

23
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" A R A G O N "

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO
POR EL MÉTODO DE DOVELAS"

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JUAN CARLOS JUAREZ LEYVA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



SAN JUAN DE ARAGON, EDO. MEX.

1992



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

	Pag.
I. GENERALIDADES	4
1.1 Historia -----	4
Epoca Precortesiana -----	4
La Colonia -----	4
México Independiente -----	5
Epoca Contemporánea -----	6
1.2 Tipos de Sección y Materiales de la Cortina -	8
1.2.1 Sección Homogénea -----	8
1.2.2 Sección Graduada -----	9
1.2.3 Sección Mixta -----	11
1.2.4 Materiales usados en la Cortina -----	13
1.3 Factibilidad del Proyecto -----	17
Factibilidad Económica -----	17
Factibilidad Técnica -----	19
 II. PROBABLES CAUSAS DE FALLA	 22
2.1 Insuficiencia del Vertedor -----	25
2.2 Tubificación -----	28
2.3 Agrietamiento -----	32
2.4 Deslizamiento de Taludes -----	36
2.5 Licuación -----	39
 III. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS	 43
3.1 Estudios de Bancos (de campo) -----	43
Localización de Bancos -----	43
Muestreo -----	44
Cubicación -----	46
3.2 Estudios de Laboratorio -----	48
3.2.1 Compactación -----	48
3.2.2 Resistencia al Esfuerzo Cortante -----	52
3.2.2.1 Prueba Triaxial Rápida -----	55
3.2.2.2 Prueba Triaxial Consolidada -----	57
3.2.3 Prueba de Permeabilidad -----	61

IV. INFLUENCIA DEL NIVEL DE AGUA	67
4.1 Consideraciones generales para flujo de agua en el corazón -----	67
4.1.1 Validez de la ley de Darcy -----	69
4.1.2 Condiciones de frontera de una presa ----	71
4.2 Red de flujo en una presa -----	74
4.2.1 Trazo de la parábola básica o de Kozeny -	78
 V. METODOS DE ANALISIS	 86
5.1 Método Sueco -----	92
5.2 Procedimiento de las Dovelas Diferenciales --	93
5.3 Otros Métodos de Análisis -----	106

CONCLUSIONES

INTRODUCCION

Hasta el año de 1926, el riego en México se desarrolló escasamente en relación con las necesidades de la producción agrícola. La creciente población y la predominancia del clima semiárido en extensas regiones de suelos adecuados para el cultivo, condujeron al gobierno a crear, en ese año, un organismo encargado de desarrollar de la mejor manera posible el aprovechamiento de los escasos recursos hidráulicos disponibles. Este organismo recibió el nombre oficial de Comisión Nacional de Irrigación (CNI), la cual, dada la importancia y magnitud de su función, se convirtió más tarde en una Secretaría de Estado, que es la actual Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH).

Bajo la supervisión de los técnicos de la CNI y de la SARH, se han construido en México desde pequeños bordos, hasta estructuras de mas de 100 m de altura y de muy diversos tipos. Entre las de concreto, los ingenieros mexicanos han adquirido experiencia con las presas de arco-gravedad, las de contrafuertes y las de gravedad. También se han construido algunas presas de enrocamiento con pantalla de concreto en la cara de aguas arriba, pero la más común, por su economía y adaptabilidad a diversas condiciones de cimentación, es la de materiales graduados con corazón de tierra.

Los principios teóricos para el cálculo de empuje de tierras fueron formulados claramente por C. A. Coulomb desde hace casi dos siglos, y desde entonces, este tópico ha sido el favorito de los científicos y de los ingenieros con inclinaciones teóricas. Por consiguiente, la historia de estas teorías es un ejemplo, excepcionalmente instructivo, de los cambios radicales producidos por el impacto de la mecánica de suelos sobre la ingeniería de las terracerías.

La teoría de Coulomb está basada en las hipótesis simplificadoras de que el suelo es incompresible, que sus deformaciones son despreciables antes de la falla, y que ésta ocurre según una superficie plana de deslizamiento.

al esfuerzo cortante, en la superficie de deslizamiento es igual a:

$$s = c + p \tan \phi \dots \dots \dots (I.1)$$

en la que c es la cohesión; p es la presión sobre la superficie de deslizamiento (devida al peso propio de la estructura); y ϕ es el ángulo de fricción interna. Para un material no cohesivo, como la arena seca y limpia,

$$\begin{aligned} c &= 0, \\ s &= p \tan \phi \dots \dots \dots (I.2) \end{aligned}$$

La teoría de Coulomb se publicó en las Memorias de la Academia Francesa de Ciencias, en 1776; enseguida atrajo la atención de los ingenieros con inclinaciones teóricas, y desde entonces no ha cesado de preocuparles. Durante el siglo siguiente a su aparición, se investigaron casi todos los aspectos del problema de empuje de tierras, por métodos analíticos o gráficos basados en las ecuaciones I.1 y I.2, y aumentó considerablemente la literatura sobre el tema. No obstante, el provecho para fines prácticos, fue casi nulo, según se puede ver en los siguientes párrafos del escrito clásico sobre "la presión lateral real de la tierra", por Benjamín Baker, M. Hon. ASCE., publicado en 1881:

"El conocimiento, aún cuando imperfecto, de la presión lateral real de la tierra, distinta de las que pudieran llamarse presiones de <<libro de texto>>, las cuales, sin excepción que el autor conozca, están basadas sobre cálculos que ignoran los elementos más vitales que de hecho existen, es

de la mayor importancia para el ingeniero y el contratista. La gran discrepancia entre el hecho y la teoría, tal vez ha impresionado con fuerza peculiar al autor de este trabajo, porque él ha tenido el privilegio de la experiencia adquirida en la construcción de 14 km de muros de retención, y lo que es aún más valioso, la experiencia de 55 km de trincheras profundas además con maderas, para muros de retención, drenaje de alcantarillas, vías subterráneas y otras estructuras."

En ese estado, pronto se hizo evidente la causa de que Baker y sus contemporáneos no pudieran obtener beneficios tangibles de la extensa literatura sobre los aspectos teóricos del empuje lateral de las tierras. Los errores debidos a que los cálculos estaban basados en la suposición de que el ángulo ϕ de las ecuaciones 1.1 y 1.2, para cualquier clase de suelos, es igual al ángulo de reposo del material.

C A P I T U L O

I

GENERALIDADES

I. GENERALIDADES

1.1 HISTORIA.

Cuando en este trabajo se habla de estabilidad de taludes cabe mencionar que estamos hablando de obras para aprovechamiento en la captación de agua, y que este tipo de obras se han venido desarrollando en la República Mexicana desde la época precortesiana. En los párrafos siguientes se hace una breve reseña histórica de este tipo de estructuras.

Epoca Precortesiana

Estudios realizados han permitido localizar alrededor de 380 obras precortesianas con fines de riego, y ubicadas en la parte central del territorio nacional.

En los poblados de Cholula, Texcoco, y la Cd. de México, se construyeron obras para abastecerlos de agua potable.

La Colonia

Este periodo de dominación española que abarcó tres siglos, hizo posible la realización de numerosas obras hidráulicas para satisfacer las necesidades de riego, agua potable, industria y minería.

Algunas presas de mampostería del tipo contrafuerte fueron:

La presa Fabellón (San Blas), y la presa Los Arquitos en Aguascalientes. En Guanajuato se hizo una presa de almacenamiento mediante un dique, en la laguna de Yuriria.

En esta época hay un notable incremento de obras para abastecimiento de agua potable. Ejemplo de esto son los acueductos de Otumba, el de Querétaro, Morelia, Chapultepec, Zacatecas, Tepotzotlán, la Villa y los Remedios.

México Independiente

En esta época el país se encontraba en una etapa de guerras internas e invasiones y debido a esto no se construyeron obras importantes. Los hacendados, que eran las personas con más poder fueron quienes realizaron un gran número de pequeños bordos con fines de riego y abrevadero.

Entre los años 1860 y 1910, después del triunfo de la República, se incrementó la construcción de este tipo de obras., las más destacadas fueron las de saneamiento en la Cd. de México y en otros estados como Guadaluajara, Guanajuato, San Luis Potosí y Monterrey.

Epoca Contemporánea

En esta época se creó una comisión, Comisión Nacional de Irrigación (creada en 1926), para la operación de sistemas de riego (los primeros en 1930). Debido a la importancia de esta comisión, el 7 de diciembre de 1946 se convirtió ésta en una Secretaría de Estado, la Secretaría de Recursos Hidráulicos (actualmente SARH).

Este tipo de obras, además de los fines de irrigación y generación de energía eléctrica, en la actualidad contemplan una gran diversidad de propósitos como son:

- Control de avenidas máximas para evitar inundaciones.
- Abastecimiento de agua para la industria e irrigación.
- Abastecimiento de agua potable.
- Producción de energía eléctrica.
- Para usos turísticos, producción piscícola, pesca deportiva, mejoramiento ecológico y otros.
- Para infiltración y recargue de acuíferos.

El desarrollo de este tipo de obras en nuestro país, descubre la importancia que ha adquirido la construcción de estructuras térreas para tales propósitos y objetivos, además de la investigación, cada vez mayor, de técnicas para su realización.

La construcción de presas de tierra con fines de almacenamiento, se ha practicado desde por lo menos hace dos mil años. Hasta el año de 1500 la altura de estas presas no era mayor de 21 metros. En este mismo año se construyó la presa Mudduk Masur, la cual tenía una altura de 33 metros, en la provincia de Madras, India. Esta altura estuvo vigente durante varios siglos como la

mayor registrada en su tipo. Fue hasta el siglo XVIII que se construyó en España una presa de tierra con una altura mayor, 46 metros; sin embargo ésta falló al registrar su primer llenado en el año de 1802. Después de casi 50 años se siguieron construyendo presas en el territorio norteamericano con alturas de hasta 38 metros, pero el porcentaje de fallas parciales y totales era demasiado alto.

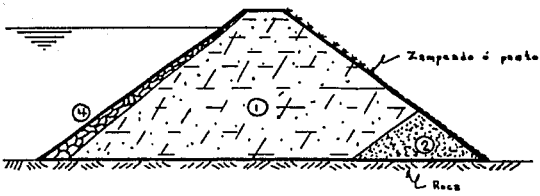
Debido a todo esto, hubo de esperar a que se mejoraran los métodos de construcción y se hiciera un mayor uso de la mecánica de suelos, para construir presas de mayor altura.

1.2 TIPOS DE SECCION Y MATERIALES DE LA CORTINA

La sección de una presa de tierra, es la forma que resulta de un corte vertical y transversal al eje de la presa.

1.2.1 Sección Homogénea.

A este tipo de sección como su nombre lo indica, la constituye en su mayor parte un mismo suelo, el cual le proporciona simultáneamente la impermeabilidad y la estabilidad necesarias. Para lograr la impermeabilidad se emplean el tipo de suelos finos, limosos o arcillosos y suelos gruesos que observan altos contenidos de finos y que además tienen una baja permeabilidad. y como protección a la sección se utilizan materiales auxiliares como son enrocamientos, gravas y arenas, cuya función única es la protección al elemento principal.

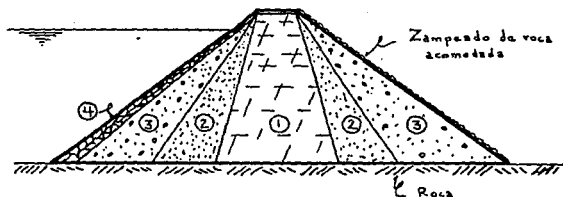


Sección Homogénea
figura 1.2.1

1.2.2 Sección Graduada.

Este tipo de sección, es también conocido como presas de tierra o presas de tierra y enrocamiento. Se recurre a este tipo de sección cuando hay disponibilidad en volúmenes de suelo con diferente permeabilidad, éstos se distribuyen en la sección

de acuerdo a su permeabilidad, como se indica en la figura 1.2. Se distinguen en este tipo de sección varias zonas que desempeñan diferentes funciones, y cada una de estas zonas aporta una parte de la estabilidad y seguridad de la presa.



Sección Graduada
figura 1.2.2

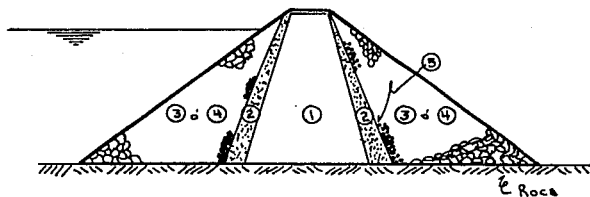
- 1 material impermeable
- 2 filtro
- 3 respaldos
- 4 enrocamiento

Algunas de las ventajas más sobresalientes del uso de este tipo de sección en la construcción de presas, es que los asentamientos se presentan con diferentes velocidades y magnitudes en el corazón impermeable y en los enrocamientos, y estos asentamientos o diferencias de asentamientos, pueden no tener efectos tan desfavorables en la impermeabilidad del corazón, siempre y cuando la construcción se haga correctamente, lo cual se logra con ingenieros competentes y técnicas adecuadas.

Este tipo de presas permite una amplia variación en las dimensiones interiores de los materiales que constituyen la estructura, de acuerdo con el material disponible.

1.2.3 Sección Mixta.

Está integrada por un corazón de material impermeable, formado por materiales como los que se emplean en la sección homogénea, dicho corazón contribuye poco a la estabilidad de la presa. Al material impermeable le siguen los respaldos que son de dimensiones importantes y éstos pueden ser de enrocamientos, boleos, gravas y arenas de alta permeabilidad, las cuales aportan la mayor parte de la estabilidad debido a su alta resistencia al corte. Los respaldos de enrocamiento se separan del material impermeable por medio de capas de poco espesor, que funcionan también como filtros. Si en los respaldos se usan mezclas de grava, arena y cantos rodados, se proporciona cierta permeabilidad evitando la pérdida del material del corazón impermeable, lo cual hace posible suprimir los filtros.



Sección Mixta
figura 1.2.3

- 1 material impermeable
- 2 material permeable fino
- 3 grava y boleo, con arena
- 4 enrocamiento
- 5 roca fina. (rezaga)

El tipo más económico de sección en una cortina obedece al uso de estructuras cuyos respaldos estabilizadores estén integrados a base de materiales granulares (gravas y arenas), siempre y cuando los bancos de donde estos se obtengan se encuentren a distancias de acarreo dentro de los tres primeros kilómetros en relación al eje de la cortina, y a un núcleo impermeable central con taludes simétricos de 0.3 : 1 , formado con arcilla cuyo banco de origen se encuentre dentro del primer kilómetro, o bien de préstamo lateral.

