructor en el logro de ese Nivel de Calidad establecido.

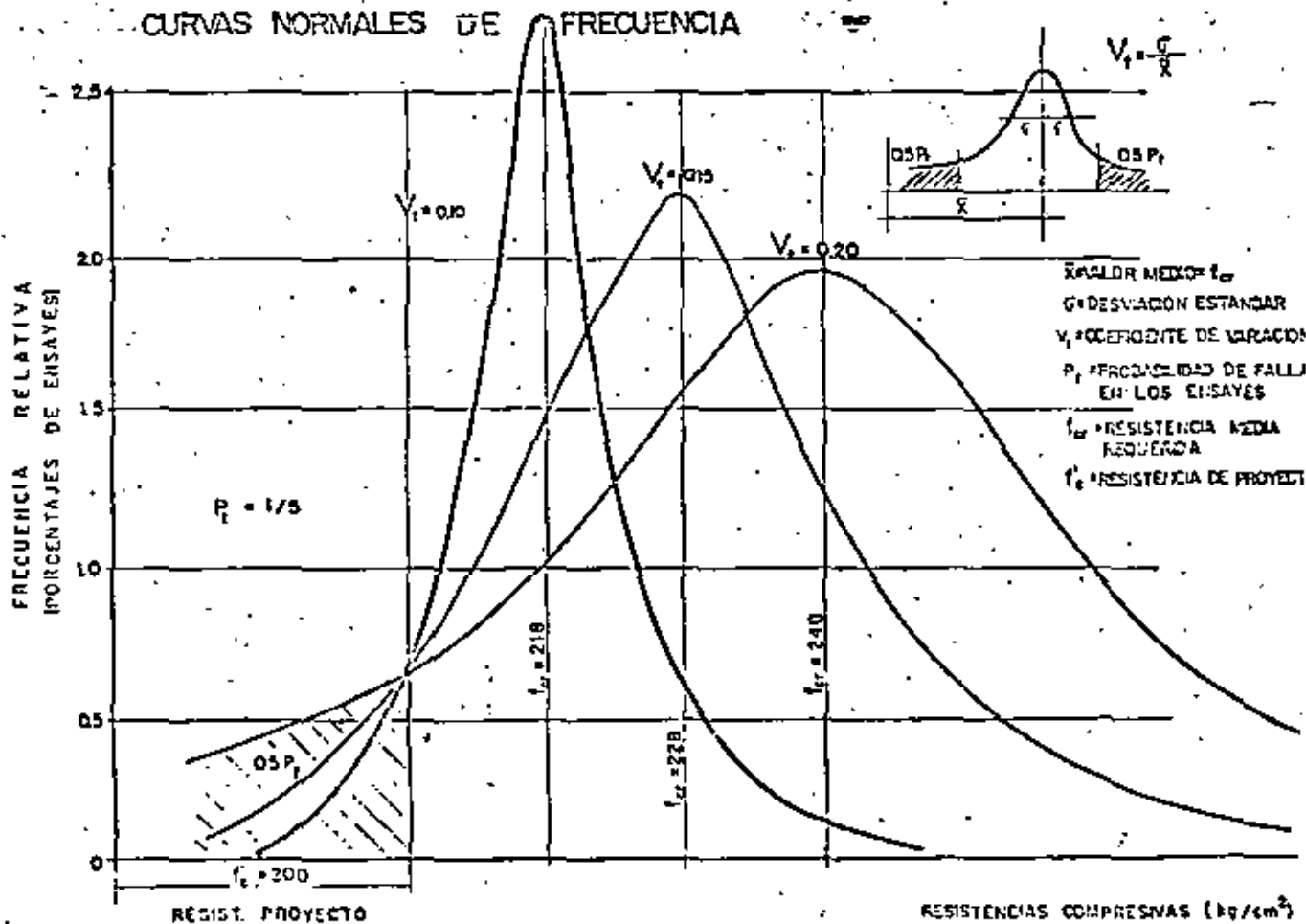
#### REFERENCIA

(1) COCONAL.- "Comentarios sobre Cambios Volumétricos y Relaciones". VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo III. Guanajuato, Gto. Noviembre de 1976.



$f'_c$  = RESISTENCIA DE PROYECTO  
 $f_{cr}$  = RESISTENCIA MEDIA REQUERIDA  
 $P_f$  = PROBABILIDAD DE FALLA EN LOS ENSAYES  
 $M_d$  = MEZCLA DE DISEÑO  
 $V_t$  = COEFICIENTE DE VARIACION TOTAL

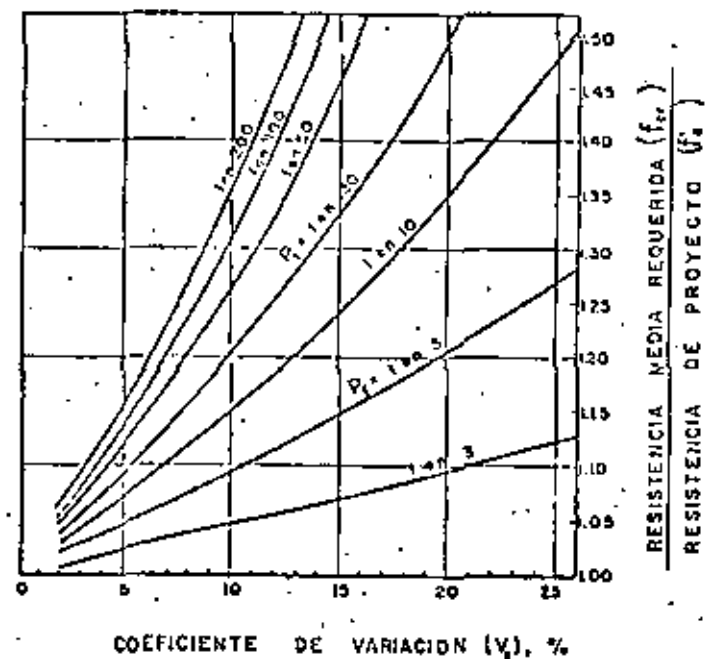
CURVAS NORMALES DE FRECUENCIA



## GRADO DE UNIFORMIDAD DEL CONCRETO

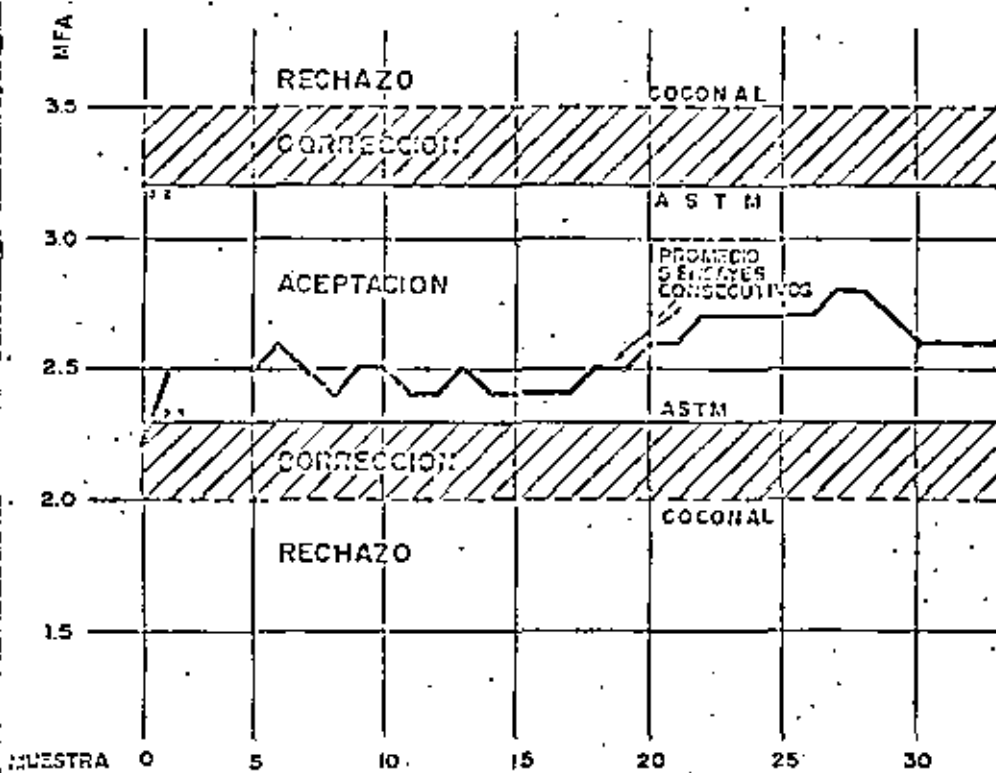
COEFICIENTE DE VARIACION TOTAL ( $V_t$ )	CALIFICACION	CONDICION
0 a 0.05	EXCELENTE	LABORATORIO
0.05 a 0.10	MUY BUENO	<u>PRECISO</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR PESO
0.10 a 0.15	B U E N O	<u>BUEN</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR PESO
0.15 a 0.20	M E D I A N O	<u>ALGUN</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR PESO
0.20 a 0.25	M A L O	<u>ALGUN</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR VOLUMEN
> 0.25	MUY MALO	<u>NINGUN</u> CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR VOLUMEN

## SELECCION DE LA MEZCLA DE DISEÑO

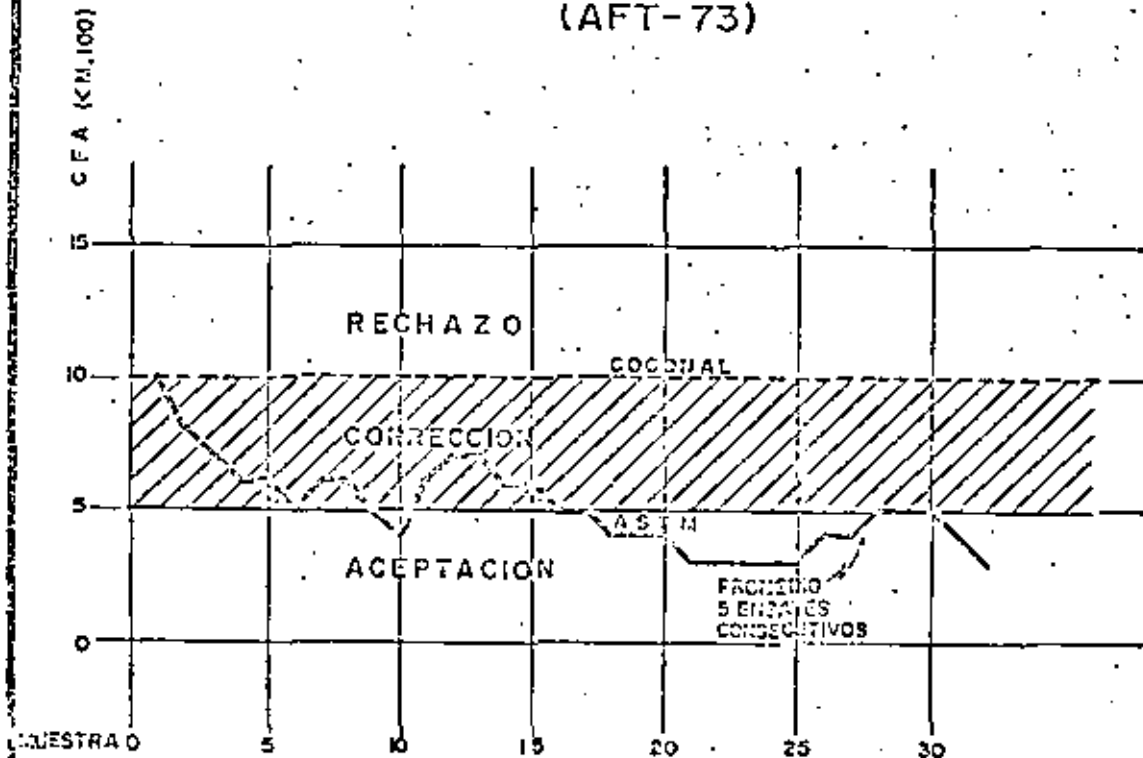
PROBABILIDAD DE FALLA EN LOS ENSAYES ( $P_f$ )



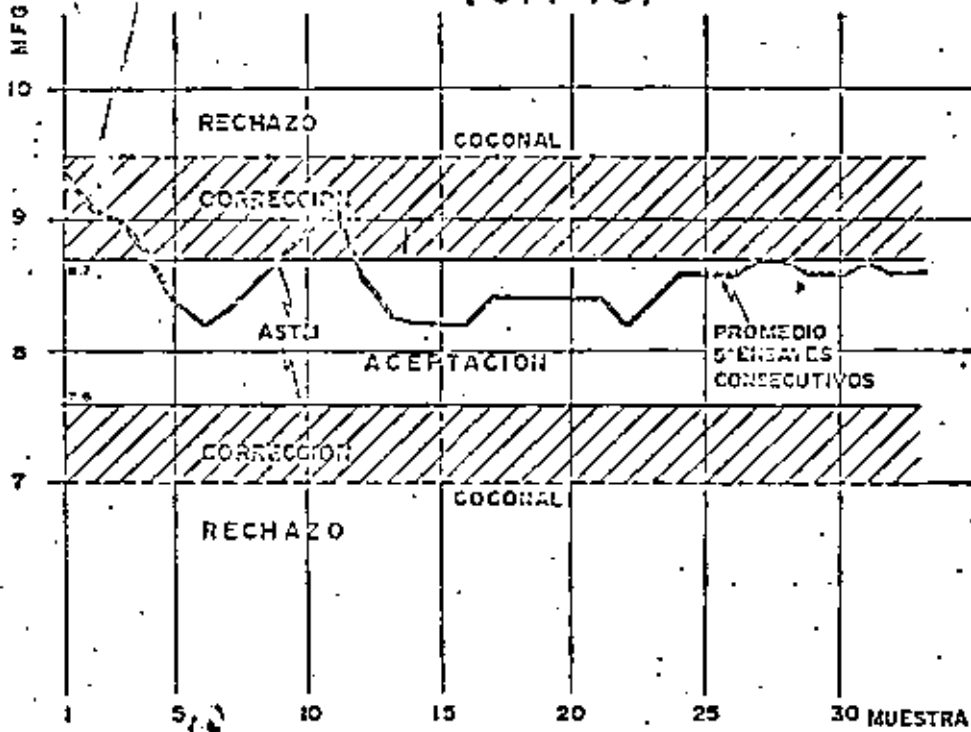
### CARTA DE CONTROL: MODULO DE FINURA DE LA ARENA (AFT-73)



