

300615



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.

7
2ej

**DISEÑO GEOTECNICO DE UNA PRESA PARA
SALMUERA INTEGRADA A UN ALMACENAMIENTO
SUBTERRANEO DE HIDROCARBUROS
EN DOMOS SALINOS**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ISMAEL GARCIA SERRANO

ASESOR DE TESIS: ING. RODOLFO AMBRIZ AVELAR

MEXICO, D.F. 1993

**TESIS CON
FALSA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**DISEÑO GEOTECNICO DE UNA PRESA PARA SALMUERA
INTEGRADA A UN ALMACENAMIENTO SUBTERRANEO DE
HIDROCARBUROS EN DOMOS SALINOS.**

pág.

INTRODUCCION

I.1	Almacenamiento de hidrocarburos	4
I.2	Conveniencias del almacenamiento subterráneo en México	5
I.3	Objetivos de la Tesis	6

Capítulo 1:

	ALMACENAMIENTO SUBTERRANEO DE HIDROCARBUROS, EN DOMOS SALINOS.	8
1.1	Desarrollo de cavernas por disolución	8
1.2	Operación del almacenamiento subterráneo	13

Capítulo 2:

	PROYECTO TUZANDEPETL	15
2.1	Ubicación	15
2.2	Descripción	15

Capítulo 3:

	ESTUDIOS GEOTECNICOS	19
3.1	Exploración y pruebas de campo	19
3.2	Ensayes de Laboratorio	20
3.3	Estratigrafía y propiedades	23
3.4	Bancos de prestamo	25

Capítulo 4:

	DISEÑO GEOTECNICO DE LA CORTINA Y DIQUE	29
4.1	Bordo libre	30
4.2	Análisis de estabilidad	30
4.3	Cortina	30
4.4	Bordo	33
4.5	Control constructivo	34

Capítulo 5:

	REVISION DE LA IMPERMEABILIDAD DEL VASO	37
5.1	Principios teóricos fundamentales	37
5.2	Flujo de agua a través de presas de tierra	38
5.3	Análisis de filtraciones probables	48
	CONCLUSIONES	49

INTRODUCCION

I.1 Almacenamiento de hidrocarburos

A continuación se comentan brevemente algunos métodos para almacenar hidrocarburos, para cuya selección se requiere tomar en cuenta las condiciones específicas de cada caso particular. En general puede decirse que los aspectos económicos y de seguridad son los de mayor peso al elegir el método.

Tanques superficiales.

El almacenamiento de hidrocarburos en tanques ha sido, hasta la fecha, el procedimiento más utilizado en la industria petrolera. Su operación es relativamente sencilla; sin embargo, la inversión inicial es grande.

Por otra parte este tipo de almacenamiento presenta altos riesgos de siniestro, por encontrarse en la superficie.

Cavernas Minadas

En este caso mediante procedimientos mineros se forma una caverna dentro de formaciones rocosas, que se caractericen por ser muy compactas e impermeables como lutitas, calizas o granitos. Debe tenerse cuidado de que no existan fracturas que propicien la fuga de los fluidos almacenados, además de un nivel freático adecuado. En algunas ocasiones se aprovechan minas abandonadas para el almacenamiento de aceite principalmente.

Cavernas en Formaciones Salinas

Una alternativa adicional es almacenar hidrocarburos en cavernas desarrolladas en formaciones de sal. De manera simplificada, estas cavidades se generan inyectando agua dulce y recuperando agua salada. Obviamente su uso está

limitado a la disponibilidad de estructuras salinas (Ref. 1).

I.2 Conveniencias del almacenamiento subterráneo en México

El diálogo, la discusión y la participación de sectores tan variados en el tema de Almacenamientos Subterráneos en el momento actual se considera de suma importancia, ya que coincide con la toma de decisiones en instituciones como Petróleos Mexicanos que proyecta incrementar con este procedimiento su capacidad de almacenamiento de 11 millones 850 mil barriles a 22 millones 800 mil barriles .

El proyecto de almacenamiento es oportuno porque en hidrocarburos se tiene una capacidad de 4 días del crudo requerido para las funciones de producción y exportación; y la deseable sería de 7 días para cubrir las irregularidades de tiempo y producción.

Objetivos de almacenamiento

La operación de almacenamiento es una función resultante de disposición, consumo de producto y en el caso de los hidrocarburos, requerimiento para transformación industrial de sus derivados. Además de lo anterior que constituye el carácter general del término, en los países industrializados se amplía a fines estratégicos de influencia en el mercado internacional y de desarrollo de planes militares.

El consumo en nuestro caso lo establece el mercado interno: 1'300,000 barriles (205,400 m³) de crudo transformado en los diferentes derivados que se requieren diariamente en México y 1'800,000 barriles diarios (237,000 m³) promedio de crudo para la exportación.

La disposición la definen nuestras reservas petroleras probadas de 72 500'000,000 de barriles fundamentalmente distribuidos en Tabasco, Chiapas y la Sonda de Campeche, que son explotados en atención a una plataforma de producción como la requerida por el consumo ya mencionado.

El almacenamiento para el crudo de transformación industrial requerido en los diferentes productos de las Refinerías o Complejos Industriales y destinado al consumo interno, está resuelto o programada su solución ya que es incierto su crecimiento en el mercado interno en el momento actual. Por lo anterior, es el crudo de exportación el de mayor preocupación en cuanto a aumento de capacidad de almacenamiento, por lo que aquí derivamos el primer objetivo de capacidad:

"Generar el almacenamiento de 10 millones 500 mil barriles de crudo requerido para 7 días de exportación, que prevea las contingencias de temporal en las zonas de producción y cierre de pozos sobre todo en la Sonda de Campeche."

Petróleos Mexicanos ha evaluado esta contingencia, pero haciéndola extensiva a todo el sistema de transformación industrial y fijando el almacenamiento subterráneo como la alternativa de reserva para proporcionar el crudo requerido para el consumo interno y de exportación, llegando a una cifra de 21 millones de barriles.

El segundo objetivo de ubicación se determina a relacionar las zonas de Tabasco y Chiapas en el territorio y la sonda de Campeche en el mar como las productoras actuales de más del 90% del crudo, y el mercado de consumo de exportación que se atiende en un 90% con embarques en el Golfo.

Por las razones anteriores, el proyecto es generar un gran almacenamiento de 10 millones 500 mil barriles de crudo en el área del Golfo entre Pajaritos y la Sonda de Campeche con ampliación futura a 21 millones.

I.3 Objetivo de la tesis

Hoy en día ya es una realidad el almacenamiento subterráneo de hidrocarburos en domos salinos en México. El objetivo de la tesis es mostrar de manera general como es éste almacenamiento subterráneo de hidrocarburos, es decir como se desarrollan las cavernas y su forma de operación; destacar la importancia de que exista una presa que almacene salmuera para el funcionamiento de las cavernas y en particular explicar el proyecto Tuzandepetl, donde ya se han construido dos presas

para almacenar salmuera denominadas B y C y se está por construir la tercera llamada presa A. Es precisamente esta última presa el objetivo principal de la tesis, exponer su estudio geotécnico y revisión de la impermeabilidad del vaso, así como el diseño geotécnico de la cortina, dique y recomendaciones sobre el procedimiento constructivo.

Capítulo 1:

ALMACENAMIENTO SUBTERRANEO DE HIDROCARBUROS, EN DOMOS SALINAS

1.1 Desarrollo de cavernas mediante el proceso de disolución

De manera simplificada, la construcción de una cavidad en una estructura salina se lleva a cabo mediante la disolución de la sal, circulando agua dulce a través de un pozo y recuperando salmuera.

Para una formación salina que tenga un espesor adecuado, el proceso de disolución puede efectuarse con un solo pozo, donde básicamente se tiene una tubería de revestimiento cementada desde la superficie hasta el techo de la caverna dentro de la sal y dos tuberías concéntricas colgantes. Estas últimas se utilizan para establecer la circulación del agua dulce-salmuera.

Cuando el espesor no es suficientemente grande para construir una cavidad con un volumen requerido, se pueden perforar dos pozos, inyectando agua dulce por uno de ellos y produciendo agua salada por el otro.

En ambos pozos se cuelga una tubería desde la superficie hasta una profundidad dentro de la formación salina y se cuelga únicamente una tubería. En caso de usar dos tuberías colgantes, la disolución de la sal puede llevarse a cabo por cualquiera de las siguientes técnicas:

Circulación directa

Consiste en inyectar el agua dulce por el interior de la tubería de menor diámetro, produciéndose la salmuera por el espacio anular entre las dos tuberías colgadas. Mediante este método la caverna tiene un diámetro mayor en el fondo.

Circulación Inversa

la inyección del agua dulce se efectúa a través del espacio anular y se produce salmuera por la de menor diámetro.

En los dos tipos de circulación, es necesario mantener un colchón de fluido inerte (diesel, kerosena o butano) en el espacio anular que exista entre la última tubería cementada y la tubería colgante de mayor diámetro. Dicho fluido evita la disolución vertical en la parte superior de la sal y tiene tres funciones importantes: (1) proteger la última tubería cementada de la acción corrosiva del agua salada, (2) prevenir el deterioro del cemento que une la última tubería con la formación, y (3) controlar la forma del techo de la cavidad.

Etapas de Desarrollo

Después de cementar la última tubería de revestimiento, se perfora dentro de la masa salina hasta la profundidad total programada de la cavidad. Posteriormente se realiza la disolución de la sal inyectando agua dulce, lo cual puede llevarse a cabo de muy diversas formas, combinando las circulaciones directa e inversa (Ref. 1).

A fin de reducir el tiempo de disolución así como lograr una configuración estable, las cavernas se han construido en base a las siguientes etapas.

Generación del Receptáculo de Insolubles

Es frecuente que la masa salina contenga sólidos que no se disuelvan con el agua dulce y se precipitan al fondo de la cavidad reduciendo el volumen útil de almacenamiento.

Con objeto de recibir dicho material insoluble, inicialmente se forma un receptáculo en el fondo de la caverna, cuyo tamaño depende del contenido de insolubles de la sal.

La construcción de este receptáculo puede omitirse en algunos casos, de acuerdo con el porcentaje de

material insoluble que tenga la masa salina. Un límite convencional es de 5 por ciento; en caso de tener un porcentaje menor, es posible omitirlo. En caso contrario se recomienda su desarrollo.

Para formar esta zona de captación se localiza el extremo inferior de la tubería colgante de menor diámetro hasta el fondo y el extremo inferior de la otra tubería colgante a una distancia del fondo igual a la altura programada para ese receptáculo. Es práctica general utilizar circulación directa durante esta etapa.

Formación de una "Chimenea"

Antes de desarrollar el volumen total de la caverna, el diámetro del agujero es ampliado hasta aproximadamente 1.5 metros. El espacio resultante recibe el nombre de "chimenea" y se desarrolla con objeto de evitar probables atascamientos de las tuberías. En esta etapa la tubería colgante interior se coloca hasta el fondo y la exterior cerca del techo de la caverna. En estas condiciones se utiliza normalmente circulación directa para disolver la sal.

Generación de la Cavidad Principal

Durante esta etapa se disuelve la mayor parte del volumen diseñado para la caverna, combinando la circulación directa y la inversa. El procedimiento de disolución puede variar según la compañía que se encargue del proyecto y/o las necesidades particulares del almacenamiento en construcción. Como ejemplo se describen los dos siguientes:

Método I. Terminadas la zona de captación de insolubles y la chimenea, la disolución de la masa salina se lleva a cabo desde la parte inferior hasta la superior del intervalo escogido, colocando las tuberías colgantes a diferentes profundidades. Se recomienda usar circulación inversa durante un 70 por ciento de la inyección y la directa en el 30 por ciento restante, con el fin de evitar la cristalización de la sal dentro de las tuberías y configurar aproximadamente una cavidad cilíndrica. En cada profundidad se

disuelve la sal hasta el diámetro programado, manteniendo todo el tiempo el fluido de control al nivel del extremo inferior de la tubería colgante exterior. Los extremos inferiores de las tuberías se separan una distancia igual a la longitud del intervalo que se pretenda disolver.

Método II. Mediante este procedimiento, es necesario también haber terminado el receptáculo de insolubles y la chimenea. En este caso la tubería colgante interior se mantiene fija en el fondo de la caverna, moviendo hacia arriba únicamente la tubería exterior colgante a diferentes profundidades. El agua dulce se inyecta a través del espacio anular entre las tuberías colgantes.

Además de mover el punto de inyección, se manipula el fluido de control. En cada profundidad dicho fluido se extrae para exponer un intervalo de sal, circulando agua dulce hasta alcanzar el diámetro predeterminado.

En ambos métodos la disolución se realiza en diferentes pasos, hasta la profundidad donde se inicia el techo de la caverna.

Desarrollo del Techo

Para una mayor estabilidad del techo de la caverna, es preciso darle una forma cónica con un ángulo aproximadamente de 80 grados respecto al eje del pozo, con tal fin las dos tuberías colgantes se mueven por pasos en forma descendente a partir de la profundidad de la zapata de la última tubería cementada, con una separación adecuada. La forma es controlada mediante la inyección del fluido inerte e inyectando el agua dulce por circulación inversa.

Opciones de desarrollo

La caverna se construye en base a las cuatro etapas anteriores, las cuales pueden realizarse en el orden que mas convenga a un almacenamiento particular. En ocasiones es posible omitir una o mas de ellas. A continuación se describen cuatro opciones para generar una caverna:

Opción 1

Esta alternativa consiste en efectuar la disolución de la sal hasta obtener el volumen total de la caverna de acuerdo a lo programado. Después de esto, se inyecta el volumen de fluido por almacenar.

Opción 2

El objeto de esta opción es proporcionar un almacenamiento rápido provisional. Para esto, se genera una caverna de menor volumen a una profundidad tan grande como sea posible dentro del intervalo de sal que haya sido seleccionado. En este volumen parcial se almacena el producto durante algún tiempo.

Posteriormente se saca de servicio a la caverna, para continuar la disolución de la sal hasta obtener el volumen total de diseño.

Opción 3

También se obtiene una capacidad provisional de almacenamiento, con la ventaja sobre la segunda de no sacar de servicio a la caverna. En este caso se desarrollan las cavernas con diámetros menores a los programados. Posteriormente durante la operación de almacenamiento, las cavernas pueden agrandarse al extraerse el fluido almacenado, mediante la inyección de agua dulce. Se estima que por cada operación de vaciado completo con agua dulce, se obtiene un crecimiento del 15% en volumen.

Opción 4

De manera contraria a lo normal, la caverna se desarrolla desde la parte superior hacia abajo, con la ventaja de poder almacenarse hidrocarburos antes de obtener su volumen total de diseño.

Brevemente, esta opción consiste en disolver la sal para obtener un volumen parcial en la parte superior del intervalo de interés, que se llena con el producto para evitar una disolución adicional de la sal. Realizado lo anterior se bajan las tuberías para disolver otro volumen. El procedimiento se repite hasta obtener el volumen programado de almacenamiento.

1.2

Operación del almacenamiento subterráneo

El procedimiento para operar una caverna depende de la opción que se haya seleccionado al formarla. En caso de haberse obtenido el volumen total programado para la caverna, esta se encontrara llena de salmuera al termino de su desarrollo.

En estas condiciones, se extraen las dos tuberías colgantes y se cuelga una sola tubería de acuerdo con el diseño establecido, colocando su extremo inferior muy cerca del fondo de la cavidad. En la superficie se instala un árbol de válvulas adecuado para la inyección y extracción del producto.

Existen diversas alternativas para el manejo del fluido por almacenar; sin embargo, el procedimiento usado con mayor frecuencia es el desplazamiento del producto con agua salada saturada con cloruro de sodio, que tiene las siguientes ventajas:

- Evitar el crecimiento de la caverna.
- Bajos costos de operación y mantenimiento.

A continuación se describe brevemente la operación mediante el uso de salmuera.

Inyección del producto

El producto se inyecta por el espacio anular entre la tubería colgada y la ultima tubería cementada, a fin de obtener un desplazamiento uniforme del agua salada.

La presión del producto debe ser la suficiente para vencer la diferencia de cargas hidrostáticas

entre la salmuera y el producto, las pérdidas de fricción y una presión de descarga precalculada.

Extracción del producto

La recuperación del producto se logra mediante la inyección de agua saturada con cloruro de sodio, a través de la tubería colgante.

La presión de inyección debe ser la necesaria para vencer las pérdidas de fricción y entregar el producto a la presión prefijada.

Como se menciona anteriormente, el procedimiento usado con mayor frecuencia para desplazar el producto es el de inyectar agua salada saturada con cloruro de sodio (salmuera). En estos casos es necesario disponer de área suficiente para localizar los pozos, colocar las instalaciones superficiales y construir presas para almacenar salmuera, estas presas deben almacenar un volumen de salmuera igual al volumen total de las cavernas, con el fin de poder recuperar todo el volumen del producto almacenado.

Es por eso que las presas juegan un papel muy importante en el almacenamiento subterráneo de hidrocarburos en domos salinos ya que forma parte indispensable del sistema de almacenamiento y recuperación del producto.

Capítulo 2:

PROYECTO TUZANDEPETL

2.1 Localización y características generales

La zona en estudio se ubica en la margen derecha del río Coatzacoalcos, sobre el camino que une el poblado de Nanchital con el conocido como Pueblo Nuevo, a 5 km de la ciudad de Nanchital, Veracruz.

El área en estudio se localiza dentro de la provincia geológica del sureste de México, en la llamada Planicie Costera del Golfo, la que se encuentra limitada al poniente por el eje neovolcánico, al sur por el macizo de Chiapas, al Oriente por la plataforma de Yucatán y al norte por el Golfo de México; en ella predominan terrenos bajos y pantanosos, con pequeños lomeríos de formas suaves y onduladas, que no sobrepasan los 600 MSNM, de flancos escarpados, entre los que pueden citarse los cerros de la Encantada, el Manatí, el Pelón y el Jimbal.