El tipo de sección de cortina que se adopte será función del tipo de terreno de cimentación existente, y de la disponibilidad de materiales.

1.2.4 Materiales usados en la Cortina

MATERIAL IMPERMEABLE. Las especificaciones para materiales del corazón suelen ser muy amplias. Pueden usarse suelos constituidos por arcilla fina, arcilla limosa, limos, arcilla arenosa y aún gravas que contengan suficiente cantidad de finos para llenar sus vacíos. El único requisito esencial es que el material, una vez compactado, sea suficientemente impermeable. Puede aceptarse cualquier material inorgánico que no ofrezca dificultades para su manejo desde el punto de vista mecánico. A medida que el contenido de arcilla y/o limo sea mayor al 50% del total, la aptitud de este suelo para formar el corazón impermeable, en orden preferencial se cita a continuación.

1 Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcillas.

- 2 Gravas limosas o mezclas mal graduadas de grava, arena y limos.
- 3 Arenas arcillosas o mezclas de arena y arcillas mal graduadas.
- 4 Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media; arcillas gravosas; arcillas arenosas; arcillas limosas.
- 5 Arcillas inorgánicas de alta plasticidad muy compresibles; arcillas francas de alta plasticidad.
- 6 Limos inorgánicos y arenas muy finas; polvo (fino) de roca, arenas finas, arcillosas o limosas, de baja plasticidad.
- 7 Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
- 8 Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos, micáceos o diatomáceos, limosos elásticos.
- 9 Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta.

MATERIAL DE FILTRO. Uno de los detalles más importantes en el diseño de presas con corazón impermeable es la necesidad de filtros. La función principal del filtro, es la de dejar pasar el agua sin dejar pasar el material, es decir, los materiales finos, al ser saturados, no deben fluir entre los huecos de los más gruesos.

Para los materiales de filtro se han adoptado las siguientes especificaciones:

El "tamaño 15%" es el diámetro para el cual el 15% de las partículas son de tamaño menor que dicho diámetro.

El "tamaño 15%" del material del filtro debe estar comprendido entre los valores 5 veces el "tamaño 15%" y 5 veces el "tamaño 85%" del material más fino de la zona adyacente.

Por ejemplo en un análisis granulométrico

el promedio de los materiales del corazón es de 0.001 mm para el tamaño 15% y 0.18 mm para el tamaño 85%; tomando cada uno de estos valores 5 veces se obtienen 0.005 mm y 0.9 mm; de acuerdo con la especificación, el tamaño 15% del material de filtro adyacente al corazón deberá estar comprendido entre 0.005 mm y 0.9 mm.

Esta especificación fue establecida por el Dr. F. H. Kellogg, consultor en construcción de presas de tierra, basándose en su propio trabajo experimental y en otros del U. S. Army Corps of Engineers. En caso de que el material del corazón sea muy fino, para aplicar satisfactoriamente la citada especificación, es necesario colocar dos filtros, uno fino y otro grueso; el fino evita el movimiento de las partículas finas del corazón, y el grueso retiene el material del filtro fino. Así mismo se evita que el material del filtro grueso pase a través del enrocamiento.

MATERIAL PERMEABLE. La principal función de este material es de dar estabilidad a la presa además de ser una zona de transición. Estos respaldos estabilizadores pueden estar constituidos a base de gravas y arenas, tezontle, material reynosa, de preferencia cuando cumplen con la granulometría básica.

MATERIAL DE ENROCAMIENTO. Este material es colocado a mano. Las especificaciones para la roca también son bastante amplias. En lo que respecta a su composición, son aceptables las rocas ígneas, tales como el granito, andesita, pórfido, diabasa, basalto, etc. Se excluyen solamente las pocas variedades de rocas ígneas que son fácilmente susceptibles al intemperismo.

Las rocas metamórficas son casi tan buenas como las ígneas, y en lo que respecta a las rocas sedimentarias la caliza y la dolomita son generalmente aceptables.

La principal función de la chapa de enrocamiento es la de dar protección al cuerpo de la presa, protección contra erosión, oleaje, etc.

1.3 FACTIBILIDAD DEL PROYECTO.

La factibilidad del proyecto podemos dividirla en factibilidad económica y factibilidad técnica.

FACTIBILIDAD ECONOMICA. La factibilidad tanto técnica como económica de un proyecto se resume a los estudios necesarios para garantizar su viabilidad además que la obra cumplirá con el fin para el que fué diseñada y su costo será amortizable en un tiempo razonable por los beneficios que se esperan de ella.

En la evaluación económica del proyecto, se requiere de una estimación del costo total de la obra, procurando que esta estimación sea lo más real posible; las estimaciones deberán incluir:

- Costo de construcción de la estructura y obras auxiliares.
- Costo de los terrenos, derechos de vía y desmontes.
- Costos por relocalización de carreteras, ferrocarriles indemnización de terrenos, edificios o poblados.
- Costos de operación.
- Costos administrativos y de ingeniería.
- Costos de imprevistos que pudieran ser significativos.

Deben tenerse también estimaciones de los beneficios inmediatos y mediatos que esperan obtenerse con la obra. Dependiendo del tipo y propósitos de la misma, pueden ser:

a.) Si es una obra de irrigación: el valor del incremento inducido en la producción agrícola debido a la introducción del riego, el valor del volumen generado de energía eléctrica, los beneficios dados por el abastecimiento de agua para usos industriales, y cualquier otro beneficio económico directamente generado por el proyecto.

b.) Si la obra corresponde a un proyecto de defensa contra inundaciones: se deberán evaluar los beneficios que se obtendrán al no tener pérdidas por este concepto, y la frecuencia con que tales fenómenos han ocurrido anteriormente.

c.) Si la obra que se proyecta es un camino, incrementará la infraestructura además de que propiciará el desarrollo industrial de la zona, por lo cual deberán hacerse evaluaciones de los beneficios que proporcionará por ahorros en costos de transporte, a través de estudios de origen y destino de la producción.

También es necesario tomar en cuenta los efectos que se provocarán por la alteración del ciclo ecológico de la zona.

La evaluación de los costos comparados con los beneficios socioeconómicos del proyecto permitirá determinar la factibilidad económica de éste, a través de los indicadores que se consideran más adecuados como son: relación beneficio/costo; relación producto/capital; relación valor agregado/costo; tasa interna de retorno.

Es importante señalar que la evaluación se hace desde un punto de vista general, así por ejemplo, el pago de impuestos generado gracias al proyecto, constituye un beneficio para la nación.

Factibilidad Técnica.

Para la factibilidad técnica deben tomarse en cuenta las funciones que va a desempeñar la estructura, en este caso las de estabilidad e impermeabilidad, el proyecto es en sí un conjunto de obras que están condicionadas por varios elementos para su diseño, como son el sitio de desplante, que combinado con la disponibilidad y calidad de los materiales darán alternativas, las cuales deberán de satisfacer el buen funcionamiento, la seguridad y economía del proyecto. En la factibilidad técnica del proyecto debe hacerse un marco geológico regional, en el cual se analizan desde imágenes de satélite, fotografías aéreas, análisis de reconocimiento geológico de la superficie, etc.

Todos y cada uno de los elementos que intervienen en el proyecto, deberán de ser tomados en cuenta, analizados estudiados y aplicados al diseño, para obtener una estructura económica eficaz y duradera.

La definición de la geometría del sitio de la cortina y la magnitud de la estructura es el resultado de un estudio iniciado con el marco geológico regional y culmina con los estudios topográficos realizados en el sitio seleccionado.

Las condiciones del subsuelo se conocen a través de los estudios geotécnicos, dichas condiciones serán determinantes para la estructura, en la medida que se presenten condiciones desfavorables como son baja resistencia, compresibilidad y permeabilidad, podrá o no variar la estructura o hasta podría ser desechado el sitio si las condiciones son demasiado adversas.

Pueden presentarse también alternativas como mejorar la resistencia, disminuir la compresibilidad y permeabilidad en la cimentación,

por medio de inyecciones de cemento, arena y bentonita. En resumen un programa de exploraciones permitirá conocer las condiciones geotécnicas del sitio, y programar el tratamiento adecuado para el desplante de la estructura.

Una vez que se ha localizado el sitio para la boquilla, debe verse la disponibilidad de los materiales para que la construcción se realice con un mínimo costo, los materiales a utilizar, serán limos arcillosos o arenas limo-arcillosas, arena, gravas, rezaga, roca y agua; los materiales deberán ser de buena calidad, situarse en distancias razonables y accesibles económicamente, así como en volúmenes suficientes a las necesidades del proyecto. Se procura un cálculo de volúmenes a ocupar, igual a 1.5 veces los volúmenes calculados para el proyecto.

La selección de los materiales se hace en base a las pruebas índice y mecánicas y pruebas de calidad, deben hacerse muestreos a los diferentes bancos de material, el conocimiento de las características de los materiales permitirá un diseño balanceado. Varias son las ocasiones en que los materiales que se requieren no se localizan cerca de la obra y debe hacerse un reconocimiento de la zona para determinar los materiales existentes dentro de la región.

La estructura deberá sujetarse o diseñarse de acuerdo a los materiales disponibles, debido a ésto pueden presentarse dos tipos de soluciones:

a.) Una estructura con volúmenes relativamente grandes de materiales permeables, los cuales protegen al corazón con un mínimo de material impermeable.

b.) Una estructura con grandes volúmenes de material impermeable, prácticamente homogénea, con pequeñas protecciones de grava y enrocamiento.

Debido a lo anterior se hace necesario para la selección del sitio, y del tipo de estructura, la realización de un estudio geotécnico que comprenda los siguientes puntos:

- Localización de fallas, fracturas, buzamientos, contactos y cementantes.
- Origen y procesos de sedimentación de los diferentes depósitos de suelos.
- Clasificación de suelos y rocas.
- Datos referentes a las propiedades hidráulicas.
- Recuperaciones, índice de calidad y estructura de las rocas.

C A P I T U L O

I I

PROBABLES CAUSAS
DE FALLA

II PROBABLES CAUSAS DE FALLA

Puesto que las normas del diseño moderno de las presas de tierra se basan por una parte en el conocimiento de las propiedades mecánicas que integran la sección, y por la otra, en el estudio de los fenómenos que han sido responsables de las fallas ocurridas en el pasado, es interesante describir las causas de falla como se les conoce en el presente. Asimismo se irán describiendo los fenómenos que involucra cada tipo de falla y propiedades de los suelos que están íntimamente relacionados con ella.

Se reconocen como causas de falla más frecuentes las siguientes:

- 2.1 Insuficiencia del vertedor
- 2.2 Tubificación
- 2.3 Agrietamiento
- 2.4 Deslizamiento de taludes
- 2.5 Licuación

Las causas de falla en las presas de tierra pueden dividirse en dos grupos: a) Fallas debidas a falta de resistencia del material de la presa o de la cimentación, es decir, fallas estructurales por mal diseño o mala construcción; b) Aquéllas que ocurren cuando el agua vierte sobre una presa por insuficiencia del vertedor de demasías. (Ver tabla II).

La insuficiencia en la resistencia al esfuerzo cortante es una de las principales causas de falla, principalmente se presenta en suelos arcillosos, y puede presentarse durante la construcción al incrementarse la carga, o después de terminada la presa cuando el nivel del agua en el vaso de almacenamiento baja bruscamente.

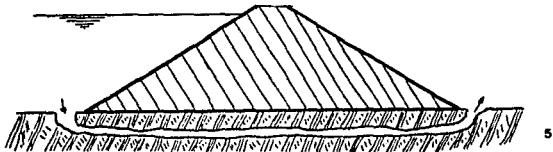
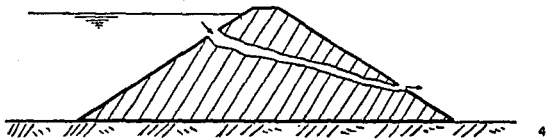
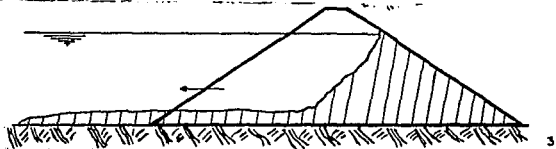
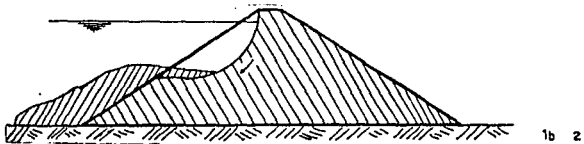
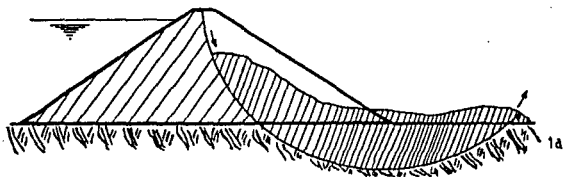
Sigue en importancia la pérdida gradual de resistencia de las arcillas, ocasionada por el hinchamiento. Se presenta este fenómeno principalmente en el talud de aguas arriba, donde el peso sumergido del suelo puede ser insuficiente para evitar que la arcilla bien compactada se hinche, por lo general se presenta en un vaciado rápido. Afortunadamente las fallas ocurridas en el

talud de aguas arriba en vaciado rápido, afectan una zona relativamente angosta de la presa, la cual puede repararse rápidamente.