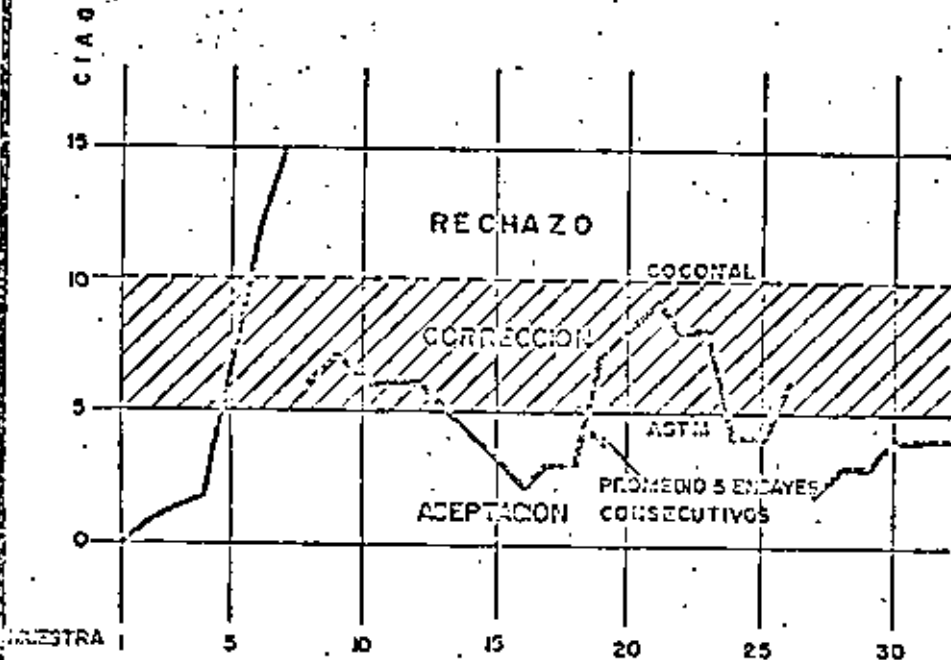
### CARTA DE CONTROL: CONTENIDO DE FINOS EN LA ARENA (AFT-73)



CARTA DE CONTROL:  
 MODULO DE FINURA DE LA GRAVA  
 (CTT-73)

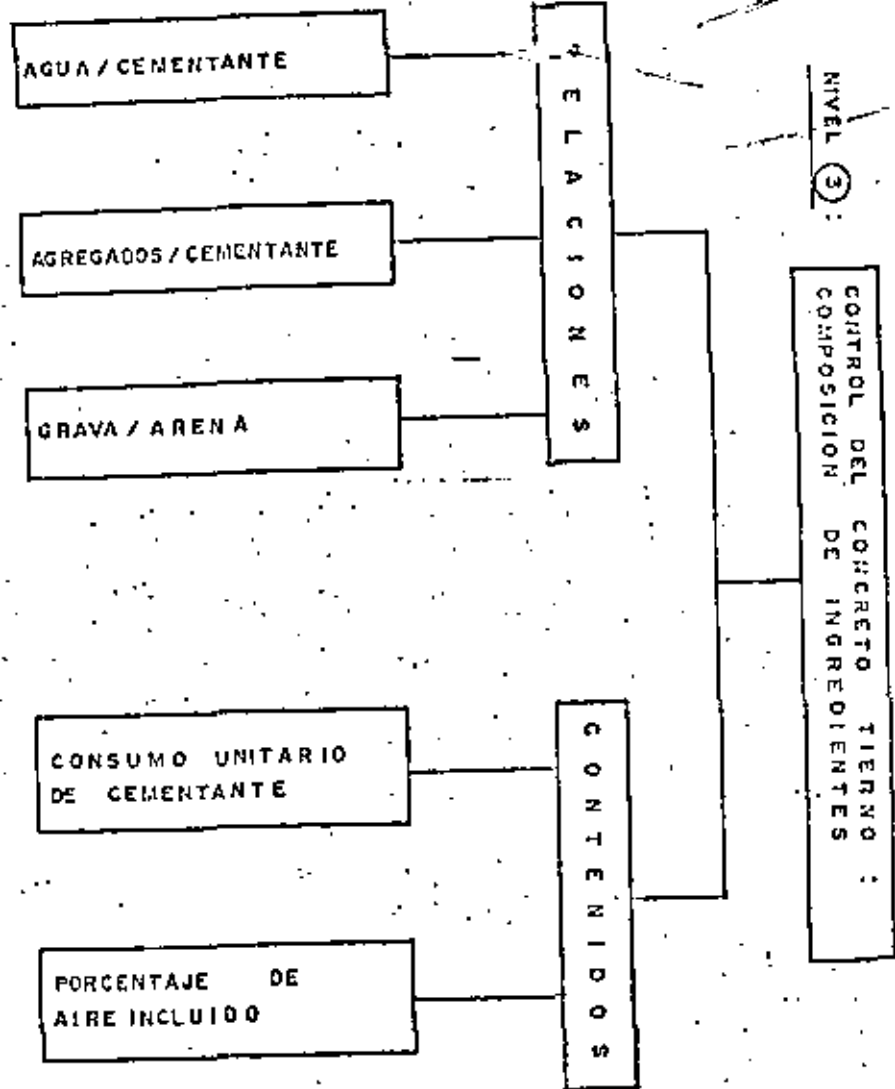
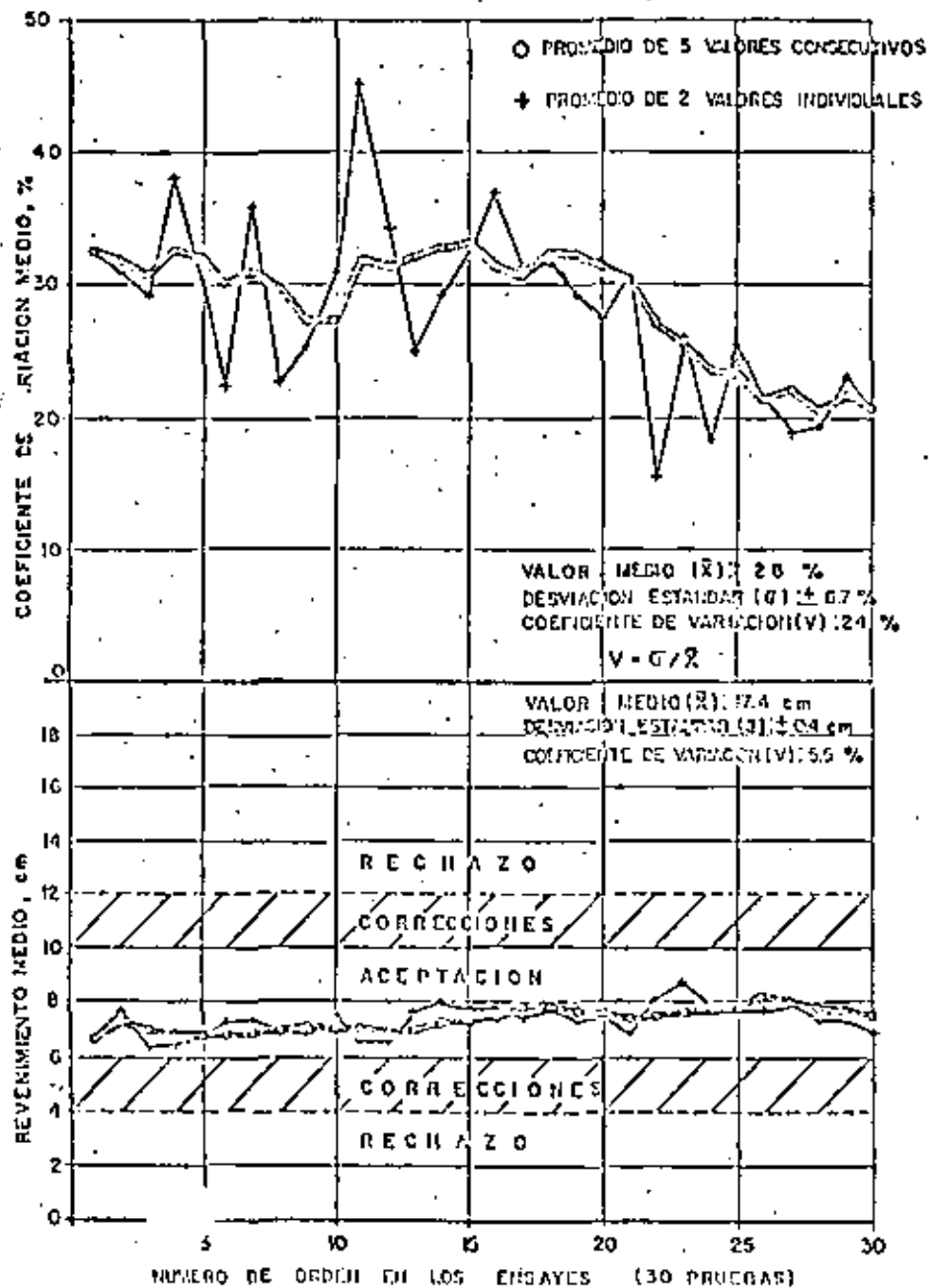


CARTA DE CONTROL:  
 CONTENIDO INDESEABLE DE ARENA  
 EN LA GRAVA (CTT-73)



