



# Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGON

## "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO"

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a :

Juventino Jesús Romero Parra

México, D. F.

1982



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

Civ 133

sist 29464

D E D I C A T O R I A S .

A MIS PADRES:  
LUIS Y ESTELA  
CON GRATITUD

A MIS HERMANOS,  
PRIMOS Y TIOS.

A ADRIANA AVIÑA G.

## P R O L O G O .

El presente trabajo se elaboró, debido a la inquietud existente, por contar con información de carácter introductorio, relacionada con el diseño y la construcción de presas de tierra y materiales granulares, cimentadas sobre suelo o roca.

Las notas que se presentan en éste trabajo hacen énfasis en los aspectos geotécnicos, criterios de diseño y procedimiento de construcción, considerados en la práctica moderna, para la ejecución de tales estructuras, con un grado de seguridad y economía satisfactorios.

En la realización de éste trabajo se agradece la dirección y colaboración del Ing. Rogelio Flores León, por la disposición y experiencia aportada y al Ing. Raúl González, por las facilidades proporcionadas.

# I N D I C E .

	Página
CAPITULO 1 : INTRODUCCION- - - - -	1
CAPITULO 2 : ESTUDIOS GEOTECNICOS - - - - -	4
2.1 Estudios Preliminares- - - - -	4
2.2 Estudios Definitivos - - - - -	6
2.3 Pruebas de Laboratorio- - - - -	17
CAPITULO 3 : ELECCION DEL TIPO DE SECCION- - - - -	30
3.1 Consideraciones para elección- - -	30
3.2 Tipos de sección- - - - -	31
3.3 Elementos de una presa de tierra--	39
CAPITULO 4 : REDES DE FLUJO- - - - -	42
4.1 Generalidades- - - - -	42
4.2 Principios Teóricos- - - - -	42
4.3 Redes de Flujo- - - - -	44
4.4 Fuerzas de Filtración- - - - -	52
4.5 Presiones de Poro- - - - -	53
CAPITULO 5 : ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	54
5.1 Método Sueco	54
5.2 Método de la Espiral Logarítmica--	63
5.3 Otros Métodos de Análisis de- Estabilidad- - - - -	63
5.4 Condiciones Críticas de Esta- bilidad.- - - - -	64
5.5 Estabilidad de Taludes de en- rocamiento- - - - -	65
5.6 Estabilidad de Taludes Natura- les- - - - -	65
5.7 Protección de Taludes- - - - -	66

CAPITULO 6 :	TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION-----	68
	6.1 Generalidades- - - - -	68
	6.2 Críterios Básicos de Trata- miento a la Cimentación- - - - -	69
	6.3 Tipos de Cimentación y Méto- dos de Tratamiento- - - - -	69
	6.4 Dentellones, Trincheras y Pan- tallas de Inyecciones- - - - -	75
CAPITULO 7 :	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION- - - -	77
	7.1 Generalidades- - - - -	77
	7.2 Corazón Impermeable- - - - -	77
	7.3 Filtros y Transiciones- - - - -	78
	7.4 Material de Enrocamiento- - - - -	79
CAPITULO 8 :	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES- - - -	81
	BIBLIOGRAFIA- - - - -	86

## INTRODUCCION

Dentro de las estructuras más antiguas realizadas por el hombre para su beneficio y dada su importancia, destacan las presas de tierra; que por un período largo de tiempo, fueron construídas de manera puramente empírica. Se tiene conocimiento que estructuras de éste tipo fueron realizadas en China durante la Dinastía Jan, aproximadamente 214 a.n.e.; siendo principalmente bordos de gran longitud, así como diversas obras para evitar inundaciones causadas por el crecimiento de los ríos; éstos bordos eran compactados utilizando varas de carrizo y accidentalmente por el paso de la gran cantidad de gente, sobre éstos, que se requería para su realización. En la India hace cuatro siglos y medio se construyeron obras de pequeños almacenamientos de agua, que les permitieron adquirir experiencias y la habilidad suficiente para realizar una presa cuya altura alcanzó los 33 m.

Existen ejemplos notables de construcción de bordos y obras hidráulicas en nuestro continente, como las realizadas en el Valle de México, en el primer milenio de nuestra era, con la finalidad de proteger a las ciudades de las inundaciones, dado que éstas se construyeron en las inmediaciones de los lagos existentes. Una de éstas obras conocida como "el albarradón", aún se conserva, su finalidad era la de dividir el lago de Texcoco del lago de Xaltocan; su principal artificio fue Netzahualcoyotl.

Una de las presas de mayor magnitud realizada aún sobre bases de carácter empírico, fue terminada a mediados del siglo XVIII en España. Su altura llegó a 45 m. y tuvo un período de funcionamiento de trece años al término de las cuáles ocurrió su falla, al llegar a su máxima capacidad.

En los comienzos del siglo pasado empezaron a realizarse una gran cantidad de presas de tierra pequeñas en Norteamérica, para el abastecimiento de agua a las ciudades. Muchos problemas se presentaron durante la construcción y operación de las mismas; no fueron pocas las fallas ocurridas y consecuentemente los desastres en las comunidades aledañas a esas obras.

Las necesidades creadas, para el mejoramiento en la construcción de éstas estructuras, no se hicieron esperar y poco a poco fueron surgiendo una infinidad de planteamientos fundamentalmente intuitivos - que pretendían lograr la seguridad en estas obras, sin embargo y a pesar de ello siguieron ocurriendo fallas tan notables y trágicas -- como el caso de la falla de la Presa Mill River de escasos 13 m. de altura, ocurrida en 1874 en el que perdieron la vida 143 personas. - Así se puso de manifiesto la necesidad de emplear métodos de diseño rigurosos, basados en estudios científicos, para sustituir los procedimientos de realización puramente intuitivos.

Las necesidades de dar impulso a la producción agrícola mediante la expansión del riego, la creciente demanda de consumo de agua en las ciudades y el advenimiento de la mecánica de suelos, trajeron consigo un crecimiento notable en la realización de diversas obras hidráulicas principalmente presas de tierra, desarrollándose métodos de diseño y construcción más firmes basados en plantamientos teóricos, -- científicamente aceptables y sobre todo seguros y funcionales en la práctica.

En el caso de nuestro país es a partir del año de 1926 con la creación de la Comisión Nacional de Irrigación, que se empieza a dar un impulso creciente en la construcción de presas de almacenamiento para satisfacer las necesidades de la producción agrícola y de la población, aprovechando los recursos hidráulicos con los que cuenta -- nuestro país.

Más tarde dicha institución se transformó en la Secretaría de Recursos Hidráulicos, alcanzando tal nivel, debido a la creciente importancia del campo, en el desarrollo de nuestro país, eminentemente -- agrícola.

Actualmente dicha secretaría, conocida como la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, conjuntamente con la Comisión Federal de Electricidad conforman los organismos dependientes del Estado, -- bajo cuya responsabilidad se encuentra la construcción de presas, -- desde pequeños bordos, hasta obras de gran magnitud con fines de generación de energía eléctrica.

Debido a la importancia que reviste el proceso del diseño y la construcción de presas de tierra y enrocamiento y en virtud de que nuestro país es poca la información introductoria existente, relacionada con éstos aspectos, que el presente trabajo --pretende abarcar los elementos indispensables y de mayor importancia requeridos en dicho proceso, en general y dentro del --marco de configuración de tecnologías acordes con las condiciones de desarrollo particular de nuestro país, así mismo se pretenden proporcionar los conceptos elementalmente necesarios --para introducir en éste campo a los interesados en ésta área.

## CAPITULO 2

## ESTUDIOS GEOTECNICOS

## GENERALIDADES:

El proyecto de construcción de una presa de tierra, requiere de estudios técnicamente completos, precisos y adecuados de las características físicas del lugar, donde se ubicará la obra, en relación con la magnitud y funciones que deberá tener y cumplir respectivamente.

Con objeto de proporcionar los elementos necesarios para configurar un panorama propicio para determinar, la factibilidad técnica de una obra propuesta en una primera estimación, es necesario llevar a cabo un estudio de Geotécnia el cual se ha dividido convencionalmente en Estudios Preliminares y Estudios Definitivos cuyo desarrollo, de manera esquemática, intenta desglosarse en el espacio correspondiente a éste capítulo.

## 2.1 ESTUDIOS PRELIMINARES.

Son los estudios iniciales de carácter técnico, para obtener la información básica a nivel regional y los que se efectúan en el lugar para determinar la posibilidad técnica de realización y en consecuencia la factibilidad económica, a fin de programar la ejecución de los Estudios Definitivos.

La atención y cuidado que se dedique en ésta etapa inicial, tendrá repercusiones de considerable importancia fundamentalmente económica, en el subsecuente desarrollo del proyecto y de la obra misma.

Para conocer a grandes rasgos el medio ambiente geológico del área en cuestión, los estudios técnicos preliminares comprenderán:

2.1.1.) Estudios sobre información básica existente.

2.1.2.) Visitas de inspección.

2.1.1.) Estos estudios comprenden la recopilación de datos y antecedentes que además de proporcionar conocimientos sobre el acceso, recursos humanos y materiales del lugar, servirán para conformar una visión preliminar de la geología de la región, apoyándose en los trabajos elaborados por diversas instituciones del Estado, para el mejor aprovechamiento de los recursos del país. Estas fuentes proporcionan importante información mediante:

Planos Topográficos	(DETENAL)
Planos Geológicos	(DETENAL)
Carta Fotogeológica	(DETENAL)
Planos de Caminos y Ferrocarriles	(SAHOP )
Planos Hidrográficos y Agrológicos	(SARH )

Los resultados de éstos estudios proporcionarán información sobre los posibles lugares de localización de la boquilla y del vaso principalmente, así como sobre las características estructurales, hidrológicas y efectos de intemperismo en ésta área. Dicha información determinará las zonas que requerirán, un análisis más detallado, que será proporcionada por una inspección terrestre en el sitio y por levantamientos topográficos más específicos.

2.1.2.) Visitas de inspección, serán las que realice una brigada, con el fin de complementar, el estudio fotogeológico en el lugar mismo, la cual obtendrá información por medio de recorridos terrestres, con observación visual y al tacto, de manera que puedan definir las unidades litológicas y accidentes estructurales, que resultaron de los estudios de foto-interpretación y que podrían influir en el funcionamiento de las estructuras de la obra.

De éstos estudios interesa conocer las características de los materiales superficiales que podrían agruparse como: a) los suelos de cubierta y b) las rocas subyacentes. De los cuáles es necesario

determinar si su origen es aluvial, residual, - - eólico, ó producto de un derrumbe, en el primer caso y si su origen es sedimentario, metamórfico ó ígneo, en el segundo caso, ya que éstas características serán factores determinantes, para la permeabilidad en el vaso, la utilización de los materiales de préstamo, así como la estabilidad de los taludes naturales.

Una vez realizados los estudios preliminares se -- estará en condiciones de presentar un plano de la geología de la zona, donde se abarcará tanto la boquilla como el vaso, y donde aparecerán las condiciones generales de estructura geológica y secuencia estratigráfica, que permitirán ubicar las estructuras de la presa, así como de localizar los posibles bancos de préstamo de materiales.

Estos estudios servirán como base, para determinar la formación de un programa de exploraciones, para la elaboración de un levantamiento geológico en detalle, que proporcione los elementos necesarios para diseñar la obra.

## 2.2 ESTUDIOS DEFINITIVOS

Comprenderán todos los que se realicen en el lugar, tales como exploraciones en detalle y obtención de muestras y aquellos que se hagan en el laboratorio para definir las condiciones generales de geología, permeabilidad, resistencia, compresibilidad etc., -- que deberán afrontarse en la elaboración del diseño de todas las estructuras que conforman una presa de tierra.

Se enfocarán tales estudios, al conocimiento de la geología de la boquilla, para cuyo fin se hará -

un levantamiento detallado de la geología local, relacionándolo con las diferentes partes de la obra, como la cortina, vertedor y obra de toma; poniendo énfasis a la zona de la cimentación de la cortina, respecto a la permeabilidad y la resistencia a los esfuerzos - cortantes del suelo o roca existente. Además, con el objeto de conocer en detalle la geología del Vaso deberán levantarse, las estructuras geológicas tales como oquedades en rocas solubles, fracturas y planos de falla, cuerpos permeables, así como la capa de cubierta superficial de la roca, para correlacionarse con la cota del embalse, y definir los posibles efectos sobre el almacenamiento.

Se orientarán tales estudios para definir los bancos de préstamo, cantidad y calidad de los materiales locales disponibles para la construcción de la cortina.

#### 2.2.1. EXPLORACIONES Y MUESTREO.

En general los principales métodos utilizados para conocer la estratigrafía del subsuelo y obtener muestra, del lugar donde se localiza la obra y de los bancos de materiales, son los que se describen a continuación:

- a) Pozos a cielo abierto.- Consiste en la excavación de un pozo de dimensiones suficientes, para la introducción en él de un técnico, con la finalidad de examinar los diferentes estratos en estado natural, las condiciones del contenido de agua en el subsuelo, así como para obtener muestras alteradas e inalteradas para examinarse en el laboratorio.

La desventaja de éste procedimiento, radica en que no se puede llevar a grandes profundidades, tal excavación, por la dificultad de controlar el flujo de agua, bajo el nivel freático. Sin embargo puede considerarse a éste método como el más satisfactorio y económico en exploraciones para todos los sectores de la presa.

- b) Perforaciones con posteadora y barrenos helicoidales. Este método de exploración, únicamente proporciona nuestras alteradas y consiste en hacer penetrar en el suelo, las posteadoras, que son una especie de cucharas adaptadas en una tubería de perforación, y consta de varias secciones que se van uniendo para alcanzar la profundidad deseada de penetración, lo cual se consigue haciendo girar el maneral de la parte superior de la tubería.

Los barrenos helicoidales son herramientas que poseen una hélice hueca, conectada a una tubería como la de la posteadora, la cual al ser introducida mediante giros, hará que el material de muestra sea coptado en el interior de la hélice, cuyo paso deberá ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto en suelos con determinada plasticidad.

- c) Método de lavado.- Es un método que permite de manera relativamente rápida y económica, reconocer la estratigrafía del terreno; aunque prácticamente las muestras obtenidas no deben considerarse, ni utilizarse como representativas para pruebas de laboratorio.

El equipo consta de un trípode con polea y un martinete suspendido, de 80 a 150 Kgs de peso, para hincar a golpes el ademe requerido, cuyo diámetro es mayor que el de la tubería de inyección necesaria; una bomba y un cable, y un motor.

La operación consiste en inyectar agua, en la perforación de antemano ademada, para formar una suspensión con el material del fondo, que será extraída por el espacio entre el ademe y la tubería y se recoge en el exterior en un recipiente contiguo a la perforación, el sedimento será la muestra a observar. Simultáneamente a ésta operación

se deben obtener muestras con cucharas especiales - para tal fin.

- d) Método de penetración estándar.- Este procedimiento de exploración proporciona conocimientos sobre la -- compacidad de los mantos en suelos puramente friccio- nantes, característica fundamental para su comporta- miento mecánico y permite obtener muestras alteradas representativas para su análisis en el laboratorio.- En suelos de alta plasticidad el método proporciona una idea somera, sobre la resistencia a la compre - sión simple del suelo en estudio.

Por medio de una máquina perforadora se debe hacer - un barreno razonablemente limpio de, cuando menos -- 5.8 cm. de diámetro antes de la inserción del mues - treador, cuyo hincado se hace por un método dinámico.

El procedimiento consiste en hacer penetrar un mues - treador especial, a percusión, por medio de un marti - nete que pesa 63.5 Kg, el cual se deja caer de una - altura de 76 cm, las veces que sea necesario para lo - grar un avance de 30 cm, al cabo de las cuales debe - retirarse el penetrómetro y extraerse de su interior el contenido de suelo que será la muestra deseada.

El martinete guiado por la tubería de perforación se eleva con un cable que pasa por la polea, que se en - cuentra suspendida de un trípode, y se deja caer de - la altura especificada.

El número de golpes necesario será el parámetro para establecer una relación aproximada del ángulo de - - fricción interna en arenas y de la resistencia a la - compresión simple en arcillas.

- e) Método de muestreo con tubos de pared delgada.- Es - te método para la obtención de muestras es utilizado principalmente en suelos cohesivos y pretende propor - cionar muestras "inalteradas", es decir muestras con un grado mínimo de alteración, aceptable. Consiste - en la instalación de un ademe hasta una determina -

profundidad en cuyo espacio se colocará una tubería de perforación, en su extremo de avance, tendrá un pistón que proporcionará la energía de penetración continuada, al muestreador de pared delgada, ó bien directamente sujeto a un muestreador de tipo Shelby.

La forma más conveniente para realizar el hincado y proveer una muestra con un mínimo de alteración por extracción, será aplicando una presión continua con una velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo. Esto puede lograrse, en caso de que se disponga de ella, con una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente; o bien por medio de cargar la varilla de perforación con peso de tipo muerto, utilizando gatos hidráulicos, ó en su defecto se podrá utilizar un sistema de combinación de 3 poleas conectadas por un cable, donde dos de ellas se anclan al piso y la otra se suspende de la parte superior de un trípode, en donde se coloca una diferencial del sosten a fin de moverlo y aplicar por compensación la carga, en la parte inferior del cable que sujeta un yugo, aprisionando al tubo de perforación.