Las principales corrientes fluviales que componen la red hidrográfica, pertenecientes a la vertiente del Golfo de México, son: el río Coatzacoalcos, con sus afluentes Coachapa y Uzpanapa, además de un sinnúmero de arroyos tributarios, y el río Tonalá con sus afluentes los ríos Zanapa, Tancochapa, y el río Blasillo.

2.2 Descripción del proyecto

Debido a la necesidad de almacenar grandes volúmenes de petróleo crudo, Petróleos Mexicanos ha iniciado un proyecto para su almacenamiento en cavidades minadas, en el domo salino de Tuzandepetl, localizado al sur oriente del poblado de Nanchital, Ver., a 15 km aproximadamente, al sur de la Cd. de Coatzacoalcos.

Para llevar a cabo la construcción de las caviades se requiere almacenar la salmuera, extraída por la disolución de la masa salina al generar las cavidades, en la superficie del terreno donde se formarán las cavernas, por lo que se proyecta la construcción de vasos artificiales, los que tendrán como fin la recirculación de la salmuera, de la caverna a los vasos y viceversa, durante las etapas de llenado-vaciado de crudo. De acuerdo con la topografía existente en la zona seleccionada, así como por la necesidad de volumen a almacenar

se ha estimado la construcción de 3 presas denominadas A,B y C y cuyas características se describen a continuación:

PRESA A.- El proyecto de esta presa ha tenido tres reubicaciones, en el primer sitio tenía una capacidad de almacenar 3.14 millones de barriles, en el segundo sitio 7 millones de barriles y en el tercer sitio debe ser capaz de almacenar entre 7.5 y 8 millones de barriles.

Sobre esta presa se ampliara la informción en capitulos posteriores, ya que es en esta presa en la que se enfocará la tesis.

El sitio se ubica al sur de la zona donde actualmente se localizan las presas B y C, entre los ejes coordenados:

$X_1 = 23,700.00,$
 $X_2 = 24,250.00,$
 $Y_1 = 17,775.00,$
 $Y_2 = 18,350.00,$
fig. No. 1

El vaso que se formará en la presa tiene un área aproximada de 13 ha y el lomerío que lo conforma es de pendientes variables, del orden 2:1, en algunos sitios, y de 6:1 en otros.

El nivel más bajo del fondo del almacenamiento se localiza en la elevación 15.00 m.s.n.m. y se ubica en la base de la cortina.

PRESA B.- Sus coordenadas son $X=350,000,$ $Y=1'934,000$ y $X=350,200,$ $Y=1'934,400,$ almacena un volumen de 6.28 millones de barriles. La cortina que provoca la retención de la salmuera en el vaso se localiza al norte del mismo, en la zona mas estrecha y que como punto de referencia una las plataformas de trabao de los pozos 331 y 332. Tiene una elevación en la corona de +21 y en el fondo del vaso de +10, esto exclusivamente para dar el volumen de almacenaje. El ancho de la corona es de 6.0 m.

En la zona de esta presa se realizaron tres sondeos (A-1, A-2' y A-3) cuyos resultados tanto de campo como de laboratorio, permitieron elaborar un perfil que se describe a continuación:

Superficialmente y con espesor variable entre 1.25 m, sondeo A-1 y 7.10 m sondeo A-2', se localizó arcilla de alta plasticidad de consistencia blanda y media, de color café y gris verdoso, en ocasiones con arena y materia orgánica (sondeo A-2'). En ensayos de compresión simple realizados en este material se determinaron cohesiones variables entre 1.15 y 2.7 kg/cm² y la cohesión obtenida por medio de torcometro en promedio fue de 0.81 kg/cm², el peso volumétrico promedio es de 1.914 ton/m³. La permeabilidad determinada de un ensaye de consolidación es de 1.53×10^{-5} cm/seg.

A continuación y hasta la máxima profundidad explorada de 51.70 m, sondeo A-1, se localizó arcilla de alta plasticidad de consistencia dura a muy dura, de color gris verdoso y en ocasiones con lentes de arcilla arenosa. En ensayos de compresión simple se obtuvieron cohesiones de 4.8 y 6.2 kg/cm² y en ensayos triaxiales consolidados las cohesiones variaron entre 0.15 a 23.0 kg/m². El peso volumétrico promedio es de 1.99 ton/m³. Las permeabilidades obtenidas fueron de 1.4×10^{-6} a 4.62×10^{-7} cm/seg para pruebas de campo, de 1.05×10^{-5} a 3.12×10^{-6} cm/seg de ensayos de consolidación y de 1.12×10^{-7} a 6.02×10^{-8} cm/seg en permeabilidades de laboratorio. En cuanto a la zona del vaso; el tipo de suelo detectado en los pozos a cielo abierto realizados se determinó que es similar a la de la zona en estudio, teniéndose que con espesor variable entre 1.70 y 2.0 m la arcilla de alta plasticidad es de color café y el resto de la profundidad es de color gris verdosa.

PRESA C.- El vaso se localiza al oeste de la presa B, entre las coordenadas X=349,600 , Y=1'934,000 y X=349,800 , Y=1'934,200. Es la presa más pequeña dado que ésta funcionará como descantadora y almacenará 16,000 m³. La cortina se localiza al norte del área de almacenamiento y unira el área de trabajo del pozo 334 con el camino al pozo 3160. La corona esta a la cota +16 y la del fondo del vaso es de +13.

Para ésta se realizaron tres sondeos (M-7, M-9 y M-16) los cuales se ubican muy cercanos a la cortina de esta presa. Los resultados obtenidos tanto en campo como en laboratorio permitieron elaborar el perfil que se describe a continuación:

Superficialmente y con espesor variable entre 2.3 m, sondeo M-7 y 11.10 m, sondeo M-16, se tiene arcilla de alta plasticidad, color café claro, de

consistencia blanda. En ensayos de compresión simple y torcómetros de laboratorio, realizados en este estrato, se tuvieron cohesiones variables entre 0.13 y 0.84 kg/cm², siendo un promedio el valor de 0.38 kg/cm² con un peso volumétrico de 1.89 ton/m³. En ensayos triaxiales consolidadas, saturada con agua sajada, se obtuvieron cohesiones de 0.17 y 0.65 kg/cm².

La permeabilidad de este estrato determinada en pruebas de laboratorio e inferida del ensayo de consolidación indican un rango de 1.58×10^{-3} a 8.09×10^{-4} cm/seg.

A continuación y hasta la máxima profundidad explorada de 49.40 m (sondeo M-9) se localiza arcilla de alta plasticidad, de consistencia dura a muy dura, color gris verdoso, en ocasiones con lentes de arena arcillosa. En ensayos de compresión simple y triaxiales consolidadas se determinaron cohesiones variables entre 1.6 y 6.38 kg/cm² para las primeras y de 0.94 a 3.55 kg/cm² para las segundas.

De las pruebas de permeabilidad de campo y de las pruebas de laboratorio se determinaron valores de permeabilidad variables entre 3.5×10^{-4} y 7.01×10^{-7} cm/seg.

Cabe aclarar que existirá entre los vasos de las presas A y B y entre los vasos B y C un ducto de intercomunicación.

Adicionalmente, en el área seleccionada se proyecta construir:

- Aguas abajo de la presa C, una estación de bombas para la fase de lixiviación, en un área de aproximadamente 100 x 100 m.

- Entre las presas B y C se construirá una fosa de agua dulce que deberá almacenar cuatro mil metros cúbicos.

- Aguas abajo de la presa B, se construirá otra estación de bombas, esto para la fase de explotación.

Capítulo 3 :

ESTUDIOS GEOTECNICOS

Hasta ahora hemos visto en forma general lo que es el almacenamiento subterráneo y en particular el proyecto Tuzandepetl. Este capítulo y los siguientes van a estar enfocados en la presa A, para desarrollar de manera más amplia y específica lo referente a estudios y diseño geotécnico, revisión de la impermeabilidad del vaso y procedimiento constructivo.

3.1 Exploración y pruebas de campo

Pozos a cielo abierto y sondeos.

Para conocer la estratigrafía del subsuelo en el sitio de estudio, se efectuaron 7 pozos a cielo abierto de 3.0 m de profundidad y 17 sondeos mixtos, denominados SM-1 a SM-17, a profundidades comprendidas entre 15.10 y 46.45 m.

De los pozos a cielo abierto se recuperaron, de los estratos de interés, muestras cúbicas inalteradas y muestras alteradas representativas.

De los sondeos explorativos se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas. Las primeras mediante muestreadores de pared gruesa, realizándose simultáneamente la prueba e penetración estándar según la norma ASTM-D 1586; y las segundas mediante muestreadores de pared delgada tipo Shelby en los suelos blandos y mediante muestreador de doble barril giratorio tipo Denison, en los suelos duros.

Todas las muestras recuperadas de los pozos y los sondeos fueron clasificadas visualmente y al tacto en el campo, conforme a lo establecido por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y protegida adecuadamente contra pérdida de humedad e identificadas claramente para su envío al laboratorio.

Pozos para observación del nivel freático.

Para conocer la posición del nivel freático, se instalaron pozos de observación en la vecindad de los sondeos exploratorios ya mencionados, mismos que se muestran en la figura 1.

Para la construcción de los pozos de observación se realizaron perforaciones de avance de 10 cm de diámetro (4 pulgadas) a profundidades comprendidas entre 3 y 25 m; colocándose en su interior tubos de PVC de 7.6 cm de diámetro (3 pulg.), con perforaciones de 3 mm de diámetro (1/8 pulg.), que se iniciaban un metro abajo del nivel freático encontrado. Entre las paredes de la perforación y el tubo de PVC se colocó un filtro formado con grava de 5 mm de diámetro medio.

Pruebas de permeabilidad.

Para conocer la permeabilidad del subsuelo se realizaron pruebas tipo Lefranc, de flujo variable, con ascenso y/o descenso del agua dentro del pozo, siguiendo el procedimiento descrito en la Referencia 2.

Se realizaron así perforaciones de 7.5 cm de diámetro hasta la profundidad de ensaye, hincando a continuación un ademe de diámetro ligeramente mayor que se dejaba 40 cm arriba del fondo de la perforación para la determinación de la permeabilidad horizontal (kh), o bien se hincaba 5 cm por debajo del fondo para determinar la permeabilidad vertical (kv). Una vez hincado el ademe y previamente a la medición de la permeabilidad, se lava perfectamente el pozo para remover el material caído al fondo del mismo.

3.2 Ensayes de laboratorio

Todas las muestras recuperadas de los pozos a cielo abierto, de los sondeos exploratorios y de los bancos de materiales fueron ensayadas en laboratorio para determinar sus propiedades índice. Posteriormente en muestras inalteradas seleccionadas y en muestras reproducidas a diferentes grados de compactación con materiales de los bancos, se realizaron ensayos especiales para determinar sus propiedades mecánicas y su permeabilidad. Los materiales de banco serán descritos más adelante.

Propiedades índice

Los ensayos de laboratorio que se utilizaron para determinar las propiedades índice, fueron:

- Clasificación visual y al tacto de acuerdo al S.U.C.S.
- Contenido natural de agua
- límites de consistencia, líquido y plástico
- Contracción lineal
- Porcentaje de material que pasa la malla No. 200
- Granulometría por mallas

En cada muestra alterada y en cada tramo de 20 cm de muestra inalterada, se extrajo una porción representativa del suelo recuperado para efectuar su clasificación de acuerdo al S.U.C.S. y determinar su contenido natural de agua.

En las muestras de suelos plásticos se determinaron límites de consistencia y en los suelos predominantemente arcillosos, someros, donde se consideró que podrían presentarse cambios en su contenido de humedad, se efectuaron además ensayos de contracción lineal.

Cuando los suelos mostraban una cantidad importante de finos, se determino el porcentaje de material que pasa la malla 200 y cuando mostraban una mayor cantidad de partículas gruesas, se realizaron granulometrías por mallas.

Con los resultados obtenidos de los ensayos anteriores descritos y la información recabada durante la exploración, se elaboraron los perfiles estratigráficos de cada uno de los 7 pozos y de los 17 sondeos exploratorios efectuados, como el que se muestra en la figura 2.

Además, para conocer el perfil estratigráfico del subsuelo bajo la cortina y en distintas zonas del vaso, se agruparon convenientemente los sondeos y se elaboraron cortes estratigráficos como el que se muestra en la figura 3, indicándose en ellos los valores de los parámetros tanto de resistencia

al corte como de permeabilidad, obteniéndose en las pruebas de laboratorio que se detallan más adelante.

La figura 4 es un ejemplo de las curvas de los análisis granulométricos llevados a cabo en los suelos predominantemente arenosos, que se dibujaron.

Propiedades mecánicas.

Con base en la información estratigráfica del subsuelo, se seleccionaron las muestras inalteradas consideradas representativas de los diferentes suelos encontrados, en las cuales se efectuaron pruebas especiales para determinar las propiedades mecánicas de resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

Para tal efecto se realizaron los siguientes ensayos:

- Torcómetro
- Compresión simple
- Triaxial consolidada rápida
- Triaxial consolidada drenada
- Consolidación unidimensional
- Permeabilidad en laboratorio
- Parámetros de deformabilidad M_{ep} y H

La resistencia al corte con torcómetro se determinó en las muestras inalteradas procedentes de los estratos arcillosos y sus resultados se han dibujado en los perfiles de cada uno de los sondeos exploratorios ejecutados (fig. 2), junto con los resultados de los ensayos en compresión simple (fig. 5).

Los ensayos de Compresión triaxial consolidada rápida se realizaron en muestras arcillo-arenosas y areno-arcillosas, utilizando probetas de suelo sometidas a diferentes presiones de confinamiento (figuras 6 y 7).

Se realizaron también ensayos de compresión triaxial consolidada drenada, con el fin de observar si el suelo, arenoso suelto o arcilloso blando, mejoraba su resistencia al corte al ser sometido a una determinada precarga durante un cierto tiempo.

Las pruebas de consolidación unidimensional se efectuaron en muestras inalteradas de los estratos que pudiesen deformarse significativamente por efecto de las sobrecargas inducidas por la cortina y el bordo (figura 8).

Cuando no era posible realizar ensayos de consolidación debido a las características arenosas del suelo, se determinaron módulos de deformación, M_{ep} y μ , mediante pruebas triaxiales (fig. 9).

Las pruebas de permeabilidad efectuadas en el laboratorio fueron de carga constante para los suelos predominantemente arenosos y de carga variable en los materiales finos, arcillosos o limosos. En cada ensayo se efectuaron por lo menos cinco registros de las mediciones básicas requeridas para determinar el coeficiente de permeabilidad. En la tabla 1 se presentan los resultados obtenidos, mismos que se han marcado en los cortes estratigráficos (figura 3).

3.3

Estratigrafía y propiedades

Con los resultados obtenidos tanto de ensayos de laboratorio como durante la exploración, se elaboraron los perfiles estratigráficos de cada uno de los sondeos (fig. 2), observándose que la estratigrafía del subsuelo del sitio estudiado no sigue un patrón definido, si atendemos a la clasificación S.U.C.S.; sin embargo, se ha podido establecer de manera general que los suelos predominantes son arenas arcillosas (SC) y arcillas arenosas de baja y alta plasticidad (CL y CH), prevaleciendo estas últimas en los sondeos localizados en la parte norte del vaso a partir del sondeo SM10, donde la arena arcillosa se encuentra en pequeños estratos superficiales; en los sondeos de la parte sur, tanto las arenas arcillosas como las arcillas arenosas se encuentran con una alternancia variable en la

zona, por lo que su correlación entre sondeos no está bien definida.

Se ha observado también que en los sondeos ejecutados en las partes bajas del vaso, específicamente en el sitio de la cortina y su vecindad, los suelos superficiales detectados hasta profundidades de 5 a 12 m, presentan características de materiales blandos o sueltos, según sean arcillosos o arenosos, respectivamente, mismos que a profundidades ligeramente mayores, entre 5.5 y 12.5 m, se convierten en suelos de consistencia muy firme o compactos, y por debajo de estas profundidades y hasta la máxima profundidad explorada (46.45 m), dichos suelos se encuentran duros y muy compactos.

Un caso particular de los sondeos localizados en la parte baja, es el SM-16, realizado aguas abajo de la cortina, en el cual los suelos blandos, formados en su mayoría por arcillas arenosas, llegan a 15 m de profundidad, subyacidos por un estrato de arena bien graduada de medianamente compacta a compacta, que llega a 19 m de profundidad; y por debajo de este suelo, y hasta la máxima profundidad alcanzada, se encuentran suelos arenosos y arcillosos, muy compactos y duros, respectivamente.

Por su parte, los sondeos ejecutados en las partes altas indican que los suelos superficiales localizados a profundidades que varían entre 1.2 y 10 m, poseen una consistencia que va de media a firme, en el caso de los suelos arcillosos, y medianamente compactos en los suelos arenosos; los cuales son subyacidos por suelos duros o suelos que van de compactos a muy compactos.

En los cortes estratigráficos (fig. 3), mencionados con anterioridad, se puede ver la distribución de los materiales encontrados en distintas zonas de la presa. Así también, en la figura 10 se presentan las curvas de igual elevación donde empiezan los suelos arcillosos duros o arenosos muy compactos.

En la figura 10 también se ha dibujado las curvas de igual elevación donde cambia el color de los suelos de café amarillento o amarillo rojizo a gris o gris verdoso, apreciándose que dicho cambio tiende a profundizarse en la parte baja del vaso de la presa; se han dibujado, asimismo, las curvas de igual elevación del nivel de aguas freáticas en

toda el area estudiada conforme a las mediciones realizadas durante la etapa de exploración.

De acuerdo con dichas mediciones se determino que el nivel freático se encuentra prácticamente superficial en la zona central del eje de la cortina, y va profundizándose hacia el norte del vaso y por supuesto hacia las laderas, encontrando aquí valores de entre 15 m y 20 m de profundidad, dependiendo del sitio de medición y de la topografía del terreno. En general podemos decir que el nivel freático en la zona de estudio se encuentra en la elevación promedio de 17.50 m.s.n.m. Puede verse que tanto la capa dura, el cambio de color a gris o gris verdoso y el nivel de aguas freáticas, presentan ciertas coincidencias.