CAUSAS DE FALLAS EN PRESAS DE TIERRA
<u>A. Fallas estructurales</u>
<ol style="list-style-type: none"> 1. Incremento de esfuerzos cortantes, que causan disminución de resistencia al esfuerzo cortante. <ol style="list-style-type: none"> 1a. Durante la construcción o poco tiempo después. (Generalmente debida a arcilla suave en la cimentación). 1b. Durante vaciado rápido. (talud de aguas arriba). 2. Pérdida gradual de la resistencia al esfuerzo cortante. Hinchamiento de la arcilla en el talud de aguas arriba, a menudo combinado con vaciado rápido (1b). 3. Licuación o pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, en arena suelta. (Generalmente en el lado de aguas arriba, en el cuerpo de la presa o en la cimentación, o en ambos) 4. Tubificación a través de la cortina. 5. Tubificación a través de la cimentación.
<u>B. Fallas debidas a derrames sobre la cortina por insuficiencia de capacidad del vertedor de demasías.</u>

tabla II

Nota: Ver figuras II.1



figuras II.1

La licuación es otra de las causas de falla que se mencionan; este tipo de falla puede definirse como la repentina disminución de la resistencia, que puede ocurrir en las arenas sueltas o limos, cuando este tipo de suelos están saturados. Estas fallas son más factibles de que sucedan en el talud de aguas arriba, de igual manera en las cimentaciones constituidas por estos materiales. La falla por licuación es poco frecuente, pero de muy serias consecuencias. En contraste con el deslizamiento en arcillas, aún no se está en condiciones de hacer un análisis de seguridad contra este tipo de falla.

2.1 Insuficiencia del vertedor

En presas de tierra el 30% de las fallas ha sido provocado por insuficiencia del vertedor. Una presa de tierra y enrocamiento debe tener una probabilidad muy baja o nula de trabajar como una estructura vertedora, debido a que al transitar el agua con una avenida notablemente mayor a la máxima prevista sobre la corona, erosiona el talud de aguas abajo, y obviamente se disminuye la estabilidad de la sección, hasta llegar al colapso de la estructura.

Dos son las principales razones por las que las primeras presas tenían un vertedor inadecuado. La primera debida a una escasez de datos de precipitación pluvial y escurrimiento de las corrientes. La segunda, debida al error de no considerar la probabilidad de ocurrencia de una avenida sin precedente.

Por lo general, la pérdida de vidas y daños a la propiedad, debidas a una falla por insuficiencia

del vertedor, son tan grandes que no puede tomarse riesgo alguno. Por ejemplo, la falla de la presa South Fork, en Estados Unidos, (inundación de Johnstown) en 1889, ocasionó la pérdida de 2200 vidas y daños por tres millones de dólares, mientras que el costo de la presa fué de tan sólo ciento sesenta mil dólares.

De datos recopilados por una revista estadounidense especializada en Ingeniería, Engineering News-Record, se obtuvo que la mayor parte de fallas ocurridas en presas de tierra y enrocamiento, debidas a insuficiencia del vertedor, ocurrieron entre 10 y 20 años después de la construcción, muy probablemente ésto se debió a que el diseño se hacía por lo general con una avenida que tenía aproximadamente un período de retorno o frecuencia, de entre 10 y 20 años precisamente.

En México, la escasez de datos es un problema que debe tenerse muy en cuenta, debido a que el servicio hidrométrico, se estableció formalmente en México en el año de 1926. Aunque este tipo de falla no se ha presentado en México, debe contarse con una amplia información hidrométrica, como escurrimientos en cuencas pequeñas, precipitación en diferentes regiones y trayectoria de los ciclones, además de hacer una estimación conservadora de la avenida de diseño.

Una vez que se ha determinado la avenida de diseño y se ha analizado el funcionamiento del vaso en las peores condiciones, deberá equilibrarse la capacidad del vertedor con la regulación del vaso, haciendo variar la altura de la presa para evitar el desbordamiento.

El bordo libre tiene una función muy importante ya que contribuye a evitar el derramamiento de la presa, debido al efecto de oleaje, viento o sismo. Se define como el bordo libre mínimo a la distancia vertical entre la corona de la presa (sin contraflecha) y la superficie máxima del agua de embalse, (NAME), cuando ocurra la avenida de proyecto y el vertedor trabaje a la máxima capacidad proyectada.

La adopción de un bordo libre, ofrece un factor de seguridad contra muchas contingencias, como un agrietamiento transversal de la presa o asentamientos mayores a los previstos; estos asentamientos pueden ocurrir tanto en la cimentación como en la cortina, durante la ocurrencia de una avenida sin precedente, o sencillamente el mal funcionamiento de la estructura vertedora.

El bordo libre puede determinarse entre otras formas con la siguiente ecuación:

$$Hb1 = (H1 + H2 + H3) + dH + Hs$$

Donde:

- H1 = Sobreelevación del embalse debida al arrastre del agua por el viento
- H2 = Altura sobre el nivel del embalse sobreelevado, de la cresta de las olas producidas por el viento
- H3 = Altura de rodamiento de las olas sobre el talud, medida desde la elevación de sus crestas
- dH = Asentamiento máximo de la corona
- Hs = Altura adicional de seguridad

Para los taludes más comunes en presas de tierra y enrocamiento, los valores de H2 + H3 varían entre 1.33 y dos veces la altura del oleaje. Los valores extremos corresponden a taludes con protección de enrocamiento a volteo y a los que tienen protección con recubrimiento de concreto.

Aparte de los asentamientos producidos por compresibilidad, el asentamiento máximo dH, debe incluir también la pérdida de altura de la corona debida al efecto de sismo.

La altura de seguridad Hs, representa un

factor que cubre las deficiencias en las estimaciones hidrológicas y la profundidad de agrietamiento en la corona por secado (estos agrietamientos son debidos a la pérdida de humedad en el corazón impermeable), y a asentamientos diferenciales (provocados por consolidaciones en el terreno de cimentación) o por sismos, generalmente este valor varía entre 1 y 4 metros.

2.2 Tubificación

Al almacenarse el agua tras una presa de tierra, una parte de dicha agua comienza a filtrarse a través del cuerpo de la presa o de su cimentación, siguiendo trayectorias que se inician en el lado de aguas arriba y terminan, lógicamente, en el de aguas abajo. La velocidad de flujo, y por lo tanto el gasto de filtración a través de la presa o la cimentación, dependen principalmente de la habilidad que tengan los suelos que están en ella para permitir el paso de aguas; esta habilidad es la propiedad conocida como permeabilidad.

La circulación de agua a través de un medio permeable, produce fuerzas de filtración como resultado de la fricción entre el agua que se filtra y las paredes de los poros del suelo a través del cual pasa. Las fuerzas de filtración son proporcionales a las pérdidas de fricción por unidad de longitud. Cuando el área de la sección transversal está restringida, como ocurre bajo la estructura, la velocidad de la filtración para un gasto dado aumenta. Al filtrarse el agua en el talud de aguas abajo de la estructura la fuerza

de filtración tiende a levantar el suelo, si la resultante en las fuerzas de filtración llegara a actuar hacia arriba, el suelo flotaría, y la erosión progresaría hacia atrás a lo largo de la línea de flujo hasta formar un "tubo", lo cual provocaría que el agua almacenada saliera rápidamente y subsecuentemente la falla de la presa.

Según James L. Sherard, hay dos tipos de falla por tubificación; por EROSION PROGRESIVA o por DERRUMBAMIENTO PROGRESIVO.

EROSION PROGRESIVA. La tubificación a través de la cortina, puede iniciarse en el talud de aguas abajo o por una grieta transversal, lo cual forma un "tubo" que de no detenerse puede causar la falla de la estructura debida a un derrumbe local interior o un descenso en el nivel de embalse. La tubificación a través de la cimentación, se inicia en el talud de aguas abajo, las filtraciones originadas pueden lograr el arrastre de las partículas de suelo, lo cual lograría un ducto o tubo que alcanza a establecer comunicación entre ambos lados de la estructura.

DERRUMBAMIENTO PROGRESIVO. Las filtraciones concentradas pueden ser pequeñas hasta poco antes de presentarse la falla total, las secciones se reblandecen poco a poco derrumbando el talud de aguas abajo, hasta que el agua del embalse rompe la estructura. Para determinar las filtraciones se hace una red de flujo, para la cual se debe tomar en cuenta la estratificación del suelo y los drenes o dentellones instalados así como los coeficientes de permeabilidad y la alteración entre el material de construcción y el de cimentación, después debe calcularse el gradiente hidráulico y con esto estimar el factor de seguridad contra tubificación, aunque esto no garantiza que el fenómeno no se presentará, ya que también puede presentarse debido

a irregularidades en las formaciones naturales no detectadas en las exploraciones geológicas o también debido al cambio de propiedades o condiciones de colocación en los materiales usados.

La resistencia a la tubificación es la oposición que ofrece un suelo al arrastre de sus partículas por erosión o tránsito progresivo de agua y depende principalmente de:

- La cohesión del suelo y permeabilidad de la parte fina.
- El grado de uniformidad.
- El grado de compactación y contenido de agua.
- El material de filtro.

No todos los suelos presentan igual resistencia al fenómeno de tubificación, como puede observarse en el siguiente cuadro:

Máxima Resistencia a la Tubificación	{	<ul style="list-style-type: none"> - Arcilla plástica ($I_p > 15$) bien compactada - Arcilla plástica ($I_p > 15$) mal compactada
Mediana Resistencia a la Tubificación	{	<ul style="list-style-type: none"> - Material bien graduado con empaque de arcilla, bien compactado ($6 < I_p < 15$) - Material bien graduado con empaque de arcilla, mal compactado ($6 < I_p < 15$) - Material no cohesivo, bien graduado ($I_p < 6$), bien compactado

Mínima Resistencia
a la Tubificación

- Material no cohesivo, bien graduado ($I_p < 6$), mal compactado
- Arena fina no cohesiva, muy uniforme ($I_p < 6$), bien compactada
- Arena fina no cohesiva, muy uniforme ($I_p < 6$), mal compactada

El tamaño, peso y adherencia entre las partículas de suelo son factores que proporcionan resistencia o susceptibilidad a la tubificación, así se tiene que arcillas con $I_p > 15$, son poco susceptibles a la tubificación debido a que sus partículas están unidas por fuerzas de tipo molecular.

Las gravas, cantos rodados o enrocamientos, no son susceptibles de tubificación, a menos de que la velocidad del agua sea considerable ($V > 1$ m/s). Al contrario de los suelos formados por granos pequeños de poco peso y sin cohesión (arenas finas y limos de baja plasticidad), los cuales ofrecen mínima resistencia a la tubificación.

La colocación de filtros es necesaria para proteger a aquellos materiales susceptibles de sufrir arrastre de partículas, independientemente de la selección del material y métodos de construcción empleados.

2.3 Agrietamiento

La deformabilidad que una estructura térrea tenga para resistir las deformaciones que pueda sufrir, ya sea en su cimentación o en el cuerpo de la estructura, sin agrietarse, reviste una importancia tal que debe ser prevista en el diseño, ya que en un momento dado, puede estar en peligro la integridad de la estructura.

Después de construída una presa de tierra, se producen asentamientos de la corona que varían de magnitud a lo largo del eje de la presa, alcanzando sus valores máximos, generalmente, hacia la sección de mayor altura; aunque en otras ocasiones, los máximos asentamientos se presentan en zonas de menor altura, donde la cimentación está formada por materiales de alta compresibilidad.

Quando los asentamientos de la corona llegan a tensiones que producen grietas en el cuerpo de la presa, si estas grietas son transversales al eje de la cortina y se presentan cuando el vaso está lleno, el agua, al escurrir en ellas, las amplía por erosión de sus paredes y acaba por destruir total o parcialmente la presa.

De un estudio realizado en presas de tierra, construídas en Estados Unidos, se encontraron tres principales y probables causas de falla por agrietamiento:

- Bajo contenido de agua durante la construcción.
- Materiales de construcción poco plásticos, como limos y arcillas limosas.
- Laderas de fuerte inclinación.

Este estudio también reveló que había varias

características comunes en las presas que fallaron, los asentamientos relativamente grandes se presentaron durante el primer llenado del vaso o inmediatamente después. El asentamiento máximo en la corona varió entre el 1 y 3 % en 4 años., en todos los casos se formaron grietas transversales cerca de las laderas y generalmente coincidían con la parte más inclinada de éstas, o donde había un cambio brusco de altura.

El agrietamiento se debe, evidentemente a la inhabilidad del terraplén para seguir los asentamientos diferenciales impuestos.

Los materiales de las presas que se han agrietado son suelos más o menos uniformes, y su contenido de arcilla varía entre el 5 y 27 %. El D50 (diámetro medio) es 0.07 mm con variaciones desde .02 hasta .14 mm. Los límites líquidos varían entre el 25 y el 36 %.

Una característica muy notable fué también el bajo contenido de agua durante la construcción. Los suelos compactados con poca humedad tienen las siguientes propiedades favorables al agrietamiento:

- La permeabilidad inicial es muy alta.
- La saturación subsecuente causa asentamientos de importancia.
- El material es muy rígido y quebradizo.

La forma de compactación del material que forma el cuerpo de la cortina, tiene también una participación importante en el agrietamiento de la estructura ya que, por ejemplo, si la compactación se hace por medio de rodillos lisos, se provoca una estratificación ya que éstos, tienden a dejar una costra rígida en la parte superior y en la parte inferior queda una capa suelta y permeable.

Del estudio realizado en presas que se agrietaron, en Estados Unidos, se concluyó que:

- El agrietamiento durante el llenado inicial del vaso o posteriormente, es uno de los más peligrosos.
- El agrietamiento se ocasiona por humedecimiento del material con el agua almacenada., y la falla ocurre como resultado de una tubificación iniciada en fisuras horizontales, causadas por asentamientos de capas compresibles debajo de otras relativamente rígidas.
- Los suelos susceptibles a este tipo de falla tienen un $I_p < 15$, y $0.02 < D_{50} < 0.15$ mm.
- Los suelos son susceptibles sólo cuando se compactan con baja humedad.
- Los suelos con $D_{50} > 0.15$ mm, parecen ser mucho menos susceptibles al agrietamiento.

Las grietas pueden aparecer en forma transversal o longitudinal, las primeras son las más peligrosas y las últimas las de más frecuencia. Como ya se mencionó, el agrietamiento puede suceder por asentamientos diferenciales, flexión de la sección impermeable, secado o poca compactación de los materiales, pudiendo presentarse tanto en el cuerpo de la cortina como en la cimentación. Las grietas también pueden ser producidas por sismos de gran intensidad, debido a las deflexiones o desfases de las oscilaciones entre la cresta y la boquilla.

Quando la boquilla tiene laderas con cambios bruscos de pendiente, el agrietamiento de la cortina se favorece, ya que ocurren con mayor frecuencia los asentamientos diferenciales.