- f) Método rotatorio para roca.- Con éste método de muestreo es posible obtener de un estrato rocoso porciones de éste para muestra, mediante máquinas perforadoras, con rotación de brocas de diamante industrial incrustado en el acero de la misma, las cuales van incrustadas en la parte inferior de un muestreador especial, en cuyo interior irá quedando el "corazón" de muestra.

Otro tipo de brocas utilizadas son las de tipo cáliz, donde se facilita la penetración por medio de municiones de acero que se introducen por la tubería hasta la perforación, actuando como abrasivo.

La colocación de los diamantes en las brocas y la velocidad de rotación, la presión de inyección de agua y la presión sobre la broca, serán los factores de terminantes para el éxito de la perforación, considerando el tipo de roca a atacar.

En rocas duras se debe usar broca con diamantes tanto en la corona como en el interior; en rocas medianamente duras es suficiente tener brocas con, incrustaciones de carburo de tungsteno en la corona, y en rocas suaves, brocas de acero duro en diente de sierra.

- g) Métodos Geofísicos.- Son métodos utilizados para conocer las variaciones de las características físicas en la estratigrafía, del subsuelo y/o para determinar los perfiles de roca basal subyacente o depósitos sedimentarios, en grandes superficies de manera rápida y expedita, aunque cabe aclarar que no proporcionan suficiente información como base, para criterios de diseño definitivo.

Los principales métodos desarrollados se mencionan a continuación de manera breve.

9.1)

Método sísmico .- Es un método que determina la configuración física del subsuelo y sus variaciones en función de las diferentes velocidades con que se propagan ondas vibratorias del tipo sísmico, al través de los distintos materiales que constituyen el área en estudio.

El método consiste en provocar una explosión en un punto determinado, para generar ondas de carácter sísmico, cuya vibración será captada por geófonos, colocados de 15 a 30 m. de distancia entre sí y será amplificada a un oscilógrafo central. De 150 a 2500 m/seg. es aproximadamente el intervalo de velocidades de propagación, en donde los valores más altos corresponden a mantos de grava muy compacta, medios mayores para arcillas duras y medios menores para suaves, los valores más bajos corresponden a arenas sueltas; siendo para roca sana valores del orden de 2000 a 8000 m/seg.

El método sísmico puede ser aplicado por medio de reflexiones y por medio de refracciones en función del ángulo crítico de incidencia de las ondas, con respecto a la frontera con la roca basal.

- 9.2) Método de resistividad eléctrica.- Mediante éste método se puede determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo y dar información sobre el contenido de agua en el mismo. Se basa en el grado de resistividad eléctrica ofrecida por la calidad de los materiales, cuando en su estructura se induce una corriente eléctrica.

La forma de efectuar ésta exploración es mediante la colocación de cuatro electrodos alineados y a igual separación; donde los dos situados en exterior se conectarán en serie a una batería, cuya corriente será medida por un miliamperímetro, en tanto que los dos interiores serán los de potencial conectados a un voltímetro que medirá la diferencia de potencial que circula en el subsuelo.

La resistividad estará dada por:

$$\rho = 2 \pi d \frac{V}{I} \quad (2.1)$$

En donde d, es la distancia de separación entre electrodos; V lectura del voltímetro e I lectura del miliamperímetro. Las mayores resistividades ( $\rho$ ) corresponden a rocas, descendiendo, respectivamente hasta los suelos suaves saturados.

#### 2.2.2. MUESTREOS

Los muestreos proporcionan dos tipos de especímenes, alterados e inalterados.

En realidad, no es posible obtener muestras inalteradas, dado que con cualquier método de obtención, utilizado, siempre en determinada medida se alterarán las condiciones de esfuerzo "in situ" a que se encuentra sometida -- una porción de suelo, de manera que cuando se menciona --

el término de muestras inalteradas, se estará haciendo referencia a muestras que deberán extraerse con ciertas precauciones, protegerlas con envolturas de manta bien impermeabilizada con brea y parafina con el fin de evitar al máximo posible pérdidas de humedad, además que el empaque y transporte de éstas muestras deberá ser realizada con especial cuidado.

2.2.2.a) Muestreo de la boquilla y el vaso.- El estudio de la geología local, donde se establecerán las diferentes estructuras de la obra, como la cortina, el vertedor de exedencia y obra de toma, requiere de la realización de un muestreo que proporcione especímenes inalterados, especialmente de la zona de cimentación de la cortina, a fin de conocer en detalle las características de permeabilidad y la resistencia del suelo o roca que en ella existen.

Este muestreo se realiza con los siguientes métodos:

- Pozos a cielo abierto para muestras inalteradas.
- Método con tubo de pared delgada con:

muestreadores tipo Shelby  
muestreadores de pistón estacionario  
muestreadores de pistón retráctil  
muestreadores Denison

- Métodos rotatorios para roca.
- Método de penetración estándar

Como métodos complementarios si se juzga necesario se utilizan los métodos de percusión y lavado y de percusión con barretón.

Para llevar a cabo el muestreo, se excavarán pozos a cielo abierto a lo largo del eje topográfico propuesto a cada 20 ó 40 m, incluyendo uno como mínimo aguas arriba y otro aguas abajo, sobre el cauce. El número de pozos deberá ser el necesario para definir el perfil geológico y la localización se hará en función de la topo-

grafía y geología del lugar, llevándose hasta una profundidad máxima de 8.00 m. tratando de llegar al material adecuado y aceptable para desplantar la obra. Si aflora la roca sana, podrán cancelarse excavaciones, - salvo si se localizan sobre accidentes geológicos como fallas, fracturas, cuerpos permeables etc.

Es necesario realizar sondeos con máquina rotatoria para las diferentes áreas donde se localizan las estructuras.

A lo largo del eje de la cortina, se deberán hacer sondeos con máquina rotatoria, a cada 100 m de distancia-entre sí como mínimo, tantos como sean necesarios y a una profundidad mínima igual a la altura de la presa.- Para la zona del vertedor de exedencias, en el eje del mismo, se harán 3 sondeos a una profundidad mínima - de 5 m. a partir del perfil del vertedor; uno en la -- sección de máxima velocidad al pie del cimacio, también de 5 m. desde el perfil, medido verticalmente; se hará otro como mínimo en la sección del colchón amortiguador con profundidad de 5 m. desde el piso del mismo; de igual forma se realizará en la sección del deflector.

En las obras de desvío se harán 3 sondeos como mínimo - a una profundidad de 5 m; así mismo en la obra de toma, se realizarán 3 sondeos a 5 m. de profundidad.

2.2.2.b) Muestreo de bancos de préstamo de materiales.- Basados en la información preliminar, en los bancos se delimitan las áreas de diferente material impermeable y -- cuantifican los volúmenes disponibles, para seleccionar muestras alteradas representativas.

De cada banco debidamente delimitado, con posibilidad de explotación, se obtendrá una muestra integral por cada 20000 m<sup>3</sup> del volumen total pre-estimado para el cuerpo de la cortina, mediante pozos a cielo abierto - excavados con pico y pala, y con dimensiones mínimas - de 1.50 m x 2.00 m. por una profundidad suficiente para cubrir la explotación requerida.

De las paredes del pozo se obtendrá la muestra, practicando una ranura vertical de 20 cm. de ancho por 15 cm. de profundidad. La porción extraída que irá al laboratorio deberá protegerse para evitar la pérdida de finos y estará debida y claramente etiquetado con los siguientes datos:

- Nombre y ubicación de la obra
- Nombre del banco
- Localización del pozo
- Espesor de capa vegetal
- Espesor de muestreo
- Profundidad explotable
- Espesor de capa protectora mínima impermeable a dejar en caso de que el banco se ubique en el Vaso.

Los métodos utilizados en la exploración para bancos de materiales son:

- Pozos a ciclo abierto
- Con pala posteadora y barrenos helicoidales
- Métodos rotatorios para roca
- Métodos más comunes geofísicos.

#### 2.2.3.- Tratamiento de los bancos

Los bancos de material impermeable deberán localizarse aguas abajo preferentemente respetando una franja de ancho mínimo de 5 veces la altura de la cortina a partir de la traza del talud; podrán aceptarse dentro del vaso siempre que la capa de suelo tenga un espesor

adecuado y el material subyacente, garantice la impermeabilidad del mismo.

Se hará un levantamiento topográfico de la superficie del banco referido siempre al eje de la cortina.

Paralelamente se hará un mapa geológico de los mismos.

Para cuantificar los volúmenes disponibles de explotación de bancos de material impermeable ó grava y arena, se hace una cuadrícula con separación a cada 100 m. para distribuir una serie de pozos en número suficiente para determinar la profundidad necesaria para obtener los volúmenes requeridos para la construcción de la cortina.

- 2.2.4 Equipo de exploración y laboratorio. A continuación se hace una lista del equipo necesario, mínimo para llevar al lugar y disponer del mismo con un mínimo de costo.

#### EQUIPO DE EXPLORACION.

- Penetración estandar. Tripie, martillo de 64 Kg, barras EW de 3.49 cm. y muestreador estándar de 6.35 cm  $\phi$ .
- Penetrómetro Holandés. Cono para medir fricción, con tubo de 36 m.m.  $\phi$ , gato hidráulico de 5 Ton. anillo calibrado para medir carga.
- Veletas. Para suelos blandos ( $s < 2 \text{ Kg/cm}^2$ ) y duros ( $2 < s < 10 \text{ Kg/cm}^2$ ) adaptables al equipo de penetración estándar, cabezales con dinamómetros.
- Barrenas y posteadoras. De diferente abertura de paso y capacidad de cuchara respectivamente.
- Herramienta. Muestreadores Shleby y de pistón de 5 cm  $\phi$ , espátula, picos y palas, seguetas, martillos,

llaves, pinzas, etc.

#### EQUIPO DE LABORATORIO.

- Aparato Casagrande
- Torcómetros 2.5 cm.  $\phi$  cap. 2 Kg/cm<sup>2</sup>; 5 cm. y 5 Kg/cm<sup>2</sup>
- Aparato de compresión simple. Operación manual capacidad de 10 kg/cm<sup>2</sup>; probetas cilíndricas 3.6 x 8.5 - cm.
- Aparato expansiómetro. Anillos de 7.5 x 2.5 cm. marco de carga y pesas 2 x 5 Kg y 3 x 10 Kg; placas porosas y recipiente, soporte y extensiómetro de 2.5 - cm, carrera.
- Balanzas Analíticas de 200 gr.
- Mallas. Juego ASTM para suelos, 10 pulg.  $\phi$
- Horno. Accionado con gas de 100 lt. de cap. y 105° C.
- Varios. Vidrios refractarios, cápsulas metálicas, espátulas, frascos con cierre de hule cepillos, etc.

2.3.- PRUEBAS DE LABORATORIO. Una vez conocido el perfil estratigráfico de la zona de cimentación y determinado -- los bancos de materiales que se utilizarán, así como realizado el muestreo necesario, de las distintas áreas en estudio, se procederá a la realización de los ensayos -- de laboratorio de mecánica de suelos, con el fin de conocer; Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción, las condiciones de la cimentación, las condiciones para la estabilidad de taludes, -- así como los procedimientos de construcción, que permitan a los materiales puestos en la obra, tener características semejantes a las de laboratorio y determinar -- las especificaciones de proyecto de la cortina.

A continuación se hace una breve descripción de las --

pruebas de laboratorio necesarias para aceptar o rechazar materiales y definir los conceptos mencionados anteriormente.

### 2.3.1 PRUEBAS INDICE.

Clasifican el tipo de suelos que se va a utilizar para la -- construcción de la cortina, para lo cual se ha adoptado el - sistema conocido como "Sistema Unificado de Clasificación de suelos" (SUCS) para agrupar a los suelos según semejanza de características.

La clasificación se logrará haciendo pruebas granulométricas y determinando la plasticidad del suelo mediante los límites de consistencia o de Atterberg.

- a) Análisis Granulométrico.- Es un ensaye cuya finalidad es la de determinar la distribución de los tamaños de las partículas. Para ello, el procedimiento más sencillo que se - utiliza, es el cribado del material a través de mallas, cuya rertícula varía en cuanto a separación para cada número de ellas.

La clasificación está en función del material que pasó ó - bien queda retenido en determinada malla.

- b) Límites de Atterbeg.- Establecen las fronteras, respecto - a los estados líquido y sólidos, referidos al contenido de agua en un suelo, estableciendo su plasticidad por diferencia del límite líquido y límite plástico (Índice de plasticidad).

Puede considerarse que a mayor cohesión, de limos o arcillas, se tendrá un mayor índice de plasticidad.

- c) Prueba de Compactación Próctor.- Con esta prueba se obtendrán las condiciones de compactación de un material de manera óptima, a fin de incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir compresibilidad y hacerlo más impermeable; y correlacionar éstos con los resultados de campo, en el proceso constructivo de la cortina y otras estructuras de tierra.

Para cada material existirá, un determinado contenido de agua para obtener el máximo peso volumétrico, bajo una energía de compactación constante de  $7.5 \text{ Kg/cm/cm}^3$  que es la que normalmente proporcionan los equipos utilizados (Rodillo vibratorio, rodillo liso neumático, rodillo pata-de cabra).

- d) Densidad.- La densidad no es un índice importante, pero es conveniente obtener el dato para determinar otras propiedades. Se define como la relación del peso seco de los sólidos entre el peso de volúmenes de agua que desalojan.

### 2.3.2 PRUEBAS MECANICAS

Estas pruebas son de gran importancia ya que de ellas se obtendrán, los elementos para determinar el talud estable en cortinas construídas con material graduado, los cuáles son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, los de compresibilidad y de permeabilidad, que delinearán las características del proceso constructivo.

Las pruebas mecánicas a realizar son las siguientes:

#### a) PRUEBAS TRIAXIALES.

- Prueba triaxial lenta (Consolidada drenada)
- Prueba triaxial rápida (Consolidada no drenada)
- Prueba triaxial rápida (No consolidada, no drenada)

#### b) Prueba de consolidación unidimensional

#### c) Prueba de permeabilidad

- a) En general el caso más crítico en el análisis de estabilidad de taludes, ocurre cuando los vasos se llenan a toda su capacidad, implicando la saturación total del material cohesivo, para secciones homogéneas, o para secciones homogéneas modificadas de la cortina. Dada esta hipótesis las condiciones mecánicas podrán ser definidas, al someter a una muestra a una prueba triaxial rápida no drenada.

Como en suelos cohesivos, el valor del ángulo de fricción interna es muy pequeño, es conveniente no hacerlo intervenir en el análisis de estabilidad de taludes.

Los especímenes remoldeados en una probeta, con suelos pasados por la malla No. 4 deberán compactarse al 95%, para arcillas, y no menores del 93% para limos, arenas limosas o arcillas. -- Estos porcentajes se fijarán de acuerdo con el grado de compactación que se puedan obtener, con el equipo usado en los terraplenes en condiciones normales.

- b) Prueba de Consolidación unidimensional.- Esta tiene como finalidad determinar el decremento de volumen y la velocidad del mismo, que se produce cuando un espécimen se somete a una carga axial y se confina lateralmente. El decremento de volumen se dará por la expulsión de agua, por la creciente aplicación de carga axial.

La realización de ésta prueba a los materiales para el cuerpo de la cortina y los de la cimentación permitirá estimar aproximadamente los asentamientos que se presentarán al final de la construcción y después de ella.

- c) Prueba de Permeabilidad.- Determinar el coeficiente "K" de permeabilidad de los materiales que formarán el cuerpo de la cortina, es un factor de suma importancia para la formación del criterio y elaboración de los cálculos del proyectista de una presa de tierra, dadas las implicaciones que el flujo de agua por la cimentación y los materiales de la cortina, tiene, para determinar el funcionamiento de las estructuras de la obra.

Las pruebas de referencia, en el lugar, pueden realizarse aprovechando las perforaciones hechas con máquina, para exploración. Se podrán efectuar pruebas tipo Lugeon, Lefranc ó cualquier otro tipo de prueba relativa.

El método Lugeon, consiste en medir el gasto de agua que -- fluye por la roca, con una presión de  $10 \text{ kg/cm}^2$ , realizándose en tramos de Longitud de 3 a 5 m, aislados con empaques de cuero. El equipo está formado por una bomba de inyección, un manómetro, que se instala en el brocal del pozó y aforador de caudales.

El método Lefranc, es de hecho un permeámetro de carga constante, cuya práctica es muy sencilla, de la cuál se obtiene, por medio de expresiones matemáticas el valor de "K".

En el laboratorio, los estudios de permeabilidad se realizarán por medio de permeámetros de carga variable y carga constante.

En resumen se puede decir que las pruebas mecánicas efectuadas a material impermeable, son las pruebas de compresión triaxial, de consolidación unidimensional y de permeabilidad; en tanto que para material permeables se harán triaxiales y de permeabilidad. Para los materiales de enrocamiento se efectuarán las pruebas de índice de calidad de roca (R.Q.D), abrasión de los Angeles, sanidad y de clasificación petrográfica.

Las pruebas índice, se realizan a todos los materiales a utilizar en la construcción y a los de cimentación.