3.4

Bancos de préstamo

La cortina y el dique que se requieren para formar el vaso de la presa "A", en su tercer sitio, serán construidas con los materiales térreos existentes en la margen derecha de la presa.

La zona de bancos de préstamo la cual fue propuesta por PEMEX como viable para su explotación, se encuentra al poniente de la presa, entre las coordenadas:

$$x_1 = 23\ 930,$$

$$x_2 = 24\ 300,$$

$$y_1 = 17\ 970,$$

$$y_2 = 18\ 300.$$

Exploración y ensayos de laboratorio.

La exploración y muestreo de la zona de bancos se llevo a cabo en dos etapas. En la primera se obtuvieron muestras de suelo representativas de cortes existentes en el lugar, denominados C-1, C-2, y C-3, y de pozos a cielo abierto denominados PCA-B-8, PCA-B-9 y PCA-B-10, realizados uno a 1.2 m y dos a 2 m de profundidad.

En la segunda etapa las muestras se obtuvieron utilizando una máquina tipo calweld, realizando 14 pozos de 60 cm de diámetro entre 9 y 15 m de profundidad, denominados BM-1 a BM-6 y BM-8 a BM-15.

A las muestras así obtenidas se les determinó: límites de consistencia, contracción lineal porcentaje de finos y granulometría por mallas; cuyos resultados permitieron elaborar los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto mostrados en la figura 11.

Como se observa en estos resultados, los suelos muestreados en esta primera etapa están compuestos por arcillas y limos arenosos, de baja y alta plasticidad (CL y CH, ML y MH), y arena arcillosa (SC), y los suelos muestreados en la segunda etapa corresponden a arcillas de baja y alta plasticidad (CL, CH) hasta 3.0 m de profundidad, por debajo de la cual se encuentran alternancias de arcillas arenosas y arenas arcillosas.

En la tabla 1 se resumen los resultados de los ensayos realizados tanto en forma individual en los materiales anteriormente descritos, como en mezclas de ellos al ser agrupados convenientemente de acuerdo con su clasificación S.U.C.S. y cuyos grupos se integran de la siguiente manera:

GRUPO 1: BM-1, BM-2, BM-3, BM-4, BM-5 y BM-13

GRUPO 2: BM-6, BM-10, BM-11 y BM-12

GRUPO 3: BM-14 y BM-15

GRUPO 4: BM-8 y BM-9

En la figura 1 se muestra la ubicación de estos grupos, así como la ubicación de cada uno de los pozos y cortes realizados en la zona de los bancos.

Con el fin de determinar los parámetros mecánicos de resistencia, de deformabilidad, de expansibilidad y de permeabilidad de los suelos bajo diferentes grados de compactación se produjeron probetas de material terreo al 90, 95 y 100% de compactación Próctor, efectuada esta conforme a lo establecido en los manuales elaborados por la SRH; los resultados de peso volumétrico seco y contenido de agua óptimo se presentan graficados en la figura 12 y resumidos en la tabla 1.

Así entonces, en materiales procedentes de los distintos lugares muestreados en la zona de bancos y de los grupos formados por las muestras de los pozos perforados y muestreados con maquina (Sondeos BM), se realizaron pruebas triaxiales consolidadas no drenadas en suelos al 90, 95 y 100% de compactación Próctor, mostrándose los valores de los parámetros c y ϕ en la tabla 2.

Los ensayos de consolidación unidimensional, requeridos para determinar las deformaciones del suelo por efecto de la sobrecarga, se realizaron únicamente en las mezclas de los materiales que conforman los grupos 1, 2, 3 y 4, con probetas reducidas al 90 y 95% de compactación Próctor; las curvas de compresibilidad obtenidas se presentan en la figura 13.

Las pruebas de saturación bajo carga, realizadas para determinar la expansibilidad de los materiales, se llevaron a cabo con materiales tanto de los cortes y pozos a cielo abierto, como de las mezclas de los grupos antes citados; las probetas se reprodujeron al 90 y 95% de compactación Próctor y los resultados se presentan en la figura 14.

Por su parte, los ensayos de permeabilidad, de carga constante en los suelos arenosos y carga variable en los suelos arcillosos, se realizaron en materiales con grados de compactación similares a los que se utilizaron en las pruebas triaxiales consolidadas no drenadas; los resultados obtenidos se presentan, junto con los parámetros de resistencia al corte, en la tabla 2.

Ensayes especiales.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de compresión triaxial consolidada rápida, y consolidada drenada posteriormente, del suelo que forma la cimentación bajo la cortina, y de triaxiales consolidadas rápidas del material natural de banco, se tuvo la necesidad de realizar ensayos adicionales a los antes presentados, con el fin de buscar mejores parámetros de resistencia. Dichos ensayos consistieron, primeramente en efectuar pruebas de compactación Próctor (SRH) en mezclas de suelo-cemento, utilizando el material del grupo 1 con porcentajes en peso seco del 4%, 8% y 12% de cemento, para

posteriormente realizar ensayos de resistencia en muestras reproducidas al 95% Próctor. Los ensayos bajo estas condiciones se efectuaron a los 3, 7 y 14 días de edad de las probetas. En la tabla 4 se presentan los parámetros de resistencia obtenidos de estos ensayos.

Cabe mencionar que casi todas las probetas, 24 hs. antes de ser ensayadas se saturaron completamente con una solución salina (salmuera), con una concentración de 200 g de sal por litro de agua; en algunos casos la saturación se realizó con agua natural. Lo anterior se hizo con el fin de reproducir lo mejor posible las condiciones en que trabajará la estructura térrea en el campo.

Adicionalmente, con el fin de determinar la variación de la resistencia con el tiempo se dejaron saturar con salmuera durante 30 días dos probetas reproducidas al 95% Próctor (SRH) con el 4% de cemento, y otras dos con el 8% de cemento. Una vez cumplido el plazo prefijado de un mes, se ensayaron a la compresión simple obteniendo los resultados que se muestran en la tabla 3.

De acuerdo con los resultados de los ensayos anteriores y los análisis efectuados para el diseño geométrico preliminar de la cortina y del bordo, se concluyó tentativamente que la mezcla de material con el 4% de cemento proporciona parámetros de resistencia adecuados para obtener un comportamiento satisfactorio de dichas estructuras. Sin embargo, se estimó conveniente realizar ensayos adicionales de mezclas de suelo con el 2% y 4% de cemento en todos y cada uno de los grupos de materiales (grupos 1, 2, 3 y 4), para verificar los parámetros obtenidos en los primeros ensayos y buscar una posible reducción del porcentaje de cemento en la mezcla.

Para poder efectuar los análisis anteriores fue necesario realizar siete ensayos de compactación Próctor (fig. 15).

En las figuras 16 y 17 se muestran resultados obtenidos en los ensayos de compresión triaxial consolidada rápida en probetas reproducidas al 95% (SRH) con el 2% y 4% de cemento, y en la tabla 3 los parámetros de resistencia.

Capítulo 4:

DISEÑO GEOTECNICO DE LA CORTINA Y EL DIQUE

El primer paso es la definición del nivel de desplante de la cortina, buscando siempre que los asentamientos totales y diferenciales sean mínimos y compatibles con las características de esfuerzo-deformación del cuerpo de la cortina, y el segundo paso es la propuesta del tipo y disposición de los materiales de la misma, así como la inclinación de sus taludes.

En depósitos de suelo como los encontrados superficialmente en nuestro caso, de baja resistencia y alta compresibilidad, frecuentemente se recurre a la precarga del terreno para mejorar sus propiedades mecánicas; pero esta solución quedo descartada luego de comprobar que dichas propiedades no mejoraron según se pudo observar en los ensayos de compresión triaxial consolidada-drenada realizados en muestras representativas del suelo superficial. En consecuencia, se decidió recomendar un "saneamiento" del suelo de cimentación, consistente en la remoción del material blando o suelto para desplantar la cortina directamente sobre el suelo resistente que aparece inmediatamente abajo de dichos depósitos blandos.

Una vez definida la profundidad de desplante se propuso entonces una de las secciones típicas para este tipo de presas, que como sabemos básicamente son trapecios de suelo homogéneo con filtros horizontales-verticales de material permeable y una capa de enrocamiento en el talud de aguas arriba para impedir la erosión del suelo expuesto al embate del oleaje.

Como ya se mencionó en el capítulo 4, el tirante del vaso estará en la elevación de 35.50 m.s.n.m., lo que define un área del orden de 13 ha y un volumen aproximado de 8 millones de barriles, equivalente a 1.278 millones de m^3 , lo cual se logra colocando una cortina y un dique en los sitios que se muestran en la figura 1.

4.1

Bordo libre

Para el cálculo del bordo libre tanto de la cortina como del dique, se utilizó el criterio indicado en la referencia 3, considerando una velocidad básica del viento de 128 km/hr; en ambas estructuras, cortina y dique, se utilizó un talud 2:1 y una profundidad media del vaso de 9.70 m; por su parte el fetch utilizado fue de 500 m para la primera estructura y de 270 m para la segunda.

Así entonces el bordo libre obtenido fue de 2.60 m para la cortina y de 1.70 m para el dique.

Por otra parte, con el fin de disminuir el peso que transmitirán al subsuelo la cortina y el dique, el bordo libre requerido se complementará con un muro de concreto armado de 0.90 m de altura, con las características que se muestran en la figura 18. De esta manera se tiene que la elevación de la corona es de 37.20 m.s.n.m. en el bordo principal.

4.2

Análisis de estabilidad.

Se analizó la estabilidad de los taludes de la cortina y del dique, considerando la sección máxima al centro del cauce y diversas condiciones de análisis. Se buscó en ambas estructuras que su sección máxima de diseño alcanzase los factores de seguridad mínimos especificados, los cuales se muestran a continuación en la tabla 4, junto con los resultados obtenidos de los análisis.

4.3

Cortina

El subsuelo donde se ubica el eje de la cortina se encuentra superficialmente muy blando o muy suelto, según sea arcilloso o arenoso, alcanzando un espesor que varía desde 6 m en la vecindad del sondeo SM-2, 13 m en el sondeo SM-3 y hasta 18 m en el sondeo SM-16. A mayor profundidad los suelos son duros o muy compactos.

Al analizar las condiciones de estabilidad de la cortina, utilizando los suelos del lugar sin ninguna modificación (sin cemento), se obtenían

grandes volúmenes de materiales para formar la cortina al tenerse taludes muy tendidos, e inclusive imposibilidad física de construir la cortina. Las propiedades mecánicas de los materiales de banco que se proponen para formar el cuerpo de la cortina no cubren los requerimientos mínimos de resistencia necesarios para obtener los factores de seguridad adecuados, por lo que será necesario mejorar dichas propiedades mediante la adición de cemento.

Para desplantar la cortina se recomienda:

a) Eliminar los suelos superficiales blandos o sueltos (saneamiento), hasta encontrar la capa dura o compacta localizada entre 0 y 18 m. Para llevar a cabo esta excavación se tendrá que dejar, en aguas arriba y en aguas abajo, taludes provisionales que tendrán una pendiente 3:1.

Con el fin de realizar la excavación en seco, se deberá instalar un sistema de bombeo, cuyas características específicas se definirán de acuerdo con los resultados obtenidos de pruebas de bombeo en campo.

b) Una vez realizada la excavación se procederá a construir la cortina, con las características y materiales que se muestran en la figura 19, y que se resumen a continuación:

- Taludes 2:1.

- Ancho de corona: 6 m (especificado por PEMEX).

- Bordo libre: 2.60 m, formado por 1.70 m de la propia estructura térrea de la cortina y 0.90 m de un muro de concreto armado (figura 18).

- Cuerpo de la cortina, formado por una mezcla de suelo-cemento, con 4% de cemento en relación al peso seco del suelo. El suelo a emplear se obtendrá del banco localizado en la margen derecha del vaso (arena arcillosa, SC), compactado al 95% Próctor (SRH), en capas de 0.25 m de espesor. Las propiedades mecánicas de las diferentes mezclas de suelo-cemento ensayadas se muestran en la tabla 4. La mezcla de suelo-cemento que se emplee en la construcción de la cortina deberá tener una resistencia mínima a la compresión simple de 4.86 kg/cm² a los siete días de edad, y parámetros de

resistencia de por lo menos $c = 1.15 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi = 32^\circ$, que son los que se consideraron en los análisis de estabilidad para el diseño geométrico de la cortina.

- Filtros simétricos tipo chimenea, inclinados a 60° con respecto a la horizontal.

- Dos capas horizontales de filtro, como continuación de los filtros inclinados.

El material que se utilice como filtro debe cumplir con las siguientes condiciones:

b.1) Granulométricas:

• $0.2 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 1.05 \text{ mm}$

• $\% F \leq 5\%$ del peso total de una muestra representativa.

• La curva granulométrica de acuerdo al SUCS, corresponderá a un suelo bien graduado.

b.2) Permeabilidad:

• $k \geq 4.0 \times 10^{-3} \text{ cm/seg}$

- Coraza de roca de 0.70 m de espesor colocada a volteo, sobre una cama de 0.30 m de espesor de grava bien graduada.

- Enrocamiento de pie de talud.

- Una capa de Geotextil o similar como transición entre el filtro y el enrocamiento de pie de talud, con el fin de evitar la migración de partículas del filtro hacia dicho enrocamiento.

c) Desde el desplante de la cortina, y paralelamente a la construcción de la misma, deberán ir rellenándose las excavaciones laterales (zonas "H" marcadas en la figura 19), con material procedente del banco ya mencionado, o el mismo material producto de la excavación compactado al 90% Próctor (SRH), hasta alcanzar el nivel original del terreno natural, ya que en caso contrario se afectaría desfavorablemente la estabilidad de la cortina en ambos taludes ante condiciones sísmicas.

d) De acuerdo con la geometría de la cortina y de la topografía del sitio se tendrá un volumen total aproximado de $250,000 \text{ m}^3$, por lo que de acuerdo con el proporcionamiento suelo-cemento antes dado, la cantidad de cemento a utilizar será del orden de $15,000 \text{ ton}$. El proporcionamiento por volumen, en campo, dependerá del grado de compactación que tenga el material del banco en el sitio y, en consecuencia, de su coeficiente de abundamiento por lo que la cantidad de cemento que se agregue al material ya extraído del banco deberá ajustarse continuamente en la obra, para tener en todo momento la proporción especificada y principalmente los parámetros de resistencia ya mencionados. Para tener una idea el proporcionamiento por volumen, podemos decir, a manera de guía únicamente, que por cada m^3 de material extraído del banco deberán agregarse del orden de 40 kg de cemento, considerando un coeficiente de abundamiento del suelo de 1.42.

4.4

Dique

a) El subsuelo bajo el dique no presenta superficialmente suelos blandos o sueltos que puedan ocasionar problemas geotécnicos, por lo que puede desplantarse y construirse esta estructura de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

El dique se construirá con las características geométricas y materiales que se muestran en la figura 20, y que se resumen a continuación:

- Taludes 2:1

- Ancho de corona: 6 m (especificado por PEMEX)

- Bordo libre: 1.70 m, formado por 0.80 m de la propia estructura térrea de la cortina y 0.90 m de un muro de concreto armado (figura 18).

- Cuerpo del dique, formado por una mezcla de suelo-cemento, con 4% de cemento en relación al peso seco del suelo. El suelo a emplear se obtendrá del banco ya mencionado y compactado al 95% Próctor (SRH), en capas de 0.15 m de espesor. La mezcla de suelo-cemento que se emplee en la construcción del dique deberá cumplir con los parámetros de resistencia que ya se indicaron para el caso de la cortina.

- Un filtro tipo chimenea, inclinado a 60° con respecto a la horizontal.

- Filtros inclinados siguiendo la configuración del terreno natural, uno de ellos como continuación del filtro inclinado.

Los filtros deben cumplir las condiciones granulométricas y de permeabilidad ya indicadas para el mismo material en la cortina.

- Coraza de roca de 0.60 m de espesor colocada a volteo, sobre una cama de 0.20 m de espesor de grava bien graduada.

- Enrocamiento de pie de talud.

- Una capa de Geotextil o similar como transición entre el filtro y el enrocamiento de pie de talud, con el fin de evitar la migración de las partículas filtradas hacia dicho enrocamiento.

b) La excavación requerida para desplantar el dique será de 1.0 m al pie de los taludes y de 3.20 m aproximadamente al centro de dicho dique, (fig. 20). Esta excavación se hará con el fin de eliminar el suelo superficial alterado y disminuir la pendiente natural del terreno, con lo que en consecuencia, se aumenta el factor de seguridad del dique contra falta de deslizamiento, para lo cual, además, se conformaran escalones en la zona marcada en la figura ya mencionada. En este sitio, el nivel freático se encontró a 15.80 m de profundidad, por lo que la excavación se efectuara en seco.

c) De acuerdo con la geometría del dique y de la topografía del sitio, se estima que se tendrá un volumen total aproximado de material de 8,000 m³, por lo que la cantidad de cemento a utilizar será del orden de 500 ton. Se empleará la misma proporción de cemento por cada m³, que la que ya se menciona para la cortina.

4.5

Control constructivo

a) De la calidad de la mezcla de suelo-cemento.

Se verificará con pruebas de laboratorio que la mezcla de suelo-cemento en la proporción indicada anteriormente cumpla con los parámetros ya especificados, que se emplearon para la revisión de la estabilidad de las estructuras térreas.

Para lograr un buen control de calidad de la mezcla se deberá instalar un laboratorio en campo que realice las pruebas necesarias para confirmar los parámetros. El control de calidad deberá hacerlo personal capacitado en este tipo de trabajo y con una supervisión cercana y continua de un organismo con amplia experiencia en trabajos geotécnicos.