GRIETAS TRANSVERSALES. Se presentan cuando los estratos compresibles y las zonas impermeables presentan cambios bruscos de compresibilidad o

dimensiones. Los asentamientos máximos se presentan en la zona de mayor altura, aunque también pueden presentarse en la de menor altura, debido a la existencia de materiales de alta compresibilidad en la cimentación. La magnitud del agrietamiento depende del tipo de suelo, compactación y grado de saturación con que sean colocados. El agrietamiento transversal se presenta también cuando los materiales de la cortina son de diferentes bancos de préstamo o bien cuando la construcción es en períodos diferentes, o si la cimentación se ha deformado.

Los asentamientos pueden suceder por saturación o por consolidación.

- Los asentamientos por saturación, se presentan cuando los materiales son colocados con bajo peso volumétrico y bajo contenido de agua, en relación a las condiciones óptimas, lo cual provoca una compactación deficiente y por consiguiente un agrietamiento durante el primer llenado de la estructura, aunque los agrietamientos pueden deberse también al tipo de suelo de la cimentación.

- Los asentamientos por consolidación, se deben a un fenómeno generalmente lento, que ocurre en materiales finos, compresibles, saturados o con algún grado de saturación en la cimentación de la estructura o en el terraplén de la misma. La consolidación es la reducción paulatina de la relación de vacíos que sufre un suelo con las características anteriormente señaladas y sometido a cargas de larga duración. Este fenómeno puede atribuirse a la compresión y expulsión de aire contenido en los poros de dichos suelos.

GRIETAS LONGITUDINALES. Este tipo de grietas se presentan cuando los taludes de la presa se asientan más que su parte central, esto sucede más frecuentemente en secciones con corazón impermeable

y respaldos de enrocamiento. Si la mayor compresibilidad resulta en el corazón y no en los enrocamientos, entonces pueden presentarse grietas horizontales en el corazón. La susceptibilidad de los suelos al agrietamiento es menor a medida que el suelo es más plástico, y la mayor susceptibilidad es en suelos menos plásticos o con $I_p < 15$. Cuando el contenido de agua en las arcillas es cercano al límite plástico, éstas pueden aceptar fuertes deformaciones. El método de elementos finitos es una valiosa herramienta para investigar los problemas de agrietamiento.

Cuando existen conductos tanto en el cuerpo de la cortina como en la cimentación, debe procurarse que éstos queden apoyados en suelos de compresibilidad nula o casi nula, para evitar que la estructura produzca asentamientos diferenciales a lo largo del conducto y ésto dé lugar a la formación de grietas.

2.4 Deslizamiento de Taludes

Se define talud, como la superficie inclinada respecto a la horizontal que adoptan las estructuras térreas. Pueden ser de origen natural o artificial, con la intervención de la mano del hombre. Taludes naturales, laderas. Taludes artificiales, cortes y terraplenes.

Los taludes de una presa de tierra deben ser estables aún en las condiciones más desfavorables de esfuerzos que puedan presentarse en la vida de la presa. Esta condición implica que los esfuerzos cortantes originados por el propio peso de la presa y el esfuerzo de filtración, no deben exceder a los

esfuerzos cortantes que los materiales del terraplén y la cimentación sean capaces de soportar. Por el contrario, la resistencia al corte debe ser superior a los esfuerzos impuestos con el fin de disponer de un margen de seguridad.

Las fallas por deslizamiento de taludes ocurren en menor grado que las fallas debidas a agrietamiento y tubificación, éstas últimas son independientes del diseño, mientras que la estabilidad de taludes de una presa depende de las dimensiones de la misma, así como de las propiedades mecánicas de los materiales que forman la cortina, y de las presiones de agua en los poros. Si la construcción del corazón impermeable avanza más rápido que la construcción del terraplén, entonces pueden presentarse presiones de poro críticas, lo mismo ocurre en un vaciado rápido o por filtraciones del agua almacenada.

En presas que han fallado por deslizamiento de talud, se ha observado que la mayoría de los deslizamientos ocurrieron después de un vaciado rápido y que ninguno de los deslizamientos en el lado de aguas arriba amenazó seriamente la estabilidad de la presa. La mayoría de los deslizamientos del talud de aguas arriba han ocurrido después del primer vaciado rápido. De las observaciones hechas en presas falladas por deslizamiento de taludes se concluye que es poco probable que este tipo de falla haya ocurrido a consecuencia de una disminución del material de resistencia al esfuerzo cortante.

Se ha observado que existe una correlación entre la ocurrencia de deslizamientos y el tipo de suelo:

1. Mayor frecuencia. $D_{50} < 0.02 \text{ mm}$; $I_p > 15$
 2. Frecuencia media. $0.02 < D_{50} < 0.06 \text{ mm}$;
 $10 < I_p < 15$
 3. Menor frecuencia. $D_{50} > 0.06 \text{ mm}$; $I_p < 10$.
- Ninguna de las presas construídas con suelos de esta categoría falló por deslizamiento.

Las observaciones sugieren que la susceptibilidad al deslizamiento está más afectada por la excesiva humedad que por la intensidad de la compactación. La mayoría de los deslizamientos han ocurrido en el material de cimentación, lo cual sugiere que la baja resistencia al esfuerzo cortante en esta zona sea un factor determinante en la mayoría de los deslizamientos.

El deslizamiento o falla por cortante ocurre cuando en una o más superficies continuas, tanto del terraplén como de la cimentación, el valor medio de los esfuerzos cortantes iguala la resistencia media disponible. El deslizamiento puede manifestarse desde una distorsión más o menos notoria en los taludes hasta un deslizamiento masivo de la cortina.

El mecanismo de falla producido en un deslizamiento de talud, se manifiesta más comunmente como un deslizamiento superficial, por rotación y traslación, lo cual ha dado lugar a la clasificación de los tipos de falla más comunes.

DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL. En un talud las partículas de material tienden a ser deslizadas y esta acción es más intensa en los bordes del talud por falta de presión normal confinante. De esta forma el talud queda sujeto a un flujo viscoso que prospera lentamente. Esto puede ocurrir por un momento en las fuerzas actuantes en la corona, por una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante o por razones de tipo geológicas como en el caso de laderas naturales. Los deslizamientos en laderas naturales ocurren en áreas muy considerables por lo que estabilizarlas artificialmente resulta inadecuado y antieconómico. Los factores que intervienen en estos deslizamientos son algunas veces desconocidos por lo cual es muy difícil fijar un análisis teórico que los involucre.

DESGLIZAMIENTO POR ROTACION Y TRASLACION. Las fallas por deslizamientos superficiales tienen lugar en un tiempo considerable, mientras que las fallas en deslizamientos por rotación y traslación suceden en lapsos de tiempo muy cortos, y éstas pueden afectar masas de suelo considerables. Este tipo de deslizamientos presentan una superficie de falla cilíndrica y pueden interceptarse en el pie o base del talud (falla de base), o pueden ocurrir dentro del cuerpo del talud (fallas locales). Este tipo de deslizamientos puede atribuirse a la reducción de la resistencia no drenada, al aumentar el tiempo de falla, aunque puede deberse también a concentración de esfuerzos debido al arqueo del terraplén, como consecuencia de asentamientos diferenciales en la cimentación. En lo que respecta a las fallas locales, éstas pueden atribuirse a un aumento excesivo en las presiones de poro que existen durante la construcción, o a la disminución de su resistencia respecto al tiempo, a las fuerzas de filtración, al empuje hidrostático, al sismo, o a un mal control de calidad durante la construcción.

Las fallas por traslación se localizan a lo largo de superficies de deslizamiento horizontales o poco inclinadas y dentro de los estratos más débiles y próximos a la superficie del terreno.

2.5 Licuación

El determinar la resistencia al esfuerzo cortante en suelos es imprescindible para el cálculo de estabilidad de una presa de tierra. Algunos de los aspectos de la mecánica de suelos, aún no están suficientemente claros, como por

ejemplo, las condiciones bajo las cuales se desarrolla la falla por licuación en una masa de arena suelta saturada.

Si aplicamos esfuerzo cortante a una arena compacta, ésta tiende a aumentar de volumen, lo contrario sucede en una arena suelta al aplicar un esfuerzo cortante, ya que sus granos se acercan más entre sí. En un terraplén la carga se transmite de los granos al agua, cuando los poros están llenos de agua, y la masa de arena es suficientemente grande como para impedir que el agua salga rápidamente. Como el agua no tiene resistencia al esfuerzo cortante, esta masa de suelo puede comportarse como un líquido. Los estudios realizados no son suficientes como para determinar con certeza una porosidad crítica o relación de vacíos en la cual una arena es segura de falla por licuación. Lo que sí es un hecho, es que si las arenas se compactan a un grado como el que puede alcanzarse con el equipo moderno, éstas son seguras de falla por flujo. En la cimentación de una presa las grandes capas de arena suelta constituyen un serio peligro. Se ha intentado compactar estos depósitos por medio de explosivos y otros métodos de tipo experimental, pero no se han obtenido resultados efectivos a bajo costo. Una forma efectiva de protección es reducir los esfuerzos cortantes en la cimentación, y diseñando taludes más tendidos principalmente en las zonas más críticas, talud de aguas arriba.

A diferencia de la falla por deslizamiento, en la que el talud se desplaza como un cuerpo más o menos rígido a lo largo de una superficie, sea ésta una curva continua, plana o combinación de ambas, y moviéndose una distancia relativamente corta, la llamada falla de flujo se presenta extendiéndose el material sobre un área grande y adoptando finalmente taludes irregulares que llegan a tener pendientes mayores de 10 : 1, o casi horizontales en ocasiones, el material se comporta temporalmente como un fluido.

La licuación es un fenómeno que se presenta generalmente en arenas cuando existen grandes presiones en el agua que ocupa los poros del suelo. Esta presión de poro se produce prácticamente a volumen constante, cuando los esfuerzos aplicados a una masa de suelo no pueden disiparse inmediatamente. La aplicación de los esfuerzos cortantes puede ser en forma monótonica o cíclica.

Una carga dinámica provoca un reacomodo en los granos de un suelo granular, y con esto una deformación volumétrica que origina un incremento de la presión de poro en suelos saturados y en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas, con lo que finalmente se reduce la resistencia al esfuerzo cortante.

Existen algunos factores que tienen importante participación en la ocurrencia del fenómeno de licuación:

TIPO DE SUELO. En suelos con granulometría uniforme, se produce con mayor facilidad el fenómeno de licuación que en suelos bien graduados. Dentro de los suelos uniformemente graduados, las arenas finas se licuan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales.

COMPACIDAD RELATIVA O RELACION DE VACIOS. Una arena suelta es más susceptible al fenómeno que una arena compacta, debido a que la relación de vacíos en una arena suelta, puede en un momento dado bajo condiciones de saturación provocar que este suelo se comporte como un fluido y de esta manera pierda su resistencia al esfuerzo cortante.

HISTORIA PREVIA DE DEFORMACIONES. Las deformaciones que haya tenido un suelo arenoso, influye en el fenómeno de licuación.

Estudios realizados permiten suponer que el efecto de la edad del depósito es un factor importante, así como la historia sísmica que haya

tenido ya que por ejemplo, arenas sometidas a sacudidas que inducen esfuerzos o deformaciones de bajo nivel requieren de una relación de esfuerzos 45% mayor que aquellas muestras que no tenían historia previa para que suceda el fenómeno de licuación.

C A P I T U L O

I I I

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

III ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

3.1 Estudios de Bancos (de campo)

Localización de Bancos

En primer término, se procede a recorrer los alrededores del sitio del proyecto en busca de bancos naturales que puedan proporcionar económicamente el volumen de materiales requeridos en obra.

Cuando los agregados naturales disponibles quedan muy distantes de la obra, se debe pensar en la utilización de agregados triturados. Los materiales triturados son más costosos por su elaboración, pero los kilómetros de sobre-acarreo pueden hacer mayor el precio unitario de los materiales naturales.

Los factores que intervienen en la selección del tipo de material son: costo, calidad y granulometría.

Los bancos de material impermeable deberán localizarse preferentemente aguas abajo del eje, a la menor distancia posible pero sin explotar una franja de un ancho mínimo de tres veces la altura de la cortina a partir de la traza del talud, con objeto de mantener el nivel del terreno natural en las zonas cercanas a la cortina que impida una desestabilización de la misma, a la vez que funcione dicha franja como tapete para incremento del paso de filtración.

Muestreo

Una vez definidos los probables o posibles bancos de material, deben efectuarse trabajos de exploración y de muestreo en pozos a cielo abierto o trincheras, para seleccionar el más atractivo. La profundidad de los pozos, que servirán para muestrear y para cubicar bancos, debe llevarse a todo el espesor del manto aprovechable o cuando menos a una profundidad que garantice la obtención del volumen requerido en obra.

El volumen de las muestras debe ser suficiente para que puedan determinar las propiedades físicas del material y para obtener una representación de la granulometría total.

En el muestreo de material impermeable, deberán de limitarse las áreas de los diferentes tipos de materiales impermeables, así como los volúmenes disponibles, con objeto de hacer una selección de las muestras representativas que servirán para efectuar los ensayos de laboratorio, necesario para obtener los valores de las propiedades mecánicas que intervendrán en el diseño.

De cada uno de los bancos de material impermeable con posibilidad de explotación, se extraerá una muestra integral por cada 35 000 metros cúbicos del volumen total pre-estimado para el cuerpo de la cortina, siempre que los pozos de explotación efectuados para la ubicación manifiesten homogeneidad.

Una vez seleccionados los bancos definitivos, se procederá a realizar un estudio completo de los mismos mediante sondeos que se localizarán en las intersecciones de una cuadrícula.

En los bancos de material impermeable se tomarán de cada sondeo, muestras integrales, por estratos, debiéndose realizar a cada una de ellas las siguientes pruebas.

Granulometría (por ciento de gravas, arenas y finos)
Límite Líquido
Límite Plástico
Contenido de Agua
Densidad
Proctor (peso volumétrico)
Humedad Optima

En los bancos de material permeable, filtros y agregados se tomarán muestras integrales de las cuales se efectuarán las pruebas enlistadas a continuación:

Granulometría
Por ciento que pasa la malla de 3" (76.2 mm)
Por ciento de grava No. 3
Por ciento de grava No. 2
Por ciento de grava No. 1
Por ciento de arena
Por ciento que pasa la malla No. 200 (0.074 mm)
Pérdida por lavado
Densidad
Absorción
Peso volumétrico mínimo
Peso volumétrico máximo

Cubicación

Para la cubicación de los bancos de préstamo de material impermeable o de grava y arena, se procede a ejecutar una serie de pozos distribuidos según una cuadrícula o de acuerdo a un trazo longitudinal según el caso, con espaciamiento de 75 a 100 metros y en número suficiente para poder estimar la superficie y profundidad que se requiere para obtener el volumen necesario. En el caso de bancos de roca, la cubicación puede hacerse en forma estimativa.