Ad 2.2

(ver 2.3.1)

ROCAS SEDIMENTARIAS			
ORIGEN	Agente transportador	Sedimento suelto	Sedimento consolidado
M E C A N I C O	AGUA	Grava (aristas redondeadas) Grava (aristas agudas) Arena Limo Arcilla	Conglomerado Brecha Arenisca Limolita Argilita
	VIENTO	Meganos Loess	Arenisca
	HIELO	Gravas angulosas Arena Limo Arcilla	Tilita
	GRAVEDAD	Grava angulosa	Brecha de talud
ORIGEN	NATURALEZA		SEDIMENTO CONSOLIDADO
Q U I M I C O	Calcárea		Caliza Dolomita Aragonita Travertino Marga
	Calcáreo arcillosa		
	Silicosa		Pedernal Geysirita
	Salina		Evaporitas: Sal gema Yeso Bórax Tequesquite Cristalillo
O R G A N I C O	Calcárea		Caliza Coral Coquina Creta (Sascab)
	Silicosa		Diatomita (Tizar)
	Carbonosa		Turba Lignito Hulla Antracita

ROCAS METAMORFICAS	
ROCA ORIGINAL	PRODUCTO METAMORFICO
Arenisca Caliza Lutita Básicas Granito, diorita y conglomerados	Cuarcita Mármol Pizarra Esquistos, serpentina, etc. Gneis

## Ad 2.2 (Cont.)

ORIGEN	NATURALEZA	ROCA	
Erupciones tranquilas	Vítrea	Obsidiana Perlita Piedra pómez Retinita (piedra pez)	
Erupciones explosivas	Piroclástica (Fragmentos)	Piedra pómez Bloques Bombas	
		Sueltas	Consolidadas
		Gravas Lapilli Arenas Cenizas Polvos	Brechas Tobas Areniscas Tobas

COMPOSICION Y CLASIFICACION DE ROCAS IGNEAS				
Principales minerales que forman las rocas		ROCAS		
		Extrusivas (Grano fino o Porfírica)	Intrusivas (grano grueso)	
Cuarzo $SiO_2$		Riolita	Granito	ROCAS CLARAS
Feldespato Potásico (ortoclasa) $KAlSi_3O_8$		Traquita	Sienita	
Feldespato Sódico cálcico (Plagioclasas) $CaAl_2O_8$ $NaAlSi_3O_8$		Andesita	Diorita	
		Dacita	Grano diorita	ROCAS OSCURAS
		Basalto	Gabro	
Silicato Ferromagnesianos		Augitita	Piroxenita	
Micas M. B. Hornablenda Pirogena Olivino		Limburgita	Periodotita	

## Ad 2.3

(Ver 2.2.1 d, f)

*Relación entre consistencia de arcillas, número de golpes "N" en prueba de penetración estándar, y resistencia a la compresión simple*

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Medianamente compacta	Compacta	Muy compacta	Dura
N	2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	30
$q_u$ kg/cm <sup>2</sup>	0.25	0.25-0.50	0.50-1.00	1.00 - 200	2.00-4.00	4.00

*Relación entre la compacidad relativa de las arenas y los resultados de la prueba de penetración estándar*

Nº de golpes	Arena
0 - 4	muy suelta
4 - 10	suelta
10 - 30	de compacidad media
30 - 50	de compacidad alta
> 50	de muy alta compacidad

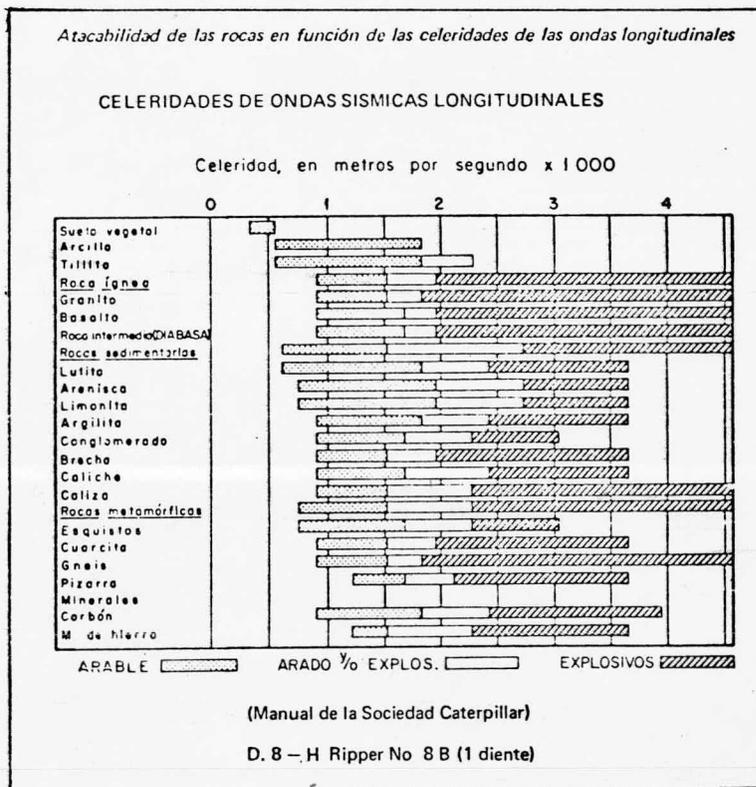
Tomada de "La Mecánica de Suelos en la ingeniería práctica", de K. Terzaghi y R. B. Peck, *El Ateneo* (1955).

*Dimensiones de la serie X para exploraciones geológicas* (Ver 2.3.2)

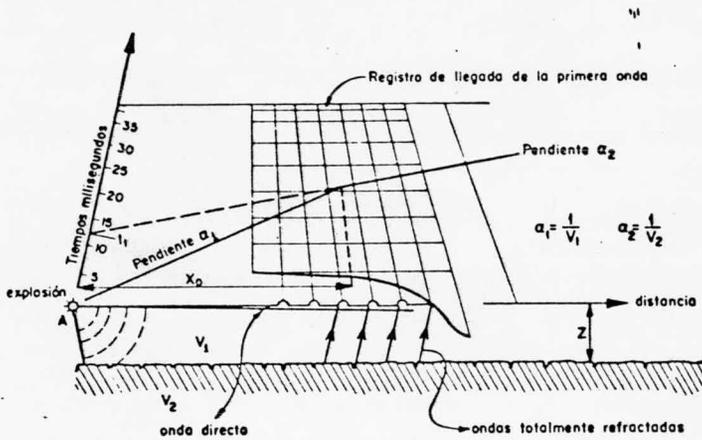
Broca	Diámetro aproximado del agujero		Diámetro aproximado del corazón	
	(pulg)	(mm)	(pulg)	(mm)
EX	1 1/2	38.1	7/8	22.2
AX	1 15/16	49.2	1 1/8	28.5
BX	2 3/8	60.3	1 5/8	41.2
NX	3	76.2	2 1/8	53.9

Ad 24

(Ver 2.2.1 g.1)



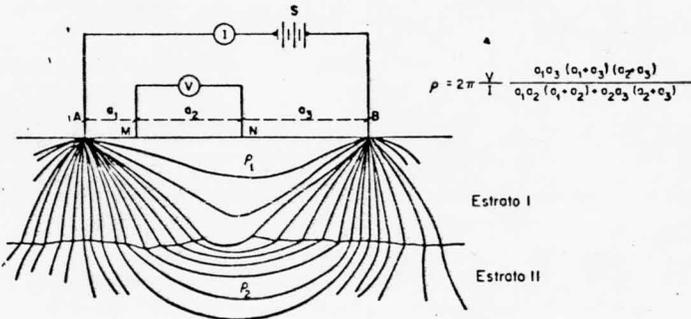
Método de prospección sísmica por refracción



$V_1$  y  $V_2$  son las velocidades de las ondas longitudinales en las capas superficial y profunda, respectivamente

$$Z = \frac{X_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad \text{ó} \quad Z = \frac{t_1}{2} \frac{V_2 V_1}{\sqrt{V_2^2 - V_1^2}}$$

Prospección eléctrica resistiva



$$\rho = 2\pi \frac{V}{I} \frac{\rho_1 \rho_2 (\rho_1 + \rho_2)}{\rho_1 \rho_2 (\rho_1 + \rho_2) + \rho_2 \rho_1 (\rho_1 + \rho_2)}$$

Se muestra la repartición de líneas de corriente entre A y B; la resistividad aparente,  $\rho$ , depende del arreglo de los electrodos A, B, M y N, del voltaje aplicado, y de la intensidad de la corriente I.

$\rho_1$  y  $\rho_2$  son las resistividades de los estratos I y II.



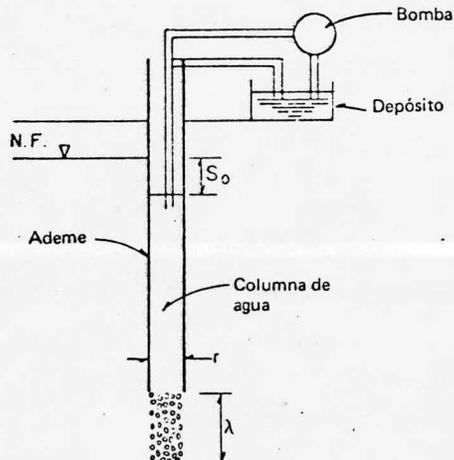
Ad 2.7

(Ver 2.3.2c)

## Interpretación de las pruebas Lefranc

- $K$  coeficiente de permeabilidad del suelo  
 $Q_0$  gasto de inyección necesario para mantener el nivel del agua constante en la perforación  
 $S_0$  diferencia de niveles entre el nivel freático y el de la columna de agua en la perforación

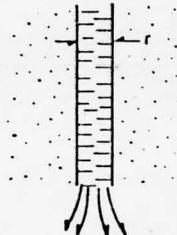
Para un tramo de longitud  $\lambda$  y de radio  $r$  sin ademe:



$$K = \frac{Q_0}{4\pi r_0 S_0}$$

$$r_0 = \frac{\lambda/2}{\log_e \lambda/r}$$

Para la sección abierta plana en la base de una perforación de radio  $r$ :



$$r_0 = \frac{5}{11} r$$

J. Brillant. "La mesure in situ des perméabilités locales", *Géotechnique* Vol 16, No 1 (mar 1966).

## CAPITULO 3.

## ELECCION DEL TIPO DE SECCION.

## 3.1 CONSIDERACIONES PARA LA ELECCION.

En general, la selección de la sección de la presa, será la de aquella que pueda ser construída, utilizando los materiales disponibles, dentro de distancias de acarreo económicamente razonables y logre cumplir las finalidades previstas con un margen de seguridad adecuado. De ahí que el factor más importante para determinar la sección final, sea el económico, el cuál es función de la relación entre los elementos físicos del lugar (Topografía, Condiciones Geológicas, cimentación, materiales disponibles etc.) y la adaptación de la cortina a los objetivos de la obra en su conjunto.

A continuación se describen brevemente los factores físicos importantes que condicionan la elección del tipo de sección de cortina para una presa.

Topografía.- El diseño de una obra civil, en éste caso hidráulica, dependerá de las condiciones que impone la naturaleza, por lo que la topografía del lugar dictará en primera instancia, las particularidades del tipo de presa a construir.

Condiciones Geológicas y Cimentación.- En determinada medida las condiciones de cimentación limitarán algunas características del tipo de sección, ya que tales condiciones son función directa de la geología de la boquilla, que nos indica el espesor de los estratos adecuados para soportar el peso de la estructura, el rumbo y echado de los mismos, su permeabilidad, y su interrelación con los estratos subyacentes, fallas y fisuras etc.

Materiales disponibles.- En general el tipo de cortina más económica será aquel para el que se encuentren, materiales en suficiente cantidad y calidad dentro de distancias adecuadas para no aumentar los costos.

Características del vertedor de exedencias.- Las necesidades de proteger a la cortina y otras partes de la obra, del agua excedente al almacenamiento normal requiere de una obra de exedencias cuya construcción y condiciones influirá en la elección de determinado tipo de presa de tierra.

Sismicidad.- Cuando la obra se encuentra en zonas de alta actividad sísmica, éstas condiciones deberán considerarse al elegir cierto tipo de sección.

### 3.2 TIPO DE SECCION.

A continuación se hará una descripción general de las características de los tipos de sección más frecuentemente usados en nuestro país, finalmente se definen los elementos que constituyen a las cortinas más típicas.

#### 3.2.1. PRESAS DE RELLENO HIDRAULICO.

Este tipo de presas se caracterizan por el procedimiento constructivo que utiliza medios hidráulicos (corriente de agua a alta velocidad) para atacar en la cantera, conducir a la cortina y colocar en la misma a los materiales que integrarán el cuerpo de la sección; desde los finos para el corazón impermeable a los materiales granulares para respaldos permeables.

En la cantera, el material de granulometría aceptablemente homogénea, es atacado por "chiflones" de agua que desprendrán de la corteza el material buscado, el cual será conducido a la cortina mediante una corriente de agua a alta velocidad generada por un desnivel entre la cantera y dicha cortina, en donde los materiales son colocados por sedimentación, al controlar la velocidad en los diferentes sectores de la cortina.

Un corte tipo de éstas presas aparecen en la fig. 3.1 donde no es posible definir con precisión las fronteras de material dado el procedimiento de colocación.

Cabe señalar que últimamente éste tipo de presas ha dejado de ser utilizado, debido a las fallas ocurridas, como consecuencia, de que al ser colocados los materiales, en estado suelto, se resta resistencia a los esfuerzos cortantes, se aumentan las posibilidades, de compresibilidad y licuación mayores. Otra desventaja es el volumen requerido que es supe-

rior al utilizado en presas de materiales compactados.

### 3.2.2. PRESAS DE MATERIALES COMPACTADOS.

Las características de su sección son función de la disponibilidad de suelos y roca, de sus propiedades mecánicas, de la topografía local y geología del subsuelo existente en el lugar.

### 3.2.3 PRESA DE SECCION HOMOGENEA.

Están compuestas casi exclusivamente con un sólo material de tipo impermeable debidamente compactado para formar una barrera efectiva para el agua, donde los taludes son relativamente tendidos para su estabilidad y los de aguas arriba por lo menos cuentan con una protección contra el oleaje generado en la superficie. Fig. 3.2.

En la actualidad se han hecho modificaciones a éste tipo de presas debido a condiciones particulares de cimentación y de los materiales a disposición.

### 3.2.4. PRESA HOMOGENEA CON FILTROS.

Con el fin de controlar el flujo del agua en la sección, pequeñas cantidades de materiales permeables se colocan adecuadamente para conducir las filtraciones e impedir que lleguen al talud aguas abajo y de ésta manera proporcionar la posibilidad de formar taludes mucho más inclinados. Fig. 3.3.

Generalmente son tres las formas de colocación de los filtros en la masa de tierra; en la base del terraplén, un filtro horizontal de arena bien graduada y colocada en la parte inferior del talud aguas abajo (Fig. 3.3); otra forma consiste en conectar con el filtro horizontal un filtro vertical chimenea, en la parte central de la sección para prevenir grietas en el terraplén o cuando se cimenta sobre suelo compresible (Fig. 3.4) cuando la condición de trabajo sea la de "vaciado rápido" se produce una acción en el talud aguas arriba que influye en la estabilidad, se colocan filtros horizontales en la parte de la sección próxima al paramento mojado para reducir la filtración (Fig. 3.5.)

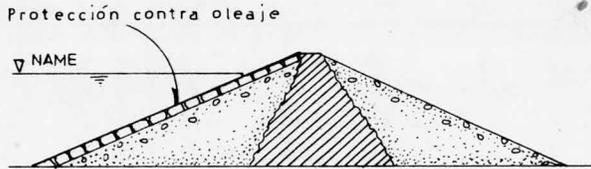


Fig. 3.1 Sección de cortina con relleno hidráulico.

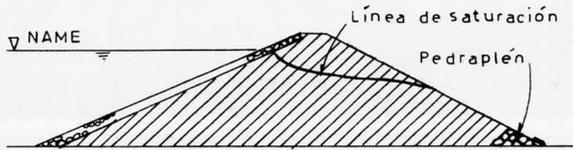


Fig. 3.2 Sección de cortina homogénea.

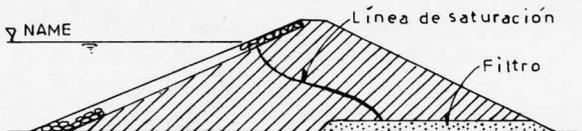


Fig. 3.3 Sección de cortina homogénea con filtro horizontal.

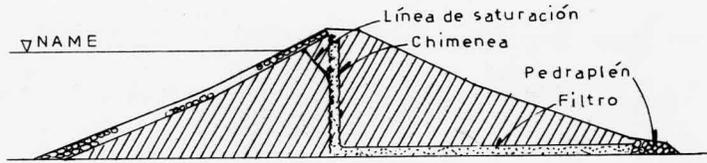


Fig. 3.4 Sección de cortina homogénea con filtros vertical y horizontal.

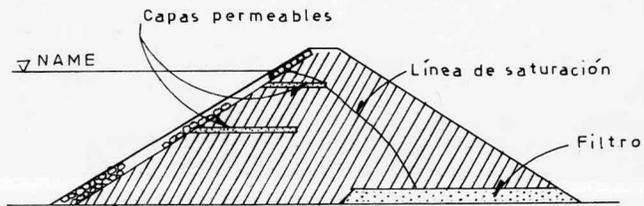


Fig. 3.5 Sección de cortina homogénea con filtros aguas arriba y aguas abajo.

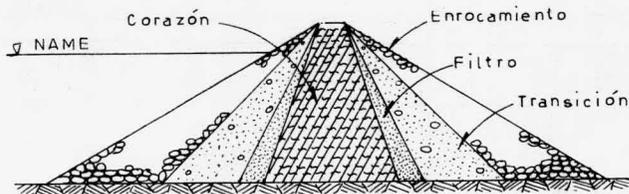


Fig. 3.6 Sección de cortina con materiales graduados.