Se estima que para llevar un control adecuado de las mezclas de suelo-cemento en campo deberá hacerse un ensaye de compresión simple y una prueba de compresión triaxial consolidada rápida por cada 300 m³ de material ya colocado y compactado (además de los ensayes requeridos para el control de compactación). De aquí se obtiene que en la cortina se requerirán del orden de 850 ensayes de compresión simple e igual número de pruebas triaxiales, en tanto que para el bordo serán del orden de 30 ensayes cada uno. Los ensayes de compresión simple y de compresión triaxial consolidada rápida en campo se realizarán en probetas saturadas con salmuera y probadas a los siete días de edad.

b) Del control constructivo mediante piezómetros.

Durante la construcción de la cortina y del dique deberán instalarse piezómetros de respuesta rápida que permitan registrar las variaciones de presión de agua intersticial conforme crece la altura del terraplén.

Tal secuela de instalación y registro de presiones, se hará para cada cinco metros de espesor del terraplén, debiendo confirmarse con las lecturas que la presión intersticial traducida a columna de agua, no sea mayor que el 60% de la altura del terraplén en construcción. Si la presión del agua intersticial es mayor, deberá suspenderse momentáneamente la colocación de capas de material en el terraplén, e instalar una serie de drenes verticales de arena suelta de 30 cm de diámetro, cuya profundidad alcance a las capas horizontales de filtro de la cortina y su separación sea del orden de 12 m.

La instalación de drenes de arena en el cuerpo de la cortina debe respetar su zona central, para conservar su "corazón impermeable".

Una de las alternativas analizadas que vale la pena mencionar, consistiría en mejorar el suelo de mala calidad, localizado entre 0 y 12 m de profundidad, al centro de la cortina, construyendo pilotes de mortero cemento-arena dentro de una perforación previa, atravesando el suelo suelto o blando y empotrándolos en el suelo duro.

De los análisis efectuados se vió que considerando pilotes de 15 cm de diámetro, dispuestos en cuadrícula con separaciones de 1.5 m, y con una resistencia a la compresión simple del mortero de 140 kg/cm^2 , se obtuvo un factor de seguridad de 1.79 en condiciones estáticas y un valor menor a uno, en condiciones sísmicas. Después de varios análisis se concluyó que para lograr un factor de seguridad aceptable (mayor a 1.3 en condiciones sísmicas) se requiere colocar pilotes de 50 cm de diámetro, con una resistencia a la compresión simple de 300 kg/cm^2 y con separaciones de 1.50 m centro a centro, lo cual se considera impráctico. Esta situación condujo a descartar esta alternativa de solución.

La figura 21 es un ejemplo de los resultados de los ensayos de compresión simple que fueron efectuados para esta alternativa en probetas de mortero cemento-arena con proporciones 1:4 y 1:5, probadas a los 3, 7 y 14 días de edad. En la figura 22 se muestra gráficamente el resumen de los ensayos antes mencionados.

Capítulo 5:

IMPERMEABILIDAD DEL VASO

5.1 Principios Teóricos fundamentales

Hasta hace apenas unos cuarentas años el proyecto de las presas y estructuras de retención de agua hechas con suelos se basaba casi exclusivamente en reglas empíricas que los constructores se transmitían por tradición oral; se adoptaban las secciones de obras que habían resistido satisfactoriamente el embate del tiempo y de las aguas, independientemente de la naturaleza de los materiales constituyentes y de las características del terreno de cimentación.

Las bases para un análisis racional de los problemas prácticos que comporta la infiltración del agua a través de los suelos fueron establecidos por Darcy y que datan apenas de algo más de un siglo. Posteriormente a Darcy, el siguiente paso fundamental en el avance del conocimiento fue dado alrededor de 1880 por Ph. Forchheimer.

Forchheimer desarrolló al principio de este siglo las bases para el método gráfico que hoy se conoce con el nombre de Método de las Redes de Flujo, que sigue siendo el arma más sencilla y poderosa de que el ingeniero dispone para la resolución práctica de los problemas diarios que involucre el flujo de agua en suelos.

Al resolver un problema práctico de flujo de agua, tal como el análisis de las infiltraciones a través de la cortina y del terreno de cimentación de una presa de tierra, el ingeniero obtiene información fundamental respecto a tres cuestiones trascendentales:

1. El gasto de infiltración a través de la zona de flujo
2. La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que ocurre
3. Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de material sólido, erosiones, tubificación, etc.

La primera cuestión es importante porque todo gasto que se infiltre a través de una cortina o bordo de tierra representa una pérdida que debe ser cuantificada.

La segunda cuestión suele ser la más importante de las conectadas con los problemas de flujo de agua en suelos.

Dependiendo de la dirección del flujo, la presión hidrodinámica puede alterar el peso específico sumergido del suelo; por ejemplo, si el agua fluye verticalmente hacia abajo aquel se incrementa en el valor de tal presión; si el flujo ocurre verticalmente hacia arriba, se ejerce un efecto boyante sobre las partículas del suelo, que equivale a la disminución de su peso específico.

La tercera cuestión es también de gran importancia práctica, pues el agua al infiltrarse a través del suelo puede producir particularmente en ciertas zonas, arrastres de partículas sólidas que, en el caso de que no reciban la debida atención del proyectista o del ingeniero de conservación, pueden llegar a poner en peligro la estabilidad de la obra de tierra, al dejarla materialmente surcada por túneles y galerías formadas por erosión.

5.2 Flujo de agua a través de presas de tierra

El flujo de agua a través de presas de tierra constituye uno de los casos de mayor importancia en la aplicación de la teoría del flujo de agua a los problemas prácticos; ello se debe tanto a la importancia que la presa tiene en sí, como estructura, como al hecho de que en este caso el problema de flujo presenta características especiales a las que ha de dedicarse estudio también especial para poder llegar a las soluciones apropiadas.

Desde luego, la presa de tierra es en muchos sentidos una región de flujo como otra cualquiera; trazando su red de flujo para las condiciones de frontera que se tenga se podrá calcular el gasto de filtración, los gradientes hidráulicos, las velocidades del agua en cualquier punto, las presiones hidrodinámicas, las fuerzas de filtración, etc., (Ref. 4). La particularidad del problema del flujo a través de presas radica no en

todo lo anterior, sino en el hecho de que son necesarios métodos especiales precisamente para lograr trazar la red de flujo.

Condiciones generales de entrada y salida de la línea de corriente superior

La forma en que la línea de corriente superior debe de entrar en el material permeable de la presa de tierra en estudio, puede determinarse fácilmente a partir del hecho de que la superficie de entrada 1-2 es una línea equipotencial (fig. 23), en tanto que la línea de corriente superior lo es de flujo; por lo tanto, la línea en cuestión debe de entrar en la presa formando precisamente el ángulo de 90° con la superficie 1-2.

La entrada de la línea de corriente superior puede, sin embargo, ocurrir en la presa de un modo diferente cuando el talud aguas arriba de la presa está invertido ($\alpha > 90^\circ$), según se muestra en la parte c) de la fig. 24.

Para deducir la condición de entrada en este último caso, considérese la velocidad del agua en un punto cualquiera de la línea de corriente superior; dicha velocidad vale, con referencia a la parte d) de la fig. 24:

$$v = ki = i\Delta h/\Delta s = k\text{sen}\sigma \quad (5-1)$$

Incidentalmente cabe hacer notar que de acuerdo con esta expresión, la velocidad del agua en la línea de corriente superior está siempre comprendida entre 0 y k.

De acuerdo con la expresión 5-1, la velocidad de entrada del agua en el caso a) de la figura vale:

$$v = K\text{sen}(90-\alpha) = K\text{cos}\alpha \quad (5-2)$$

y en el caso b)

$$v = 0 \quad (\text{punto singular})$$

En el caso c) la velocidad de entrada del agua será: $v = 0$, si la línea de corriente superior entra horizontalmente ($\sigma = 0$), o $v \neq 0$ si el agua entra con inclinación abajo de la horizontal. En ambos casos el ángulo que forma la línea de corriente superior, que es una línea de flujo, con el paramento inclinado del suelo, que es una línea equipotencial, es menor que 90° .

La teoría de Dupuit

El problema de determinar la posición de la línea de corriente superior dentro de una presa de tierra, cuya solución ahora se inicia, es de los que caen en el grupo denominado de flujo no confinado, por estar la región de flujo no completamente determinada a priori; la frontera faltante es precisamente la línea de corriente superior, que es la traza de una superficie a la presión atmosférica (superficie libre). El otro tipo de problemas de flujo, en que todas las fronteras de la región son conocidas a priori, se llama de flujo confinado.

En 1863, Dupuit estableció las bases para una solución aproximada que es históricamente la primera de que se dispuso para tratar problemas de flujo no confinado y de la que hoy se sigue haciendo uso, razón por la cual se expondrá brevemente, haciendo hincapié en su hipótesis.

Las hipótesis básicas de la Teoría de Dupuit son dos:

1. Que para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior las líneas de flujo pueden considerarse horizontales y, consecuentemente, las líneas equipotenciales como verticales.
2. Que 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 aquél.

Aunque la naturaleza de estas hipótesis aparece hasta cierto punto contradictoria, la Teoría de Dupuit proporciona soluciones muy satisfactorias para algunos problemas de flujo no confinado.

$$q = K(h_1^2 - h_2^2)/2L \quad (5-3)$$

La ec. 5-3 tiene gran aplicación práctica en los problemas para cuya solución se utiliza la Teoría de Dupuit. Recibe el nombre de Fórmula de Dupuit.

Solución de Schaffernak y van iterson para la línea de corriente superior en una presa de tierra

El primer método aproximado para conocer la forma de la línea de corriente superior y el gasto de una presa de sección homogénea o en el corazón impermeable de otra sección diferente, fue

presentado simultáneamente por Schaffernak y Van Iterson. El método descansa en las recién analizadas hipótesis de Dupuit, pero toma en consideración hasta cierto punto las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior.

Considérese la presa de la fig. 25.

Se supondrá, en primer lugar, que se conoce un punto de la línea de corriente superior; este punto sera el M, de coordenadas (d,h) consideradas conocidas.

La posición de M puede fijarse siguiendo una regla propuesta por A. Casagrande, según la cual el punto M está en el nivel del agua tras la presa y a una distancia de la proyección horizontal del punto 2 igual a $0.3 m$, donde m es la dimensión que se señala en la fig. 25.

Tomando como base la hipótesis de Dupuit, el gasto en cualquier sección vertical bajo la línea de corriente superior, de altura y y posición x , será:

$$q = ky \frac{dy}{dx} \quad (5-4)$$

integrando esta ecuación se obtiene:

$$qx = \frac{Ky^2}{2} + C \quad (5-5)$$

que proporciona la ecuación de la línea de corriente superior e indica que ésta es una parábola.

La constante C de integración puede obtenerse manejando las coordenadas del punto conocido, por el que pasa la parábola.

$$\text{Si } x = d, y = h$$

de donde

$$C = qd - \frac{Kh^2}{2} \quad (5-6)$$

Substituyendo el valor de C en la (5-5) se obtiene como ecuación de la línea de corriente superior:

$$q(d-x) = K(h^2 - y^2)/2 \quad (5-7)$$

La línea de corriente superior debe salir tangente al talud aguas abajo en el punto 4. Se denominará a la distancia 3-4, medida sobre dicho talud. Entonces, para la sección vertical por 4 se tiene:

$$x = a \cos \alpha$$

$$y = a \sin \alpha$$

Además, en 4 el gradiente hidráulico vale, según Dupuit:

$$i = \operatorname{tg} \alpha$$

El gasto en la sección vertical que pasa por 4 estará dado por la expresión:

$$q = K a \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha \quad (5-8)$$

La ec. 5-8 permitiría calcular el gasto a través de la presa a condición de conocer el valor de a ; esta ecuación es denominada la fórmula de la tangente. Llevada a la (5-7) permite escribir:

$$K a \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha (d-x) = K (h^2 - y^2) / 2 \quad (5-9)$$

Para obtener el valor de a basta ahora substituir en la (5-9) la condición de que la línea de corriente superior pasa por el punto 4. Entonces:

$$a \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha (d - a \cos \alpha) = (h^2 - a^2 \sin^2 \alpha) / 2 \quad (5-10)$$

Operando, se llega a:

$$a^2 - 2 \frac{d}{\cos \alpha} a + \frac{h^2}{\sin^2 \alpha} = 0 \quad (5-11)$$

Resolviendo la ec. 5-11 para a y eliminando la solución con radicando positivo, por ser obviamente absurda desde el punto de vista físico, se obtiene para a :

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (5-12)$$

La ec. 5-12 permite calcular el valor de a y situar, por lo tanto, al punto 4 de salida de la línea de corriente superior. Este valor substituido en la 5-8 permite calcular el gasto de filtración a través de la presa de tierra sin necesidad de trazar su red de flujo.

Solución de L. Casagrande para la línea de corriente superior en una presa de tierra. $\alpha < 60$

Leo Casagrande propuso un método en el que además de tomarse en cuenta las condiciones de entrada y de la salida de la línea de corriente superior, se substituye el gradiente supuesto por la hipótesis de Dupuit, numéricamente igual a la pendiente de la línea de corriente superior (ver fig. 26):

$$i = \frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \gamma$$

por el valor real de dicho concepto:

$$i = \frac{dy}{ds} = \operatorname{sen} \gamma \quad (5-13)$$

Sin embargo, L. Casagrande sigue conservando la hipótesis de que este gradiente es constante a lo largo de todos los puntos de una vertical.

De acuerdo con esta suposición (fig. 25), el gasto en una sección vertical y vale:

$$q = Ky \frac{dy}{ds} \quad (5-14)$$

integrando, se obtiene:

$$qs = \frac{Ky^2}{2} + C \quad (5-15)$$

Suponiendo conocido el punto M (d,h), lo cual también es un requisito indispensable para aplicar esta solución y suponiendo también que se dispone de la distancia s_0 sobre la línea de corriente superior correspondiente a ese punto, puede calcularse la constante C, en efecto:

Si

$$s = s_0 \quad ; \quad y = h$$

y

$$qs_0 = \frac{Kh^2}{2} + C$$

de donde

$$C = qs_0 - \frac{Kh^2}{2} \quad (5-16)$$

Substituyendo este valor en la (5-15) se obtiene:

$$q(s_0 - s) = K(h^2 - y^2)/2 \quad (5-17)$$

que es la ecuación que se encuentra en este caso para la línea de corriente superior.

Considerando ahora la sección vertical que pasa por 4 y calculando el gasto a través de ella, se tiene:

$$q = Kasen^2\alpha \quad (5-18)$$

Pues el gradiente en 4 es ahora $i = \text{sen}\alpha$.

La fórmula 5-18, denominada la fórmula del seno, permite calcular el gasto a través de la presa sin necesidad del trazo de la red de flujo, a condición de conocer el valor de a . Para obtener este valor se tiene en cuenta una vez más el hecho de que la línea de corriente superior pasa por el punto 4, de coordenadas:

$$S = a$$

$$y = a \sin \alpha$$

Entonces la ec. 5-17 podrá escribirse:

$$K a \sin^2 \alpha (S_0 - a) = K (h^2 - a^2 \sin^2 \alpha) / 2$$

Operando puede llegarse a:

$$a^2 - 2S_0 a + (h^2 / \sin^2 \alpha) = 0 \quad (5-19)$$

de donde es posible obtener para a :

$$a = S_0 - \sqrt{S_0^2 - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (5-20)$$

La (5-20) permite calcular el valor de a , que sitúa el punto 4 sobre el talud aguas abajo de la presa y permite utilizar la fórmula del seno. Para poder calcular a se requiere, sin embargo, conocer S_0 , como se desprende de la (5-20) y este valor no puede calcularse a priori, pues no se conoce la línea de corriente superior para poderlo medir directamente. Casagrande recomienda calcular S_0 como primera aproximación con la fórmula:

$$S_0 = \sqrt{d^2 + h^2} \quad (5-21)$$

Lo que es igual a decir que, en longitud, S_0 es equivalente a la hipotenusa de un triángulo rectángulo de lados d y h , coordenadas del punto conocido. Para los casos prácticos en que el método estudiado es aplicable, los cuales se distinguirán más abajo, la fórmula 5-21 es una buena aproximación al valor de S_0 que no requiere posterior afinamiento; sin embargo, si se deseara trabajar con mayor precisión podría recurrirse a un procedimiento de aproximaciones sucesivas, dibujando la línea de corriente superior con base en el S_0 obtenida de la fórmula 5-21 y midiendo allí el S_0 resultante, con el que se procederá una nueva determinación de la línea y obtención

del nuevo s_0 , hasta que éste resulte igual al supuesto al comienzo de esa etapa del cálculo.

Se mencionó que el adoptar la pendiente de la línea de corriente superior como el gradiente hidráulico conduce a resultados *poco* satisfactorios para $\alpha > 30^\circ$. En cambio, la hipótesis de que el gradiente es constante en una vertical e igual a dy/ds que realizó L. Casagrande es satisfactoria para valores de α hasta 60° e inclusive arriba de 60° ; de hecho, si se aceptan errores de 25%, la hipótesis es aplicable hasta valores de α de 90° . Ahora bien, el hecho de aceptar la fórmula 5-21 como valor de s_0 es fuente de errores considerables para valores de α mayores de 60° . Así, en resumen, para $\alpha < 30^\circ$ la solución de L. Casagrande y la de Schaffernak-Van Iterson pueden usarse indistintamente con resultados muy parecidos; para $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ es aplicable la solución de L. Casagrande, que falla para mayores inclinaciones del talud si el valor de s_0 se calcula con el método sencillo, sin recurrir a aproximaciones laboriosas.

Solución de Kozeny para la línea de corriente superior en una presa de tierra. $\alpha = 180^\circ$

Alrededor de 1931, Kozeny propuso una solución rigurosa para el caso ilustrado en la fig. 27, común relativamente en presas de tierra y en el que el ángulo α tiene el valor de 180° .