Posteriormente si se requiere un estudio completo, se realizan pozos intermedios en número conveniente para limitar y determinar las áreas de los distintos materiales, así como la profundidad media de los mantos para estimar los volúmenes existentes.

Todo pozo de prueba, sondeo o cualquier excavación debe ser registrado y referido de modo que permita su localización; también debe anotarse la profundidad, clase de material que se encuentre y todas las observaciones que se considere pertinente.

Cada muestra, debe llevar dos tarjetas de identificación, una sujeta al exterior del envase y otra en su interior, con los siguientes datos:

Nombre y ubicación de la obra
Número y coordenadas del pozo
Profundidad a que fué extraída la muestra

Para cada banco se elaborará el plano correspondiente, el cual deberá contener la información relativa a cada uno de éstos:

Nombre del banco
Tipo de material
Distancia a la obra
Espesor de despalle
Volumen aprovechable
Regalías del banco
Poligonal de deslinde

3.2 Estudios de Laboratorio

Las pruebas específicas que son necesarias de realizar para conocer los valores característicos de las propiedades de los suelos en condiciones semejantes a las que se presentarán una vez construída la obra, son:

- Compactación
- Resistencia al Esfuerzo Cortante

3.2.1 Compactación

Se llama compactación al proceso de acción dinámica que aumenta el peso volumétrico de un suelo al mismo tiempo que disminuye su compresibilidad.

El objetivo de la compactación es aumentar la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, disminuir en compresibilidad y hacerlo menos permeable.

La prueba más común de compactación que se usa en los laboratorios, es la prueba de compactación proctor.

Por medio de esta prueba se obtienen los valores del peso volumétrico y del contenido de agua óptimo.

Estos valores sirven de base durante la construcción del terraplén para controlar el grado de compactación, fijándose previamente el grado de compactación necesario para dar el factor de seguridad deseado en la obra, de acuerdo a la relación 3.2.1.1.

$$\text{Grado de compactación} = \frac{\text{P. Vol. Seco del tpln.}}{\text{P. Vol. Seco Óptimo}}$$

(3.2.1.1)

Generalmente se recomienda que durante la construcción el contenido de agua del material sea igual al contenido óptimo, con el objeto de obtener la máxima eficiencia del equipo de construcción.

Los ensayos originales de Proctor fueron realizados con la fracción de suelo menor de 6 mm (material que pasa la malla de 6 mm). El material se colocaba en un molde, en tres capas, cada una de ellas recibía 25 golpes firmes de un martillo de 2.5 kg y 5 cm de diámetro en el pisón, guiándolo a mano, desde una altura de 30 cm. Aproximadamente el molde media 10 cm de diámetro y 13 cm de altura lo cual daba un volumen de 1416 cm cúbicos. Proctor encontró que en un volumen menor, daba pesos volumétricos y lecturas de la aguja de penetración, que no podían ser debidamente correlacionados con la compactación de campo. Los ensayos de compactación en molde de 944 cm cúbicos generalmente dan mayores pesos volumétricos óptimos, humedad óptima ligeramente menor y resistencia a la penetración un poco más alta de la que se obtiene en campo, debida al confinamiento en el molde. Con objeto de uniformizar las pruebas, después de muchos estudios de laboratorio, se adoptaron las siguientes normas:

- Un cilindro de 1416 cm cúbicos (11 cm de diámetro interior y 15 cm de altura)
- Un martillo de 2.5 kg con pisón de 5 cm de diámetro
- Golpe dado con el martillo en caída libre, desde una altura de 46 cm
- 25 golpes en cada capa de suelo de 5 cm de espesor ya compactada

La prueba estándar de compactación en laboratorio, se hace con la porción de muestra que pasa la malla No. 4. Si el material contiene partículas de roca, su peso volumétrico teórico puede calcularse con la fórmula 3.2.1.2.

$$D_t = \frac{1}{\frac{P}{D_t} + \frac{1 - P}{D_s}}$$

(3.2.1.2)

Donde:

- D_t = Peso volumétrico seco de la mezcla de suelo y roca
 D_s = Peso volumétrico seco de la fracción fina compactada
 P = Porcentaje en peso de roca, con respecto al material total (expresado como una decimal)

La fórmula teórica es válida solamente cuando el peso de roca contenida en una unidad de volumen del material total, es menor que el peso volumétrico de la fracción gruesa. Si el suelo tiene más del 70% en peso de partículas de roca, la fórmula teórica no es aplicable.

En la actualidad se sabe que los ensayos de compactación estándar no son aplicables a los materiales permeables, no cohesivos, de granos gruesos. En forma tentativa se han adoptado ensayos de laboratorio para determinar el estado más suelto y el más denso, de los materiales permeables. El peso volumétrico denso se encuentra compactando el suelo en capas de 2.5 cm con humedad óptima, en el molde estándar de 1416 cm cúbicos y empleando un martillo con pisón de 9 cm de diámetro y un peso de 4.5 kg. A cada capa se le dan 50 golpes, dejando

caer el martillo desde una altura de 46 cm. Si se encuentran presentes partículas de grava se recurre a la vibración, si en el suelo predomina la grava, se usan cilindros de 0.014 o 0.028 m cúbicos.

3.2.2 Resistencia al Esfuerzo Cortante

Como resultado de las investigaciones en mecánica de suelos, el concepto ficticio del ángulo de reposo fue sustituido por los resultados de las investigaciones experimentales sistemáticas, sobre la relación entre la presión normal y la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos. Hoy en día es bien sabido que el ángulo de reposo de un suelo es muy distinto a su ángulo de fricción interna y que éste varía de acuerdo a la compacidad relativa del material, esto se demuestra fácilmente con pruebas de laboratorio, ya que por ejemplo un material suelto, tiene una resistencia al corte mucho menor, que un suelo compactado, debido a que en un suelo compactado entre otras cosas, se aumenta la interacción entre los granos del suelo (fricción interna), lo cual da una mayor resistencia al corte.

Hacia 1920, las investigaciones condujeron primero a la conclusión de que F , de la ecuación de Coulomb, debe reemplazarse por $P - F_u$, en la que P es la presión total en la superficie de deslizamiento, y F_u la presión en el agua de los poros. Por consiguiente, la ecuación de Coulomb fue reemplazada por : (3.2.2.1)

$$s = C + (P - F_u) \tan \phi$$

(3.2.2.1)

Después se encontró que para suelos saturados, F_u , depende no solamente de las condiciones de carga, sino también de la rapidez con que aumenta el esfuerzo cortante. Este importante descubrimiento condujo a la distinción entre los valores de la resistencia al corte en prueba rápida y en prueba lenta. Finalmente se encontró que el valor de la cohesión C , de las arcillas saturadas, es una función de su contenido de agua, W . (3.2.2.2).

$$s = F (W) + (P - Pu) \tan \phi_t$$

(3.2.2.2)

En donde ϕ_t es el ángulo de fricción interna verdadero.

A partir de estos descubrimientos, el concepto del ángulo de reposo ha quedado descartado y los límites de validez de la ecuación de Coulomb, son bien conocidos. Como la relación entre el contenido de agua y la cohesión puede ser muy compleja, los cálculos del empuje de tierra y de la estabilidad se basan en los resultados de pruebas de corte directo o triaxiales, hechas bajo condiciones de carga y drenaje equivalentes a las que se espera encontrar en el campo.

Sin embargo los valores tanto de cohesión como de fricción, pueden ser muy diferentes para un mismo suelo, dependiendo de las condiciones de la prueba.

Para revisar la estabilidad de los taludes que se proponen en el diseño de la sección máxima de un bordo que sea estable y económico, se requiere información de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante.

Esta información se obtiene realizando pruebas de resistencia al esfuerzo cortante con especímenes obtenidos de muestras alteradas o inalteradas de los materiales.

En estas pruebas se trata de reproducir las condiciones a que trabajará el terraplén y se conocen como pruebas de compresión triaxial (en tres dimensiones).

En la actualidad, las pruebas de compresión triaxial son las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo deformación y de resistencia al esfuerzo

cortante. Teóricamente en estas pruebas las presiones que actúan en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, podrían variarse a voluntad, sin embargo para una mayor sencillez en la realización de la prueba, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes, son usualmente cilíndricos, la presión lateral se transmite por medio de agua y para proteger la muestra de suelo, ésta se cubre con una membrana impermeable. La muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética de lucita con bases metálicas, con lo cual se logra el debido confinamiento, necesario para llenar la cámara de agua y así transmitir la presión lateral en las paredes del suelo. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

En la actualidad las pruebas triaxiales pueden dividirse en dos grandes grupos: Pruebas de compresión y de extensión. La prueba de compresión es aquella en la que la dimensión original axial del espécimen se disminuye, y en una prueba de extensión la dimensión de la muestra se hace aumentar en la dirección axial.

Usualmente se llama σ_1 , σ_2 , σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. La presión axial, en una prueba de compresión, siempre es el esfuerzo principal mayor (σ_1); los esfuerzos intermedio y menor son iguales, ($\sigma_2 = \sigma_3$), y físicamente, son los que producen la presión lateral. En una prueba de extensión sucede lo mismo, sólo que ahora la presión axial está dada por el esfuerzo principal menor, (σ_3), y en la presión lateral los esfuerzos mayor e intermedio son iguales, es decir ($\sigma_1 = \sigma_2$).

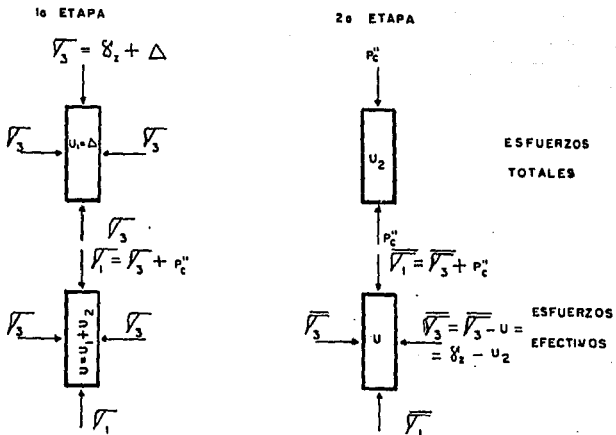
3.2.2.1 Prueba triaxial rápida

Esta es una prueba no consolidada y no drenada, por lo cual no se permite en ninguna etapa la consolidación de la muestra, ni tampoco el drenaje en dicha muestra ni en la etapa inicial, de presión de cámara, ni en la etapa final de falla.

El suelo en la naturaleza está sometido a una presión γz , si a una muestra de suelo dentro de una cámara se le aplica una presión igual, teóricamente la estructura del suelo tomará toda esa presión, puesto que el suelo ya había sido consolidado con dicha presión, y el agua de la muestra pasará al mismo tiempo a un estado de presión nula a partir del estado de tensiones adoptado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Pero en el caso en el que la presión del agua ejercida en la cámara sea mayor que la que tenía el suelo en la naturaleza, todo el exceso, lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que el espécimen sufra modificaciones ni en su grado de consolidación ni la magnitud de los esfuerzos efectivos. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (P^c) es constante, a cualquier presión de agua en la etapa inicial.

En la figura 3.2.2.1.1, se pueden observar los esfuerzos que actúan sobre la muestra de suelo en una prueba rápida.

La prueba rápida se realiza para condiciones iniciales de no saturación, es decir, cuando la presa o el bordo está vacío lo que muchas veces ocurre al terminarse de construir.



Prueba Rápida (compresión)
fig. 3.2.2.1.1

3.2.2.2 Prueba triaxial consolidada

La prueba consolidada rápida se efectúa para condiciones finales o de saturación, es decir, cuando el bordo está lleno y cuando ocurre un vaciado rápido.

En esta prueba se consolida primeramente al espécimen bajo una presión ∇c , para lo cual se mantiene abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya una consolidación completa con la presión ∇c . Cuando se restablezca el equilibrio estático interno, entonces todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, se producen esfuerzos efectivos, y los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la presión hidrostática. Después mediante un rápido incremento de la presión axial sobre la muestra de suelo, ésta se lleva a la falla de manera que no se permita el cambio de volumen. Lo más importante en esta prueba es el no permitir la consolidación durante el período de falla, durante la aplicación de la carga axial.

Al principio de la prueba se deja consolidar al espécimen con la presión de la cámara $\nabla 3$, la cual llega a ser esfuerzo efectivo, después mediante un esfuerzo desviador axial se lleva la muestra a la falla con la válvula de salida del agua a la bureta cerrada, para no permitir una consolidación adicional y de esta manera se produce una presión en el agua intercisial, lo que provoca que durante toda la segunda etapa los esfuerzos efectivos no sean iguales a los totales, sino que se disminuyen tanto en forma vertical como lateral por el valor de esa presión.

En la figura 3.2.2.2.1, se indica esquemáticamente el desarrollo de la prueba en sus dos etapas, representando con la letra "u" el valor de la presión neutral en el momento de la falla.

En la fig.3.2.2.2 se muestran los resultados de una prueba triaxial rápida consolidada, también conocida como consolidada no drenada, hecha a tres especímenes de un mismo suelo saturado y normalmente consolidado, empleando presiones crecientes en la cámara (círculos I, II y III).