### 3.2.5 PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS.

Cuando se dispone de una graduación secuencial de materiales en suficiente cantidad, es factible la construcción de éste tipo de sección cuya característica principal es la colocación de los materiales en forma gradual, desde los finos en el corazón hacia el enrocamiento, pasando por los materiales de filtros y los de trancisión granulométrica. Este tipo proporciona una sección simétrica y es de las más usadas en México. (Fig. 3.6.)

### 3.2.6. PRESAS DE ENROCAMIENTO.

Estas secciones de presas se caracterizan por lo voluminoso del enrocamiento en relación con la masa de material impermeable, cuyo corazón puede ser vertical en el centro (Fig. 3.7) ó bien inclinado hacia talud aguas abajo (Fig. 3.8)., este tipo de presas son las más altas construídas.

Existen dos casos límite de éste tipo de presas, que sólo son convenientes cuando es posible vaciar el almacenamiento para hacer reparaciones despues de los primeros años de vida útil de la obra. En México pocas veces se considera aceptable éste tipo de diseños.

El primer caso consiste en la colocación de una losa de concreto o de asfalto sobre el paramento mojado como pantalla impermeable (Fig. 3.9). El problema que se presenta, son los asentamientos diferenciales provocados por la rotura de la unión de la pantalla con la cimentación, que produce filtraciones.

El otro caso es la colocación de un muro de concreto o mampostería al centro de la estructura. (Fig. 3.10).

La fractura en éste muro como consecuencia de las filtraciones producirá inestabilidad a la estructura, lo cual constituye su problema fundamental.

### 3.2.7. PRESAS CON DELANTAL O CON PANTALLA.

Estas secciones, son la solución cuando se encuentran depósitos de aluvi3n en el cause del río, y resulte antieconómico excavar trincheras.

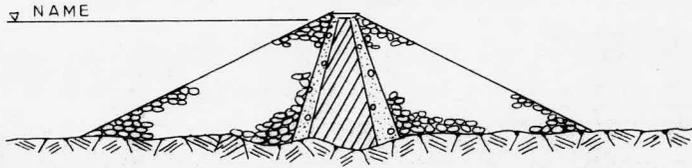


Fig. 3.7 Sección de cortina de enrocamiento, corazón vertical.

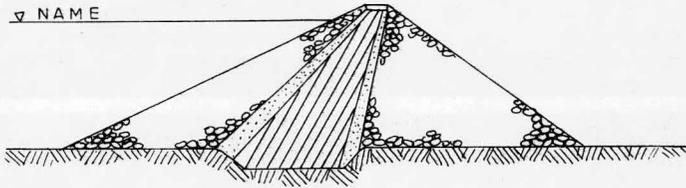


Fig. 3.8 Sección de cortina de enrocamiento, corazón inclinado.

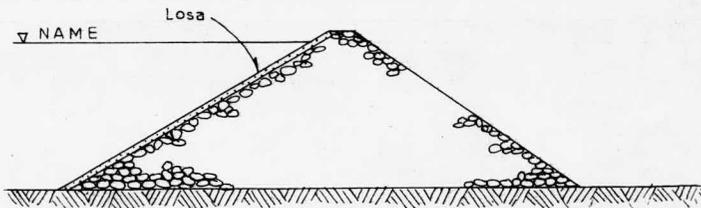


Fig. 3.9 Sección de cortina de enrocamiento con losa de concreto o asfalto.

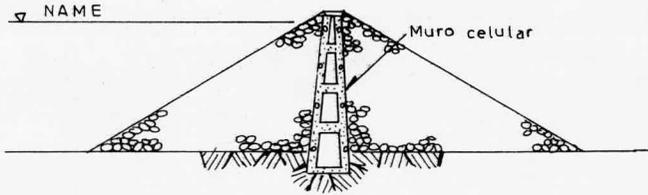


Fig. 3.10 Sección de cortina de enrocamiento con muro celular.

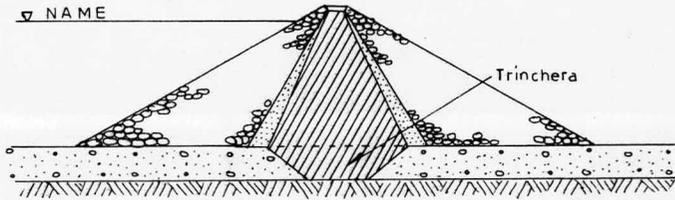


Fig. 3.11 Sección de cortina de tierra y enrocamiento con trinchera ( $H_c < 20 \text{ m}$ ).

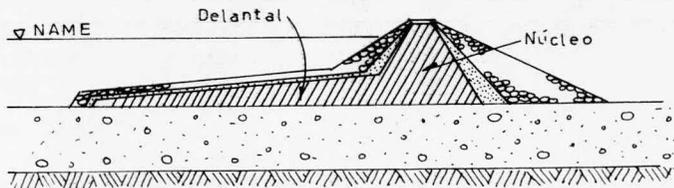


Fig. 3.12 Sección de cortina con delantal impermeable ( $H_c > 20 \text{ m}$ )

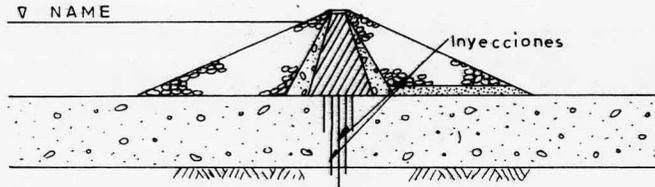


Fig. 3.13 Pantalla de inyecciones

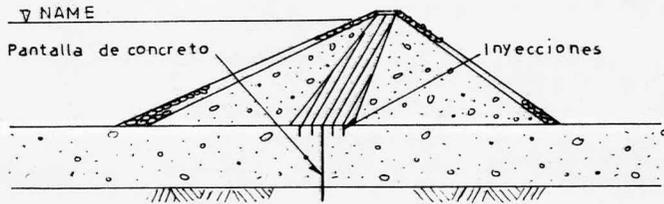


Fig. 3.14 Pantalla de pilotes o muros, de concreto simple.

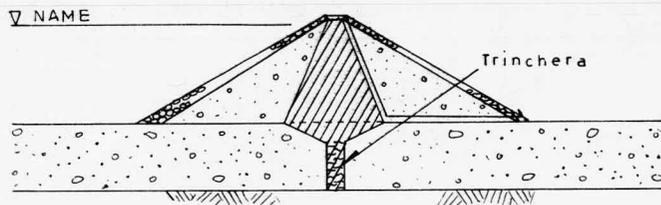


Fig. 3.15 Trinchera rellena con lodo.

Las presas con delantal impermeable de arcilla compactada, son hechas por la prolongación aguas arriba y horizontalmente, del corazón de la estructura. (Fig. 3.12.).

Existen tres formas de constituir una pantalla impermeable; en el centro de la sección; por medio de inyecciones (Fig. 3.13); a base de pilotes o muros de concreto simple (Fig. 3.14) ó bien, por el relleno de una trinchera con lodo. -- (Fig. 3.15).

### 3.3. DEFINICION DE ELEMENTOS DE UNA PRESA DE TIERRA.

Embalse ó Vaso.- Sitio del almacenamiento de agua.

Boquilla ó Sitio.- Lugar dentro del cauce donde se construírá la cortina.

Sección Máxima de la Cortina.- Corte transversal de la presa por la máxima altura de la cortina.

Altura de la Cortina.- Distancia vertical máxima desde la cimentación hasta la corona.

Corona ó Cresta.- Superficie superior de la cortina para -- protección contra oleaje o sismo, y como vía de acceso.

Talud.- Plano frontera de los materiales del terraplén con el medio, formando un ángulo de inclinación con la horizontal. La pendiente del talud se describe como una relación de unidades horizontales respecto a la unidad vertical.

Corazón Impermeable.- Núcleo de tierra que cierra el paso -- del agua del almacenamiento; elemento central de la cortina.

Resaldos permeables.- Masas de materiales granulares colocados sobre los taludes del corazón impermeable.

Filtros.- Capas de arena ó gravas bien graduadas que sirven para captar filtraciones de agua a través de la cortina.

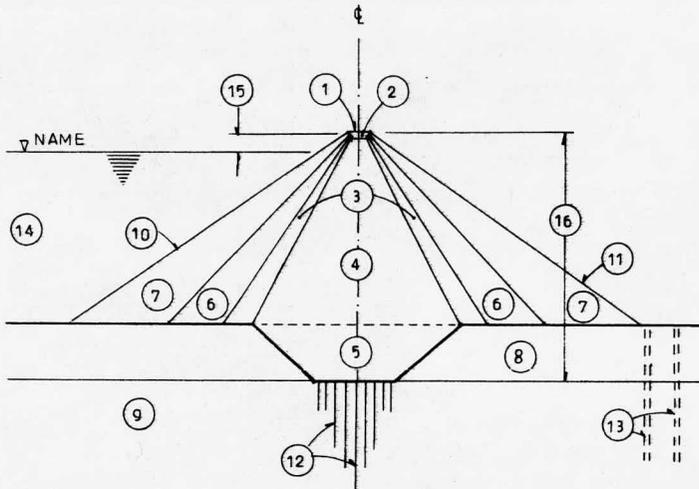
Trinchera.- Excavación para anclaje de la estructura de la presa con la cimentación.

NAME.- Nivel de aguas máximas extraordinarias.

Bordo Libre.- Diferencia de elevación entre la altura de la corona y el NAME.

Cimentación .- Soporte de la cortina, dado por un estrato -  
de terreno natural (Suelo ó roca). Piso del cause en la - -  
Boquilla, y estribos ó atraques sobre las laderas.

(Ver. la Fig. 3.16).



- |                                |                           |
|--------------------------------|---------------------------|
| ① CRESTA O CORONA              | ⑨ ROCA BASAL              |
| ② REVESTIMIENTO DE LA CORONA   | ⑩ TALUD AGUAS ARRIBA      |
| ③ FILTROS                      | ⑪ TALUD AGUAS ABAJO       |
| ④ CORAZÓN O NÚCLEO IMPERMEABLE | ⑫ PANTALLA DE INYECCIONES |
| ⑤ TRINCHERA                    | ⑬ POZOS DE ALIVIO         |
| ⑥ TRANSICIONES                 | ⑭ EMBALSE O VASO          |
| ⑦ ENROCAMIENTOS                | ⑮ BORDO LIBRE             |
| ⑧ DEPOSITO ALUVIAL             | ⑯ ALTURA DE LA CORTINA    |

Fig. 3.16 Elementos de la cortina.

## CAPITULO 4

## REDES DE FLUJO

## 4.1 GENERALIDADES:

El diseño de la cortina de una presa de tierra requiere la consideración y análisis de los efectos producidos por el flujo de agua através de ella.

La disminución de la resistencia al esfuerzo cortante, la alteración del peso específico del suelo, la creación de presiones hidrodinámicas, las posibilidades de erosión y arrastre de partículas sólidas, la tubificación y las pérdidas de gasto por infiltración, son efectos trascendentales, ocasionados por el flujo de agua, cuya estimación reviste gran importancia, dada su influencia en la estabilidad de la cortina.

En seguida se mencionan los elementos que permiten hacer el análisis del flujo de agua, a que se hace alusión.

## 4.2 PRINCIPIOS TEORICOS.

Las bases teóricas para el análisis del flujo de agua en un medio poroso (suelo), fueron planteadas por H. Darcy en 1850, de manera experimental.

Darcy demostró empíricamente que la variación del gradiente hidráulico con respecto a la velocidad de descarga es de carácter lineal, lo que queda expresado matemáticamente con la ecuación:

$$v = -k \frac{dh}{ds} = ki \quad (4.1)$$

DONDE:

$V$  = velocidad de descarga

$i = -dh/ds$  = gradiente hidráulico

$k$  = coeficiente de permeabilidad

Esta ecuación es conocida como la ley de Darcy.

Cabe señalar que dicha ley tiene límites de validez; pero

que sin embargo, para los fines de análisis del flujo en un suelo de partículas no muy gruesas, como los de las presas de tierra, la aplicabilidad de la misma resulta eficiente, ya que dicho flujo se presenta como laminar.

La consideración de que el gasto que entra es igual al que sale. Lleva a aceptar la validez de la ecuación de continuidad en el flujo de agua; que queda expresada como:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (4.2)$$

De tal manera al introducir la ec 4.1 en la de continuidad y suponiendo isotropía en relación a la permeabilidad, - - así como considerando el flujo aproximadamente bidimensional, se establece la ecuación:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (4.3)$$

Que se conoce como la ecuación de Laplace y representa la ecuación fundamental del flujo de agua en un suelo.

#### 4.3 REDES DE FLUJO.

La solución general de la ecuación de Laplace la constituyen dos grupos de funciones, que en la zona del flujo estudiado, pueden representarse gráficamente como dos familias de curvas recíprocamente ortogonales, en donde una de ellas, es de curvas con igual carga hidráulica llamadas equipotenciales y otra, la de aquellas que sugieren el flujo, conocidas, como líneas de corriente.

Al gráfico formado, se le denomina Red de flujo, que con sus correspondientes condiciones de frontera debidamente establecidas, permitirá calcular el gasto de filtración, los gradientes hidráulicos, las velocidades del agua en cualquier punto, las presiones hidrodinámicas, las fuerzas de filtración etc., que afectan a la estructura.

En general el trazo de la red de flujo implica:

- a) Determinar las condiciones de frontera particulares de la zona de flujo.
- b) Trazar las dos familias de curvas, cumpliendo la condición de ortogonalidad, que satisface a las condiciones de frontera.

El trazo conviene realizarlo de tal manera que con el dibujo de cuatro a cinco canales de flujo se abarque la zona de flujo en estudio en su totalidad; considerando que las líneas de corriente no deben cortarse entre sí, de tal forma que se cumpla la propiedad de que el gasto que pase por el canal de flujo formado por dos de ellas, sea el mismo. De igual forma debe observarse, que dos equipotenciales no pueden cortarse y que en el dibujo se tracen éstas, de manera que la caída de carga hidráulica entre dos de ellas sea constante.

Considerando que la red formada sea de cuadrados, el gasto de filtración por unidad de longitud normal a la sección estudiada, podrá ser calculado con la expresión:

$$q = k h F_f \quad (4.4)$$

DONDE:

$q$  = gastos de filtración

$h$  = carga hidráulica

$F_f = n_f/n_e$  = factor de forma

$n_f$  = número de canales de flujo

$n_e$  = número de caídas de potencial.

Condiciones Frontera.-

Las condiciones de frontera se determinan a partir, de las características geométricas e hidráulicas a las que se encuentran sujeta la sección de la cortina.

En una presa con cortina de sección homogénea pueden existir las siguientes condiciones de frontera: (fig. 4.1)

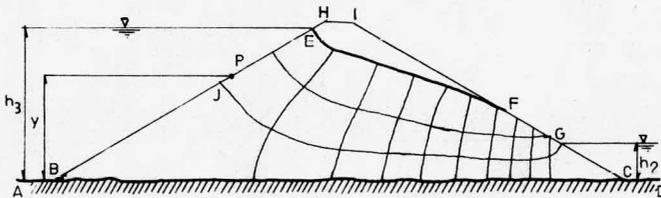


Fig. 4.1 Flujo no confinado en una presa de tierra.

- a) Frontera suelo infiltrado - suelo impermeable.- línea - BC considerada como línea de flujo, frontera impermeable.

- b) Frontera agua - suelo infiltrado.- línea BE y CG, pueden considerarse líneas equipotenciales, y la carga hidráulica total en la frontera BE será  $h_3$  para cualquier punto en ella.
- c) Frontera suelo infiltrado - suelo permeable no infiltrado (línea superior de corriente).- línea EF, es una línea de flujo con carga hidráulica  $h = Y$ , no es conocida a priori.
- d) Frontera suelo infiltrado - aire.- línea FG, es la línea de descarga libre, no es línea de flujo ni línea equipotencial, su carga hidráulica es igual a la de posición y.

El problema que se presenta para trazar la red de flujo en una presa de tierra, es la determinación de la línea de corriente superior. A continuación se anotan las soluciones dadas a tal problema.

#### 4.31 FORMULA DE DUPUIT.

Aunque la teoría de Dupuit presenta algunas incoherencias con la realidad de la línea de flujo superior, su fórmula para el gasto y la definición de dicha línea, proporciona resultados que para fines prácticos son suficientes. La ecuación para el cálculo del gasto es:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 d_0} \quad (4.5)$$

y para definir la línea superior de flujo:

$$y^2 - h_1^2 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{d_0} x \quad (4.6)$$

La geometría que define la solución se presenta en la -  
fig. 4.2

#### 4.3.2 FORMULA DE SHAFFERNAK - VAN ITERSON.

Propone la solución a la longitud de descarga libre en el talud aguas abajo, incluyendo la condición de salida correcta (longitud a' fig. 4.3).

$$a' = \frac{d_0}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d_0^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (4.7)$$

A. casagrande propone la solución para cumplir la condición de entrada:

$$d = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (4.8)$$

$$q = ky \frac{dy}{dx} = k\alpha \sin \alpha \tan \alpha \quad (4.9)$$

La ecuación 4.8 y la 4.9 resultan válidas para taludes con  $0 < \alpha \leq 30^\circ$ .