En este lugar sólo se darán las conclusiones finales a las que llegó Kozeny en su solución, según las que las familias de líneas de flujo y equipotenciales son dos familias de parábolas de mismo foco (punto A); la ecuación de la línea de corriente superior, referida a un sistema de ejes rectangulares con origen en el foco A es:

$$x = (y^2 - y_0^2)/2y_0 \quad (5-22)$$

donde y_0 es la ordenada en el origen de coordenadas de la línea de corriente superior. En la solución se supone otra vez un punto conocido M de coordenadas d y h , con lo cual se pueden encontrar las distancias a_0 y y_0 , con los sentidos anotados en la figura (nótese que a_0 es

la distancia a la que hasta este momento se vino llamando a así)

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{d^2 + h^2}{2} - d \right) \quad (5-23)$$

La relación entre a_0 y y_0 que se anotó en la expresión 6-23 corresponde a una conocida propiedad de la parábola; también es propiedad de esta cónica en este caso que su inclinación sobre el origen ($x = 0$, $y = y_0$) es a 45° .

En esta solución, el gasto a través de la presa, por unidad de ancho de la sección dibujada en el papel, esta dado por:

$$q = 2ka_0 = Ky_0 \quad (5-24)$$

En la solución de Kozeny, por lo tanto, la línea de corriente superior es una parábola que pasa por M y tiene su foco en A.

Solución de A. Casagrande para la línea de corriente superior en una presa de tierra. $60^\circ < \alpha < 180^\circ$

A. Casagrande extendió la solución rigurosa de Kozeny de manera de llegar a las soluciones aproximadas, pero de alto valor práctico, útiles para todos los casos en que el ángulo α tiene valores comprendidos entre 60° y 180° . Su solución consiste, en esencia, en adoptar como primera aproximación para la forma de la línea de corriente superior la parábola básica de Kozeny, para corregir, como siguiente etapa, tanto la entrada como la salida de la tangente al talud aguas abajo, a fin de lograr que la línea que se traza satisfaga ambas condiciones.

Una vez obtenido el punto 4, se traza a mano la corrección a la parábola básica para obtener la línea de corriente superior. Esta corrección debe ser tangente a la superficie del talud para $\alpha < 90^\circ$ y tangente a la vertical pasando por el punto 4, cuando α esté comprendido entre 90° y 180° .

Dado el riesgo ecológico que implicaría una eventual fuga de salmuera o filtraciones excesivas de la misma a través de los parteaguas o límites naturales del vaso, es necesario identificar mediante recorridos cuidadosos y completos zonas que requieren protección contra la erosión causada por los oleajes y oscilaciones del nivel del agua almacenada. Al mismo tiempo debe cuantificarse mediante redes de flujo obtenidas en diferentes secciones del vaso, la cantidad de salmuera que se puede perder por infiltración al subsuelo.

Del análisis de los resultados de permeabilidad, tanto de campo como de laboratorio, se observa que los coeficientes de permeabilidad detectados varían entre 10^{-4} cm/seg y 10^{-8} cm/seg, con casos aislados de 10^{-2} cm/seg en el subsuelo suelto o blando del eje de la cortina, observándose además que, en general, en esta zona los valores del coeficiente de permeabilidad horizontal son menores que los verticales, lo que significa que en el suelo suelto o blando no hay una estratificación horizontal franca y en consecuencia el agua se filtrará principalmente en forma vertical.

- Por otra parte, en el suelo de las laderas se observa que los valores de permeabilidad horizontal son mayores que los verticales en los sondeos SM-5, SM-6 y SM-8; en los restantes la permeabilidad en ambos sentidos es similar.

Con base en los resultados de permeabilidad del suelo suelto o blando en la zona del eje de la cortina, se elaboró la figura 28, en la que se definen zonas de materiales térreos con igual o similar permeabilidad. Con la información resumida en dicha figura se calculó el gasto de infiltración que se fugará a través del suelo permeable bajo el desplante de la cortina.

Las filtraciones en el vaso se calcularon tomando en cuenta los resultados de los ensayos de permeabilidad de campo complementarios con los ensayos de laboratorio, (tabla 1) y haciendo las siguientes consideraciones:

- El coeficiente de permeabilidad medido en el subsuelo superficial en el centro del vaso es del orden de 10^{-6} cm/seg, en tanto que en las

laderas se tiene un coeficiente de permeabilidad promedio del orden de 10^{-5} cm/seg.

Si el tirante del agua se encuentra a la elevación de 35.50 m.s.n.m., el área media es de $131,357 \text{ m}^2$ y el volumen de $1'278,215 \text{ m}^3$, por lo que el tirante promedio es de 9.70 m.

- El perímetro medio del vaso es del orden de 1700 m.
- El nivel freático detectado en las laderas se encuentra en promedio en la elevación 20 m.s.n.m. o sea a una profundidad del orden de 15 m, medidos a partir del nivel de terreno natural.
- El subsuelo se encuentra más "impermeable" a la elevación 0.00 m.s.n.m. (a una profundidad del orden de 20 m, medida a partir del nivel del terreno natural del centro del vaso), considerándose que más abajo de esta elevación no hay pérdidas de agua.

De acuerdo con lo anterior, y con base en los resultados obtenidos de las redes de flujo dibujadas exprofeso, el volumen que se puede perder por el fondo y paredes del vaso, resulta del orden de $334 \text{ m}^3/\text{día}$

Si se desea minimizar las pérdidas de agua, será necesario hacer un tratamiento al subsuelo, el cual podría consistir en eliminar un metro de suelo superficial y sustituirlo por una capa de igual espesor de arcilla impermeabilizante, con lo que la filtración sería del orden de $18 \text{ m}^3/\text{día}$ si el coeficiente de permeabilidad de dicha arcilla es del orden de 10^{-8} cm/seg, como fue considerado en el cálculo.

Si aún esta pérdida se considera muy grande, se requerirá un sistema de impermeabilización mas sofisticado.

CONCLUSIONES

- a) A solicitud de Pétroleos Mexicanos (PEMEX), se realizó un estudio geotécnico en el tercer sitio para la presa "A", donde para almacenar entre 7.5 y 8 millones de barriles de salmuera, se requerirá construir una cortina y un bordo, cuyas dimensiones serán de 22 m de

altura para la cortina y 7.65 para el bordo, con taludes 2:1 y corona de 6 m para ambas estructuras, cuyo diseño geotécnico se describe en el cuerpo de la tesis.

- b) La exploración del sitio donde se construirá la presa "A", se llevó a cabo mediante 17 sondeos mixtos de profundidades variables entre 15 y 46 m y 7 pozos a cielo abierto de 3 m de profundidad; se realizaron además, pozos de observación del nivel freático y pruebas para determinar el coeficiente de permeabilidad horizontal y vertical del suelo en campo; así también, se muestreó una zona vecina a la presa, señalada por PEMEX como viable para ser explotada como banco de materiales para la construcción de la cortina y el bordo de la presa.
- c) Con base en los resultados de la clasificación de los suelos encontrados, se puede concluir que el subsuelo del área estudiada está formado por arenas arcillosas (SC) y arcillas arenosas de baja y alta plasticidad (CL y CH), encontrando claro predominio las segundas en los sondeos localizados a partir de la parte media de la presa hacia el norte; en el resto de los sondeos tanto los suelos arenosos como los arcillosos se encuentran alternadamente, sin que dicha alternativa permita correlacionar claramente los estratos detectados entre los sondeos. Se ha observado también, que en las partes bajas los suelos superficiales arcillosos o arenosos, se encuentran blandos o sueltos, respectivamente, mientras que en las zonas altas, lomerío, los suelos superficiales arcillosos son de consistencia media a firme, y los arenosos medianamente compactos. En ambas partes se aprecia un rápido incremento con la profundidad de la consistencia o compacidad, convirtiéndose en suelos duros y muy compactos a partir de una cierta profundidad que varía entre 5 y 12 m en la zona del vaso, y de 18 m en el sondeo SM-16, realizado aguas abajo de la cortina, conservándose así hasta la máxima profundidad explorada de 46.45 m.

Particularmente en el subsuelo del sitio donde se construirá la cortina, se tiene una alternancia de potentes estratos arcillo-arenosos y areno-arcillosos de consistencia muy blanda y estado muy suelto, respectivamente, a profundidades que varían de

5 a 13 m en el eje de la cortina y hasta 18 m aguas abajo de la misma ; más abajo de estas profundidades el suelo se vuelve duro o muy compacto. El nivel freático se encontró prácticamente superficial en el centro de la boquilla (SM-3).

En lo que se refiere al subsuelo del sitio donde se construirá el bordo (SM-6), se observa que hasta 7 m se tiene una arcilla arenosa de baja a alta plasticidad, de consistencia muy firme a dura. A mayor profundidad y hasta la máxima explorada (25.15 m) se tienen alternancias de arenas arcillosas y arcillas arenosas muy compactas y duras, respectivamente. El nivel freático se detectó a 15.80 m a partir del nivel del terreno natural, por lo que no existieran problemas de flujo de agua durante la construcción.

- d) Analizando los resultados de las pruebas de permeabilidad ejecutadas en el campo, se puede concluir que en general la permeabilidad en las laderas es baja, del orden de 10^{-6} cm/s, en tanto que en el centro del vaso fluctúa entre 10^{-3} y 10^{-4} cm/s, con algunos resultados aislados de 10^{-2} cm/s (sondeo SM-2). Sin embargo, de acuerdo a la solución que se propone en cuanto al desplante de la cortina, estas permeabilidades altas no representan riesgo alguno en la pérdida de salmuera por infiltración al subsuelo, debido a que en la excavación se eliminará gran parte de estos suelos muy blandos o muy sueltos altamente permeables (de mala calidad).
- e) De acuerdo con los resultados de laboratorio de los ensayos de compresión triaxial consolidada-drenada, se observa que el suelo, arenoso suelto y arcilloso blando, sondeos SM-2 y SM-3, no mejora su resistencia al corte al ser sometido a una determinada precarga durante algún tiempo, por lo que será necesario eliminarlo completamente para desplantar la cortina sobre el suelo duro o compacto.
- f) Se analizaron los materiales de banco de préstamo, propuestos por PEMEX localizados en la margen derecha el vaso, encontrándose que predominantemente están formados por arenas arcillosas (SC), levemente expansivas, fig. 22.

- g) Con un número adicional de ensayos de laboratorio se confirma que la mezcla de suelo adicionada con 4% de cemento es la adecuada para la construcción de las estructuras térreas; además se observa que los parámetros empleados en el diseño son conservadores.

Así mismo, de ensayos de compresión simple, realizados en probetas reproducidas al 95% Próctor (SRH), con 4% y 8% de cemento, se obtuvo que la resistencia va en aumento con el tiempo, Tabla 3.

- h) De acuerdo con los análisis efectuados se obtuvo que la cantidad de salmuera que se puede perder por infiltración al subsuelo es del orden de $334 \text{ m}^3/\text{día}$, si el nivel de almacenamiento está a 35.50 m.s.n.m. , considerando en los cálculos que la permeabilidad promedio es del orden de 10^{-5} cm/s y se tiene una carga hidráulica del orden de 16 m .

Si se coloca sobre el fondo de todo el vaso una capa de arcilla impermeabilizante de 1 m de espesor con un coeficiente de permeabilidad de 10^{-8} cm/s , la infiltración al subsuelo será del orden de $18 \text{ m}^3/\text{día}$.

Recomendaciones.

- a) La alternativa de solución más conveniente para desplantar la cortina consiste en remover completamente el suelo de mala calidad (sanear), localizado entre 0 y 18 m de profundidad máxima. Lo anterior implica realizar una excavación que tendrá que efectuarse en seco, para lo cual deberá instalarse un sistema de bombeo adecuado. Las características de dicho sistema se definirán con los resultados de una prueba de bombeo en campo, al conocer la magnitud de la aportación de agua a la excavación, determinando con ello si el gasto es manejable racionalmente y, en consecuencia si es factible realizar dicha excavación.
- b) Una vez realizada la excavación se procederá a construir la cortina, con las características geométricas y materiales que se muestran en la figura 19.

- c) El dique se construirá con las características geométricas y materiales que se muestran en la figura 20.
- d) El control de calidad de la mezcla de suelo-cemento especificada, así como el porcentaje de compactación, deberá realizarse por personal calificado y con amplia experiencia en trabajos geotécnicos. Asimismo este personal deberá tener capacidad de poder tomar decisiones en campo acordes a la seguridad y buen funcionamiento de la obra, tanto en el procedimiento de la elaboración de las mezclas como en la construcción de las estructuras. Se reitera que la mezcla de suelo cemento que se emplee en la construcción de la cortina y del bordo deberá tener una resistencia mínima a la compresión simple de 4.86 kg/cm^2 a los siete días de edad y parámetros de resistencia al corte de por lo menos $C = 1.15 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi = 32^\circ$.

Cabe mencionar que si con los ensayos de control de calidad realizados en campo se obtienen sistemáticamente parámetros de resistencia mayores a los recomendados, existirá la posibilidad de considerar una reducción del porcentaje de cemento en las mezclas.

- e) Es importante mencionar que paralelamente a la construcción de la cortina desde su desplante, deberán ir rellenándose las excavaciones lateralmente en exceso de la misma, con el fin de garantizar la estabilidad de los taludes ante condiciones sísmicas.
- f) Los taludes aguas abajo deberán protegerse contra la erosión con pasto y las coronas con material para terracerías de caminos, impermeabilizando su superficie con asfalto.
- g) Para asegurar el buen comportamiento de la estructura, será necesario empotrarla en sus laderas, retirando los depósitos de suelo de mala calidad, suelo orgánico, o material suelto y/o blando que pudiese existir ahí, para lo cual además se recomienda conformar escalones en la intersección de las estructuras con las laderas. El empotramiento mínimo deberá ser de 5 m, o hasta encontrar el suelo duro o compacto.

TABLA 1

VALORES DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD
OBTENIDO EN CAMPO Y EN LABORATORIO

SONDEO	PROF. NAF (m)	PROF. PEA. (m)	k LAB. (CM/SEG)	C A M P O	
				HOR. (CM/SEG)	VERT. (CM/SEG)
SK-1	13.91	3.40	8.31×10^{-5}	1.16×10^{-6}	2.80×10^{-6}
		5.50	1.84×10^{-6}		
		6.60-7.00			
		7.0			
		7.80	5.23×10^{-4}	5.40×10^{-5}	3.81×10^{-6}
		9.70	1.80×10^{-6}		
		11.60-12.0		2.36×10^{-6}	2.99×10^{-6}
		12.0			
		17.0	5.58×10^{-7}		
		17.0-17.40			
		17.40		1.90×10^{-5}	7.79×10^{-6}
		23.15	2.56×10^{-4}		
		25.40-25.80		3.00×10^{-6}	1.00×10^{-8}
		25.80			
33.60-34.00					
34.0					
34.60-35.00		1.73×10^{-6}	2.34×10^{-6}		
35.0					
SK-2	2.01	3.40	4.99×10^{-7}	8.80×10^{-3}	4.40×10^{-2}
		5.70	1.19×10^{-3}		
		8.0-8.40			
		9.15		4.00×10^{-4}	1.00×10^{-3}
		8.13	1.30×10^{-4}		
		12.00	1.59×10^{-5}		
		13.75-14.15			
		14.15		1.40×10^{-3}	6.60×10^{-4}
		16.00	1.18×10^{-4}		
		17.75-18.15			
		18.15			
21.75-22.15					
22.15		1.50×10^{-6}	4.34×10^{-5}		

TABLA 2

RESUMEN DE ENSAYES EN MATERIALES DE BANCOS

SITIO	MUESTRA No.	PROF. msnm	L.L. %	I.P. %	C.L. %	ARENA %	FINOS %	P.V.S.M. kg/m3	Wop %	CLAS. SUCS.
CORTE 1	1		48	26	6.5	62	38	1605	18.7	SC
	2		42	26	7.2	44	56			CL
	3		47	28	8.0	42	58			CL
	4		43	15	8.8	59	41	1570	23.2	SM
CORTE 2	1		55	28	12.7	45	55	1560	22.2	CH
CORTE 3	1		58	25	10.3	27	73	1540	21.0	MH
ICA-B-9	2	2.25	62	43	12.4	41	59	1580	21.5	CH
ICA-B-10	1	0.80	56	35	9.6	70	30	1501	26.2	SC
B-1	1	1.50	37	16	-	45	55	-	-	CL
	2	4.50	35	16	-	55	45	-	-	SC
	3	7.50	37	19	-	62	38	1775	16.2	SC
	4	10.50	34	17	-	70	30	-	-	SC
	5	13.00	35	17	-	70	30	-	-	SC
B-2	1	1.50	42	22	-	51	49	-	-	SC
	2	4.50	36	16	-	72	28	-	-	SC
	3	7.50	36	15	-	55	45	-	-	SC
	4	10.50	34	18	-	68	32	-	-	SC
	5	13.00	35	13	-	66	34	-	-	SC

TABLA 3

VALORES DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA
AL CORTE, C y ϕ , Y DEL COEFICIENTE
DE PERMEABILIDAD, k, OBTENIDO EN LABORATORIO

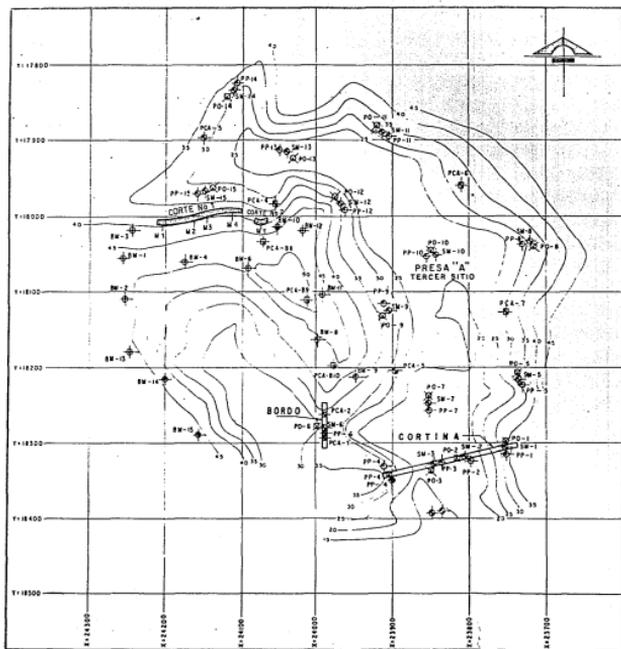
SITIO -	MUESTRA No.	PROF. m	GRADO COMP. %	C ton/m ²	ϕ °	k cm/seg.	
CORTE 1	1		90	0.15	17	-	
			95	1.00	20	4.3×10^{-6}	
			100	2.00	26	7.3×10^{-7}	
	4		90	0.50	20	-	
			95	0.40	22	1.8×10^{-6}	
			100	0.80	25	5.3×10^{-7}	
CORTE 2	1		90	0.10	15	1.2×10^{-5}	
			95	2.50	15	3.6×10^{-8}	
			100	2.00	23	1.0×10^{-8}	
CORTE 3	1			90	1.30	18	-
				95	1.00	25	3.2×10^{-6}
				100	2.00	27	2.3×10^{-6}
FCA-B-9	1	0.25		90	2.00	20	-
				95	0.40	22	1.3×10^{-6}
				100	1.50	25	1.6×10^{-6}
FCA-B-10	1		0.80	90	0.00	14	-
				95	1.50	12	2.5×10^{-7}
				100	3.20	17	1.3×10^{-7}
BM-1	3	7.50		95	2.50	25	-
BM-4	2	4.50		95	1.00	26	-

TABLA 4

PARAMETROS DE RESISTENCIA OBTENIDOS DE PROBETAS DE SUELO*
 CEMENTO, REPRODUCIDAS AL 95% PROCTOR (SRH).