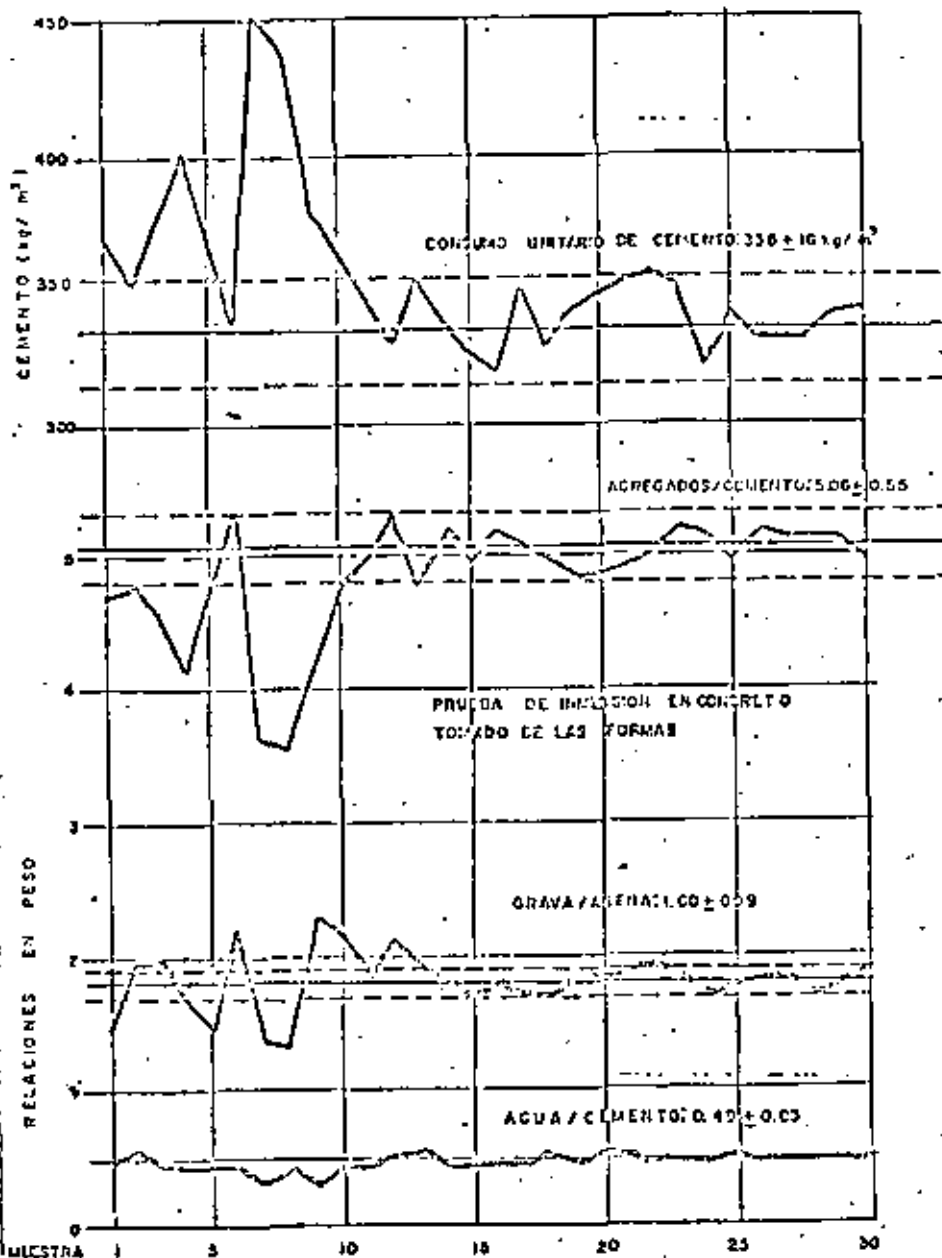


# ANALISIS ESTADISTICO DE REVENIMIENTOS EN LA FORMA



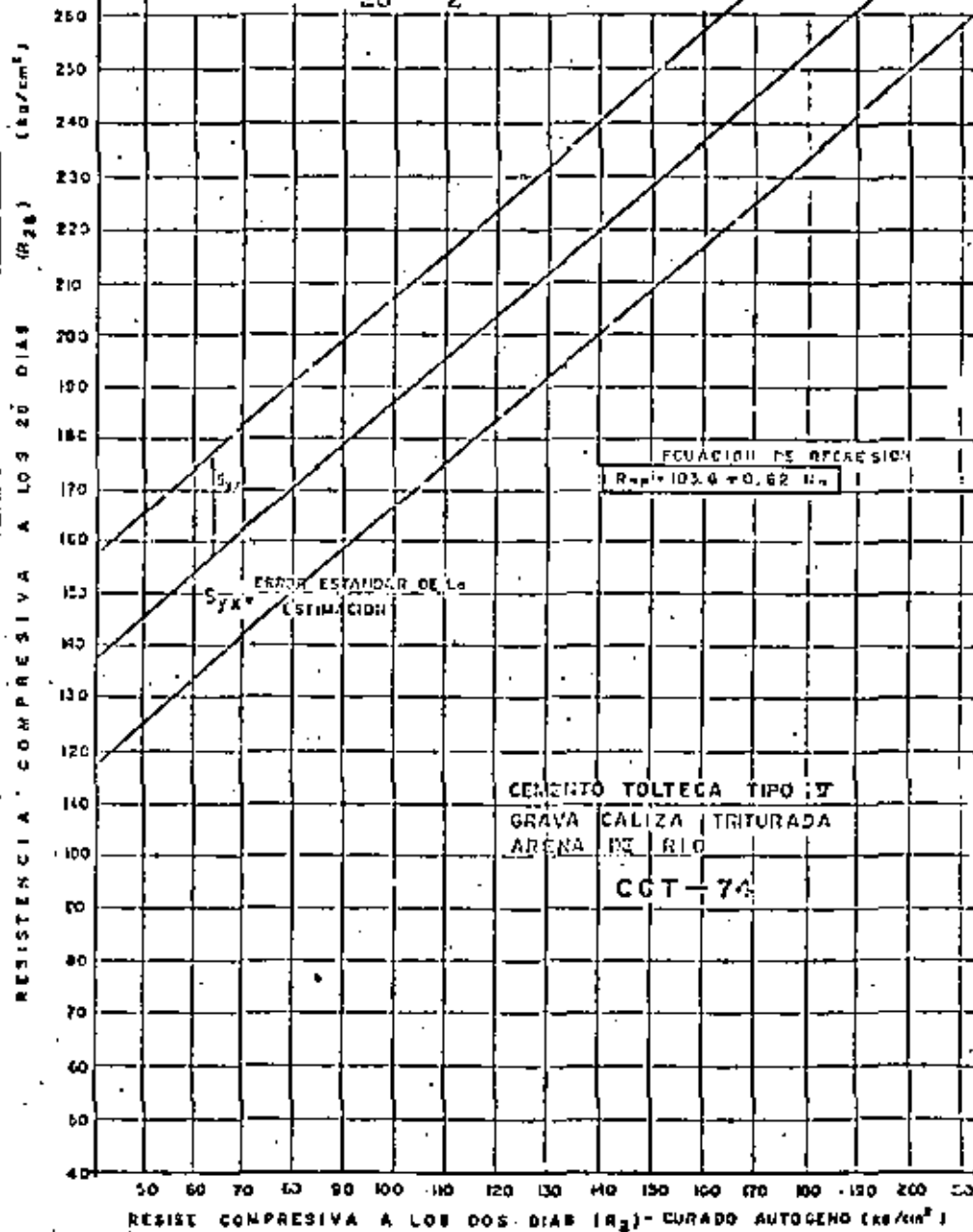
CAL. DE CONTROL:  
COMPOSICION DEL CONCRETO TIENO (CCT-73)

LAMINA 13



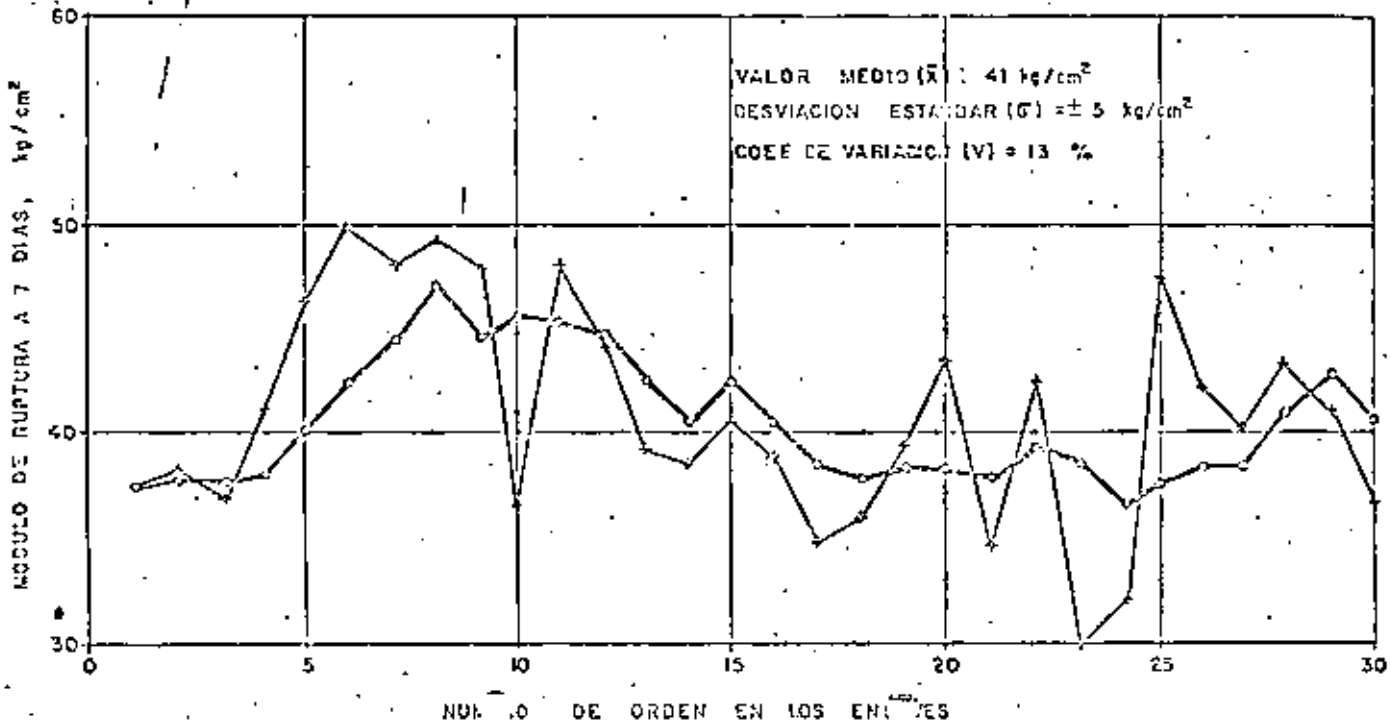
LA CORRELACION ENTRE RESISTENCIAS  
COMPRESIVAS  $R_{28}$  -  $R_2$

LAMINA 14



# CARTA DE CONTROL: RESISTENCIA EN LOSAS

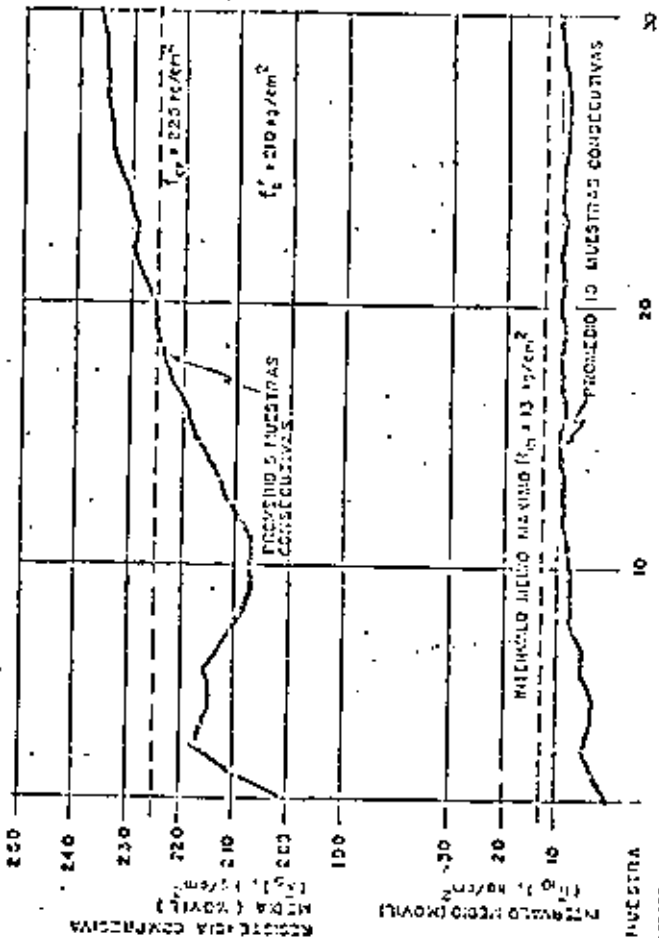
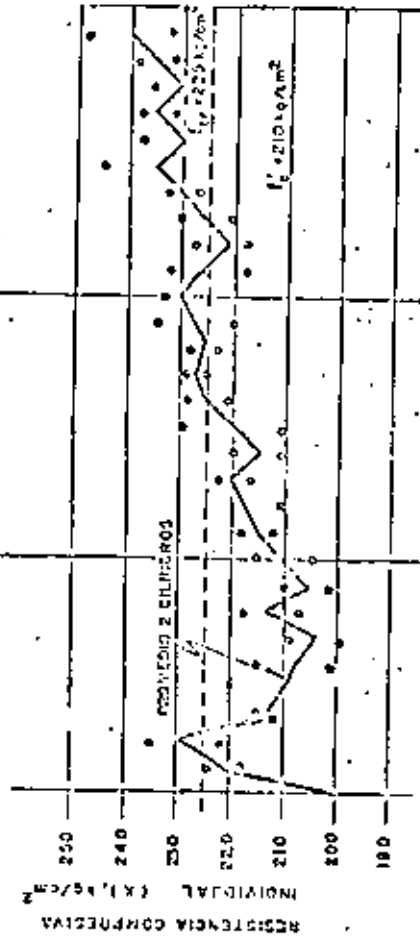
- PROMEDIO DE 5 VALORES CONSECUTIVOS
- + PROMEDIO DE 2 VALORES INDIVIDUALES



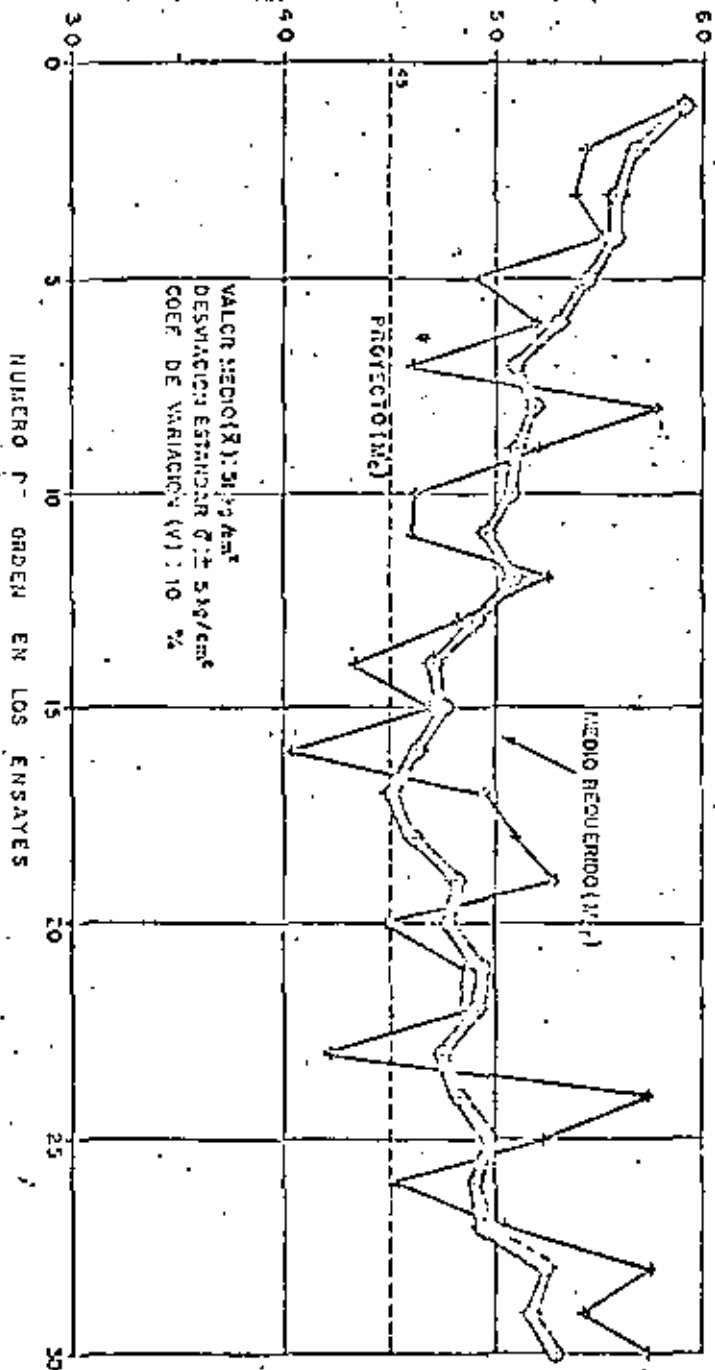
LAMINA

## CARTA DE CONTROL: ANALISIS DE RESISTENCIAS COMPRESIVAS A 28 DIAS

(CCT-73)