#### 4.3.3 Fórmula de L. casagrande.

Para taludes  $0 < \alpha \leq 60^\circ$

$$S_0 \approx \sqrt{h^2 + d^2} \quad (4.10)$$

$$q = k\alpha \sin^2 \alpha \quad (4.11)$$

$$\alpha = S_0 - \sqrt{S_0^2 - h^2 / \sin^2 \alpha} \quad (4.12)$$

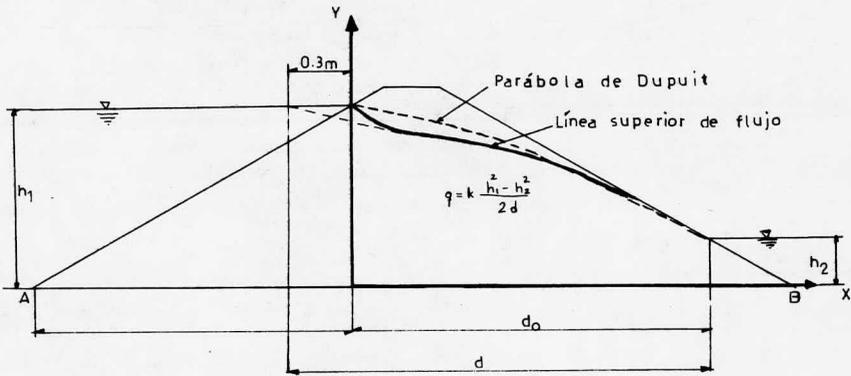


Fig. 4.2 Geometría de la solución de DUPUIT.

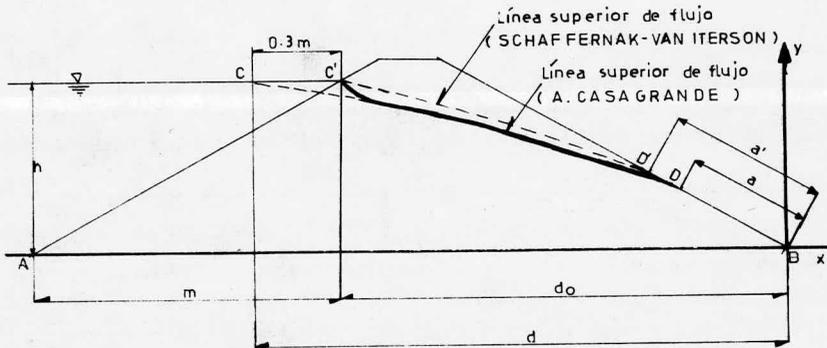


Fig. 4.3 Solución de SCHAFFERNAK-VAN ITERSON modificada por A. CASAGRANDE.

#### 4.3.4 Fórmula de Kozeny para $\alpha = 180^\circ$

Para la cara horizontal de descarga (fig 4.4)

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (4.13)$$

DONDE:

$$y_0 = 2\alpha_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \quad (4.14)$$

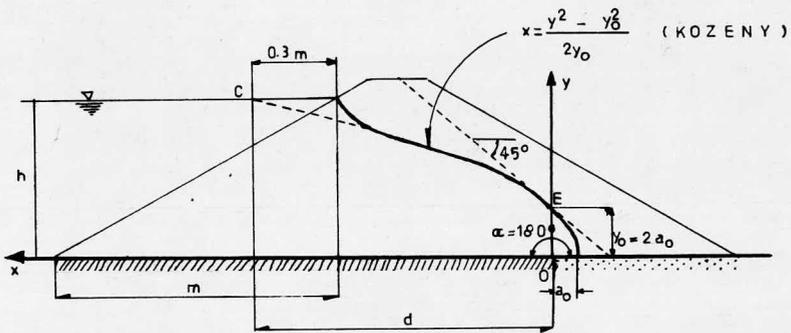
Y EL GASTO

$$q = ky_0 \left| \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = ky_0 = 2k\alpha_0 \quad (4.15)$$

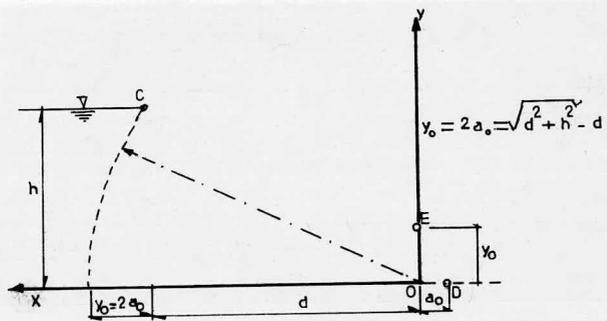
#### 4.3.5 Solución de A. Casagrande.

Para las caras de descarga con taludes de  $60^\circ$

Esta solución determina el punto de descarga de la línea superior de flujo gráficamente (fig. 4.5)



a) Posición de la línea superior de flujo



b) Determinación gráfica de los puntos D y E

Fig. 4.4 Solución de KOZENY

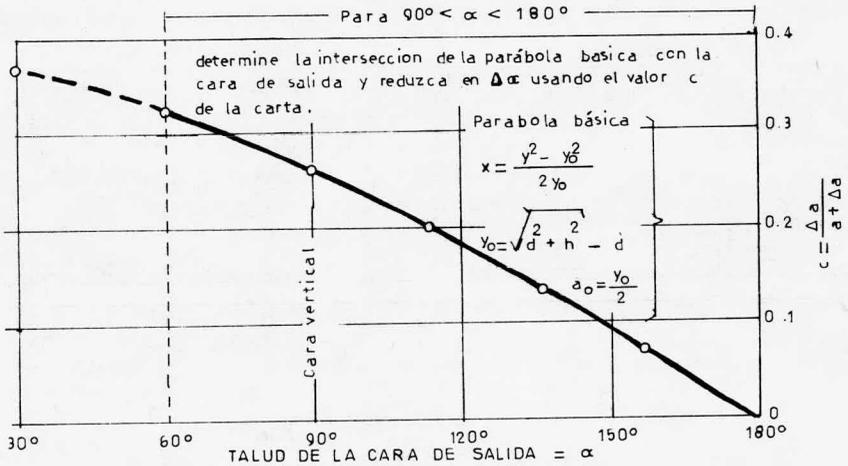
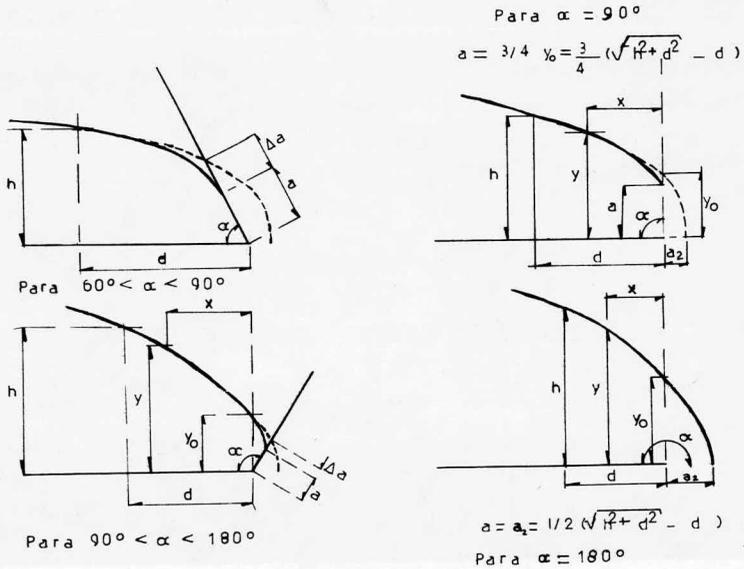


Fig. 4.5 Solución de A. CASAGRANDE para la determinación del punto de descarga de la línea superior de flujo.

Prácticamente la solución analítica de la ec 4.3 es casi imposible, de tal suerte se han propuesto otros métodos de solución siendo el gráfico antes descrito el utilizado con mayor frecuencia. A continuación se mencionan otros:

**Modelos Físicos.** El estudio del flujo puede efectuarse por la realización de modelos físicos a escala de una presa de tierra, y describiendo tal flujo por medio de colorantes. Su utilización es limitada debido al tiempo y trabajo necesario, así como por los efectos de capilaridad.

**Métodos Analógicos,** dado que la ecuación de Laplace es -- válida para otro tipo de flujo como el eléctrico, se hacen analogías con el fin de describir el recorrido del -- fluído; como en el metodo de la analogía eléctrica con mallas, que describen el flujo de agua relacionando por -- ejemplo, el voltaje como la carga hidráulica total, la intensidad de corriente como la velocidad del flujo y en el caso de los métodos de analogía eléctrica con papel conductor, la conductividad de éste como la permeabilidad.

Estos métodos son de muy variada utilidad para la consideración de diversas condiciones de frontera que determinan una red de flujo.

**Métodos de análisis numérico,** resueltos por medio de computadora como el que utiliza las llamadas técnicas de montecarlo o los métodos de las relajaciones nodales. Sin embargo su costo no resulta justificado en el proyecto de una obra pequeña.

#### 4.4 FUERZAS DE FILTRACION.

Cuando se presenta un flujo de agua en la masa de suelo del terraplén, se presenta una presión hidrodinámica sobre las partículas de suelo, como un empuje en la dirección del flujo, conocida como fuerza de filtración, cuya magnitud depende sobre todo del gradiente hidráulico existente, de modo que su cuantificación será igual en suelos cohesivos y friccionantes.

La ec. 4.15 expresa tal fuerza por unidad de volumen:

$$j = \gamma_w i V \quad (4.15)$$

## 4.5 PRESIONES DE PORO

La carga de velocidad que posee el agua al fluir a través de un suelo, es despreciable, al considerarse un caso práctico, por lo que, la presión hidrodinámica generada, en todo punto del suelo infiltrado, será.

$$P = (h - y) \gamma_w \quad (4.16)$$

DONDE:

$H$  = carga hidráulica total  
 $y$  = carga de posición  
 $\gamma_w$  = peso volumétrico del agua.

De lo anterior puede deducirse lo siguiente:

- a) En cualquier punto de la zona de flujo la carga de presión  $-p/\gamma_w$  es igual a la distancia vertical del punto en cuestión al nivel correspondiente a la carga hidráulica de la equipotencial que pasa por el punto.
- b) La diferencia de carga de presión entre puntos sobre una misma equipotencial es igual a la diferencia de elevación entre los puntos.
- c) La diferencia de carga de presión entre puntos sobre una misma horizontal es igual a la diferencia de carga hidráulica de las equipotenciales que pasan por dichos puntos.

## CAPITULO 5

## ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El proyecto de la cortina debe garantizar la estabilidad de los taludes que la forman, aún bajo las condiciones más desfavorables de esfuerzo que se presenten en la vida de la presa, dada la magnitud de las inversiones y las consecuencias que la falla de esa estructura, puede originar.

En general se dice que para satisfacer la condición de estabilidad, los esfuerzos cortantes actuantes, creados por el peso propio de la cortina y las fuerzas de filtración, no deben exceder a los esfuerzos cortantes resistentes, que las condiciones de los materiales que la forman y la cimentación pueden proporcionar. Por tanto, el análisis de estabilidad, implica en la práctica, calcular la magnitud de esos esfuerzos actuantes y la de los parámetros de resistencia al corte de los materiales que conforman el cuerpo de la cortina.

## 5.1. METODO SUECO.

El Método Sueco, es el método más comunmente usado y aceptado para analizar la estabilidad de los taludes. Se conoce así porque fue en Suecia en 1916, en que, al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gottemburgo, el Ing. Peterson dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva proponiendo así que la falla en un talud es de forma cilíndrica. Posteriormente Fellenius impulso éstos planteamientos.

El método supone las siguientes hipótesis:

- a) Superficie de falla cilíndrica, cuya traza en el plano de cálculo es un arco de circunferencia.
- b) El análisis es bidimensional, considerando una condición de deformación plana.
- c) Son válidos los parámetros de resistencia (c.  $\phi$ ) y la ley de resistencia de Mohr - Coulumb.
- d) La resistencia al esfuerzo cortante se presenta íntegra y simultáneamente en toda la superficie de deslizamiento.
- e) El Factor de Seguridad (F.S.) es la relación de la resistencia al esfuerzo cortante promedio, entre los esfuerzos actuantes medios en la superficie de deslizamiento.

El caso del talud de material homogéneo cohesivo, es el más simple del método sueco. El Cálculo del factor de seguridad está dado por:

$$\text{DONDE:} \quad F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{c l r}{w d} \quad (5.1)$$

$c$  = Parámetro de resistencia "cohesión"

$l$  = Longitud de arco de circunferencia

$r$  = Radio de la circunferencia

$w$  = Peso de la masa de suelo en la superficie de falla analizada

$d$  = Brazo del momento motor ( $\bar{x}$ ).

Este caso se presenta en la figura 5.1. donde la ley de resistencia al esfuerzo cortante es  $S=C$ . Cabe señalar que este método se torna de tanteos, ya que en una sección transversal - pasa un número infinito de arcos de circunferencia, y el crítico se determina por métodos de juicio. Por lo anterior en la práctica resulta recomendable encontrar primero el círculo crítico y aplicar el Abaco de D.W. Taylor que a continuación - se explica.

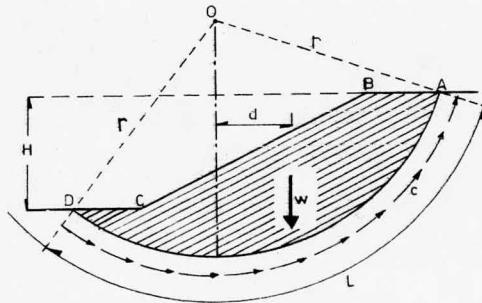


Fig. 5.1 Método Sueco, en talud de suelo cohesivo.

D.W. Taylor mediante investigaciones teóricas elaboró un ábaco que sintetiza los resultados en función del ángulo  $\beta$  que forma el talud con la horizontal y el coeficiente de estabilidad - - (Ns) para diferentes valores de un factor de profundidad (nd), - en suelos cohesivos de una sección homogénea, y considerando - pequeños, ángulos de fricción interna (Fig. 5.3).

Definición de círculos de falla para el uso del ábaco. fig.5.2.

- Círculos de Píe. Son los que pasan por el punto b de la base del talud, cuando hay rotura por el mismo fig. 5.2.a.
- Círculo de talud. Se presenta cuando la base firme -- está muy cerca del pie del talud b, y es tangente a dicha base y pasa -- por encima de b. Fig. 5.2.b.
- Círculo de Punto medio Es el que se produce en roturas de la base, teniendo su centro en una vertical que pasa por el punto medio (m) del talud. fig. 5.2.c.
- Factor de profundidad d (nd) es la relación entre la altura de corona desde la base firme de cimentación (ndH) y la altura de la - cortina desde su desplante (H)

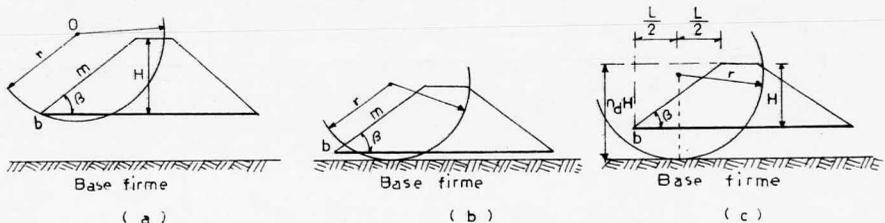


Fig. 5.2 Círculos de falla, por D.W. Taylor

El factor de profundidad está dado por:

$$n_d = \frac{ndH}{H} \quad (5.2)$$

Coeficiente de estabilidad. Es un valor adimensional que depende de la pendiente del talud y del factor de profundidad esta expresado como:

$$N_s = \frac{\gamma H_c}{C} \quad (5.3)$$

DONDE:

$\gamma$  = peso volumétrico del material húmedo en Ton/m<sup>3</sup>.

H<sub>c</sub> = Altura crítica en m

C = Cohesión en Ton/m<sup>2</sup>

Del ábaco se deduce lo siguiente:

para  $\beta > 53^\circ$  falla con círculo de pie

para  $\beta < 53^\circ$  el tipo de falla es función de  $n_d$

cuando  $n_d=1$  - círculo de talud

cuando  $n_d > 4$  - círculo de punto medio

cuando  $1 < n_d < 4$  - círculo de talud, para un punto  $n$  ( $n_d, B$ ) por encima del área sombreada en el ábaco.

- círculo de pie, para un punto  $N$  ( $n_d, B$ ) dentro del área señalada.

- Círculo de punto medio, para un punto  $N$  ( $n_d, B$ ) bajo el área.