GRUPO	CIMENTO %	EDAD EN DIAS	γ_m kg/m ³	COMPRESION SIMPLE q_u , kg/cm ²		COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA	
				SATURADAS CON AGUA	SATURADAS CON SALMUERA	σ_c kg/cm ²	ϕ GRADOS
1	2	7	1910	-	3.70	0.35	45
		7	1908	-	-	0.40	44
	4	3	1815	4.57	3.61	1.90	32
		7	1832	-	4.86	1.15	41
		7	1824	-	-	2.60	34
		14	1795	-	5.59	1.10	39
		30	1861	-	8.93	-	-
		8	3	1856	7.10	7.23	1.65
	7	1837	-	8.99	2.10	37	
	14	1856	-	9.23	1.70	44	
	30	1896	-	19.18	-	-	
	12	3	1901	-	18.53	4.50	45
		7	1897	-	21.76	4.00	48
		14	1876	-	25.95	4.70	45
2	2	7	1907	-	-	1.35	40
		7	1902	-	-	3.90	9
	4	7	1881	-	-	1.70	38
		7	1882	-	-	1.70	40
3	2	7	1918	-	-	2.55	32
		7	1950	-	-	1.90	44
	4	7	1916	-	-	2.80	38
		7	1922	-	-	3.80	32
4	2	7	1864	-	-	1.70	41
		7	1871	-	-	1.10	45
	4	7	1902	-	-	2.20	43
		7	1905	-	-	1.90	44

* Suelo proveniente del banco localizado en la margen derecha del vaso, (arena-arcillosa, SC).



SIMBOLOGIA

- SM - SONDEO MIXTO
- PCA - POZO A CIELO ABIERTO
- PP - POZO PARA PRUEBA DE PERMEABILIDAD
- PO - POZO DE OBSERVACION
- BM - POZO REALIZADO CON MAQUINA CALWELD PARA MUESTREO DE BANCOS DE MATERIALES
- PCA-B - POZO A CIELO ABIERTO
- C - CORTE EXISTENTE DEL TERRENO
- M - MUESTRA REPRESENTATIVA DE LOS CORTES

NOTAS:
 TONADO DEL PLANO DN-2584
 PROPORCIONADO POR PEMEX.

PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.

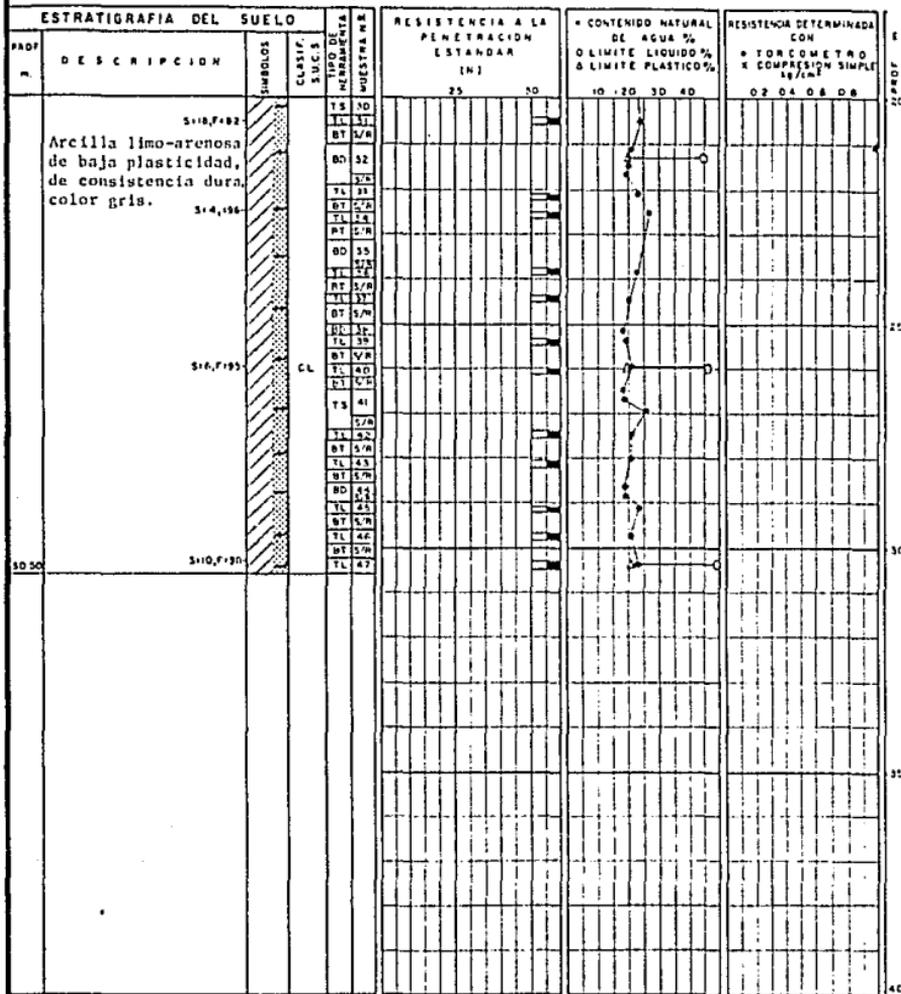
LOCALIZACION DE SONDEOS
 Y DE BANCOS DE MATERIALES
 fig. 1

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		MUESTRA N°		RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (t/m ²)	CONTENIDO NATURAL DE AGUA % O LIMITE LIQUIDO % A LIMITE PLASTICO %	RESISTENCIA DETERMINADA CON TERCOMETRO Y COUPLER SIMPLE t/cm ²
Prof. m	DESCRIPCION	CLASIF. SUELO	TUBO SUELO	75	0-20 40 60	0.2 0.4 0.6 0.8
0.00	Arcilla arenosa de baja plasticidad, de consistencia media a muy blanda, color gris verdoso.	CL	TL 1 TL 2 TS 3 TL 4 TL 5 TL 6			X ₀
1.00	Arena arcillosa muy suelta, color café amarillento.	SC	TL 7 TL 8 TS 9 TL 10 TL 11			X ₁
2.20	Arcilla limo-arenosa de baja a alta plasticidad, de consistencia muy blanda, color café amarillento.	CH	TL 12 TS 13 TL 14 TS 15			1.23
3.40	Arena arcillosa de compacta a muy compacta, colores café amarillento y gris.	SC	TL 16 TS 17 TL 18 TS 19 TL 20 TS 21 TL 22 TS 23 TL 24 TS 25 TL 26 TS 27 TL 28 TS 29 TL 30 TS 31			3.32
19.50						4.2*

SIMBOLOGIA :

	RELLENO		ARENA	F = Porcentaje de finos
	ARCILLA		GRAVA	S = Porcentaje de arena
	LIMO			G = Porcentaje de grava
				TL = Tubo Liso
				TS = Tubo Suelto
				OD = Orifici Dentado
				OT = Orifici Triangulor
				S/N = Sin Muestra

PRESA "A"
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.
 SONDEO SM-2
 PERFIL ESTRATIGRAFICO
 fig 2o



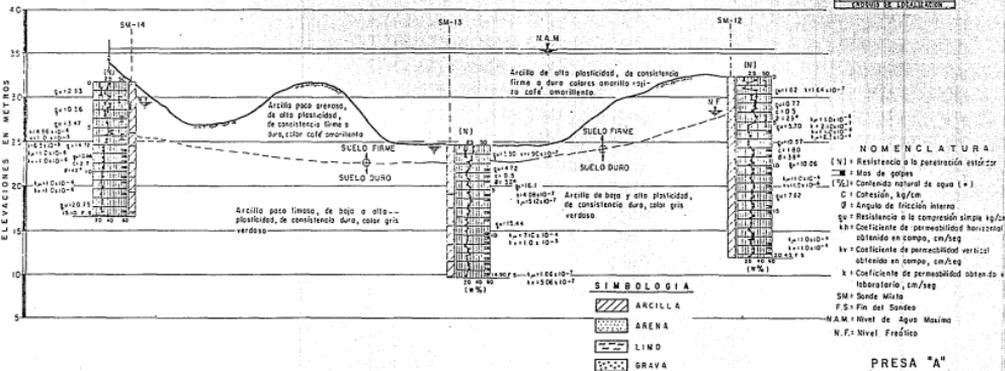
SIMBOLOGIA:

RELLENO
 ARENA
 ARCILLA
 GRAVA
 LIMO

75 Porcentaje de limo
 51 Porcentaje de arena
 61 Porcentaje de grava

TL: Tubo Lito
 TS: Tubo Shelby
 BT: Brazo Triaxial
 BD: Brazo Densidad
 S.M.: Sin Muestreo

PRESA "A"
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.
 SONDEO SM-2
 PERFIL ESTRATIGRAFICO
 fig 2 b



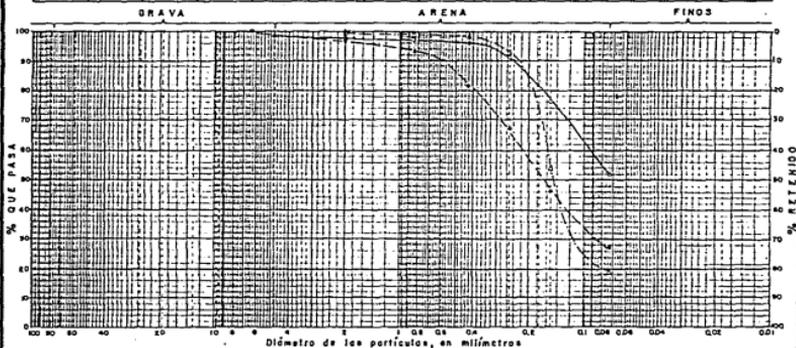
- NOMENCLATURA**
- (N) Resistencia a la penetración estándar
 - Mas de golpes
 - Contenido natural de agua (%)
 - C Cohesión, kg/cm
 - φ Ángulo de fricción interno
 - q_u Resistencia a la compresión simple kg/cm²
 - k_h Coeficiente de permeabilidad horizontal obtenido en campo, cm/seg
 - k Coeficiente de permeabilidad obtenido en laboratorio, cm/seg
 - SM Sonda Sismo
 - F.S. Fin del Sondeo
 - N.M. Nivel de Agua Maximo
 - N.F. Nivel Freático

SIMBOLOIA

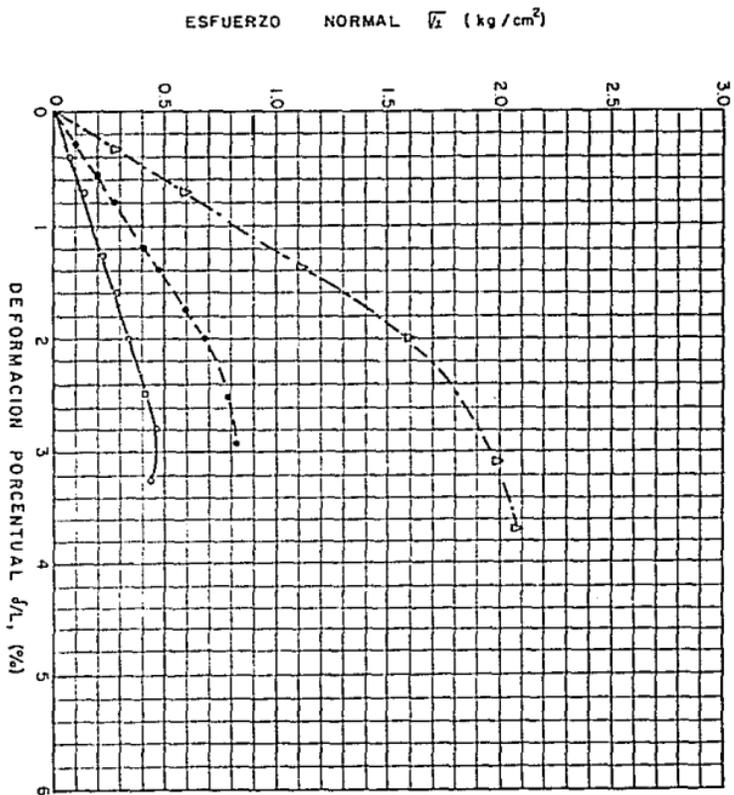
- ▨ ARCILLA
- ▩ ARENA
- ▧ LIMO
- ▦ GRAVA

PRESA "A"
(TERCER SITIO)
ALMACENAMIENTO DE SALMUERA*
 TUZANDEPRETL, VER.
CORTE ESTRATIGRAFICO E-E'

SIMBOLOGIA	PROF.	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	m	mm	mm	mm			%	%	%	
○	0.70	-	-	0.10	-	-	0	48	52	CL
●	3.40	-	0.086	0.20	-	-	0	72	28	SC
△	5.70	-	0.096	0.16	-	-	0	61	19	SC

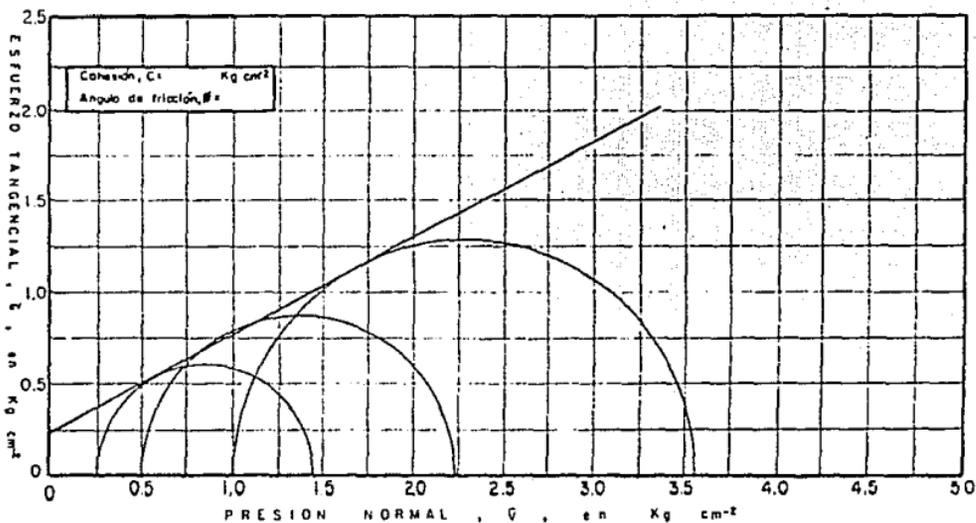


PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDÉPETL, VER
 SONDEO SM-2
 ANALISIS GRANULOMETRICO
 fig 4

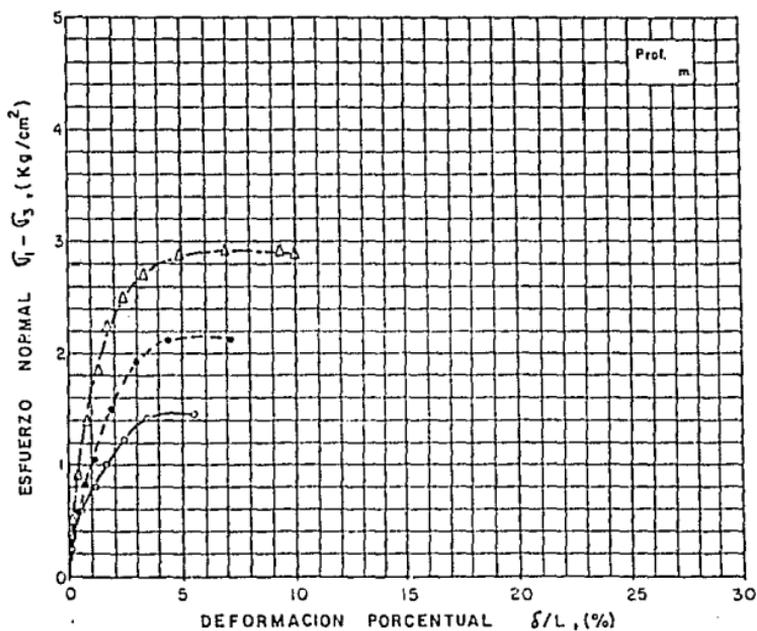


PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUNZANDEPETL, VER.
 SONDEO SM-1
 COMPRESION SIMPLE
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