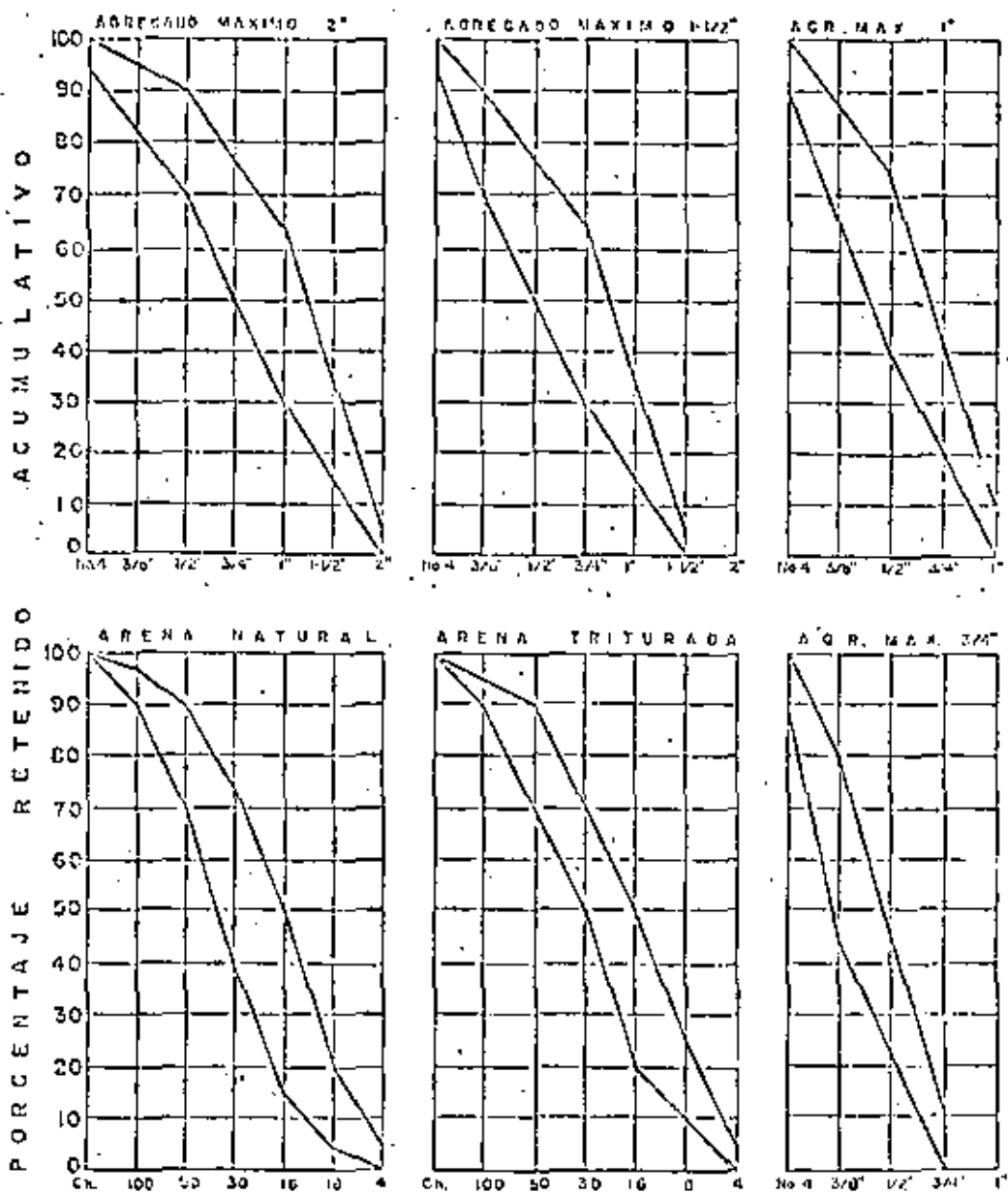
MODULO DE RUPURA A 28 DIAS, kg/cm<sup>2</sup>



Me = 1.11 Mc

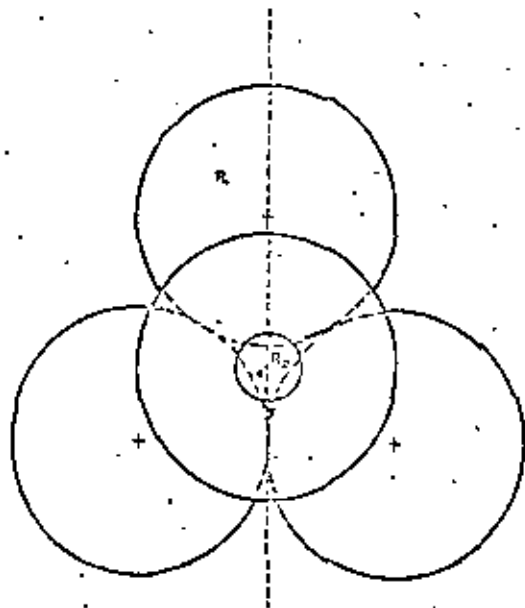
○ PROMEDIO DE 5 VALORES CONSECUTIVOS  
 ✦ PROMEDIO DE 2 VALORES INICIALES

CARTA DE CONTROL : RESISTENCIA EN LOSAS



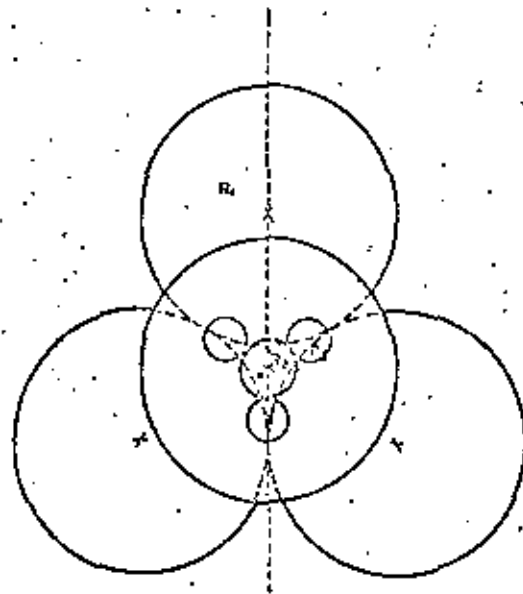
LIMITES GRANULOMETRICOS DE AGREGADOS

PLANTA  $R_1$  y  $R_2$



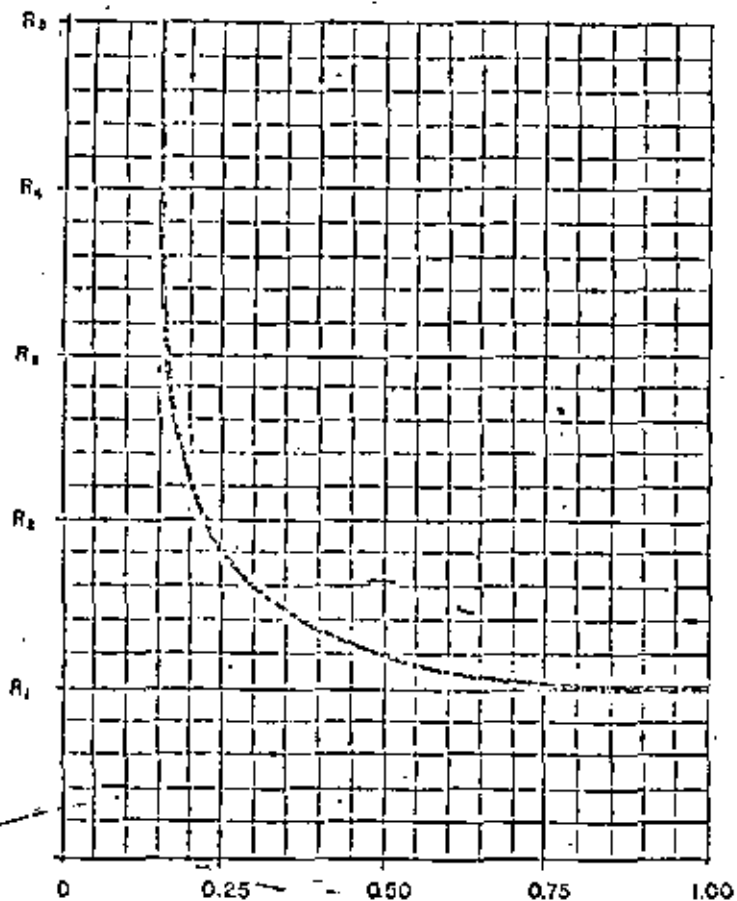
R.A.O.S.

PLANTA  $R_1$ ,  $R_2$  y  $R_3$



R.A.O.S.

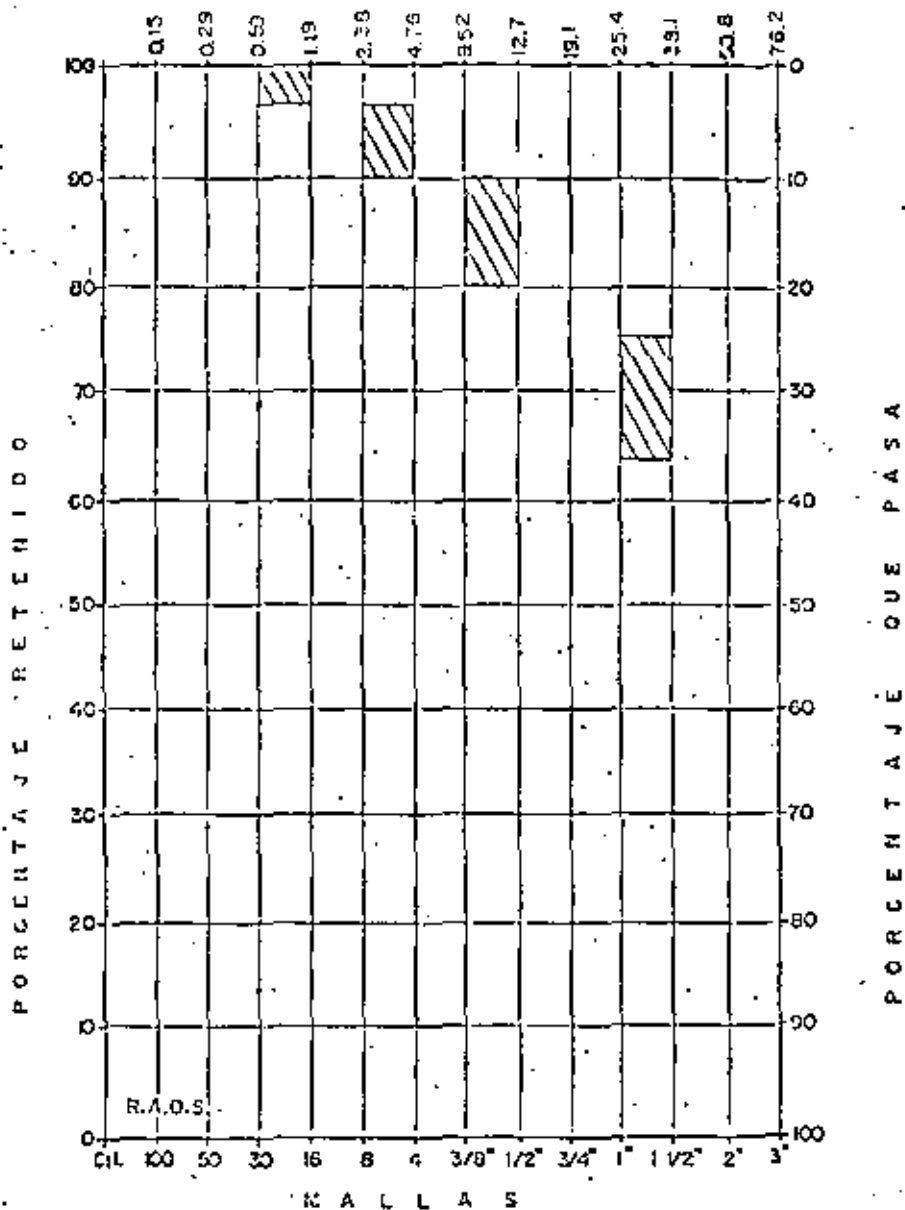
# RELACION ENTRE REDIOS



R.A.O.S.