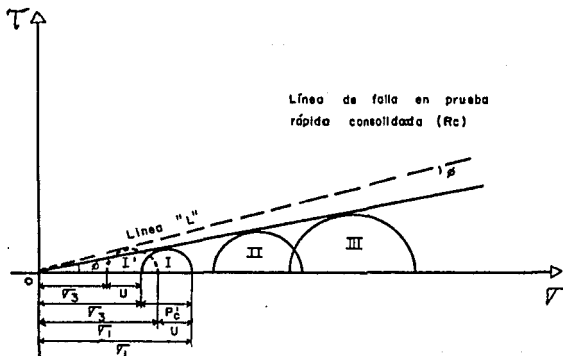


fig. 3.2.2.2

Prueba Rápida Consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

Los resultados que se obtienen de ambas pruebas son:

- Peso Volumétrico seco	(kg/m ³)
- Peso Volumétrico saturado	(kg/m ³)
- Grado de Compactación	(%)
- Contenido de Agua	(%)
- Cohesión	(kg/cm ²)
- Angulo de Fricción Interna	(grados)

3.2.3 Prueba de Permeabilidad

La permeabilidad es un parámetro del suelo que evalúa cuantitativamente la facilidad, que en condiciones de saturación presenta dicho suelo al paso del agua a través de él. Este parámetro se conoce como coeficiente de permeabilidad (K) y tiene unidades de velocidad. Se utiliza en el cálculo de la filtración del agua a través de bordos y cimentaciones.

El coeficiente K tiene diferentes valores de acuerdo con el tipo de suelo. En el laboratorio para determinar el coeficiente de permeabilidad de los suelos, se efectúan las pruebas de permeabilidad horizontal y vertical a las muestras inalteradas representativas, utilizando tanto el permeámetro de carga constante como el permeámetro de carga variable, según el tipo de materiales de que se trate.

En suelos el flujo de agua a través de ellos, se define por medio de la ecuación de Darcy, y sólo si el flujo es laminar. (3.2.3.1)

$$Q = K i A$$

(3.2.3.1)

Donde:

- Q = Gasto que pasa a través de una muestra de sección transversal A
- K = Coeficiente de permeabilidad
- i = Gradiente hidráulico, o sea pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud a lo largo de las líneas de flujo.

El coeficiente K depende de la forma, tamaño, relación de vacíos, arreglo de los poros, grado de saturación, contenido de materia orgánica, solubilidad y viscosidad del agua.

La permeabilidad K se expresa refiriéndose a una temperatura de 20 grados centígrados, si se tiene el valor k a otra temperatura (Kt), se puede referir a los 20 grados centígrados con la siguiente fórmula: (3.2.3.2)

$$K_{20} = \frac{U_t}{U_{20}} K_t$$

(3.2.3.2)

Donde:

U = Viscosidad dinámica del agua

K₂₀ = Permeabilidad a 20 grados centígrados

K_t = Permeabilidad a t grados centígrados.

Nota: ver tabla 3.2.3.3 (relaciones U t/U 20)

La ecuación de permeabilidad anterior, no es válida para arcillas o suelos muy finos, debido a que la viscosidad del agua es también función de los poros del material.

La permeabilidad de un suelo se puede determinar directamente en el campo o con muestras representativas en laboratorio.

En laboratorio se determina la permeabilidad mediante procedimientos directos e indirectos. Dentro de los procedimientos directos se ubican las pruebas de permeabilidad de Carga Constante y de Carga Variable. Dentro de los procedimientos indirectos para el cálculo de permeabilidad en suelos se ubican: determinación a partir de la granulometría (fórmula de Hazen), aunque los resultados son poco precisos y sólo es aplicable a suelos gruesos, limpios de finos; también a partir de la prueba de consolidación. A continuación se

presenta un cuadro (3.2.3.4) , con tipos de suelo y correspondientes pruebas para determinar su permeabilidad. Publicado por A. Casagrande y R. Fadum.

Viscosidades del agua de 10 a 30 grados centígrados y relaciones U t/U 20

Grados Centígrados	U t	U t/U 20
10.0	1.3077	1.30119
11.0	1.2713	1.26497
12.0	1.2363	1.23014
13.0	1.2028	1.19681
14.0	1.1709	1.16507
15.0	1.1404	1.13472
16.0	1.1111	1.10557
17.0	1.0828	1.07741
18.0	1.0559	1.05064
19.0	1.0299	1.02477
20.0	1.0050	1.00000
20.2	1.0000	0.99502
21.0	0.9810	0.97611
22.0	0.9579	0.95313
23.0	0.9358	0.93114
24.0	0.9142	0.90965
25.0	0.8937	0.88925
26.0	0.8737	0.86935
27.0	0.8545	0.85024
28.0	0.8360	0.83184
29.0	0.8180	0.81397
30.0	0.8007	0.79671

Tabla 3.2.3.3

U t Viscosidad del agua a "t" grados centígrados
 U 20 Viscosidad del agua a 20 grados centígrados

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

K, en cm/seg (escala logarítmica)

	10^2	10^1	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
PROPIEDADES DE DRENAJE	B U E N O						M A L O			PRACTICAMENTE IMPERMEABLE		
APLICACION EN PRESAS DE TIERRA Y DIQUES	Secciones permeables de presas y diques						Secciones impermeables de presas y diques					
TIPOS DE SUELOS	Grava limpia		Arenas limpias Arenas limpias y mezclas de grava			Arenas muy finas, limas orgánicas e inorgánicas, mezclas de arena, limo y arcilla arenosa, gresal, depósitos estratificados de arcilla, etc.			Suelos impermeables Arcillas desmenuzadas u la intemperie			
DETERMINACION DIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	Prueba directa del suelo en su estado natural (Prueba de bombas) Segura si se hace correctamente. Se requiere bastante experiencia.						Permeámetro de carga constante. Se requiere poca experiencia.					
DETERMINACION INDIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	Cálculo por medio de la distribución del tamaño del grano (el fórmula de Hazen) aplicable solamente en arenas y gravas limpias y sin cohesión.						PRUEBA DE CAPILARIDAD HORIZONTAL. Se requiere poca experiencia. Útil para pruebas rápidas de campo.			Cálculo por medio de pruebas de consolidación. Se requiere equipo de laboratorio costoso. Requiere mucha experiencia.		
	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	10^0	10^1	10^2	10^3
	K, en m/año (escala logarítmica)											
	C=3LS											

T-601A-E-C-N-5-A

* Terreno de escarpes por vertisqueros. Caudal de Casagrande y R.E. Fedem

En lo que se refiere a las pruebas de permeabilidad en campo, se tiene que son imprescindibles en mantos de gravas y arenas o en formaciones naturales con mantos distintos, con variaciones importantes tanto en la disposición de los mantos, como en las características de los materiales. En la tabla 3.2.3.5 se observa la aplicabilidad de las pruebas de campo para determinar la permeabilidad en suelos aluviales típicos de las boquillas de las presas.

Nivel Freático	Material	Prueba Lefranc	Bombeo con medición del cono de abatimiento	Bombeo con colocación de piezómetros
Por debajo del nivel	Homogéneo	X	X	
	Heterogéneo	X		X
	Hom.	Trazadores radioactivos	Micro molinete	
	Het.	X	X	
Por encima del nivel		Absorción y Filtración		
	Homogéneo	X		
	Heterogéneo	X		

Tabla 3.2.3.5

Además de las pruebas de permeabilidad anteriores, existen otro tipo de pruebas para determinar la permeabilidad en campo, como son; Prueba Lugeon, Prueba Lefranc-Mandel, Prueba de Bombeo método de Theis-Lubin, etc.

C A P I T U L O

I V

I N F L U E N C I A D E L N I V E L
D E A G U A

IV INFLUENCIA DEL NIVEL DE AGUA

4.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA
FLUJO DE AGUA EN EL CORAZON

Todas las consideraciones generales para el estudio del flujo de agua, están apoyadas en la suposición de un medio poroso homogéneo e isótropo, y en que ni el agua ni el suelo se deforman volumétricamente. Asimismo se considera que el suelo está saturado, por lo tanto, el gasto que entra a una determinada zona de flujo, es el mismo que sale de ella, lo cual se expresa mediante la ecuación de continuidad (Ec. 4.1.1):

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (4.1.1)$$

en donde v_x , v_y y v_z son las ecuaciones del agua en las tres direcciones ortogonales.

Combinando esta ecuación con la ley de Darcy, se llega a la ecuación de Laplace para flujo establecido (Ec. 4.1.2):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (4.1.2)$$

en donde h es la carga hidráulica total = h pres + h pos = carga de presión + carga de posición. Para el caso de presas en que se estudia el flujo que escurre a través de una sección plana, se pueden considerar condiciones bidimensionales, por lo que la ecuación de Laplace quedará: (4.1.3)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

(4.1.3)

Esta ecuación permite determinar, una vez definidas las condiciones de frontera, la carga hidráulica total de cualquier punto de la zona de flujo, y por lo tanto, la dirección y velocidad del agua.

La forma usual para dar solución a esta ecuación (4.1.3) es utilizando el método gráfico de las redes de flujo de Forcheimer, quien lo publicó en 1930, siendo impulsado a partir de 1937 por A. Casagrande. Este método resulta ser el más utilizado por los ingenieros, por su practicidad.

Por medio de una red de filtración, se tiene información acerca de:

- Gastos que se infiltran para determinar pérdidas y para diseñar adecuadamente espesores de filtros
- Subpresiones para determinar esfuerzos efectivos
- Fuerzas de filtración, las cuales deben cuantificarse cuando actúan desfavorablemente a la estabilidad de la cortina
- Zonas en las que existe posibilidades de arrastre de partículas de suelo por erosión.

4.1.1 Validez de la Ley de Darcy

Es en los suelos en donde el flujo de agua que escurre a través, se apega más al régimen laminar establecido por Darcy. Sin embargo, para que sea laminar no se deben rebasar los límites para los cuales el régimen cambia de laminar a turbulento, límites que pueden obtenerse utilizando la fórmula de Reynolds (4.1.1.1).

$$R = \frac{v D \rho}{\mu}$$

(4.1.1.1)

en donde:

- R = Número de Reynolds
- D = Diámetro de las partículas en cm
- V = Velocidad del flujo en cm/seg
- μ = Coeficiente de viscosidad del agua en gr seg / cm
- ρ = Densidad del fluido en gr / cm

En investigaciones realizadas, se ha observado que cuando el flujo cambia de laminar a turbulento, el número R oscila entre 1 y 12. Tratándose de agua que filtre a través de un suelo con velocidad de 0.25 cm / seg, siendo el diámetro medio de sus partículas 0.4 cm y la viscosidad del agua a temperatura de 20 grados centígrados aproximadamente de 0.01 gr seg / cm, se obtendría $R \leq 1$, o sea, que el flujo sería de régimen laminar, no obstante que la velocidad supuesta corresponde a una arena gruesa limpia y es, por lo tanto, muy elevada.

**Valores Aproximados del Coeficiente
de Permeabilidad (valores en cm/seg)**

Materiales arcillosos	$< 10^{-7}$
Limos y arenas limosas a arenas finas	10^{-7} a 10^{-3}
Arenas finas a arenas gruesas limpias	10^{-3} a 1
Gravas limpias	> 1

4.1.2 Condiciones de Frontera de una Presa

Aquí, es importante señalar que las cargas que se manejan son esencialmente hidrostáticas, ya que la carga de velocidad es despreciable. A continuación se describen las fronteras para el caso de la figura 4.1.2.1.

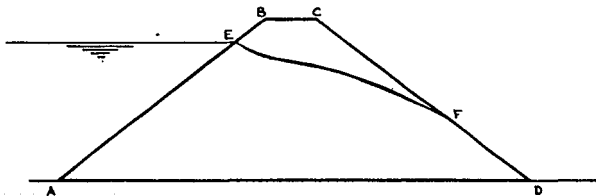


fig 4.1.2.1

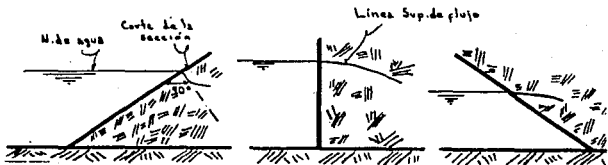
Donde:

- Línea AD Es de flujo, ya que las componentes normales de la velocidad del agua a lo largo de ella, son nulas.
- Línea AE Es equipotencial, ya que cualquier punto de ella, tiene carga hidráulica total; $h = h_{pos} + h_{pres} = \text{constante}$.

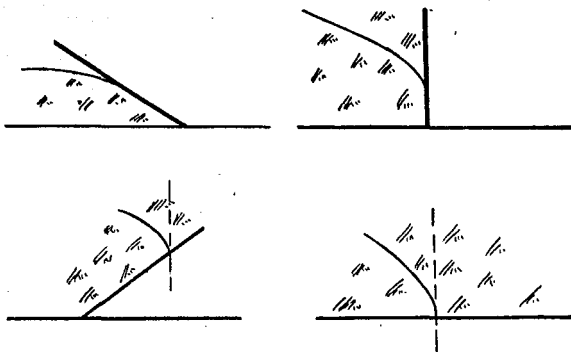
Línea EF Es de flujo, ya que las componentes normales de la velocidad a todo lo largo de la línea, son nulas.

Con respecto a esta última línea, la carga de presión en ella, es la atmosférica, así que la carga hidráulica total en cualquier punto de ella, es la debida sólo a su posición con respecto a un plano horizontal, y por consiguiente, la equipotencial que la toque tendrá la misma carga hidráulica que la del punto de contacto; esto significa que cuando se tracen equipotenciales con caídas Δh constantes, sobre la línea de saturación, éstas podrán quedar con diferentes espaciamientos para conservar el Δh entre cada dos de ellas contiguas.

Aquí es conveniente señalar las condiciones de entrada y salida de la línea de flujo superior, según A. Casagrande, para diferentes casos es decir, al entrar y salir de la sección de la cortina. Figuras 4.1.2.2 y 4.1.2.3



Formas de entrada
fig 4.1.2.2



Formas de salida
fig 4.1.2.3

Línea FD Es de equipresión o de descarga libre por estar en contacto con la atmósfera, ya que la carga hidráulica total es sólo de posición por lo tanto no es equipotencial. Tampoco es línea de flujo porque es cortada por todas las líneas de flujo de la red, lo cual es imposible.

Por otra parte, respecto a esta línea, como la

componente normal de la velocidad que actúa sobre las líneas de flujo vale cero, lo cual tampoco puede ser, ésto nos indica que las equipotenciales que se tracen en esa zona, no tienen que ser perpendiculares a la línea de equipresión.