PROF.	DENSIDAD DE SÓLIDOS ρ_s	RELACION DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		LÍMITE LÍQUIDO w_L	ÍNDICE DE PLASTICIDAD I_p	GRADO DE DORMANCIA S_L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMÉTRICO HUMEDO γ_w	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
		INICIAL e_i	FINAL e_f	INICIAL w_i	FINAL w_f	INICIAL S_i	FINAL S_f				MEJOR σ_{III}	MAXOR σ_I			
				%	%	%	%				Kg cm^2	Kg cm^2			Kg cm^2
3.40	2.60	0.80	0.78	19.20	25.80	62.40	85.90	34.70	14.10		2.4	0.25	1.45	1723	SC
		0.85	0.82	17.60	27.90	53.80	88.20				2.5	0.50	2.22	1654	
		0.72	0.72	20.20	24.80	68.80	89.20				2.7	1.00	3.54	1773	



PRESA A
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TIZABAPETL, VER.
 SONDEO
 SM-1
 COMPRESION TRIAXIAL CONSERVADA-RÁPIDA
 fig 6

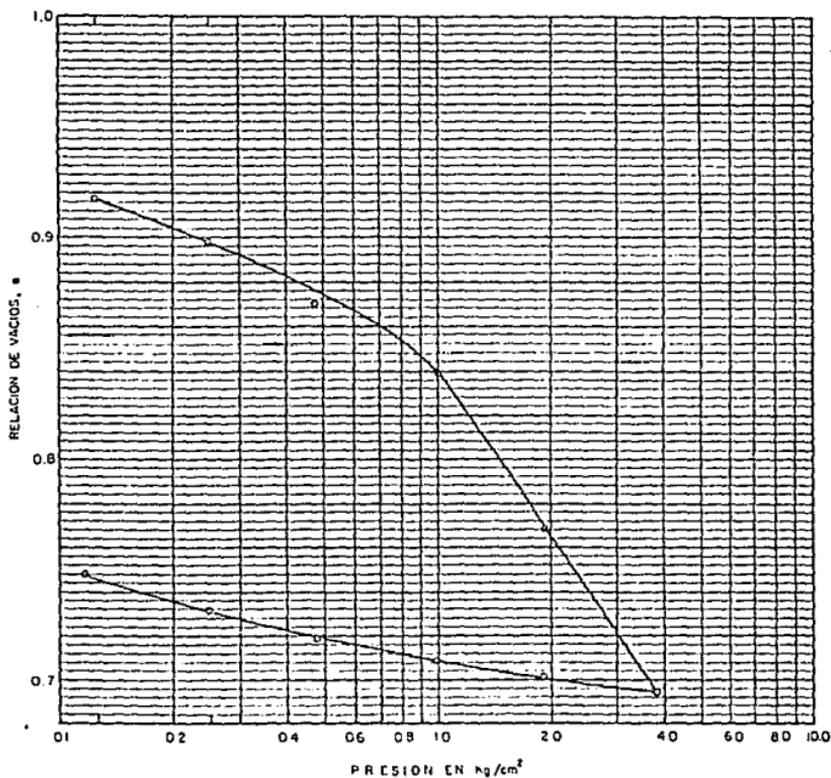


SÍMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	0.250	1.20	2.4
●—●	0.500	1.72	2.5
△—△	1.000	2.54	2.7

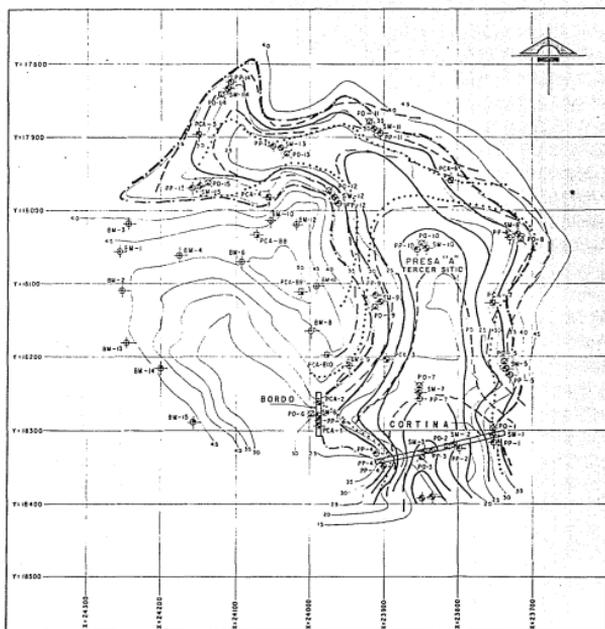
PRESA "A"
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
TUZANDEPETL, VER.
SONDEO SM-1
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL

fig. 7

PROF.	DENSIDAD DE SólIDOS		RELACION DE VACIOS		CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO IP	PESO VOLUMETRICO γ_m	INDICE DE RECOMPRISION C_r	INDICE DE COMPRESION VERTICAL C_c	PRESION EFECTIVA P_o	CARGA DE MEDIDOS P_c	RELACION DE VACIOS DE MEDIDOS R_{PC}	CLASIFICACION S.U.C.S.
	S_s	S_i	e_i	e_f	w_i	w_f	G_i	G_f									
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	%	%	Kg/m^3	—	—	Kg/cm^2	Kg/cm^2	—	
3.64	2.67	0.934	34	30	96	100	46	22	1840	0.70	0.254			1.10			SC



PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.
 SONDEO SM - 2
 ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD
 fig 8



SIMBOLOGIA

- SM - SONDEO MIXTO
- PCA - POZO A CIELO ABIERTO
- PP - POZO PARA PRUEBA DE PERMEABILIDAD
- PO - POZO DE OBSERVACION
- ELEVACION DE LA CAPA DURA
(Más de 60 golpes en prueba de penetración estándar)
- ELEVACION DEL N. A. F.
- ELEVACION DE LA CAPA GRIS Y GRIS VERDOSA
- COTA DE EMBALSE : 35.50

NOTAS

- 1: EN LA ZONA DE LA CORTINA LA ELEVACION 0.00 CORRESPONDE EN PROMEDIO A 15.0 m DE PROF.
- 2: ESTA FIGURA ESTA TOMADA DEL PLANO DN - 2584 PROPORCIONADO POR PEMEX.

PRESA "A"
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TIZAPALTEPEC, VER.

CURVAS DE IGUAL ELEVACION

PCA-B-8

Cota del brocal _____

Fecha de perforación _____ de 19 ____

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO				+ PESO VOLUMETRICO NATURAL T_{90}/m^3					+ CONTENIDO NATURAL DE AGUA % O LIMITE LIQUIDO % & LIMITE PLASTICO %				RESISTENCIA DETERMINADA CON + TORCOMETRO & COMPRESION SIMPLE kg/cm^2		E P R O F.	
PROF. m	DESCRIPCION	SIMBOLOS	CLASIF. SUCS.	MUESTRA No.	12	14	18	18	20	10	20	30	40	1		2
0.80	CAPA VEGETAL	1 2 3 4 5 6														0
	Arcilla limosa de alta plasticidad, color café amarillento, con poca arena fina y grumos del mismo material.	7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100	I-N	2-N												1 2 3

PCA-B-9

Cota del brocal _____

Fecha de perforación _____ de 19 ____

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO				+ PESO VOLUMETRICO NATURAL T_{90}/m^3					+ CONTENIDO NATURAL DE AGUA % O LIMITE LIQUIDO % & LIMITE PLASTICO %				RESISTENCIA DETERMINADA CON + TORCOMETRO & COMPRESION SIMPLE kg/cm^2		E P R O F.	
PROF. m	DESCRIPCION	SIMBOLOS	CLASIF. SUCS.	MUESTRA No.	12	14	18	18	20	10	20	30	40	1		2
0.40	CAPA VEGETAL	1 2 3 4 5 6														0
	Arcilla limosa de alta plasticidad, color café amarillento a café claro, con arena fina y grumos del mismo material.	7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100	I-N	2-N												1 2 3

F = Porcentaje de finos

G = Porcentaje de grano

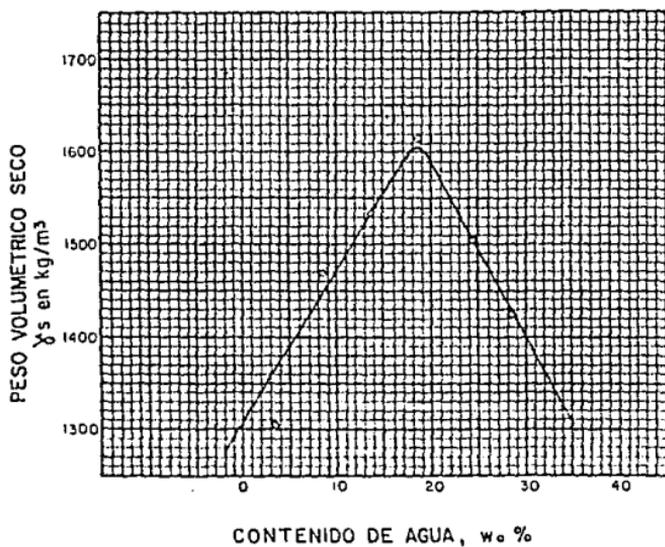
G = Porcentaje de grava

I-N - Muestra Alterada Representativa

SIMBOLOGIA

PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.
 PCA-B-8yB-9
 PERFIL ESTRATIGRAFICO
 fig 11

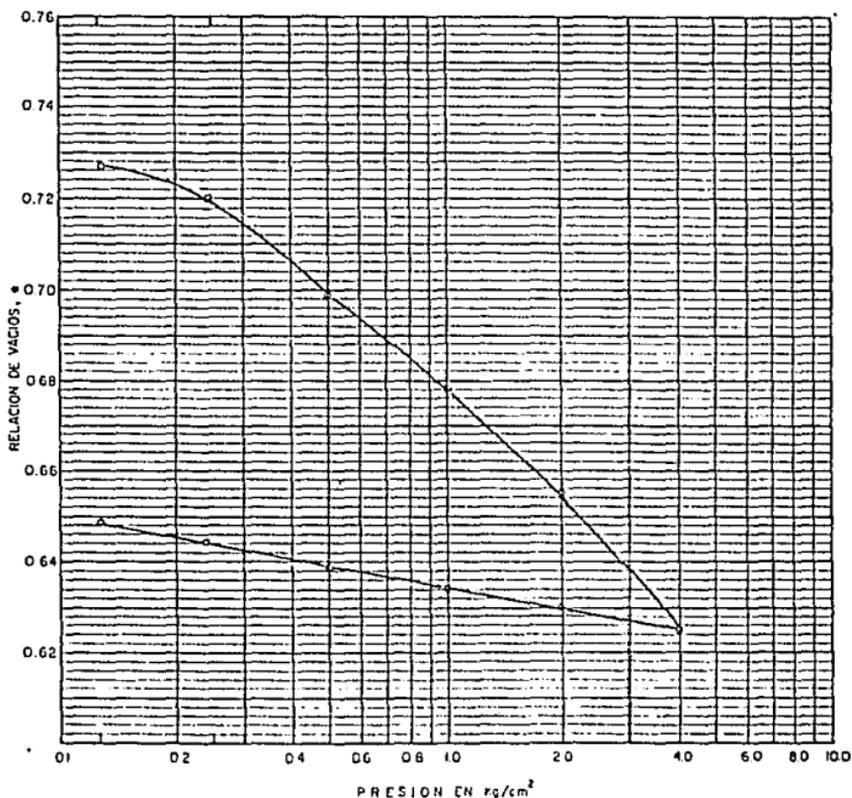
COTA DE ELEV. m	MUESTRA	PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO γ_s Kg/m ³	CONTENIDO DE AGUA OPTIMO %	ENERGIA Kg-cm/cm ³	CLASIFICACION S.U.C.S.
	1	1605	18.7	7.5	SC



PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.
 CORTE-1
 PRUEBA PROCTOR

fig 12

PROF.	DENSIDAD DE SólIDOS Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO NATURAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO IP	PESO VOLUMETRICO γ_m	INDICE DE RECOM-PRESION Cr	INDICE DE COMPRESION Cc	EFECTIVIDAD VERTICAL Po	CARGA DE INMEDIO PC	DEL DE MEDIO RPC	CLASIFICACION S.U.C.S.
		Bi	Wi	Wi	Wi	Gi	Gi									
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	%	Kg/m ³	—	—	Kg/cm ²	Kg/cm ²	—	
—	2.66	0.74	19.80	23.00	71.10	71.60	43.00	28.12	1831	0.02	0.06			0.23		SC



REPRODUCIDA AL 90% PROCTOR (SRII).

PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.
 GRUPO 3, BM-14 y 15
 ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

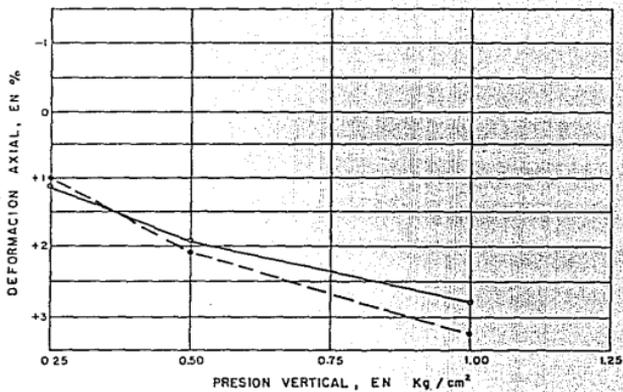
fig 13

PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLASTICO LP	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		PRESION VERTICAL APLICADA	DEFORMACION AXIAL UNITARIA			CLASIFIC. S. U. C. S.
	NATURAL	FINAL				NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL	NUEDO Y ₃	SECO Y ₅		ALCARGA	ALSATURAN	TOTAL	
	w	w _f	%	%	e	e _f	%	%	Kg /m ³	Kg /m ³	Kg/cm ²	%				
-	17.50	23.50	48.10	22.10	2.60	0.66	0.68	68.80	89.60	1838	1564	0.25	1.08	-0.08	1.00	SC
	17.70	24.40				0.73	0.71	62.60	89.40	1764	1499	0.50	1.90	0.22	2.12	
	17.60	24.91				0.76	0.70	60.40	92.50	1740	1480	1.00	2.30	0.39	3.19	

MUESTRA REPRODUCIDA AL 95% PROCTOR (SRH).

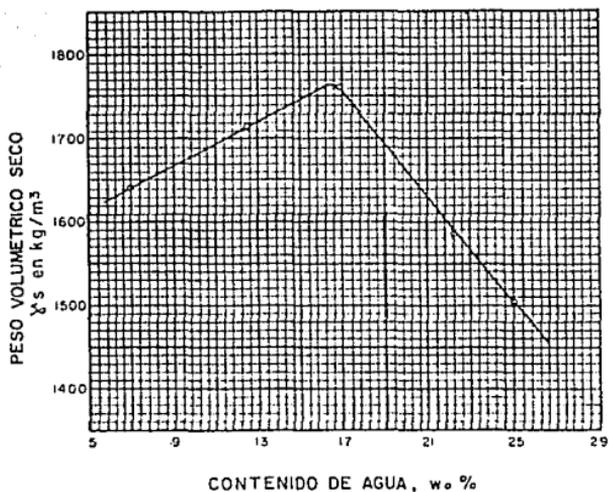
NOTA:

+ ASENTAMIENTO
- EXPANSION



PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUNAUPEPEL, VER.
 CORTE "1-M-1"
 SATURACION BAJO CARGA
 Fig 14

BANCOS	PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO γ_s Kg/m ³	CONTENIDO DE AGUA OPTIMO w _o %	ENERGIA Kg·cm/cm ³	CLASIFICACION S. U. C. S.
B-1, 2, 3, 4, 5, y 13	1765	16.5	7.50	SC



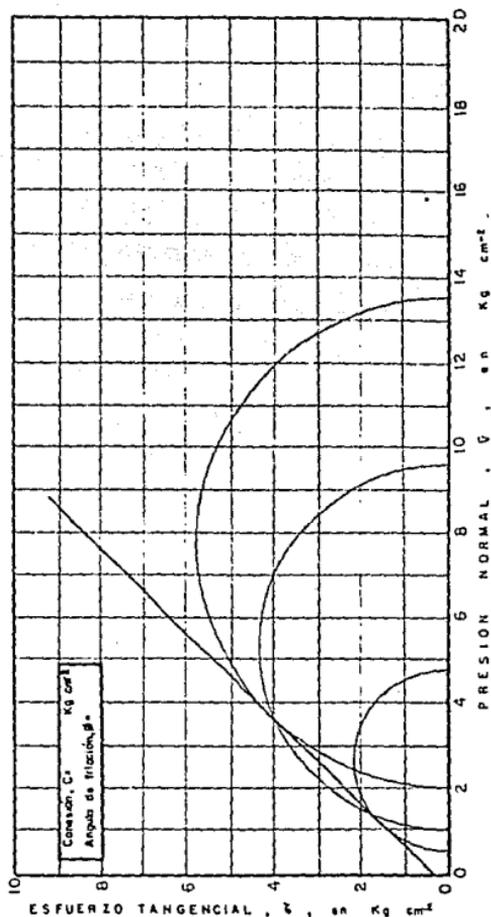
MEZCLA DE SUELO CON EL
2% DE CEMENTO.