$R_1 / R_1$   
1 = 1, 2, 3

# ABERTURA, EN MILIMETROS



ZONAS GRANULOMETRICAS RECOMENDABLES  
PARA AGREGADOS CON GRANULOMETRIA  
DISCONTINUA

CRITERIO PARA  
DEFINIR:

SE NECESITA  
CUANDO:

NO SE NECESITA  
CUANDO:

REVESTIMIENTO  
IMPERMEABLE

$$\frac{q_{med}}{k_{med}} > di$$

$$\frac{q_{med}}{k_{med}} < di$$

DRENAJE  
COMPLEMENTARIO

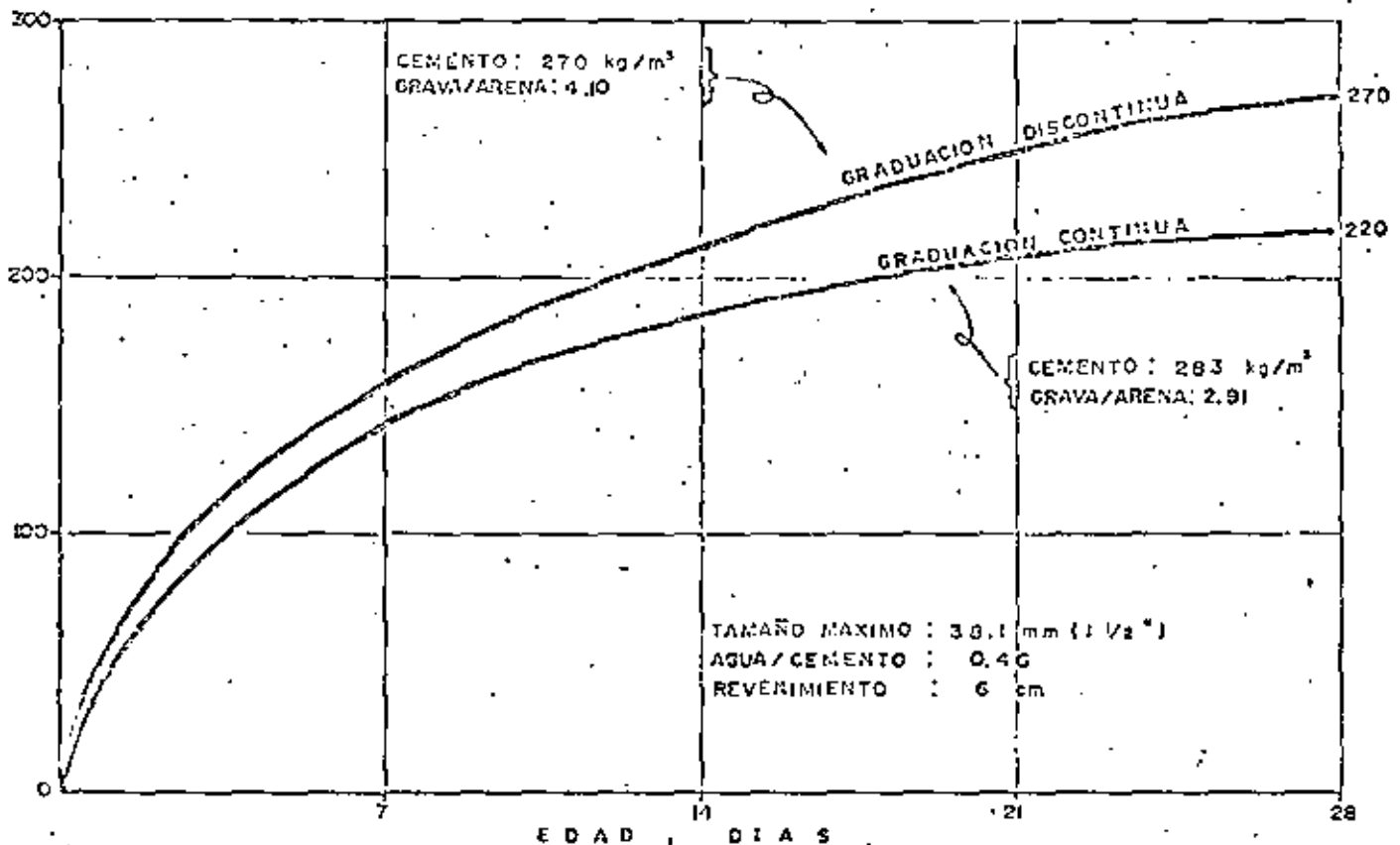
$$\frac{q_{max}}{k_{min}} > di$$

$$\frac{q_{max}}{k_{min}} < di$$

Q = CAUDAL DE FILTRACION  
G = AREA DE FILTRACION  
i = GRADIENTE HIDRAULICO

k = COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD  
DEL TERRENO DE APOYO

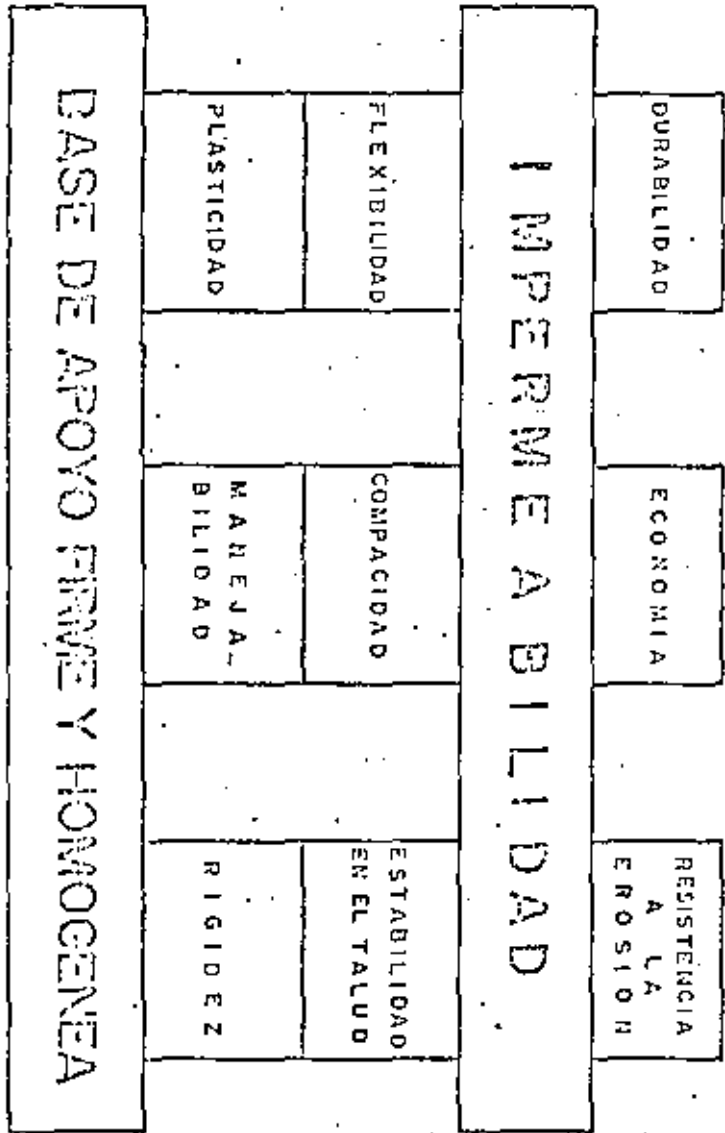
RESISTENCIAS COMPARATIVAS EN CONCRETOS



VALORES DE LA PERDIDA UNITARIA "R" RECOMENDADOS PARA DIFERENTES SUELOS EN EL DISTRITO DE RIEGO RIO COLORADO, B. C.

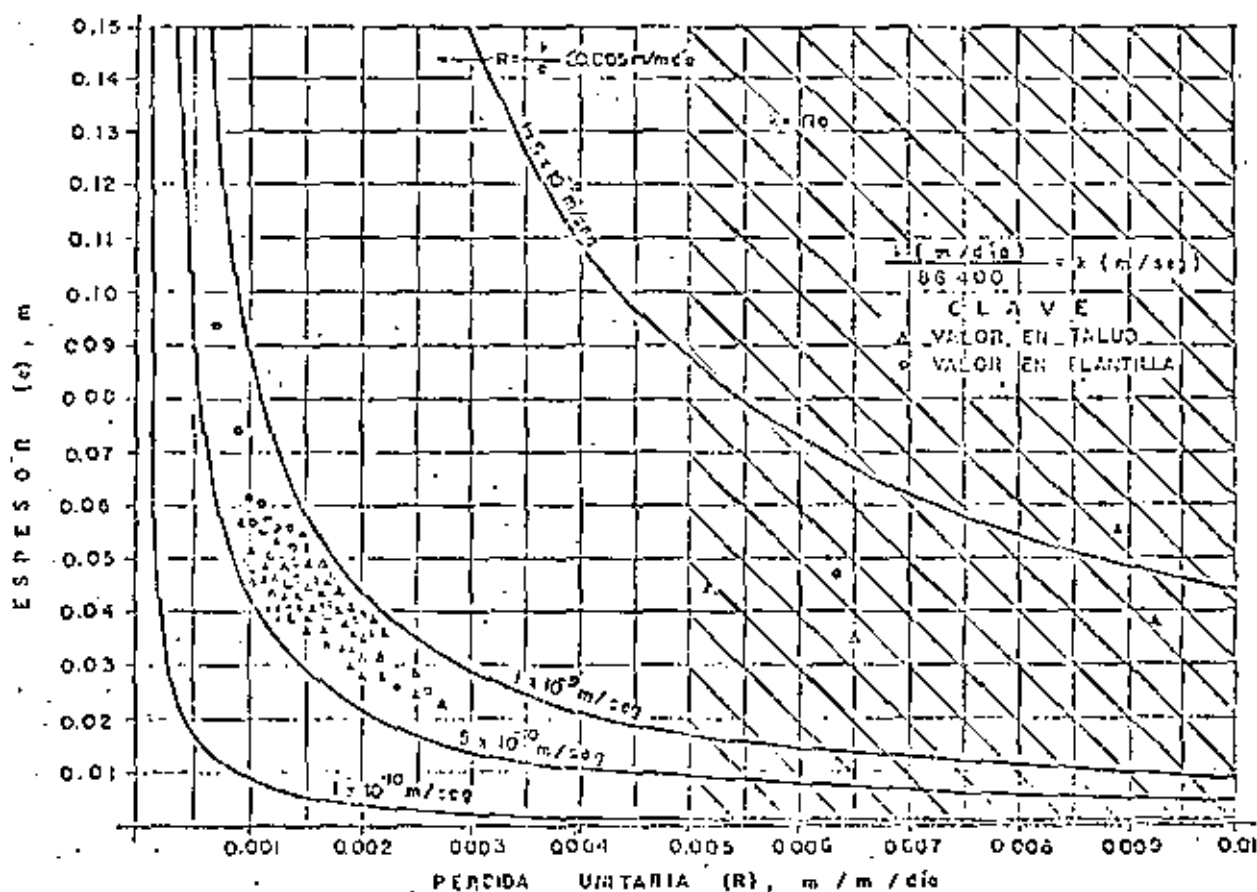
TIPO DE SUELO PREDOMINANTE (CMCS)	PERDIDA UNITARIA "R" (m/m/año)
<u>Suelos muy impermeables</u> - Arcillas de alta plasticidad, de consistencia firme a dura (CH) - Arcillas compactas de baja plasticidad, de consistencia firme a dura (CL)	0.002 a 0.05
<u>Suelos impermeables</u> - Arcillas de poca a baja plasticidad, de consistencia blanda a firme (CL) - Lías arcillosas de baja compactibilidad, semi-compactas a muy compactas (ML)	0.05 a 0.10
<u>Suelos casi-impermeables</u> - Lías arcillosas con intercalaciones de arenas limpias, de sueltas a compactas (ML)	0.10 a 0.20
<u>Suelos permeables</u> - Arcas arcillosas, de sueltas a semi-compactas (SC) - Arcas limpias con intercalaciones de lías arcillosas, de sueltas a compactas (SM)	0.20 a 0.50
<u>Suelos muy permeables</u> - Arcas arenosas, de muy sueltas a semi-compactas (SM) - Arcas limpias mal graduadas (SP)	0.50 a 0.60

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL REVESTIMIENTO IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO





## CARTA DE CONTROL: CAPA IMPERMEABLE



## CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

a) Fabricación

El control se hará esencialmente para asegurar:

- La calidad de los materiales
- La adherencia del cemento Portland con las agregadas
- El tiempo de mezclado y la temperatura de la mezcla
- La composición de las mezclas:
  - 1) Integridad de los ingredientes antes del mezclado
  - 2) Ensayos de compactación
  - 3) Ensayos de retracción (retarax)
- La estabilidad de la talud (y la flexibilidad)

Los probetas destinadas a los ensayos de flexión (y flexibilidad) se harán con las muestras obtenidas en la planta y en condiciones similares a las de la obra (presión de rodillo y compactación).