4.2 RED DE FLUJO EN UNA PRESA

Para el trazo de redes de flujo, es recomendable seguir el siguiente orden:

- Determinar la forma y posición de la línea superior de flujo o de saturación.
- Determinar las condiciones de frontera de la zona de flujo.
- Determinar el número de caídas de carga de acuerdo a la geometría de la zona de flujo, el cual podrá ser desde 4 hasta 12 o 16 caídas.
- Bosquejar la malla tratando de formar cuadros. Cuando sean 8 caídas, se podrá comenzar el bosquejo a cada 2 caídas. Si son 12 caídas, bosquejar cada 3 ó 4.

También se deberá tener presente lo siguiente:

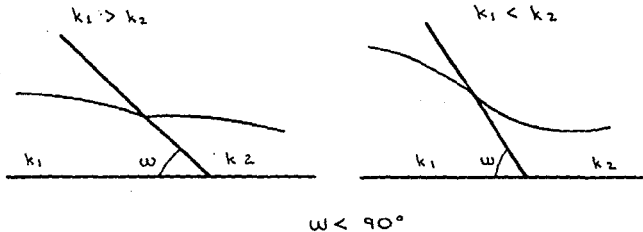
- Observar constantemente la apariencia general de la red para tratar de conservar la perpendicularidad entre familias de curvas y la formación de los cuadrados.
- Los cambios de rectas a curvas y viceversa así como los cambios de curvatura, deberán ser graduales y no forzados. Las curvas suelen ser arcos de parábola o de elipse.
- El tamaño de los cuadrados debe variar en forma gradual.
- Cuando al finalizar el trazo de la red quede una fracción de tubo, no deberá forzarse la red tratando de corregir si el aspecto general de perpendicularidad y cuadraturas es correcto, ya que ésta es posible. Si se desean tubos completos, se puede intentar otra red con un número de caídas diferente.
- Memorizar redes de flujo bien hechas para los casos más generales.

Características de una red de flujo
en materiales homogéneos e isótropos.

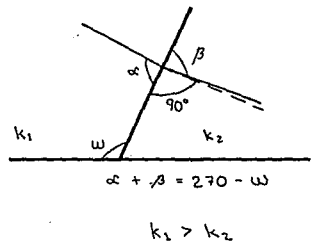
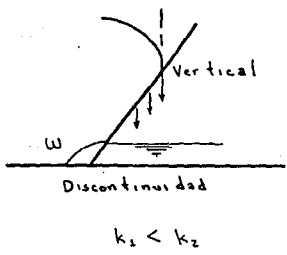
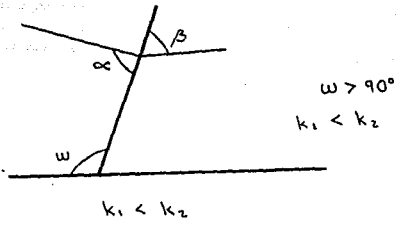
- Deben formarse cuadriláteros (la relación entre sus lados debe ser constante). Por simplicidad se escogen cuadrados que no son perfectos ya que sus lados son curvos pero sus distancias medias son iguales.
- Toda superficie permeable que está sumergida es una línea equipotencial.

- Los ángulos entre las líneas de flujo y equipotenciales deberán ser de 90 grados.
- No deben concurrir en un punto distintas líneas equipotenciales ni tampoco distintas líneas de flujo.
- El número de equipotenciales se determina tomando en cuenta la diferencia de cargas entre la de entrada y la de salida.

Entre suelos de diferente permeabilidad hay deflexión en la línea freática (figs. 4.2.1):



figs. 4.2.1



figs. 4.2.1

4.2.1 Trazo de la Parábola Básica o de Kozeny

La parábola básica nos sirve para determinar la línea de saturación dentro de la sección de la presa. Fig. 4.2.1



Donde la línea punteada es la parábola base que se quiere trazar.

Fig. 4.2.1

La solución rigurosa conduce a la siguiente ecuación (4.2.1.1):

$$q = 2 k A_0 \quad (4.2.1.1)$$

$$A_0 = 1/2 (\sqrt{h^2 + d^2} - d) \quad (4.2.1.2)$$

Para el trazo de una parábola cualquiera se cuenta con los siguientes datos:

- a).- Punto conocido (en 0.3 m. para presas de tierra con un ángulo de inclinación del talud menor a 90 grados).
- b).- Ordenada en el foco $Y_0 = 2 A_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

- c).- Tangente en el punto $(0, Y_0)$. Esta tangente hace un ángulo de 45 grados con la horizontal.
 d).- En el punto $(A_0, 0)$ es tangente a la vertical.

A = punto conocido (ver figura 4.2.1.4)

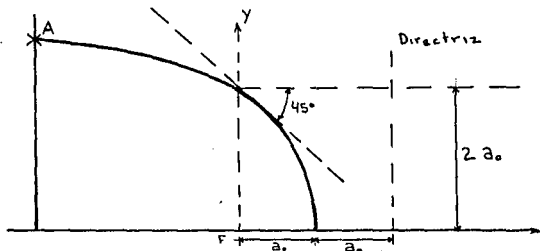


fig. (4.2.1.2)

Método gráfico para trazar
 la parábola base.

Se traza un rectángulo que tenga los siguientes lados:

- 1.- La vertical que pasa por el punto conocido (fig. 4.2.1.2)
- 2.- La horizontal que pasa por ese mismo punto.
- 3.- La normal a la superficie impermeable, de la cimentación, que pasa por el vértice de la parábola. (Se determina A_0).

Donde A_0 es igual a $\frac{1}{2} \sqrt{h^2 + d^2} - d$
 y h y d son conocidos. Fig. 4.2.1.3

- 4.- La superficie impermeable. (Cimentación).

El lado paralelo al eje de la parábola y el lado normal a la superficie impermeable que pasa por el vértice de la parábola, se dividen en un número igual de partes.

- Se enumeran los puntos como se muestra en la figura que sigue. (fig. 4.2.1.3).
- Se trazan las rectas que unen el vértice con los puntos enumerados de la recta paralela al eje.
- Se trazan paralelas al eje por los puntos enumerados de la otra recta, hasta cortar a la recta correspondiente.

Antes de trazar la parábola se toma en cuenta:

- Sobre la vertical en el foco, se toma la ordenada $2A_0$.
- La parábola es tangente a 45° en el punto $(0, Y_0)$. $Y_0 = 2A_0$
- En el vértice es tangente a la vertical.

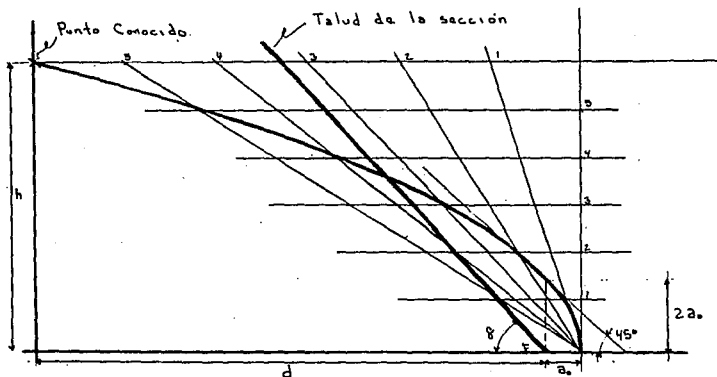


fig. 4.2.1.3

Métodos gráficos para encontrar el punto de intersección entre la superficie de descarga y la parábola.

PARA $\gamma < 90$ grados. Ver fig. 4.2.1.4

- Se traza la directriz de la parábola para lo cual se determina $2A_0$ de la siguiente forma:

Se traza el arco $\sqrt{h^2 + d^2}$ con centro en F, por diferencia con d se obtiene $2A_0$.

- Por F se traza una normal a la superficie de descarga hasta cortar a la directriz en B.
- Haciendo centro en B y con radio B F, se corta a la directriz en C.
- Por C se traza una paralela al eje de la parábola hasta cortar a la superficie de descarga determinando así el punto P que se desea encontrar.

Otra propiedad: la recta B P es tangente a la parábola en el punto P. (ver figura 4.2.1.4)

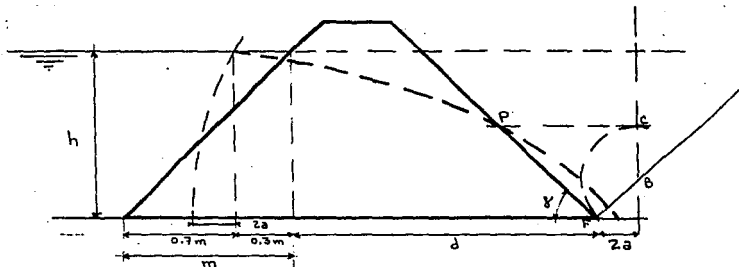


fig. 4.2.1.4

PARA $\delta > 90$ grados

Para este caso el procedimiento es el mismo. la normal a la superficie de descarga cortará la directriz hacia abajo del eje de la parábola y se traza la horizontal por el punto C para determinar el punto P. (fig 4.2.1.5)

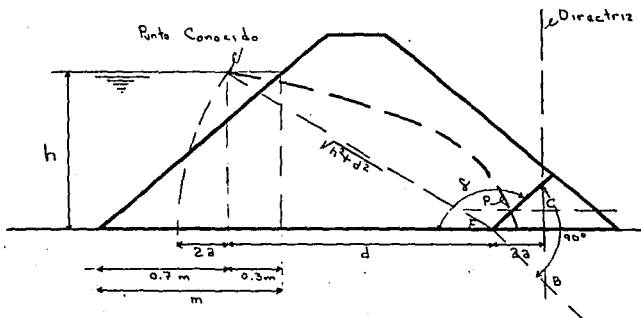


fig. 4.2.1.5

Métodos gráficos para determinar A

Donde A es la distancia que existe entre el vértice formado por la intersección del talud aguas abajo y la cimentación, y el vértice formado por el talud aguas abajo y la parábola base. Ver figs. 4.2.1.6 y 4.2.1.7

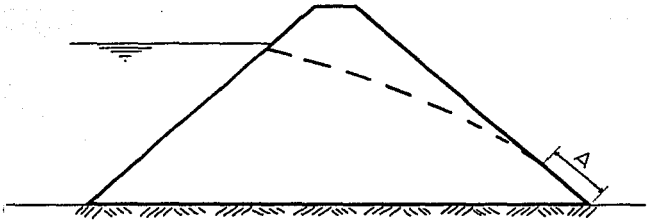


fig. 4.2.1.6

Para determinar A. (fig. 4.2.1.7)

- 1.- Se determina el punto A por intersección entre la vertical que pasa por el punto conocido y la superficie de descarga.
- 2.- Se traza un semicírculo que tenga como diámetro la distancia A B.
- 3.- Se determina el punto C por intersección de la horizontal que pasa por el punto conocido y la superficie de descarga.
- 4.- Haciendo centro en B se traza un arco de círculo con radio C B hasta cortar en D al semicírculo.
- 5.- Haciendo centro en A se traza un arco de círculo con radio A D hasta cortar la superficie de descarga, determinando así el punto en que es tangente la línea fréatica a la superficie de descarga, quedando así definida la distancia A.

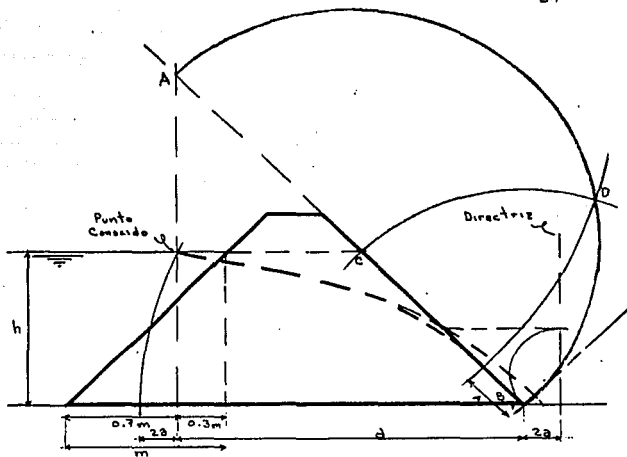


fig. 4.2.1.7

Otra forma de determinar la distancia A es la siguiente. (fig. 4.2.1.8)

- 1.- Se traza una horizontal por el punto conocido, hasta cortar la superficie de descarga en C.
- 2.- Haciendo centro en dicha intersección C, trázese un arco de círculo por el punto conocido hasta cortar la superficie de descarga en A.
- 3.- Trácese un semicírculo con A B como diámetro.

- 4.- Haciendo centro en B trácese un arco de círculo por C hasta cortar el semicírculo en D.
- 5.- Haciendo centro en A, trácese por D un arco de círculo hasta cortar a la superficie de descarga, determinando así el punto en que la línea fréatica es tangente a la superficie de descarga.

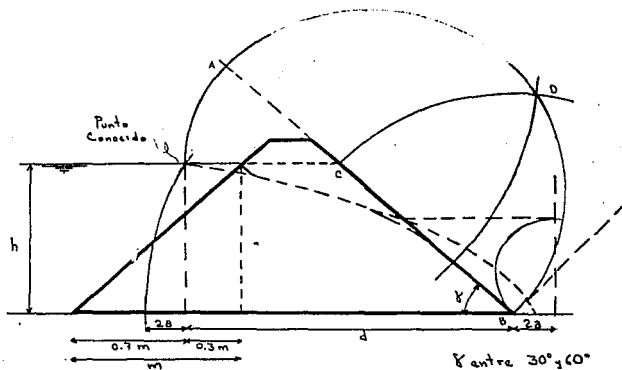


fig. 4.2.1.8

C A P I T U L O

V

M E T O D O S D E A N A L I S I S

V METODOS DE ANALISIS

CONDICIONES DE ANALISIS EN PRESAS.

Las condiciones críticas de estabilidad que se pueden presentar en una presa son, en condiciones iniciales durante la construcción, al término de ella y en el primer llenado, en condiciones finales de flujo establecido en presa llena y vaciado rápido.

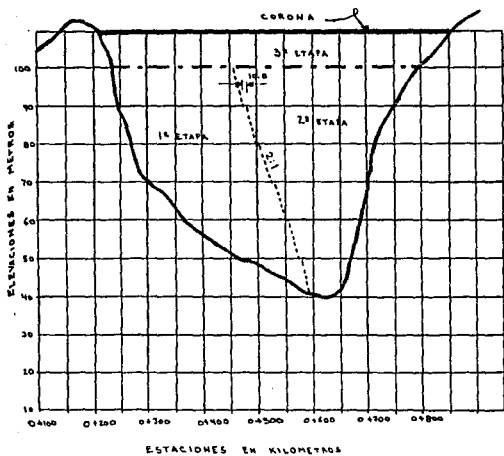
A estas pueden involucrarse además, el efecto provocado por los sismos.