Se puede proceder, suponiendo valores de taludes y con la -

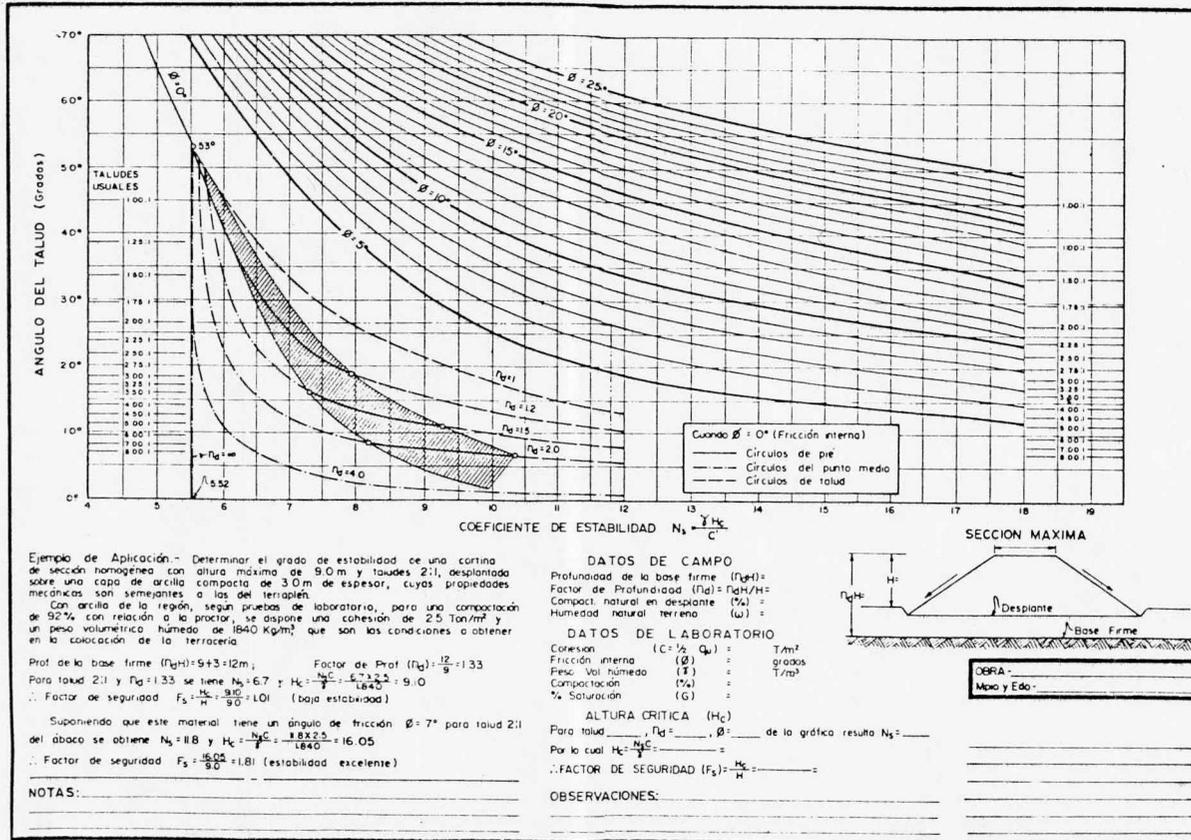


Fig. 5.3 Análisis de estabilidad de taludes en pequeños almacenamientos con el ábaco de D.W. TAYLOR

ec. 5.2. se obtiene  $N_s$ , donde la altura crítica se obtiene - como:

$$H_c = \frac{N_s c}{\gamma} \quad (5.4)$$

y el factor de Seguridad será

$$F_s = \frac{H_c}{H} \quad (5.5)$$

o bien se puede fijar primero el  $F_s$  para obtener

$$N_s = \frac{F_s H \gamma}{c} \quad (5.6)$$

Cuando la cohesión del material de cimentación sea muy inferior a la del material de la cortina, se procederá a calcular los esfuerzos de corte de tensión en la superficie de deslizamiento (ec. 5.7). Se procederá por tanteos para encontrar diversos valores de  $f_s$  (ec. 5.8). Fig. 5.4.

De modo que el valor mínimo del mismo será el factor de seguridad del talud con respecto a la rotura, el cuál no deberá ser menor de 1.5.

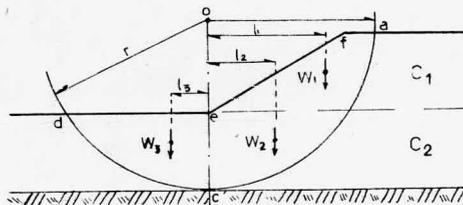


Fig. 5.4 Talud de cortina donde  $c_2 \ll c_1$

El momento resistente equilibrará al momento motor por lo -- que la tensión será:

$$t = \frac{W_1 l_1 + W_2 l_2 - W_3 l_3}{r \text{ ad}} \quad (5.7)$$

Donde:  $w_i$  = peso del material en la sección  
 $l_i$  = brazo de los momentos respecto al eje oc  
 $c$  = cohesión

$$F_s = \frac{c}{t}$$

Donde:

$$c = \frac{C_1 \times \widehat{ab} + C_2 \times \widehat{bd}}{\widehat{ad}} \quad (5.8)$$

Este método es aplicable en el caso mencionado y cuando la altura de la cortina vaya de 11 a 17 m.

Método Sueco para suelos con cohesión y fricción.

a) Análisis con esfuerzos totales.

El método es el conocido como de las "dovelas", en el cuál la ley de resistencia al esfuerzo cortante es del tipo

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

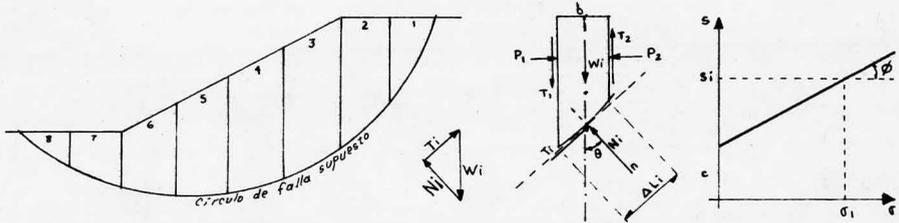


Fig. 5.5 Método de las dovelas

Donde:

$$\bar{\sigma}_i = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha \quad (5.9)$$

Por lo que el factor de seguridad razonable se obtendrá por medio de tanteos para distintos círculos de falla y se expresará como:

$$F_s = \frac{\sum s_i \Delta L_i}{|\sum T_i|} \quad (5.10)$$

b) Análisis con esfuerzos efectivos.

Este procedimiento toma como base la utilización de esfuerzos efectivos representados en la ley de resistencia al cortante por  $\bar{\sigma}$ , siendo tal:

$$s = c + \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi$$

Donde, considerando los elementos de la figura 5.6 se obtendrá:

$$\bar{\sigma}_i = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha - u \quad (5.11)$$

donde la presión del agua  $u$  se determina por un análisis de la red de flujo correspondiente.

El factor de Seguridad se deduce como:

$$F_s = \frac{R \sum s_i \Delta L_i}{R \sum (w_i - z b \gamma_w) \text{sen } \alpha} \quad (5.12)$$

el cual se utilizará en taludes más bien escarpados.

Para un análisis que implique condiciones a largo plazo en taludes tendidos se tomará la siguiente ec.

$$\bar{\sigma}_i = \left( \frac{W_i}{b} - u \right) \cos^2 \alpha \quad (5.13)$$

Para entrar con éste valor a la envolvente de resistencia, en función de esfuerzos efectivos obteniéndose si que con la ec. 5.12 finalmente se determinará como en el otro caso el factor de seguridad.

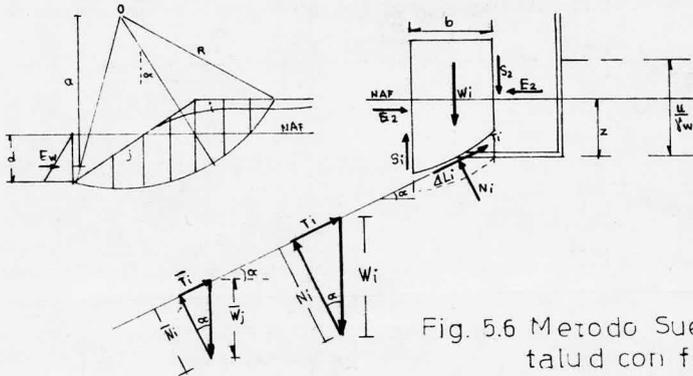


Fig. 5.6 Metodo Sueco en un talud con flujo.

Los procedimientos de aplicación al análisis de estabilidad de taludes descritos anteriormente son conocidos como métodos de análisis Límite, los cuales pueden hacerse en térmi-

nos de esfuerzos efectivos ó totales como se mencionó, al considerar la condición de estabilidad en un terraplén -- donde hay presiones de poro transitorio, es decir en un estado de flujo transitorio. Ambos métodos son igualmente válidos y la utilización de uno u otro sólo dependerá de la sencillez de aplicación a cada caso.

## 5.2. Método de la espiral Logarítmica.

Rendulic propone que la superficie de deslizamiento es un arco de espiral logarítmica, ciertamente es más aproximada a la realidad, sin embargo en la práctica, los cálculos son demasiado complicados y cuyos resultados son muy similares a los del método Sueco por lo que su uso no es muy justificado.

El proceso consiste en calcular un valor para  $N_e$  con ecuaciones donde se involucra a los parámetros que definen a la espiral  $m, g, e$  y  $n$  y al ángulo de fricción interna -- teórico dado por el radio vector y la normal a la curva -- en un punto. Una vez obtenido el valor de  $N_e$  se utilizan las gráficas de Taylor, suponiendo un factor de seguridad (fig. 5.7).

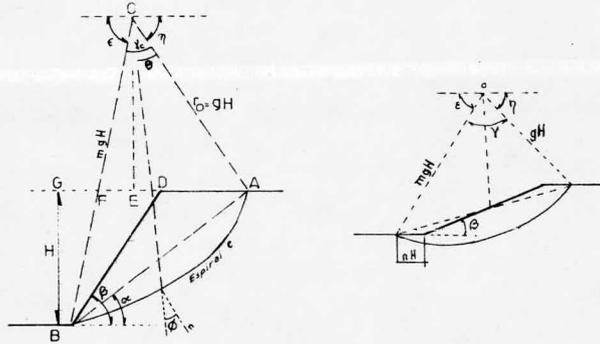


Fig. 5.7

## 5.3 OTROS METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD.

Existen otros métodos de análisis de estabilidad de taludes de una presa y su cimentación, como el denominado, Método de la cuña, que considera a una hipotética masa deslizante, dividida de dos o tres secciones ó cuñas. La superior es la actuante, la intermedia bloque deslizante y la inferior es la sección que proporcionará el momento

resistente. El método se usa cuando existe un estrato débil y delgado en la parte superior del terreno de cimentación - cuando el terreno de cimentación es roca muy resistente, y - la presa es de corazón impermeable de grano fino, con grandes respaldos de material granular compacto.

Otros métodos consideran el cálculo de esfuerzos y deformaciones en todo el terraplén, mediante solución numérica de las ecuaciones de la mecánica de medios continuos.

#### 5.4. CONDICIONES CRITICAS DE ESTABILIDAD.

El análisis de estabilidad debe hacerse para diferentes condiciones de trabajo críticas a que se ve sujeta la cortina, - por lo que es necesario conocer, los parámetros de resistencia para tales condiciones.

Esas condiciones se presentan, como condiciones iniciales y condiciones finales.

##### 5.4.1. CONDICIONES INICIALES.

(durante la Construcción). Al avanzar la construcción, aumentan los esfuerzos cortantes en la sección poco permeable, por lo que disminuye el factor de seguridad. En ésta condición - el análisis se hará considerando disipación nula de la presión de poro y con los parámetros de resistencia obtenidos de una prueba rápida saturada y de una lenta consolidada.

##### 5.4.2. CONDICIONES FINALES.

(Presa llena). Bajo ésta condición se produce un círculo crítico de falla en el talud, al tener máximas presiones de poro ya que se ha establecido el flujo de agua; por lo que se debe revisar tal condición en función de esfuerzos efectivos y con los parámetros obtenidos de una prueba consolidada - drenada.

##### 5.4.3. CONDICIONES FINALES.

(Vaciado rápido).- Esta condición de trabajo impone condiciones desfavorables ó de inestabilidad en el talud aguas arriba, ya que al descender el nivel del agua, una masa de suelo que estaba en condición sumergida pasa a la condición saturada, - con lo que su peso específico aumenta de valor considerablemente, mientras que el aumento de la resistencia por concepto del aumento de presiones efectivas es comparativamente más lento; lo que se notará en cualquier círculo de falla propuesto como, un aumento grande del valor del momento motor, en tanto

que el resistente no lo hace ó bien es sumamente lento, lo cual dará como resultado un factor de seguridad disminuído.

De esta forma, será necesario revisar ésta condición y si se hace en términos de esfuerzos totales, la resistencia del suelo se obtendrá de una prueba rápida-consolidada.

#### 5.5 ESTABILIDAD DE TALUDES DE ENROCAMIENTO.

El análisis de estabilidad en taludes de enrocamiento, en general se hace con criterios de diseño al límite en el que solo interviene, de los parámetros de resistencia, el ángulo de fricción interna, considerandose a la cohesión como nula. El valor del ángulo de fricción interna,  $\phi$ , está comprendido de  $40^\circ$  a  $50^\circ$ .

El análisis se efectuará de la manera usual, por medio de utilizar círculo de falla, de cuñas o superficies compuestas.

El (Fs) factor de seguridad de igual forma que para los taludes de materiales cohesivos, tendrá un valor mínimo de 1.5 el cuál deberá ser incrementado en un 30%, en zonas de gran actividad sísmica.

#### 5.6 ESTABILIDAD DE TALUDES NATURALES.

Desde el punto de vista de la presa interesa conocer y cuantificar la posibilidad de que ocurra un deslizamiento rápido, capaz de generar oleaje en el embalse que exceda la corona del terraplén de la cortina, ocasionando su destrucción parcial o total. De tal forma, no sólo las laderas escarpadas en cañones presentan situaciones críticas de estabilidad sino también aún en taludes poco pronunciados, al llenar el embalse y variar el nivel de agua, los depósitos eólicos, los residuales y los de derrumbe, pueden fallar masivamente.

Los métodos de análisis son lo que se han descrito como al límite, utilizando los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$ , obtenidos de la pruebas correspondientes a especímenes representativos de los sitios sobre los que se plantea el análisis.

En el caso del análisis en la estabilidad de una masa rocosa, éste se hará en la forma convencional, sólo que en éste se deberá tomar en cuenta la sollicitación impuesta por las cargas hidráulicas ocasionadas por el flujo de agua en las fracturas, por lo que de principio se requerirá un levantamiento de las discontinuidades geológicas del sitio y determinar el ángulo de fricción entre los bloques de roca delimitados por-

juntas, fallas ó planos de estratificación.

Las fallas de taludes en roca son esencialmente por volteo de bloques, traslación y rotación, por lo que el análisis de la estabilidad de una masa rocosa implicará definir la resistencia máxima del material en la zona de falla, el mecanismo de deslizamiento supuesto y las sollicitaciones impuestas.

### 5.7 PROTECCION DE TALUDES.

Las maneras más usuales, con el fin de proteger el talud de - aguas arriba, para evitar la erosión por oleaje ó lluvia son: a) chapa de enrocamiento b) pavimento de concreto, y c) revestimiento asfáltico ó de suelo cemento.

La chapa de enrocamiento se construye con fragmentos de dimensiones mínimas, seleccionados en función de la amplitud máxima de la ola ( $H_v$ ) fig. 5.8, definiendo un cierto espesor - - (tabla 5.1) colocado sobre una capa con fracción menor de 15-cm.

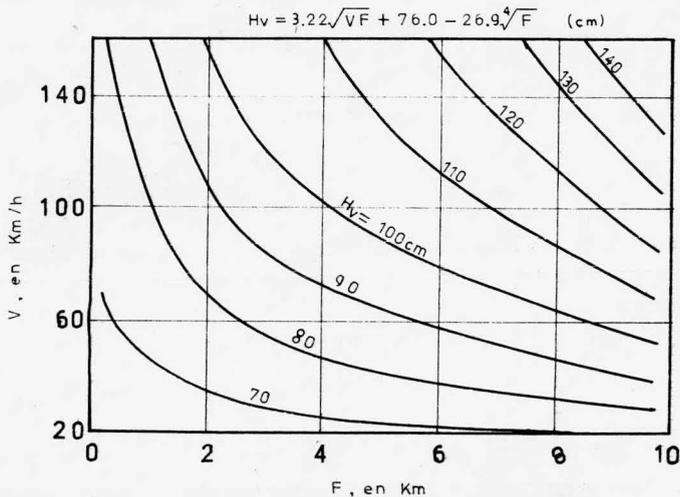


Fig. 5.8 Altura de oleaje generado por viento .

El recubrimiento con pavimento de concreto, se utiliza cuando el material del terraplén es de arenas y gravas. Se utilizan losas armadas en dos direcciones con juntas de hule ó cobre.

La protección del talud aguas abajo contra erosión pluvial se hace con enrocamiento ó céspedes, dotado con un buen sistema de drenaje superficial.

Hv (m )	Dmín roca (cm)	Peso mín roca (Kg)	Espesor de chapa (m)
0.5	15	5	0.25
1.0	25	25	0.50
1.5	40	80	0.75
2.0	55	190	1.00

TABLA 5.1 Protección con enrocamiento.

## CAPITULO 6

## TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION

## 6.1 GENERALIDADES

Las principales causas de falla ocurridas en cortinas de tierra y roca son las siguientes:

- a) Insuficiencia del vertedor de excedencias.
- b) Tubificación en el corazón de material impermeable ó en el material de la cimentación.
- c) Licuación de arenas ó limos saturados
- d) Deslizamiento de taludes por insuficiencia de resistencia al esfuerzo cortante en materiales de cortina ó de la cimentación.
- e) Tubificación en el contacto de la zona impermeable con la superficie exterior de los conductos de toma.
- f) Agrietamiento por asentamientos diferenciales, debidos a la compresibilidad de la cimentación, geometría de la boquilla y compresibilidad de la zona impermeable de la cortina.

De las causas enunciadas, la principal es la insuficiencia del vertedor de excedencias que ocurre generalmente por un deficiente estudio hidrológico. Dado que tal problema es objeto de estudio de la Hidrología, queda fuera del alcance de éste trabajo detallar sobre el mismo.