b) Supervisión de la colocación

Durante la ejecución de la obra se deberá dar su mayor importancia a la supervisión permanente en los siguientes puntos:

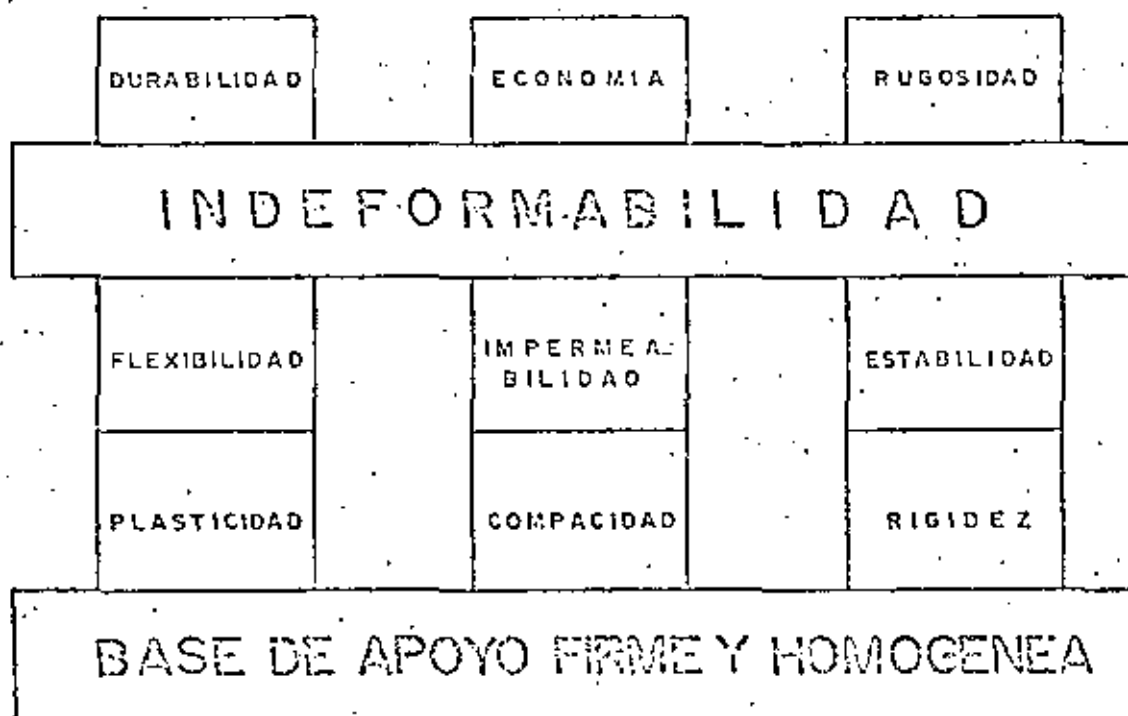
- Condiciones del terreno de apoyo
- Temperatura de la mezcla en los camiones, después del tendido y antes del rodillado (tanto en la parte continua como en las juntas)
- Control de espesor de la mezcla suelta
- Partición de las juntas (traslapo entre ellas)
- Velocidad del tendido y rodillado
- Tratamiento de las juntas
- Control en la colocación de los colectores de drenaje.

c) Control de la ejecución

Sobre las "corrosiones" extraídas de la capa impermeable endurecida, se procederá a los siguientes análisis:

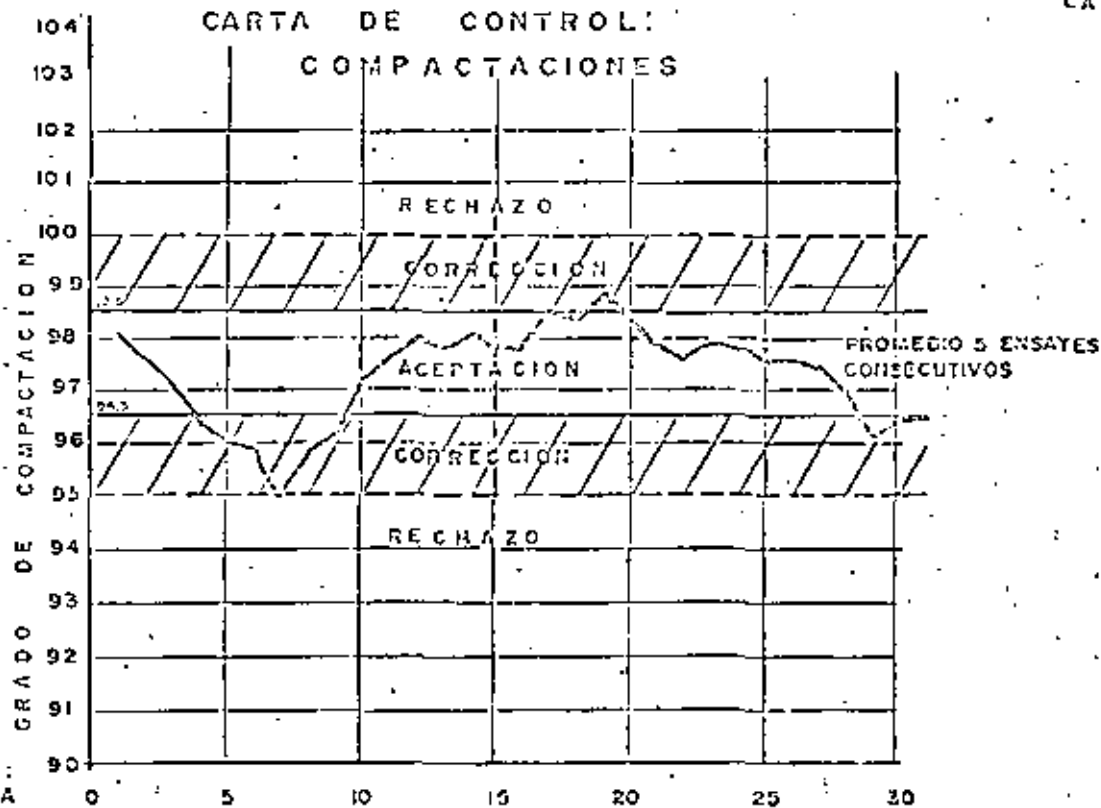
- Espesor
- Permeabilidad
- Capacidad

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL PAVIMENTO FLEXIBLE PARA UNA AEROPISTA

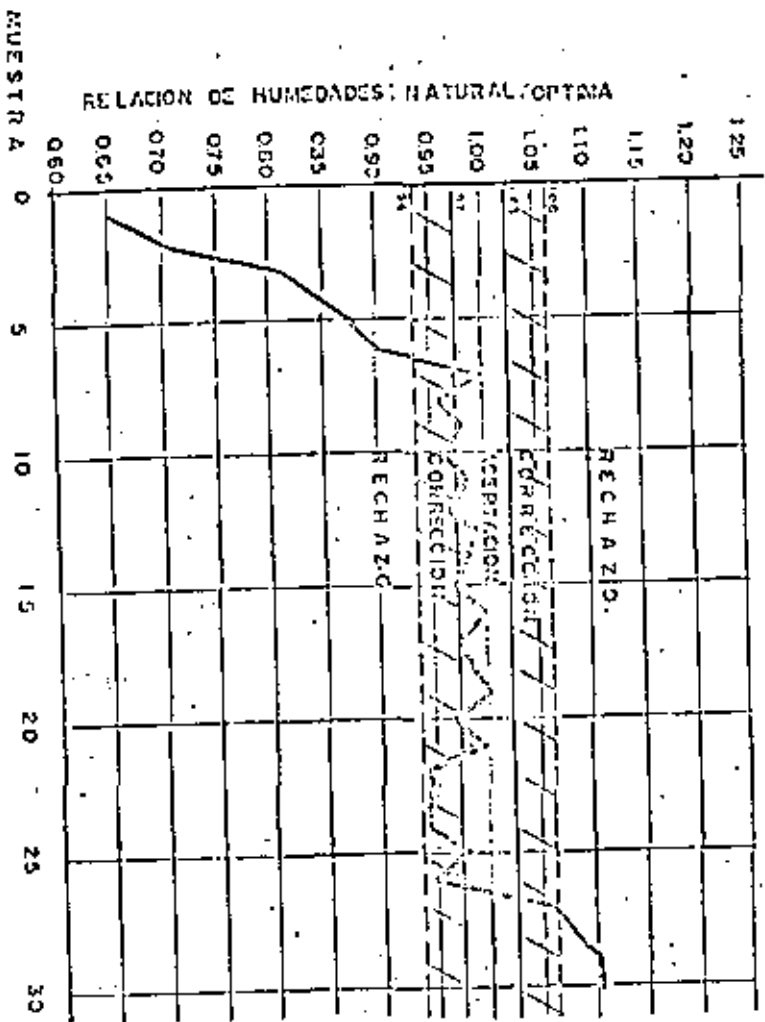


ESTABILIDAD VOLUMETRICA POR CAMBIOS DE HUMEDAD, SUBDRENAJE  
RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD BAJO ESFUERZOS REPETIDOS