PRESA "A"
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
TUZANDEPETL, VER.
GRUPO 1, BM-1, 2, 3, 4, y 13
PRUEBA PROCTOR

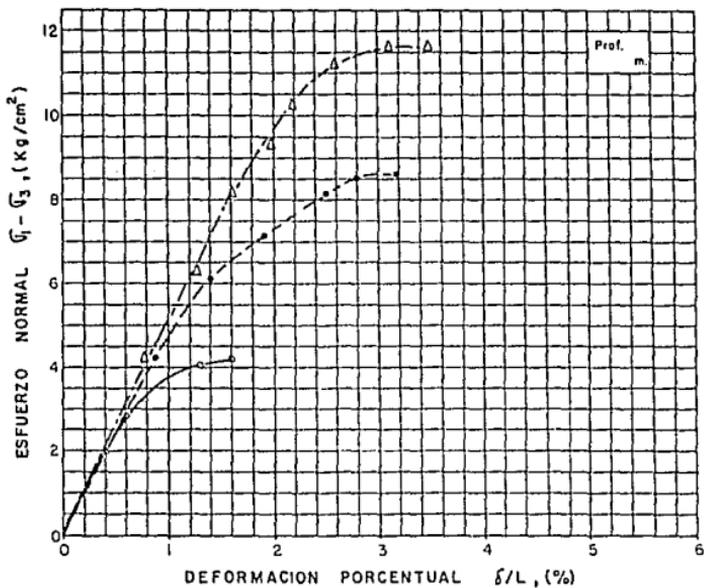
fig 15

PROF.	GRANDEZ DE BOLIDOS	RELACION DE AGUAS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO		INDICE DE COMPACTACION		ESFUERZO PRINCIPAL		MESO METRICO MEDIDO	CLASIFICACION S.U.C.S.
		W ₁	W ₂	W ₁	W ₂	S ₁	S ₂	LL	PL	I _p	U _c	σ ₁	σ ₃		
		0.57	0.56	12.00	19.20	56.0	92.0			1.30	0.50	4.60	1901		
	2.66	0.57	0.56	11.80	18.30	57.0	90.0	31.90	11.30	2.90	1.00	9.50	1917		
		0.56	0.56	11.80	18.10	57.0	89.0			3.00	2.00	13.50	1913		

PROBETAS REPRODUCIDAS AL 952 PROCTOR (SRH) CON EL 22 DE CEMENTO.
SATURADAS CON SALMUERA Y ENSAYADAS A LOS SIETE DIAS DE EDAD.



PRESA A
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
TUZANDEPTL, VER.
GRUPO 1, BM-1, 2, 3, 4, 5 y 13
COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA
fig 16

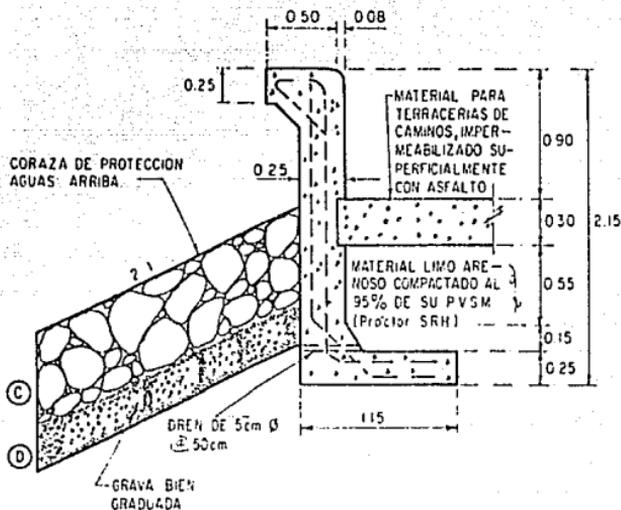


SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE (σ_3) (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL ($\sigma_1 - \sigma_3$) (Kg/cm ²)	DEFORMACION ϵ/L , (%)
○—○	0.500	4.10	1.30
□—□	1.000	8.50	2.90
△—△	2.00	11.50	3.00

PROBETAS REPRODUCIDAS AL 95% PROCTOR (SRH) CON EL 2% DE CEMENTO, SATURADAS CON SALMUERA Y ENSAYADAS A LOS SIETE DIAS DE EDAD.

PRESA "A"
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
TUZANDPETL, VER.
GRUPO 1, BM-1, 2, 3, 4, 5 y 13
CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL

fig 17



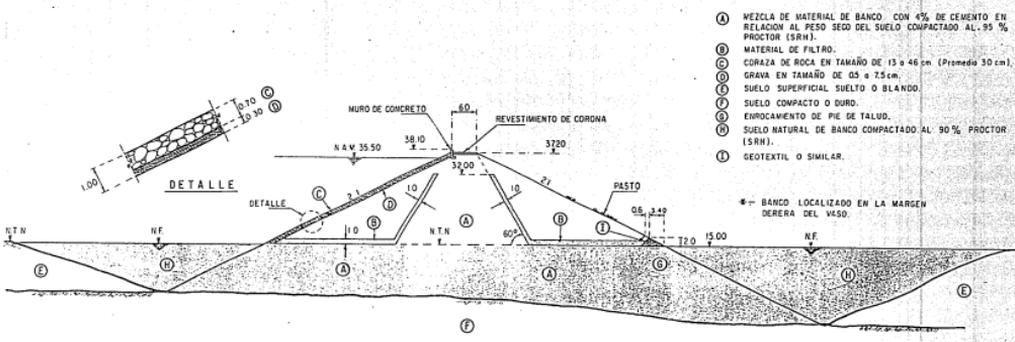
NOTAS :

1.- Acolaciones en m.

CORAZA DE PROTECCION	ESPESORES, m	
	CORTINA	BORDO
Ⓒ	0.70	0.60
Ⓓ	0.30	0.20

PRESA "A"
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
TUZANDEPETL, VER.
MURO DE CONCRETO PARA
COMPLEMENTAR BORDO LIBRE

fig. 18



- (A) MEZCLA DE MATERIAL DE BANCO CON 4% DE CEMENTO EN RELACION AL PESO SECO DEL SUELO COMPACTADO AL 95 % PROCTOR (SRH).
- (B) MATERIAL DE FILTRO.
- (C) CORAZA DE ROCA EN TAMAÑO DE 15 a 46 cm (Promedio 30 cm).
- (D) GRAVA EN TAMAÑO DE 03 a 7.5 cm.
- (E) SUELO SUPERFICIAL SUELTO O BLANDO.
- (F) SUELO COMPACTO O DURO.
- (G) EMPUJAMIENTO DE PIE DE TALUD.
- (H) SUELO NATURAL DE BANCO COMPACTADO AL 90% PROCTOR (SRH).
- (I) GEOTEXTIL O SIMILAR.

*- BANCO LOCALIZADO EN LA MARGEN DERECHA DEL VASO.

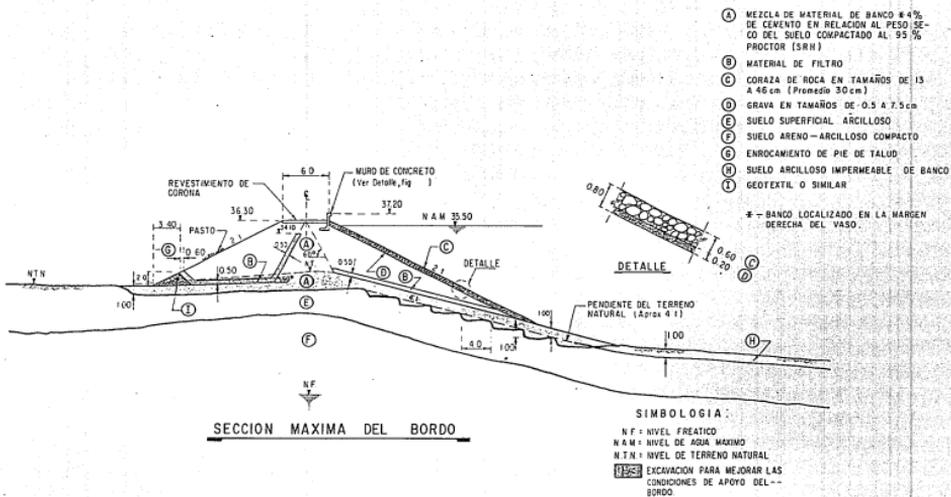
SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

ACOT. EN m

- SIMBOLOGIA :**
- N.F. = NIVEL FREATICO
 - N.A.M. = NIVEL DE AGUA MAXIMO
 - N.T.N. = NIVEL DE TERRENO NATURAL
 - [] = EXCAVACION PARA REMOVER SUELO DEL MATERIAL DE MALA CALIDAD.

PRESA "A"
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETIL, V.C.R.

CORTINA



- (A) MEZCLA DE MATERIAL DE BANCO # 4% DE CEMENTO EN RELACION AL PESO SECO DEL SUELO COMPACTADO AL 95 % PROCTOR (SRH)
- (B) MATERIAL DE FILTRO
- (C) CORAZA DE ROCA EN TAMAÑOS DE 13 A 46 cm (Promedio 30 cm)
- (D) GRAVA EN TAMAÑOS DE 0.5 A 7.5 cm
- (E) SUELO SUPERFICIAL ARCILLOSO
- (F) SUELO ARENO-ARCILLOSO COMPACTO
- (G) ENROCAMIENTO DE PIE DE TALUD
- (H) SUELO ARCILLOSO IMPERMEABLE DE BANCO GEOTEXTIL O SIMILAR
- (I)

* -- BANCO LOCALIZADO EN LA MARGEN DERECHA DEL VASO.

SIMBOLOGIA:

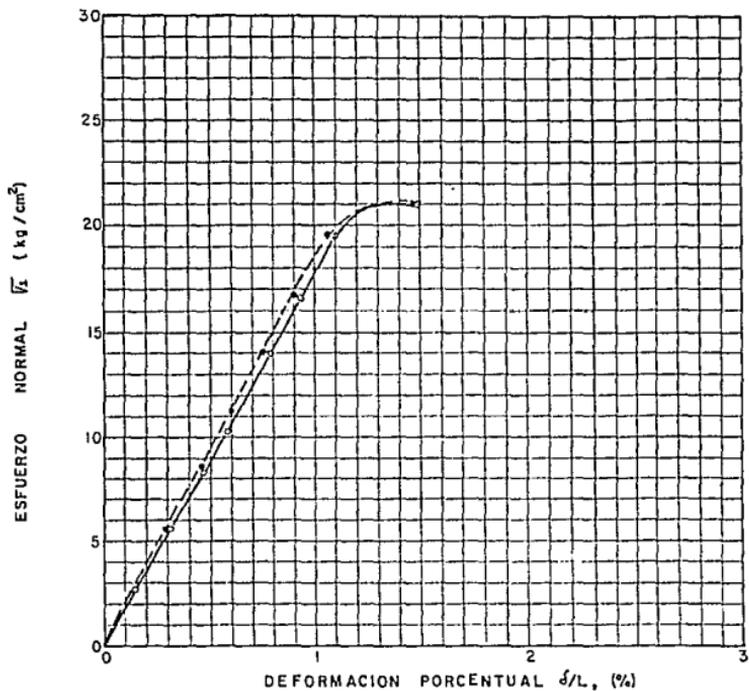
N.F. = NIVEL FREATICO

N.A.M. = NIVEL DE AGUA MAXIMO

N.T.V. = NIVEL DE TERRENO NATURAL

[Hatched Box] EXCAVACION PARA MEJORAR LAS CONDICIONES DE APOYO DEL BORDO

PRESA "A"
(TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
TUZANDREPEL, VER.
B O R D O

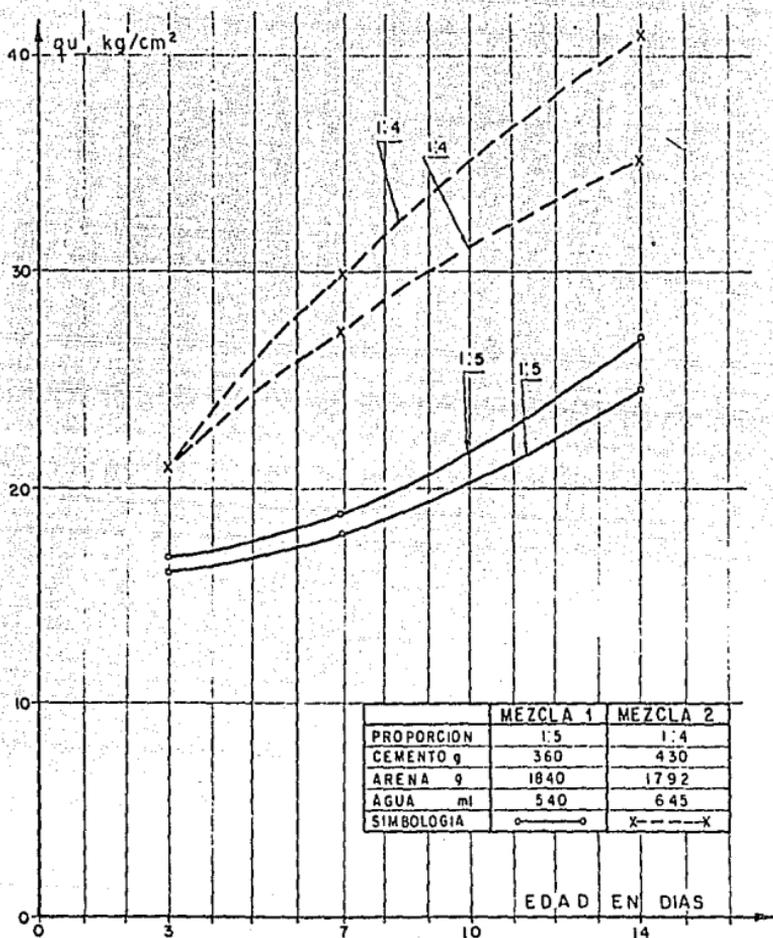


SIMBOLOGIA	ENSAYE
○ — ○	1
● - - ●	2

PROBETAS DE MORTERO CEMENTO-ARENA EN
 PROPORCION 1:4, ENSAYADAS A LOS TRES
 DIAS DE EDAD.

PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.
 MORTERO CEMENTO-ARENA
 COMPRESION SIMPLE
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

fig 21



	MEZCLA 1	MEZCLA 2
PROPORCION	1:5	1:4
CEMENTO g	360	430
ARENA g	1840	1792
AGUA ml	540	645
SIMBOLOGIA	○—○	x---x

PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
 "ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.
 RESULTADOS EN PRUEBAS DE
 COMPRESION SIMPLE EN
 MORTERO CEMENTO-ARENA



IMPERMEABLE

fig 23 CONDICIONES DE FRONTERA EN EL PROBLEMA
DEL FLUJO DE AGUA A TRAVES DE UNA -
PRESA DE TIERRA

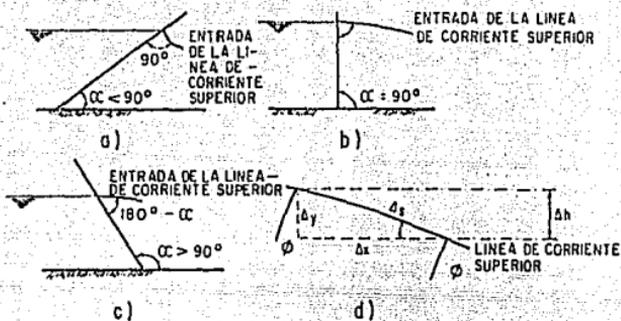


fig 24 CONDICIONES DE ENTRADA DE LA LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR EN LA PRESA DE TIERRA.

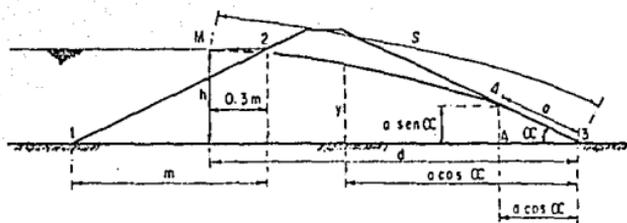
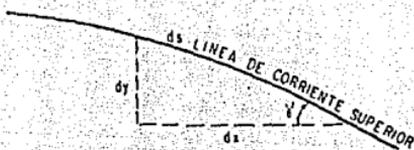
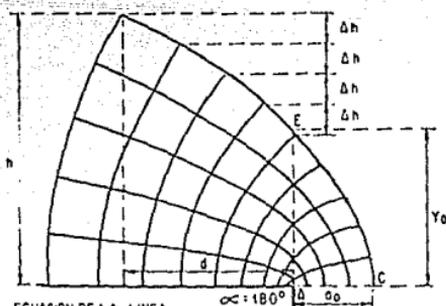


fig 25 SOLUCION DE SCHAFFERNAK Y VAN ITERSOR, PARA $\alpha < 30^\circ$



$$1 = \frac{dy}{ds} = \text{sen } \gamma$$

fig. 26 EL GRADIENTE HIDRAULICO EN LA LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR

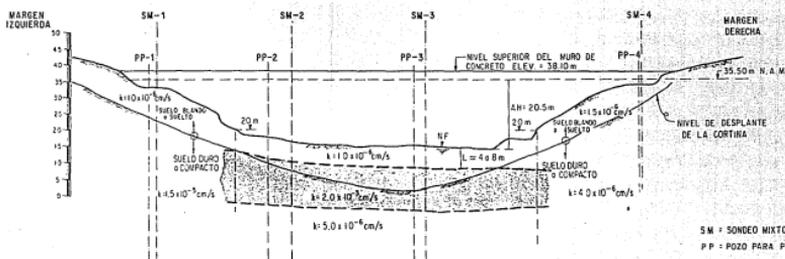


ECUACION DE LA LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR.

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2} \quad x_0 = \frac{y_0}{2} \left(\sqrt{d^2 + h^2} - d \right)$$

$$q = 2 k \omega = k Y_0$$

fig 27 SOLUCION DE KOZENY PARA PARA $\omega = 180^\circ$



SM = SONDEO MIXTO
 PP = POZO PARA PRUEBA DE PERMEABILIDAD
 K = COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD PROMEDIO MEDIDO EN CAMPO, cm/sig
 N.A.M. = NIVEL DE AGUA MAXIMO
 ZONA DE MATERIAL CON ALTA PERMEABILIDAD

PRESA "A"
 (TERCER SITIO)
"ALMACENAMIENTO DE SALMUERA"
 TUZANDEPETL, VER.
 ZONIFICACION DEL SUBSUELO DE
 ACUERDO A LA PERMEABILIDAD,
 EN LA ZONA DE LA CORTINA

Bibliografía

- 1.- Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos, Almacenamientos Subterráneos, SMMS, México 1983.
- 2.- Petroleos Mexicanos, Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones (primera parte), PM, México 1975.
- 3.- BELLO MALDONADO, ARTURO A. y FLAMAND, CARLOS, L., Diseño y construcción de presas de tierra y de enrocamiento, SMMS, México 1976.
- 4.- Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de Suelos tomo III, Limusa, México 1984.
- 5.- Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de Suelos tomo I, Limusa, México 1984.