En segundo lugar el efecto de tubificación y el deslizamiento de taludes son causas de falla potenciales que están íntimamente relacionados con las condiciones de la cimentación, por lo que a continuación se hacen las consideraciones generales de tratamiento en ésta, para satisfacer los requisitos esenciales de seguridad como son: que la cimentación debe proporcionar apoyo estable a la cortina en todas las condiciones de saturación y de carga y que sea lo suficientemente impermeable para evitar pérdidas de agua excesiva y filtraciones, que pudieran resultar peligrosas para la estabilidad de la estructura.

## 6.2. CRITERIOS BASICOS DE TRATAMIENTO A LA CIMENTACION

- a.) Resistencia al esfuerzo cortante.- En las condiciones más desfavorables, los materiales de la cimentación deberán tener suficiente resistencia a los esfuerzos cortantes con el fin de garantizar la estabilidad de la cortina en todas las condiciones críticas de trabajo.
- b.) Permeabilidad.- El conjunto de la cimentación (piso del cauce y estribos ó atraques) deberá tener un mínimo de filtraciones de agua, si éstas no pueden -- evitarse por completo; para que no se produzca la falla por tubificación, ni la disminución de la capacidad de almacenamiento de la presa.
- c.) Compresibilidad.- Se deben prever los asentamientos diferenciales de la cortina, que pueden provocar -- agrietamientos en la misma, valuando la magnitud de las características de compresibilidad que presentan en estado natural de compactación, los materiales de la cimentación.

## 6.3 TIPOS DE CIMENTACIONES Y METODOS DE TRATAMIENTO

### TIPO I. CIMENTACION DE ROCA, AFLORANDO, O A Poca PROFUNDIDAD.

En éste caso, en el que la roca aflora en la superficie ó se encuentra a poca profundidad en el cauce y las laderas, los problemas que se presentan están relacionados con las filtraciones a través de juntas, porosidades, fisuras, grietas y a lo largo de planos de falla. (Fig. 6.4).

Bajo esta condición la limpia gruesa se llevará hasta encontrar roca en toda el área de cimentación comprendida -- dentro de las trazas de la cortina, para lo cual deberán retirarse todos los materiales indeseables, tales como: -- suelos con materia orgánica, escombros ó productos de derrumbe de laderas, roca intemperizada, caliches, acarros fluviales, etc.

La limpia deberá ser rigurosa tanto en el cauce como en -- los empotramientos, eliminando la roca muy fracturada, -- cavernosa o suelta hasta descubrir la roca sana.

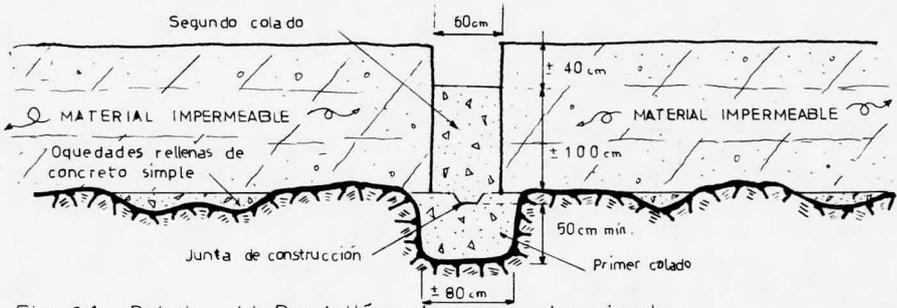


Fig. 6.1 Detalle del Dentellón de concreto simple

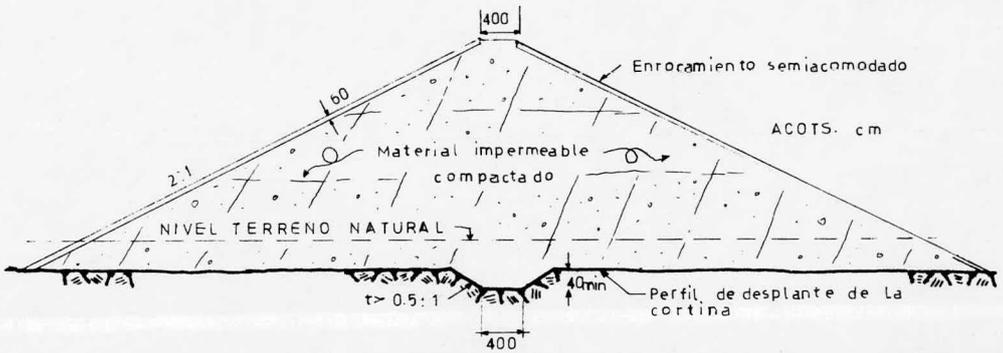


Fig. 6.2 Trinchera en cimentación de roca, fracturada.

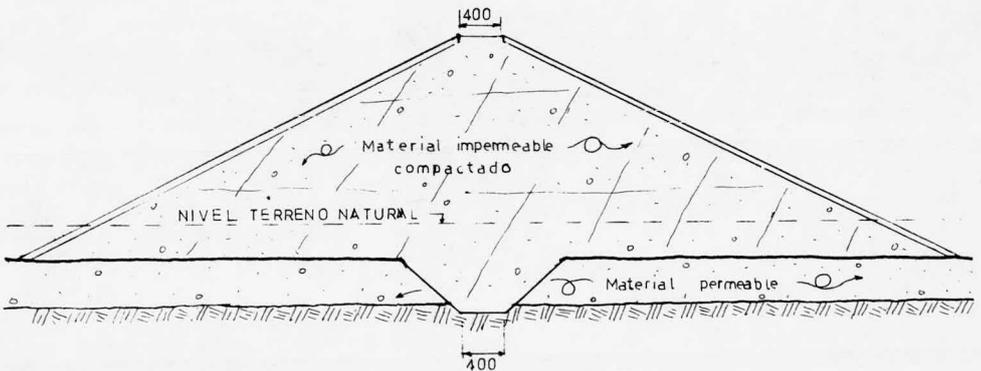


Fig. 6.3 Trinchera en cimentación permeable

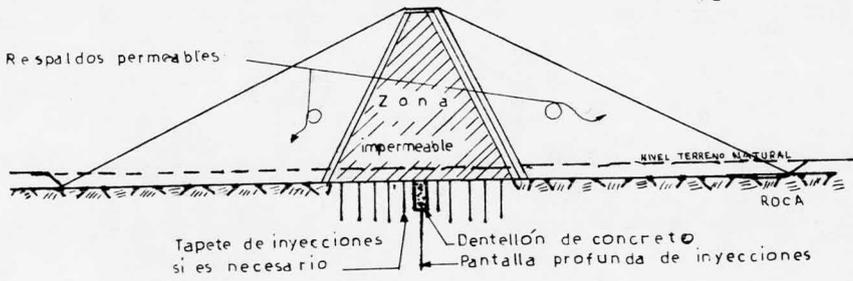


Fig. 6.4 Cimentación tipo I

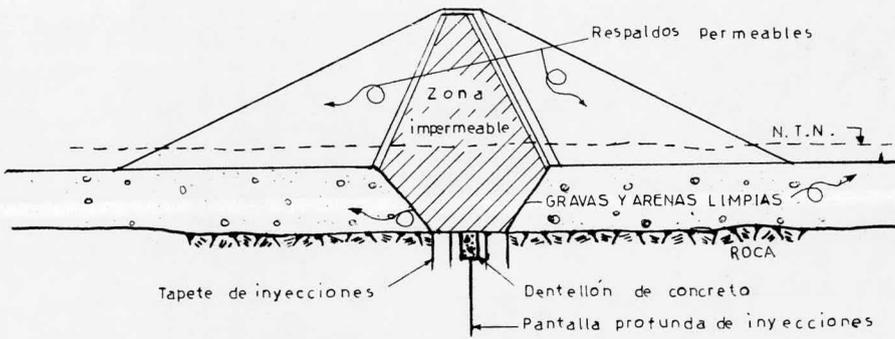


Fig. 6.5 Cimentación tipo II

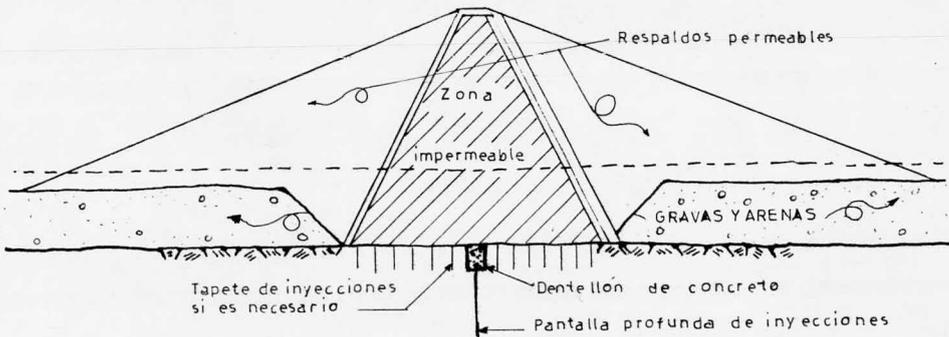


Fig. 6.6 Cimentación tipo II

Si después de realizada una limpieza razonable, siguen apareciendo grietas o fisuras se eliminarán sus efectos mediante un dentellón de concreto simple o bien por medio de una pantalla profunda de inyecciones.

Cuando se encuentren espesores de roca intemperizada relativamente blanda o formaciones de tobas arenosas, conglomerados, etc., en mantos que no sea económica su eliminación -- tanto en el cause como en los empotramientos, su existencia deberá considerarse en el diseño de la cortina, tomando en cuenta las propiedades mecánicas de estos materiales o -- bien deben removerse hasta encontrar materiales impermeables adecuados.

Al terminar los trabajos de limpieza y encontrar la roca se -- procede al tratamiento de las fisuras y fracturas importantes, que consiste básicamente en limpiar y remover los materiales débiles o inestables contenidos, relleno las oquedades con concreto pobre mortero o arcilla, a fin de mejorar la conformación de la cimentación y facilitar con ello la compactación de la primera capa de material impermeable -- así como para lograr la liga estrecha de ésta con la roca, -- y tener así la seguridad de que no queden superficies abiertas a lo largo de las cuales pueden haber filtraciones.

#### TIPO II CIMENTACION PERMEABLE, PROFUNDIDAD INTERMEDIA.

En éste caso la roca basal se encuentra a una profundidad, -- considerada aún como accesible, máxima de 25 m aproximadamente, y cubierta por capas de relleno aluvial permeable, -- formado por gravas, arena, limos y arcilla inclusive. Fig. 6.5 y 6.6.

El tratamiento a realizar en éste caso será hacer una remoción general, en el área que abarcará la cortina, de todos -- los materiales inestables de alta compresibilidad, de baja -- resistencia al corte, y susceptibles al efecto de licuación. Para evitar filtraciones de la cortina, los mantos permeables de grava y arenas se cortarán mediante la excavación -- de una trinchera, para apoyar la zona central impermeable -- en roca con un ancho mínimo necesario.

#### TIPO III, CIMENTACION PERMEABLE DE GRAN PROFUNDIDAD.

En éste caso, prácticamente la roca se encuentra a una profundidad inaccesible, por lo que únicamente será necesario -- encontrar los mantos de grava y arenas limpias, para en --

ellos desplantar la cortina.

La reducción del gasto de las filtraciones y la eliminación de posibilidades de tubificación se logrará mediante la construcción de una trinchera parcial llevada hasta estratos de menor permeabilidad o a una profundidad, no mayor que un 50% de la altura de la cortina, ó bien por medio de un tapete de material impermeable ligado a la cortina y prolongado hacia aguas arriba. La sección de la cortina en éste caso deberá reforzarse mediante la adición de una berma ó banquetta de material permeable ó de un delantal de drenaje horizontal colocado aguas abajo para contrarrestar la subpresión y asegurarse contra la tubificación (Fig. 6.7)

#### TIPO IV CIMENTACIONES IMPERMEABLES.

Las cimentaciones de limos ó arcillas, suelos de grano fino, son suficientemente impermeables que no requieren tratamientos especiales para evitar filtraciones y tubificación, por lo que el tratamiento será enfocado a solucionar los problemas relativos a la baja resistencia al corte que presentan los limos ó arcillas cuando se encuentran saturados.

Los métodos de tratamiento para éste caso serán determinados por la ubicación del nivel de aguas freático y la compactación natural del suelo.

##### IV.a) CIMENTACIONES SATURADAS.

Incluyendo arenas limosas, mediante muestras inalteradas, es posible obtener los valores de resistencia al cortante, la compactación natural y las propiedades índice.

El espesor de limpia es determinado por la evaluación del peso volumétrico seco del terreno natural a diferentes profundidades, aceptandose como tal aquel en el que la compactación es no menor del 90% con respecto al óptimo de la prueba Proctor.

En éste caso de cimentación la solución más práctica para la estabilidad de los taludes, es la de construirlos tendidos, para dar mayor superficie crítica al deslizamiento. (Fig. 6.8)

##### IV.b) CIMENTACIONES RELATIVAMENTE SECAS.

Cuando se tiene éste tipo de cimentaciones con materiales de baja densidad, deberán tomarse en cuenta los posibles asentamientos que se originan al saturarse esos materiales con el agua del almacenamiento. El tratamiento que se hace necesario para mejorar las condiciones de la cimentación será determinado por las características de compresibilidad y de compactación natural obtenidas en pruebas de laboratorio.

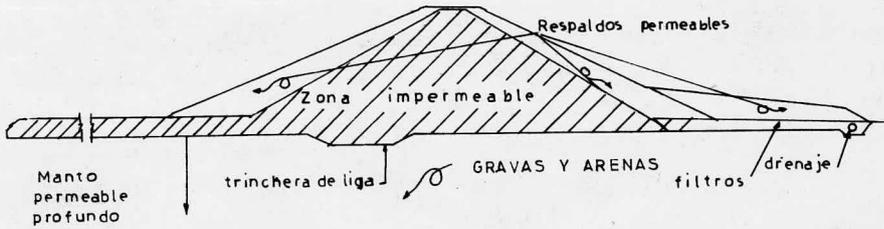


Fig. 6.7 Cimentación tipo III

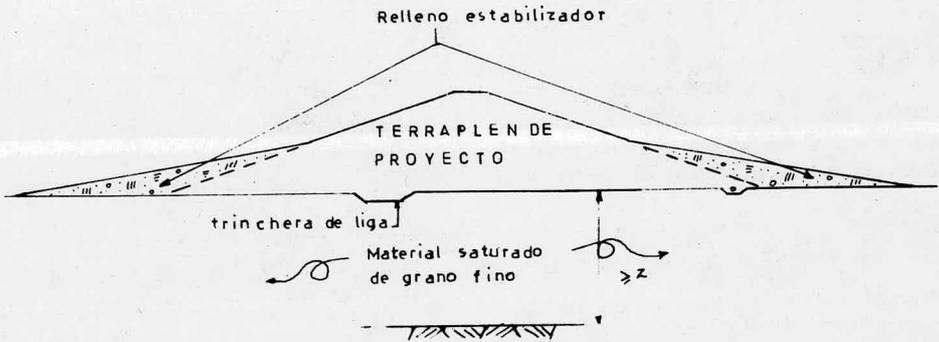


Fig. 6.8 Cimentación tipo IV

Para las cargas que se presentan dentro de un rango aplicable a las presas de tierra y enrocamiento se da una relación empírica del porcentaje de compactación (eje de las ordenadas en la fig.- 6.9), y el contenido de humedad óptimo menos el contenido natural de humedad (eje de las abscisas fig. 6.9), la cual delimita los suelos de cimentación de grano fino que requieren tratamiento y los que sólo necesitan la limpia usual.

#### 6.4. DENTELLONES, TRINCHERAS Y PANTALLAS DE INYECCIONES.

**DENTELLONES DE CONCRETO SIMPLE.-** La construcción de éste en -- una primera etapa consiste en colar la mezcla, a partir de 50 cm abajo de la superficie de desplante hasta la profundidad necesaria, posteriormente, una vez que el material impermeable compactado tenga un nivel mínimo de 40 cm arriba de la elevación final del dentellón, se abrirá una cepa que descubra el colado anterior rellenándose de concreto hasta la elevación fijada. En la parte superior del primer tramo se dejará una junta de construcción que asegure la unión de los colados.

El ancho de los dentellones es en general de 1.0 m y para profundidades mayores de 3m puede ser de 1 a 2 m pero no serán dimensiones menores especificadas en la (fig. 6.1)

#### TRINCHERA.

Siempre que sea posible deberá llevarse hasta la roca ó hasta -- algún estrato impermeable, para cortar las probables filtraciones. El ancho deberá no ser menor de 3.00m y con taludes estables no menores de 0.5: 1 en ningún caso.

El ancho de contacto entre el material impermeable y la cimentación debe determinarse en función de la máxima carga hidrostática de almacenamiento, y considerando que la Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos acepta como mínimo un gradiente hidráulico no mayor de 2.

**PANTALLAS DE INYECCIONES.-** Tiene por objetivo el mejoramiento -- en general de las condiciones mecánicas de la roca de apoyo de la cortina; y la impermeabilización de la cimentación y laderas.

Para el caso del tipo de cortina de tierra y roca el tratamiento de inyectado, consiste en la construcción de un tapete de inyecciones de poca profundidad y a baja presión en una cuadrícula de perforaciones a 5 m de profundidad extendida en todo el contacto del corazón impermeable con la roca, y la realización de una pantalla de inyecciones vertical profunda a lo largo del -- eje de la cortina y practicada antes de iniciar la colocación del material impermeable, para sellar posibles fugas de lechada.