CARTA DE CONTROL:  
COMPACTACIONES



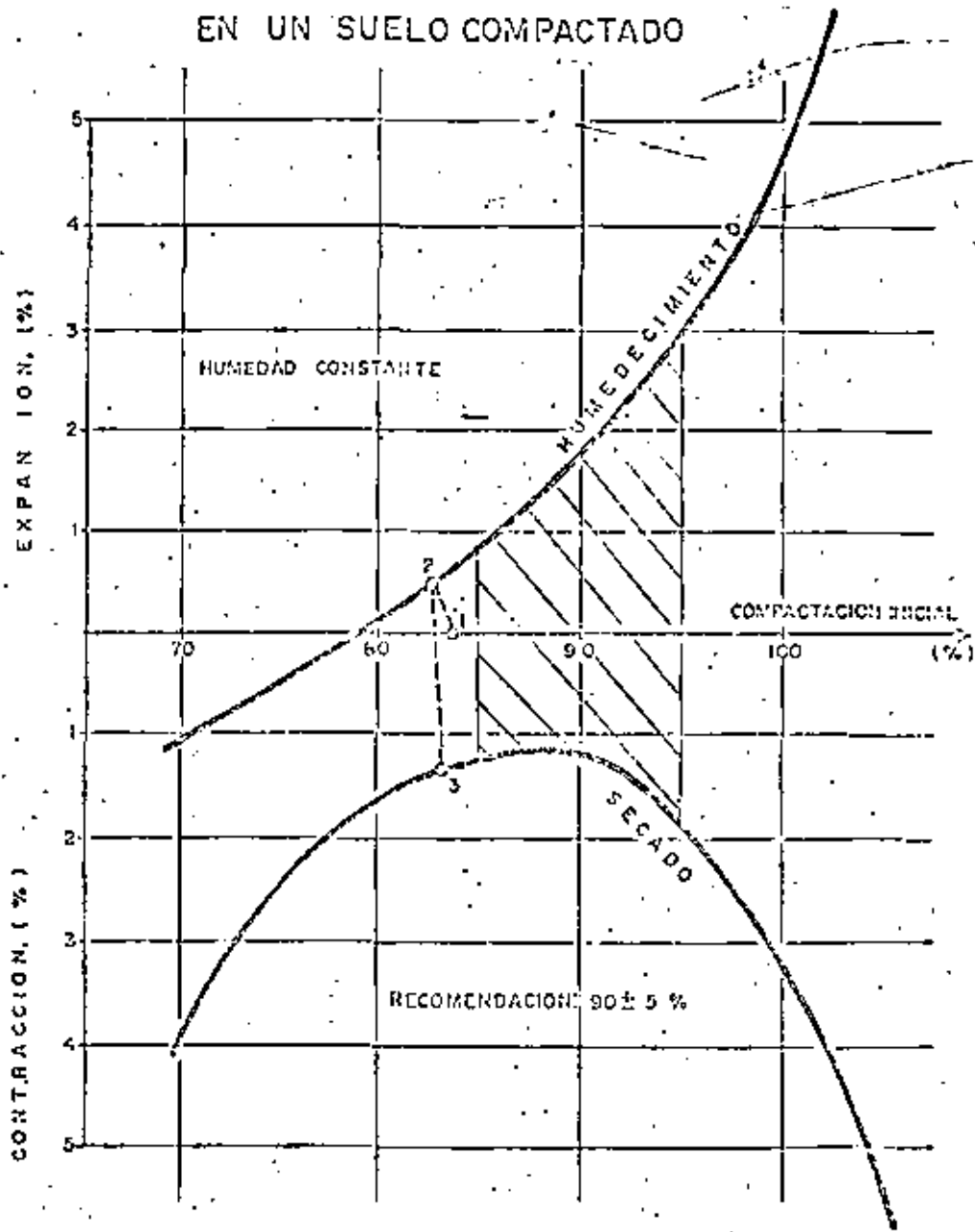
MUESTRA

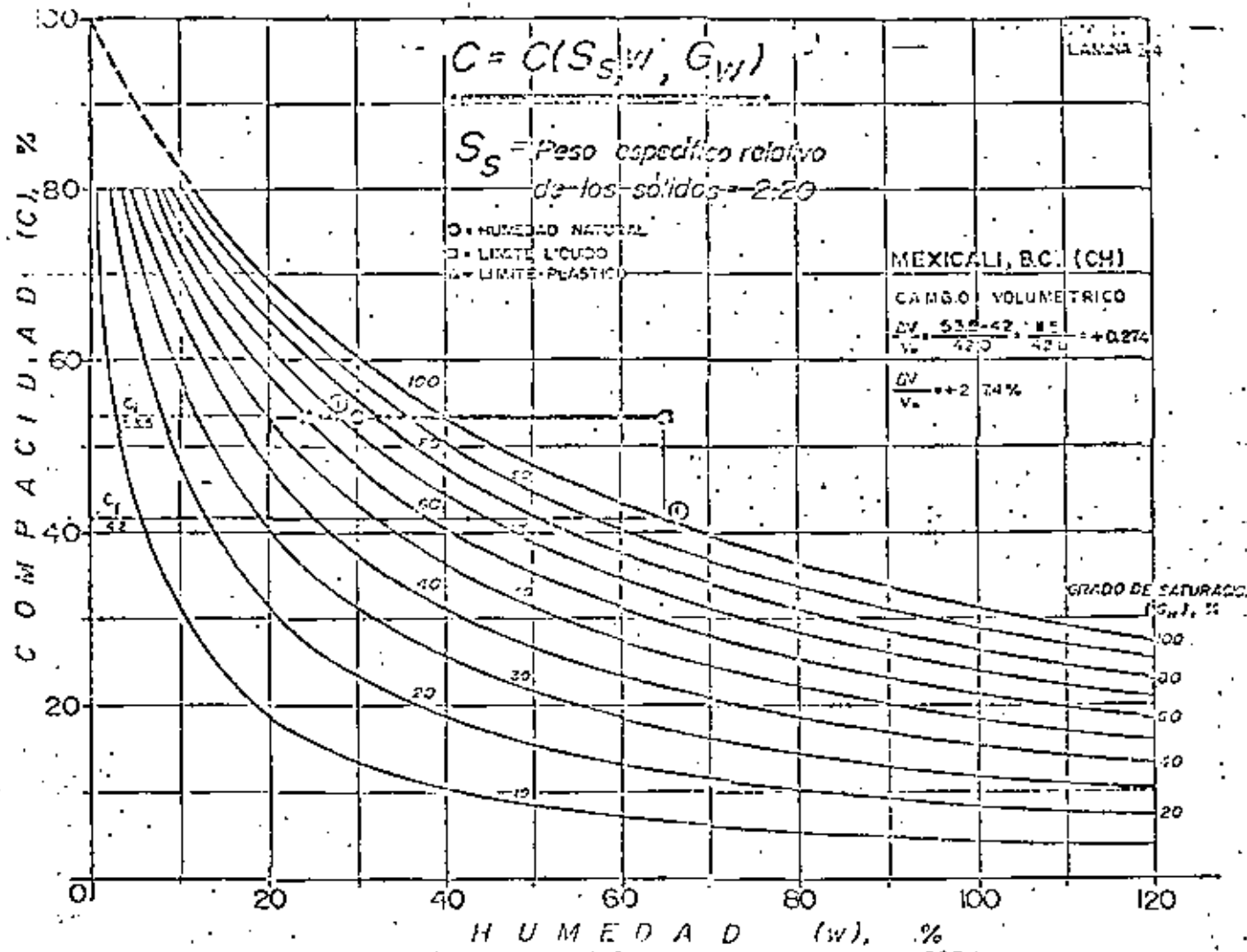


CARTA DE CONTROL: HUMEDADES

LAMINA 31

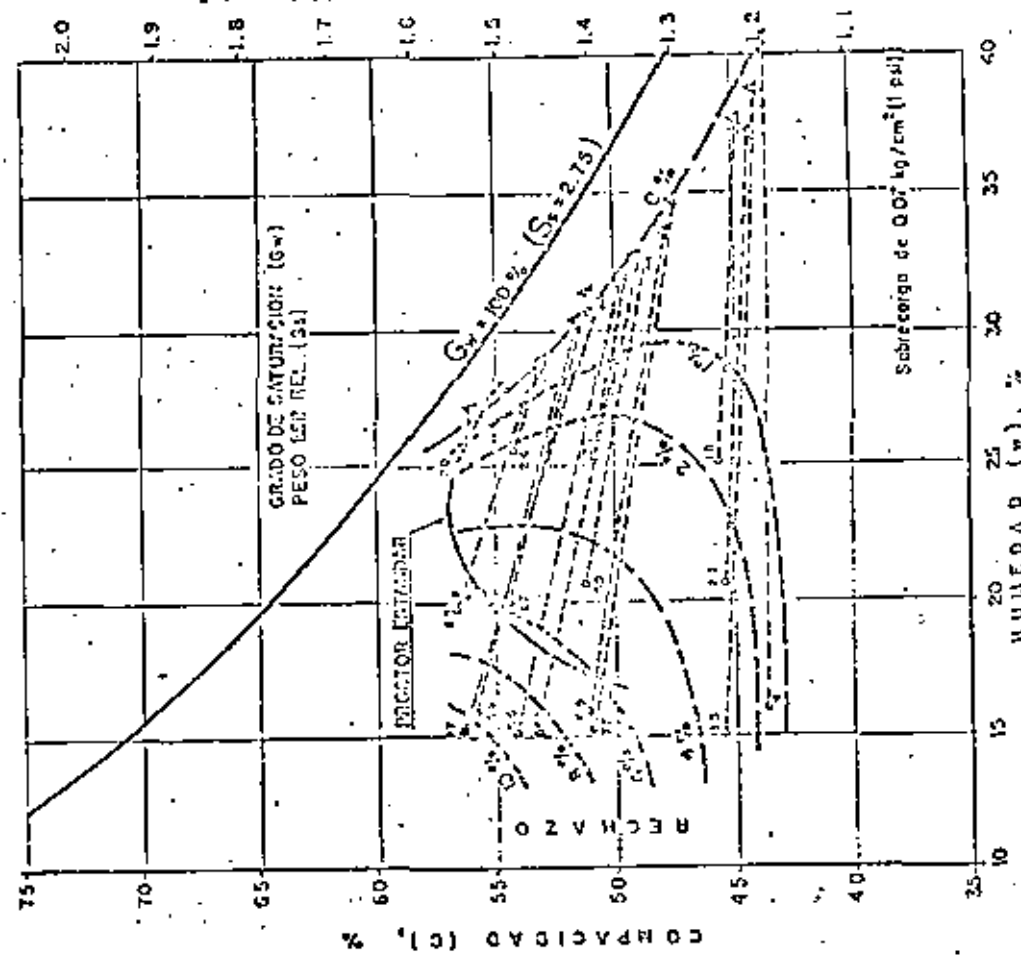
CAMBIOS VOLUMETRICOS EN UN SUELO COMPACTADO

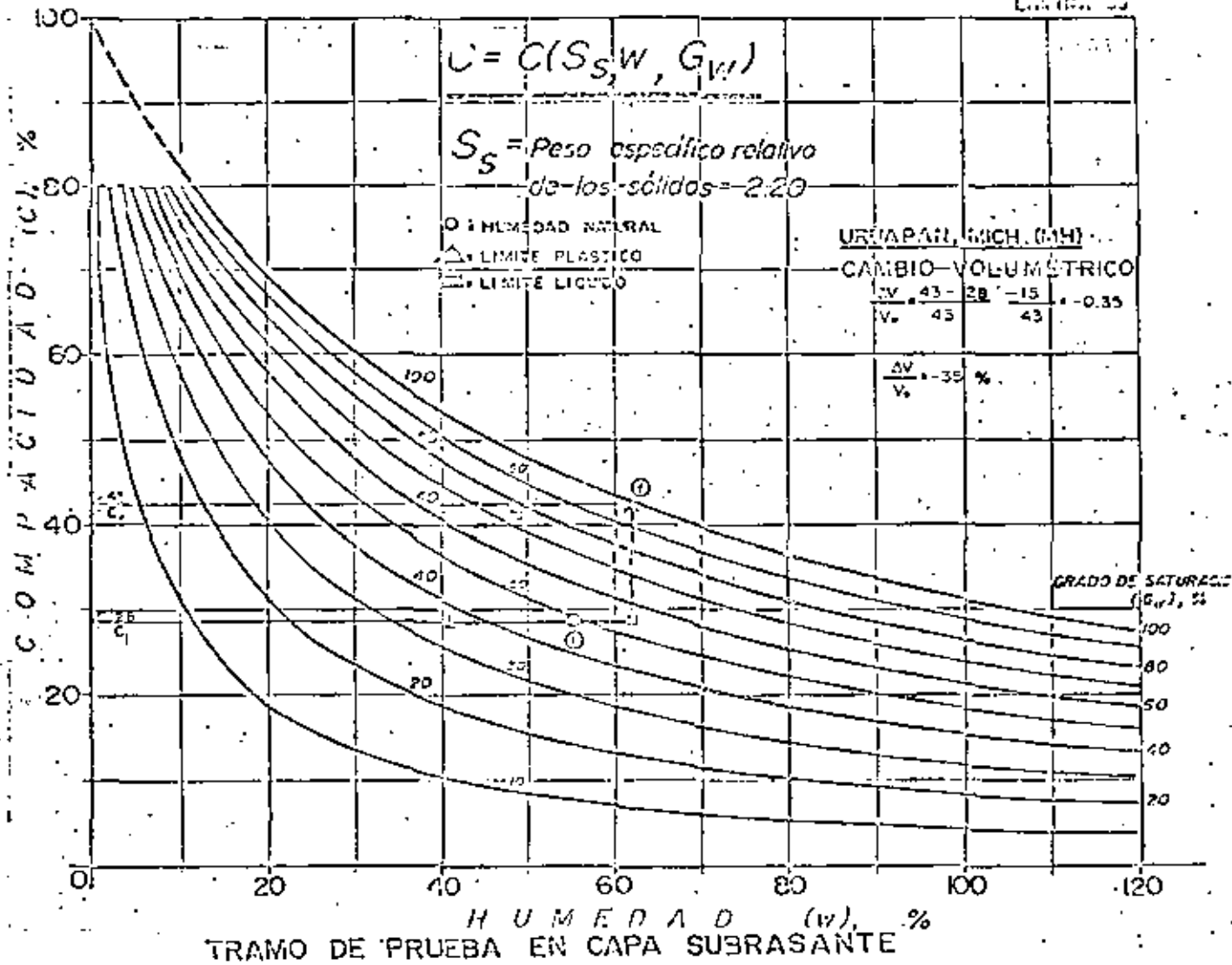




CAMBIOS VOLUMÉTRICOS EN UN SUELO COMPACTADO

- ...Condición Inicial
- △...Condición Final
- Cambio volumétrico ( $\Delta V/V_0$ ), %



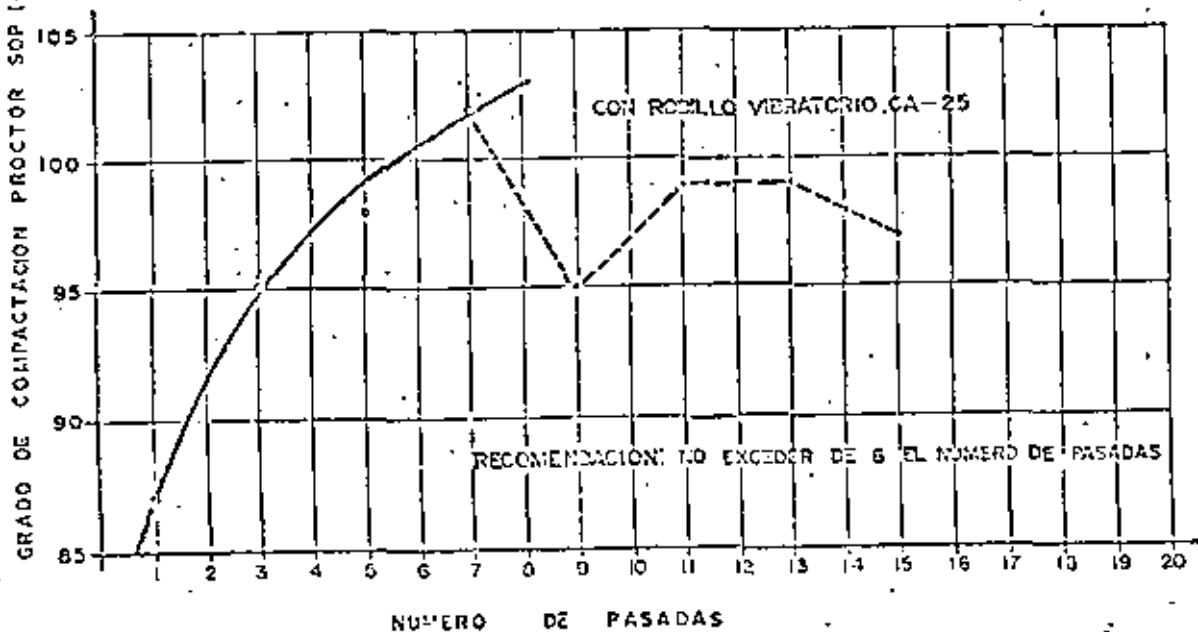


HUMEDAD INICIAL:  $19.5 \pm 1.5\%$   
 HUMEDAD OPTIMA:  $18.5\%$

RELACION DE HUMEDAD =  $\frac{19.5}{18.5} = 0.84$

ESPESOR DE CAPA COMPACTA : 25 cm  
 TIPO DE SUELO: ARCILLA ARENOSA (CL)  
 FECHA DE LA PRUEBA: SEPTIEMBRE 1976

AEROPUERTO VILLAHERMOSA, TAB.