La necesidades de una sola pantalla profunda, de un tapete de --

inyecciones, ó de la combinación de ambas, ó bien la necesidad de varias líneas de pantalla profunda dependerá finalmente de la importancia de la obra, referida a la carga hidrostática y a la calidad de la roca.

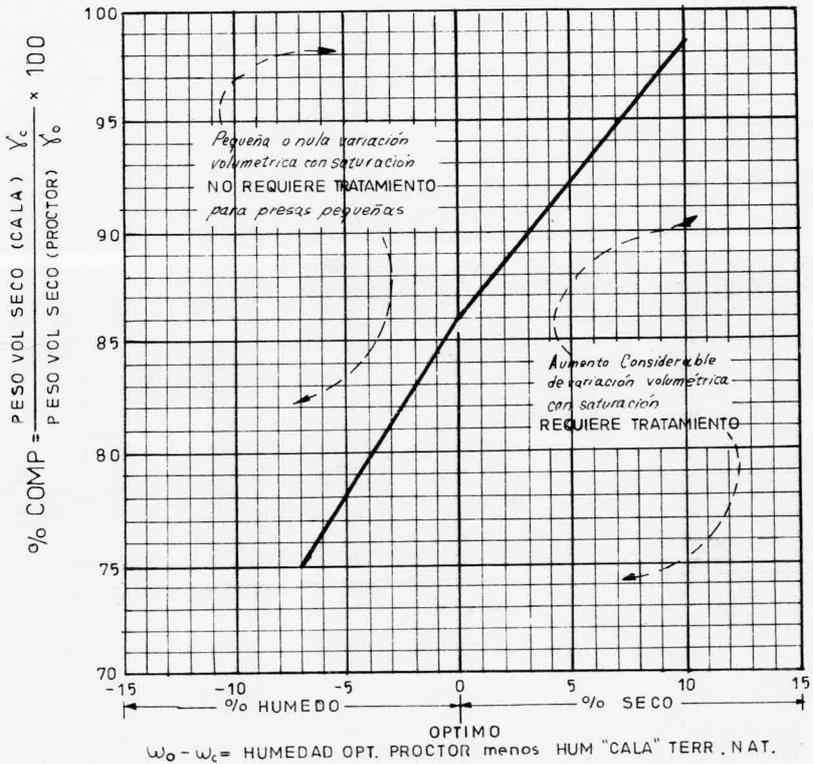


Fig. 6.9 Estudio de cimentaciones de suelos de grano fino.

## CAPITULO 7

## PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

## 7.1 GENERALIDADES.

El proceso de construcción de una presa de tierra requiere de ciertos métodos específicos de trabajo, para obtener de manera económica los materiales escogidos y colocarlos en la cortina -- adecuadamente, así como para cumplir con las especificaciones -- de proyecto.

A continuación se hace una breve descripción de los métodos de producción de materiales y la forma de controlar su calidad en relación a las funciones que deberán cumplir, en las partes específicas de la cortina.

## 7.2 CORAZON IMPERMEABLE.

Generalmente para esta parte de la cortina se utilizan suelos - finos, como limos o arcillas, que pueden ser de origen aluvial, eólico, residual, lacustre ó glaciario, de los cuáles los más utilizados en México son los suelos aluviales y los residuales.

## 7.2.a EXPLOTACION Y ACARREO.

En función de la homogeneidad y resistencia al ataque, los equipos usuales para extraer material son la motoescrepa, pala mecánica y draga. Resulta económico explotar con escrementas por capas sucesivas, siempre que la dureza "in situ" sea baja y el suelo sea relativamente homogéneo.

La pala mecánica es recomendable por la ventaja de hacer buena mezcla de los suelos expuestos, cuando el ataque se realiza en cortes variables de 2.5 a 5 m.

Las dimensiones de la pala dependen del volumen por explotar y de la dureza del material del banco.

Ultimamente se han usado retroexcavadoras de 0.5 a 1.5 m<sup>3</sup> de capacidad, dada su velocidad y flexibilidad de carga.

Cuando la resistencia es alta se recurre al uso de explosivos para romper las capas.

El acarreo se hace en camiones de volteo de 3 m<sup>3</sup>.

## 7.2b PREPARACION DEL MATERIAL Y COLOCACION.

La humedad y mezclado del material debe ser considerada antes de colocar el material en el terraplén.

Para tal efecto y cumplir especificaciones de proyecto en relación a los conceptos mencionados; el préstamo se limpia de materia vegetal, se forman bordos de entarquinamiento, se inundan las parcelas y se someten a infiltración, posteriormente, mediante calas se verifica si ya es aceptable ó si se sugiere un riego adicional en la cortina. Para el caso en que el suelo tiene un contenido de humedad superior al óptimo se puede optar por secarlo ó bien considerar en el proyecto de la cortina tal característica, en función de que resulte lo más económico.

Independientemente del tamaño de la cortina, los materiales del núcleo impermeable, se deben compactar controlando la humedad de colocación.

Para la compactación se ha utilizado con resultados positivos el rodillo pata-de cabra, cuyos diámetros de tambor varían de 1 a 1.5m y las presiones teoricas en la pata de 8 a 33 kg/cm<sup>2</sup>. Para compactar la tierra junto a empotramientos se utiliza el pizón neumático.

El espesor de las capas de colocación y el número requerido de pasadas, se determina en un terraplén de prueba, cuyo patrón es el Próctor y se realiza con las normas del Instructivo para Ensaye de Suelos de la SRH (1961). Por razones económicas éste se realiza en el corazón.

La humedad de colocación se fija de antemano, dando un margen menor a la óptima para reducir las presiones de poro, o mayor, para obtener un material eminentemente plástico.

Las capas en la terracería se tienden con tractor, y si se requiere un riego adicional se hace con carro tanque o con manguera, pero debe revolverse con motoconformadora.

#### 7.2c CONTROL.

Para corregir deficiencias de construcción, así como para evaluar el comportamiento de la cortina, se realizan sistemáticamente pruebas de pesos volumétricos y de contenidos de agua.

#### 7.3 FILTROS Y TRANSICIONES

Estos elementos de la cortina se forman con materiales bien graduados, básicamente. Se utilizan para éste fin material de rezaga de cantera, y gravas o arenas extraídas del cauce del río.

### 7.3a EXPLOTACION Y ACARREO.

Es frecuente utilizar retroexcavadora y transporte de volteo de 3 m<sup>3</sup> de capacidad, cuando se utiliza material de cantera, y draga cuando se extrae del cauce del río.

### 7.3b PROCESAMIENTO Y COLOCACION.

Es necesario procesar ó triturar en plantas cribadoras, con un lavado para obtener la fracción de proyecto, del producto compuesto de finos y gruesos.

Las especificaciones de colocación indican que los materiales - en estado suelto se deben depositar en capas de espesor no más grande que 30 cm. tendidos por cajas distribuidoras o en montones esparcidos y mezclados con motoconformadora, aplicándole un riego de agua para compactarse, con de dos a cuatro pasadas con rodillo vibratorio de 2 ton. Para filtros son las mismas indicaciones.

### 7.3c CONTROL.

El control de calidad se hace por medio de calas, (Pruebas de -- peso volumétrico seco) y frecuentemente verificación de granulometría, tanto para filtros como en transiciones.

### 7.4 MATERIAL DE ENROCAMIENTO.

Para éste fin se puede utilizar cualquier tipo de roca sana y - no contaminada, bien graduada, con granos de tamaños máximos de 30 cm, dispuesto en capas de 50 cm de espesor; necesitándose -- únicamente fragmentos pesados para protección contra oleaje, del talud aguas arriba.

### 7.4a EXPLOTACION Y ACARREO.

El fracturamiento en rocas ígneas y metamórficas, los planos de echado, grietas y cavernas en calizas, son condiciones a considerar para elegir el método de explotación adecuado. La dureza y abrasividad, son factores que afectan la perforación de roca.

La producción de enrocamiento implica el ataque a una cantera, - bien en forma de bancos escalonados o de coyoterías.

Para bancos escalonados se hacen frentes verticales de 5 a 15 m, mediante explosivos alojados en pozos barrenados a determinada distancia. La cantidad de consumo de dinamita en rocas norma -

les va de 400 a 700 g/m<sup>3</sup> de material 'in situ'. Los coeficientes de barrenación dependen del diámetro de las perforaciones, siendo de 0.25 m/m<sup>3</sup> en pozos de 2 cm. y de 0.10 m/m<sup>3</sup> en pozos de -- 7.5 cm. de diámetro.

En la forma de coyoterías se abren túneles normales al banco que se ramifican al interior, en los cuales se coloca el explosivo para romper y levantar la masa rocosa de tal forma que al caer se produzca la fragmentación buscada.

Sólo cuando las condiciones de formación sean favorables se - - aplica éste método, para evitar voladuras secundarias en bloques que se hayan producido.

El acarreo se realiza en camiones resistentes (Euclides) que se cargan con palas mecánicas.

## CAPITULO 8

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## CONCLUSIONES:

La práctica moderna, en la construcción de presas y tierra y enrocamiento, considera imprescindible la realización de un buen estudio geotécnico, sobre el área donde se pretende realizar tal obra; dados los elementos que éste proporciona, para tener pleno conocimiento de la naturaleza de la zona y en función de ello aplicar los métodos y procedimientos de construcción más adecuados, con la finalidad de abtir los costos de realización del proyecto.

Es necesario y de gran importancia reportar los resultados de los estudios geotécnicos en un mapa geológico, donde se incluya la representación estructural y litológica de las formaciones rocosas y tipos de suelos predominantes con su correspondiente nomenclatura, para facilitar su constante-discusión y con ello afinar los lineamientos del proyecto, basándose en las observaciones que se realicen durante el período de construcción.

La exploración en el sitio, para investigar la composición del suelo, en forma preliminar, se hace mediante un número limitado de barrenos o pozos perforados con posteadora así como con pozos a cielo abierto. Con ésta exploración se estará en condiciones de decir, cuál de las zonas exploradas ofrece mejores condiciones para su explotación futura y por lo tanto de determinar una investigación definitiva mediante una cuadrícula de pozos a cielo abierto, donde el módulo y profundidad de las calas dependerán del área y -- características del préstamo y del volumen necesario para la construcción.

La exploración con pozos a cielo abierto, proporciona información muy confiable por lo cual es el método de exploración y muestreo indispensable en todo estudio geotécnico. Los métodos rotatorios para roca son los más utilizados -- en exploraciones sobre este tipo de material, y los más re-comendables para obtener muestras representativas.

Las pruebas de laboratorio son de gran importancia para la clasificación y obtención de los parámetros de diseño co-respondiente a los materiales tanto utilizados como dese-chables, para construcción de la presa. Dichas pruebas son

respectivamente, las pruebas Índice y las pruebas denominadas Mecánicas, de las que se obtendrán: el contenido de -- agua, límites de consistencia, granulometría, densidad de sólidos, relación de vacíos, pesos volumétricos, coeficiente de permeabilidad, compresibilidad, cohesión, y ángulo -- de fricción interna.

La magnitud de los costos generalmente son función de la -- disponibilidad de los materiales con los que se construirá el cuerpo de la cortina, que mejor se adapte a los objetivos de la presa.

Los elementos que interrelacionados influyen en la selección del tipo de sección son, la topografía, las condiciones -- geológicas y de cimentación, la calidad y cantidad de los materiales disponibles, las características del vertedor de excedencias, y en algunos casos la sismicidad de la zona.

En el proyecto de una obra hidráulica, como una presa de -- tierra resulta necesario la consideración minuciosa de los efectos que el flujo de agua a través de la cortina y de -- la cimentación, genera, para determinar su influencia en el funcionamiento de las estructuras. El método de análisis -- por medio de las redes de flujo, con las indicaciones de A. Casagrande, es el más indicado y práctico para hacer tal -- consideración, la información que el método proporciona, es el gradiente hidráulico, fuerza de filtración, presiones de poro, velocidad de agua en cualquier punto del suelo infiltrado y el gasto de filtración.

Parte fundamental del proyecto, la constituye el diseño de -- la estructura principal de una presa de tierra, que tiene -- como objetivo principal, analizar las condiciones de estabilidad de la misma y de los taludes naturales, para emitir -- las especificaciones correspondientes con el fin de cumplir con los requisitos de seguridad, los cuáles son de vital -- importancia en una obra de éste tipo.

El análisis de la estabilidad de taludes debe hacerse con -- métodos de análisis al límite, de entre los cuáles, el conocido como Método Sueco proporciona resultados satisfactorios para los casos de interés práctico, por lo que es el más -- usado y aceptable.

El factor de seguridad contra deslizamiento en ningún caso -- deberá ser inferior a 1.5 y deberá incrementarse en un 30% -- en zonas de alta sismicidad.

En general, se debe realizar siempre y para todo tipo de cimentación, un tratamiento específico, con la finalidad de mejorar sus condiciones y garantizar en cualquier situación, la estabilidad del apoyo, de una cortina de tierra y roca.

Los criterios fundamentales para realizar el tratamiento de la cimentación son, el de resistencia al esfuerzo cortante; el de permeabilidad y el de compresibilidad y se hará en función de los tipos de cimentación definidos por A. Benassini, los cuales son: roca a poca profundidad o aflorando en la superficie; roca a profundidad intermedia, cimentación permeable; roca a gran profundidad y en cierta forma el caso relativo a las cimentaciones impermeables de grano fino.

Para cumplir con las especificaciones de proyecto y economizar recursos, se deberán seguir procedimientos constructivos adecuados para la formación del corazón impermeable, de los filtros, de las transiciones, y de los respaldos permeables o de enrocamiento para cubrir con éxito, tanto en lo económico como en la ejecución, las etapas, de explotación, acarreo procesamiento o tratamiento, colocación y control.

## RECOMENDACIONES:

- Los datos obtenidos de la exploración geológica se presentarán en un mapa general del sitio, y se harán cortes transversales del subsuelo, dibujándose principalmente el perfil geológico en la sección de la boquilla.
- La escala de los planos depende de las dimensiones de la obra, sin embargo dicha escala no deberá ser mayor de 1/1000.
- Es conveniente realizar el estudio geotécnico en dos etapas (Preliminar y Definitiva), con objeto de optimizar recursos y obtener la información necesaria con un mínimo de costo.
- Se debe hacer un levantamiento topográfico de los bancos de materiales referidos a la traza de la cortina, particularmente si se encuentran localizados aguas arriba de la boquilla.
- Para planificar la explotación racional de los bancos, en el sitio, la brigada de estudios, debe hacer un registro de, -- lluvias, temperaturas, evaporación y niveles del río, para -- saber de antemano los problemas que el clima o el régimen -- del río, pueden plantear a la construcción del terraplén y -- otras estructuras.
- La definición general y características específicas de diseño, de la cortina de una presa de tierra, se deben determinar escogiendo, entre las diversas alternativas de cortinas y tratamiento de la cimentación, que se adaptan a las condiciones del sitio, aquella cuyo costo total esperado sea mínimo, incluyendo una estimación del costo de imprevistos durante la construcción.
- La evaluación del proyecto, con un determinado tipo de sección de cortina se hará en base a un análisis de conjunto de la importancia relativa que presentan los siguientes factores:
  - a) función de la obra
  - b) Tipo, cantidad y localización de los materiales utilizables
  - c) Características de la boquilla, cimentación y vaso.
  - d) Clima y tiempo disponible para la ejecución
  - e) Características geológicas y sísmológicas de la -- región
  - f) Importancia de la obra.
- La solución que se adopte deberá considerar los factores subjetivos, tales como, la experiencia y preferencias del proyectista, o su interpretación personal del comportamiento satis-

- factorio o deficiente de otras obras en condiciones semejantes.
- Conviene revisar las experiencias de construcción de presas de tierra en México para orientarse y facilitar las decisiones - - del proyecto.
  - El mantenimiento en buen estado de los caminos , representa un factor importante de ahorro tanto de tiempo como de dinero, - - puesto que esto representará de hecho, mayor rendimiento del - - equipo utilizado y menor desgaste del mismo; por lo que será de observancia constante tal concepto.

B I B L I O G R A F I A

- R. J. MARSAL Y D. RESENDIZ  
Presas de Tierra y Enrocamiento  
Editorial Limusa, 1979
- U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR  
BUREAU OF RECLAMATION  
Diseño de Presas Pequeñas  
Edit. C.E.C.S.A., 1981
- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ  
Mecánica de Suelos  
Tomos I, II, III  
Editorial Limusa, 1980
- T. WILLIAM LAMBE  
Mecánica de Suelos  
Edit. Limusa 1978
- RAUL J. MARSAL  
Presas Pequeñas  
Instituto de Ing. UNAM, 1974
- S.R.H.  
Pequeños Almacenamientos  
J. I. C. R., 1968
- S.R.H.  
Manual de Mecánica de Suelos  
S.R.H. 1970
- S.R.H.  
Contribuciones de la Mecánica de  
Suelos al Diseño y Construcción  
de presas de tierra  
Ing. Hidr. en México 1961
- A. BENASSINI V.  
Tratamiento de la Cimentación para  
Cortinas de Tierra y Roca.  
S.R.H JICR, 1964
- C. F. E.  
Manual de Diseño de Obras Civiles  
Tomo I, II, 1970.

**Impresiones**

**arios al instante, s.a. de c.v.**

REP. DE COLOMBIA No. 6, 1er. PISO

(CASI ESQ. CON BRASIL)

MEXICO 1, D. F.

526-04-72

529-11-19