ASOCIACION MEXICANA DE CAMINOS  
SEMINARIO SOBRE COMPACTACION DE SUELOS

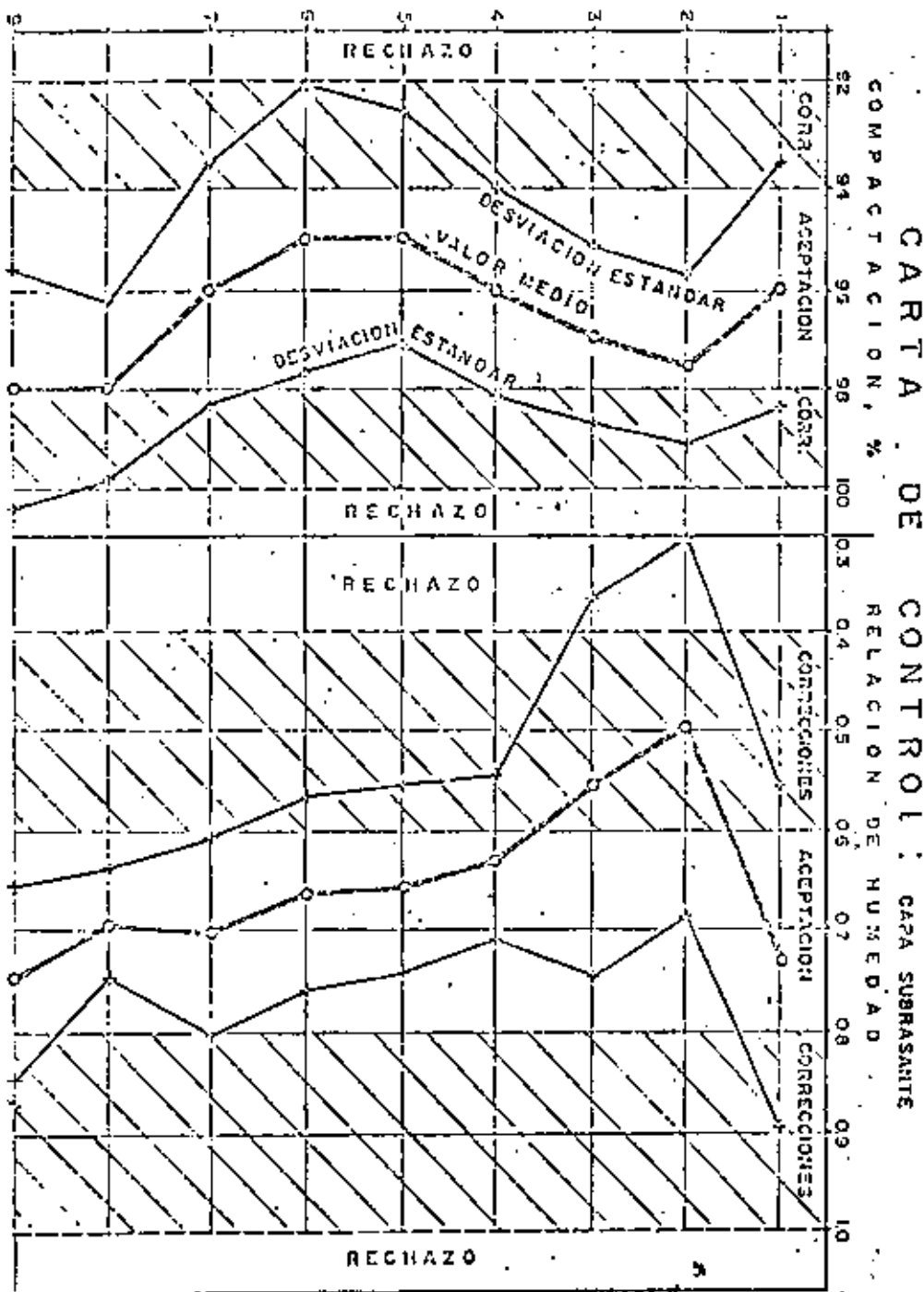
"CRITERIOS BASICOS DE CONTROL DE CALIDAD"

M. I. RAUL VICENTE GROZCO SANTOYO

Gerente de Geotecnia y Control de Calidad

COCONAL

México, D. F., septiembre 11 y 12 de 1960



Con el objeto de establecer en forma racional los criterios de aceptación y rechazo que sirvan de base a los cortes de control de calidad, en el Capítulo 3 se sugieren criterios para seleccionar las condiciones gravimétricas iniciales (compactación y humedad).

Finalmente, en el Capítulo 4 se presentan los etapas recomendables que se proponen durante el proyecto y construcción de una obra de tierra, para lograr un control de calidad verdaderamente ingenieril y efectivo.

## 2) ESTIMACION DE CAMBIOS VOLUMETRICOS

### 2.1 Generalidades

En este Capítulo se discute el concepto grado de compactación, cuya uso como parámetro único para el control de calidad en suelos compactados es debatible, ya que en la práctica ingenieril se considera como equivalente al nivel de calidad. Debido a esta concepción errónea, a últimas fechas se están exigiendo compactaciones muy altas.

También se presenta el concepto capacidad, propuesta como una medida universal de la compactación, y se sugieren criterios para estimar los cambios volumétricos por saturación de los suelos.

### 2.2 Métodos de la compactación

#### 2.2.1 Grado de compactación

En un suelo compactado o en estado natural, es usual medir el acomodo de sus partículas con el llamado grado de compactación, definido como la relación entre dos pesos volumétricos secos: el que tiene el suelo y el máximo aceptado. Se expresa en por ciento (%).

El grado o porcentaje de compactación, no es un indicador universal, sino que depende de la organización que establezca la escala de valores. Por ejemplo, el 100% de compactación de la SAHOP es diferente al de la SAREH y al del USBR o cualquier otro organismo oficial o privado, debido a que las normas de compactación que determinan el peso volumétrico seco máximo son diferentes en cada caso.

Es un concepto algo peligroso si no se maneja racionalmente. Muchos ingenieros consideran como sinónimos el nivel de calidad de un suelo compactado y el grado de compactación correspondiente; es decir, suponen que a mayor "porcentaje de compactación" mejor "nivel de calidad" se alcanza.

Originalmente se compactaban los suelos a valores relativamente bajos, desde el acomodo que se lograba con el simple "volteo" del material y con el paso del equipo de construcción, hasta el "banqueo" que lograba una compactación satisfactoria. En esta forma se alcanzaban grados de compactación medios de un 85%, con respecto a las pruebas convencionales adoptadas en México.

Puesto que la construcción de terraplenes ha ido evolucionando a grandes pasos y se requieren niveles de calidad más altos, ahora se están fijando erróneamente, normas y especificaciones muy rígidas, al extremo de estipular en forma deprecada grados de compactación mínimos de 100%.

Se dice, por ejemplo, que en una autopista o autopista se debe lograr el nivel de calidad "máxima" y se confunde este concepto con la escala de valores en cuanto a la compactación se refiere. En otros palabras, un mínimo de 100% en la compactación de las capas del pavimento no implica lograr el nivel de calidad máxima esperada.

#### 2.2.2 Concepto de capacidad

Si se revisan algunas definiciones fundamentales de la mecánica de suelos (Lámina 1), se observa que se puede establecer un concepto lógico, íntimamente ligado al tema que se está tratando: la capacidad (Ref. 2).

La capacidad (volumen de sólidos/volumen total de la masa de suelo, expresada en %), es un concepto muy útil en la solución de muchos problemas prácticos de la geotecnia, no sólo en el campo de la mecánica de suelos, sino también en el de los concretos asfálticos o hidráulicos (Ref. 3).

La capacidad (C) está estrechamente relacionada con la porosidad (n) y la relación de vacíos (e), según se ilustra en la Lámina 2. Pero hay otras relaciones importantes, como las ilustradas en la Lámina 3, de las cuales se tomará la siguiente:

$$C = 1 / (1 + S_r \cdot w / G_w) \quad (1)$$

donde:

- w = Humedad o contenido de agua, en %
- G<sub>w</sub> = Grado de saturación, en %
- S<sub>r</sub> = Peso específico relativo de los sólidos, sin unidades
- C = Capacidad, en %

### 3.2 Criterios para seleccionar la compactación y la humedad iniciales

Una aplicación práctica de las ideas expuestas en el Capítulo 2, se refiere a la compactación y humedad iniciales ( $C_i$  y  $w_i$ ) más recomendables, en un suelo compactado (Refs. 9 y 15).

En el diagrama gravimétrico correspondiente (similar al de la Lámina 4), se debe incluir un número suficiente de curvas de igual cambio volumétrico unitario ( $\Delta V/V_0$ ), a partir de las trayectorias de saturación observadas. Si no se dispone de pruebas de laboratorio, es posible estimar los valores de " $\Delta V/V_0$ " con la ecuación (11).

A continuación se debe establecer la zona de rechazo, definida como aquella en que " $\Delta V/V_0$ " es mayor de cierto valor, considerada como el máximo admisible. De esta manera se pueden seleccionar las condiciones gravimétricas iniciales ( $C_i$ ,  $w_i$ ) más convenientes desde el punto de vista de la estabilidad volumétrica del suelo al saturarse, compatibles con las características de resistencia y deformabilidad que exija el caso. Por lo tanto, este criterio es más ingenieril: fijar un cambio volumétrico máximo admisible, por ejemplo 4%.

En este caso, se puede definir la zona de rechazo como aquella en que la combinación de compactaciones ( $C_i$ ) y humedades ( $w_i$ ) proporcionen un cambio volumétrico unitario ( $\Delta V/V_0$ ) mayor del 4%, cuando el suelo se satúa.

Por ejemplo, en el caso del Suelo A (Lámina 21) no es conveniente compactarlo con una humedad inicial ( $w_i$ ) menor de 23%. Podrá recomendarse como criterio de aceptación una humedad inicial ( $w_i$ ) de  $23 \pm 2\%$ , desde el punto de vista de la estabilidad volumétrica. Desde el aspecto de resistencia al corte, deben procurarse compactaciones más bien altas, en general.

Otro ejemplo es el de la Lámina 26 (Ref. 16), en que no conviene compactar con humedades ( $w_i$ ) menores de 18% para que los cambios volumétricos unitarios ( $\Delta V/V_0$ ) sean menores de 4%, ni con compactaciones ( $C_i$ ) mayores de 67% para que la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) no sea demasiado baja.

Con el enfoque de estabilidad volumétrica, hay por consiguiente manera de decidir cuál es la compactación ( $C_i$ ) y la humedad ( $w_i$ ) iniciales más convenientes, para minimizar los cambios volumétricos. Se pueden aplicar también otros criterios simplistas, como el esbozado en la Lámina 21 (Refs. 9 y 15).

La Lámina 23, correspondiente a un suelo fino arcilloso (CI), de Mexicali, B. C., muestra que si se compacta a grados superiores a 95% (Proctor S&H), los cambios volumétricos cíclicos de humedecimiento y secado aumentan demasiado, para una condición de sobrecarga ligera, como el revestimiento rígido de un canal. Esto traerá como consecuencia el desarrollo de presiones que agrietan las losas de concreto hidráulico.

Muchas veces se ha reparado el daño a base de dar "cada vez más compactación", con resultados evidentemente desastrosos. Por ejemplo, si se fija un mínimo de 95 ó 100%, porque así está escrito en las normas "invio labes", y las losas se rompen, de inmediato se le "echa" la culpa al "accidente" o el constructor es "muy malo".

¿No sería más práctico recomendar una compactación de  $90 \pm 5\%$  (Proctor S&H), en que los cambios volumétricos son aceptables? (Lámina 23), sin perder de vista los aspectos de resistencia al esfuerzo cortante. Desde luego que en casos futuros es mejor "hablar" en términos de compactación ( $C$ ) y no de grado de compactación; pero, así, se aplicó en este caso.

### 3.3 Relación entre proyecto y control de calidad

Como se expresó en el inciso 2.3 y en la Ref. 15, cuando un suelo con poca humedad ( $w_i$ ) y bajo grado de saturación ( $C_{w_i}$ ) se compacta demasiado, al saturarse experimentará cambios volumétricos (dilataciones) muy importantes, con la consiguiente pérdida de resistencia al esfuerzo cortante. Por eso, en cada caso particular debe estudiarse la interrelación que hay de la humedad ( $w_i$ ), el grado de saturación ( $C_{w_i}$ ) y la compactación ( $C_i$ ) iniciales de un suelo, con los cambios volumétricos unitarios ( $\Delta V/V_0$ ) esperados al saturarse, para establecer un criterio de aceptación y rechazo compatible con la estabilidad volumétrica y la resistencia al esfuerzo cortante demandados en el proyecto.

Especificar una compactación mínima de 100 ó 95% "a tocas", es sumamente peligroso, si no se entiende y conoce el comportamiento probable del suelo al saturarse. Mientras no se disponga de datos, es preferible establecer criterios conservadores, llevados a la práctica mediante cartas de control.

En la Lámina 24 se observa que la mayor parte de la gráfica de tendencias correspondiente al grado de compactación, se mantuvo en la zona de aceptación. Lo recomendable en casos futuros es medir la compactación mediante la compactación ( $C$ ).