Durante la construcción
y al término de ella.

La experiencia ha demostrado, que durante el período de construcción, la probabilidad de falla es menor que con la presa totalmente construída.

Como es frecuente la construcción de una presa por etapas fig. V.1, es necesaria la revisión de la estabilidad del talud formado en la primera etapa.

En este caso, considerando que se trata de un talud temporal, podrá ser aceptado un factor de seguridad menor que el aceptable para la estructura definitiva.



Perfil por el Eje de la Presa

ETAPAS DE CONSTRUCCION DE UNA PRESA

fig. V.1

Al terminar la construcción de una presa, los materiales que la integran se encuentran sujetos a compresión después de haber sido colocados con una determinada relación de vacíos y un grado de saturación inferior al 100 %. Sin embargo, en el caso del corazón impermeable, puede suceder, para el material colocado en la parte más baja de la presa, que debido al peso de las capas superiores, el volumen que ocupa el aire se reduzca a un punto tal, que el grado de saturación por este efecto, aumente a valores cercanos al 100 %. Si se desea analizar el comportamiento del material impermeable ante una falla, esas condiciones de esfuerzos se reproducen, aproximadamente, en el laboratorio, realizando pruebas triaxiales tipo "no consolidada no drenada" en especímenes preparados con el peso específico y contenido de agua correspondientes a los valores determinados mediante la prueba de compactación proctor S.A.R.H. o saturándolos, si se estima que esto pueda ocurrir por la razón mencionada anteriormente.

El análisis de estabilidad puede hacerse empleando la expresión de resistencia al esfuerzo cortante, en los términos de los esfuerzos totales; de esta manera, los efectos de la presión de poro, difíciles de estimar, que se desarrollan durante la compactación y la falla, son incorporados automáticamente en el análisis.

En los materiales permeables, las presiones de poro son nulas, tanto durante la etapa de construcción como al término de ella; ya que la saturación de estos materiales, ocurre en forma rápida al término de la construcción por el llenado de la presa, debido a su alta permeabilidad, debe considerarse que las condiciones de trabajo de estos materiales pueden reproducirse en el laboratorio, mediante una prueba triaxial tipo "consolidada, drenada", en especímenes 100 % saturados, cuya compactación relativa corresponda al 100 % de la determinada mediante la prueba del mismo nombre.

Ya que el llenado de la presa ocurre una vez que se ha terminado ésta, deberá considerarse la condición de carga dentro de los análisis de estabilidad en las llamadas "condiciones iniciales".

Aunque es difícil suponer que poco tiempo después de haberse construido y llenado la presa, -antes que se haya establecido flujo a través del corazón impermeable-, suceda un vaciado rápido del embalse, deberá analizarse la estabilidad para esta condición.

Flujo establecido para Presa Llena.

A través del tiempo, el grado de saturación de los materiales del talud de aguas arriba, así como el del corazón impermeable, alcanzan valores del 100 %; al mismo tiempo, éste último se va consolidando bajo la acción de los esfuerzos impuestos por el peso del material y por las fuerzas de filtración, hasta quedar totalmente consolidado y saturado bajo estas nuevas condiciones de esfuerzos. Puede considerarse entonces, que estas condiciones de trabajo pueden reproducirse en el laboratorio por medio de una prueba triaxial tipo "consolidada, no drenada", con especímenes saturados, con el peso específico correspondiente al determinado mediante la prueba de compactación proctor S.A.R.H.

Para los materiales permeables, el criterio adoptado para las condiciones iniciales, prevalece.

Es importante comentar el caso de los materiales con permeabilidad intermedia, ya que resulta difícil evaluar su comportamiento, -por ejemplo el de una grava arcillosa-; asimismo, se

requiere estudiar cuidadosamente qué tipo de prueba reproducirá sus condiciones de trabajo, ya que dependiendo de esto, podrá definirse qué resistencia tendrá en determinada condición.

No hay antecedentes de fallas presentadas en el talud de aguas arriba de una presa llena, por lo que, los análisis de estabilidad en esta condición, deberán aplicarse de manera especial al talud de aguas abajo.

Con flujo establecido para Vaciado Rápido.

En época de sequía, generalmente las extracciones de agua en una presa, son mayores que las entradas, produciéndose un descenso del nivel del embalse; al descender este nivel, las zonas impermeables que tenían un flujo establecido, quedan saturadas y se inicia, dentro de ellas, un flujo descendente del agua, lo que origina nuevas condiciones de esfuerzos que deben también ser analizadas.

Es preciso entender que el vaciado rápido no necesariamente ocurre en unos minutos; el estado de esfuerzos correspondiente a esta condición, puede presentarse si el nivel del embalse baja considerablemente en el término de unas semanas o pocos meses; en realidad, para tener una condición de vaciado rápido, bastará que el nivel del embalse descienda más aprisa a que ocurra una disipación de los excesos de presión neutral en los materiales relativamente impermeables.

El criterio empleado en la determinación de los parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad, es el mismo que para el caso de presa llena con flujo establecido.

Para un análisis de estabilidad en esta condición, deberán tomarse en cuenta los siguientes hechos.

- 1.- Exceptuando los deslizamientos ocurridos en el período de construcción, todos los deslizamientos que se han registrado en el talud de aguas arriba de una presa de tierra, han ocurrido después de un vaciado rápido.
- 2.- La mayoría de los deslizamientos ocurrieron en los primeros años de operación de la presa, y todos parecen corresponder a vaciados sin precedente, o bien en velocidad o en magnitud, del abatimiento del nivel del embalse.
- 3.- La mayoría de los deslizamientos ocurrieron en presas mal compactadas y construídas con materiales muy finos, altamente permeables.
- 4.- Los deslizamientos de mayor importancia, ocurrieron con vaciados que abarcaron desde el máximo nivel de agua, hasta una altura del orden de la mitad de la presa y que tuvieron velocidades de descenso del agua del orden de 20 ó 30 cms. por día.
- 5.- Los deslizamientos del talud de aguas arriba, durante el vaciado rápido, nunca han causado el colapso total de una presa.

Bajo estas circunstancias, los análisis de estabilidad en esta condición, deberán aplicarse con mayor énfasis en el talud de aguas arriba.

5.1 METODO SUECO

Se conoce como método sueco aquel en que las superficies de falla supuestas son cilíndricas; aunque existen varios procedimientos de este método, aquí se tratará el de Dovelas, ya que es el que con mayor frecuencia se emplea; de este método se describirán con amplio detalle los procedimientos: Estandar, Diferenciales, el que considera la interacción entre Dovelas y el Tridimensional.

Es conveniente aclarar que aunque el método fué realizado para analizar superficies de falla circulares, también es posible emplear superficies combinadas, usando exactamente los mismos procedimientos de cálculo y los resultados tendrán la misma validez.

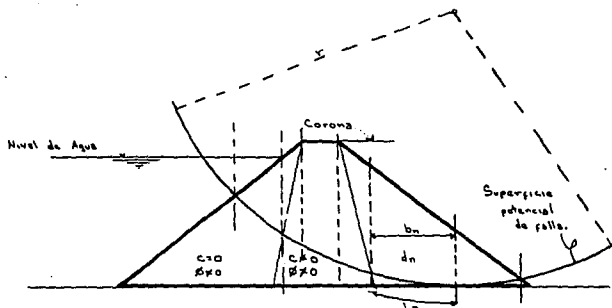
La mayoría de los procedimientos expuestos a continuación son de aplicación rutinaria en la S.A.R.H., por lo cual se han desarrollado programas para computadora para facilitar el empleo y reducir el tiempo horas-hombre en estos análisis.

Por ejemplo, en la aplicación "manual" de un procedimiento, es común el empleo de 2 hrs. para el análisis de un círculo en condiciones muy elaboradas, y con la computadora se analizan del orden de 15,000 círculos en una hora en las mismas condiciones.

Conviene aclarar que se tiene establecido el comprobar siempre, en forma manual, los círculos críticos que el análisis con la computadora reporte.

5.2 PROCEDIMIENTO DE LAS DOVELAS DIFERENCIALES.

Este método consiste en dividir a la sección de la presa por analizar, en dovelas o rebanadas de ancho diferencial, como se ilustra en la fig. 5.2.1



- b_n Ancho de la dovela n
- d_n Dovelada n
- L_n Longitud de la base de la dovela n
- c Cohesión del material
- ϕ Ángulo de fricción interna del material
- r Radio del círculo de falla

fig. 5.2.1

Considerando una dovela de ancho d_x , cuyo peso es d_w , al descomponer éste en una normal y otra tangencial a la superficie de falla, se obtienen las fuerzas dN y dT , las cuales son las fuerzas actuantes normal y tangencial respectivamente, en la base de la dovela; el factor de seguridad de

esta dovela puede expresarse como sigue:

$$F.S. = \frac{\nabla N * dl * \tan \phi + C * dl}{\nabla T * dl} \quad (5.2.1)$$

Donde:

$$\nabla n = \frac{dN}{dl} = \frac{\gamma h * dx * \cos \alpha}{dl}$$

$$\nabla t = \frac{dt}{dl} = \frac{\gamma h * dx * \sin \alpha}{dl}$$

Entonces, el factor de seguridad de las dovelas es:

$$F.S. = \frac{\gamma h * dx * \cos \alpha * \tan \phi + cd}{\gamma h * dx * \sin \alpha} \quad (5.2.2)$$

El factor de seguridad para toda la masa potencialmente inestable será:

$$F.S. = \frac{\tan \phi \int_0^x \gamma h * \cos \alpha * dx + c l}{\int_0^x \gamma h * \sin \alpha * dx} \quad (5.2.3)$$

Cada una de las integrales de esta ecuación puede representarse gráficamente por un área, la cual puede medirse mediante un planímetro, o bien puede calcularse por medio de incrementos finitos; es por esta causa que a este método gráfico se le ha llamado "Método del Planímetro".

Para resolver gráficamente la expresión anterior (5.2.3) se procede de la siguiente manera:

- a).- Se elige un número arbitrario de puntos a lo largo de una superficie de falla cuya vertical pase por los puntos de cambio de pendiente en el talud o por los puntos donde cambia el material. Por cada uno de los puntos elegidos trázese una vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándola hasta interceptar a una línea horizontal AB, que será el eje neutro de los esfuerzos producidos sobre la superficie de falla, fig. 5.2.2

Parcela	h	γ	γh
1	h_{21}	γ_1	$\gamma_1 h_{21}$
2	h_{22}	γ_2	$\gamma_2 h_{22}$
3	h_{31}	γ_3	$\gamma_3 h_{31}$
4	h_{32}	γ_4	$\gamma_4 h_{32}$
5	h_{41}	γ_5	$\gamma_5 h_{41}$
6	h_{42}	γ_6	$\gamma_6 h_{42}$
7	h_{51}	γ_7	$\gamma_7 h_{51}$

γ_1 2 MATERIAL
h_{21} 5 PARCELA
γ_1' Peso Volumétrico sumergido
γ_1 Peso Volumétrico húmedo
γ_1^d Peso Volumétrico seco.

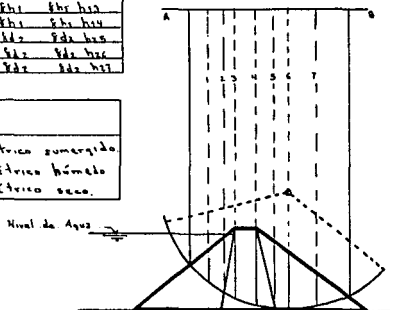


fig. 5.2.2

- b).- A escala se determina la altura h del material comprendido entre el talud y el círculo de falla; cada punto se multiplica por el peso volumétrico, de la condición encontrada, seco, húmedo, saturado o sumergido, para obtener el valor h . El valor h podrá estar formado por varias partes cuando se interceptan diferentes materiales con distinto peso volumétrico. El valor final de h será la suma de los valores individuales de cada uno de los materiales interceptados en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión. Se lleva a cada punto del círculo, a una escala arbitrariamente elegida, el valor h correspondiente y se descompone cada uno de estos vectores en una componente normal y otra tangencial al círculo de falla, utilizando como guía el radio del mismo círculo fig. 5.2.3

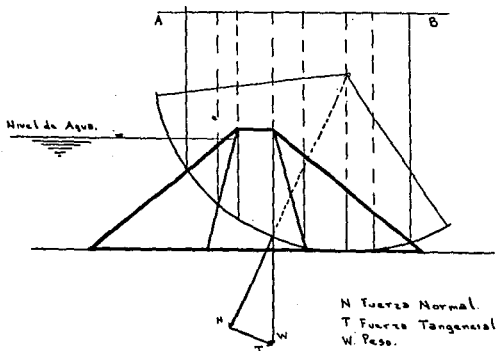


fig. 5.2.3

- c).-Teniendo a escala los valores $\gamma h \cos \alpha$ y $\gamma h \sin \alpha$, se representan gráficamente y a la misma escala sobre la línea horizontal AE (eje neutro), en la proyección del punto correspondiente. Uniendo todos los puntos así obtenidos con una curva, se tendrán las integrales buscadas fig. 5.2.4

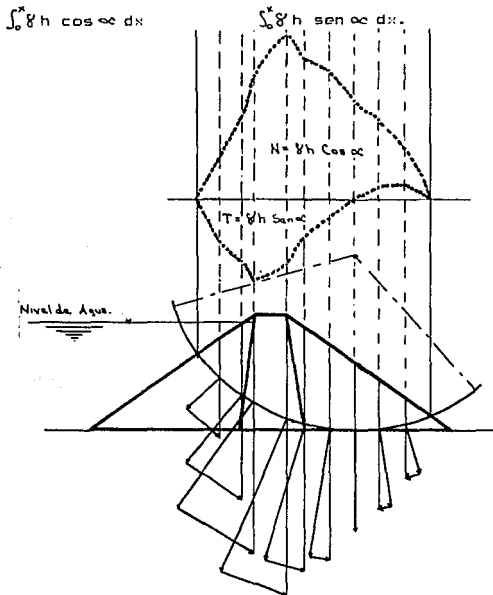


fig. 5.2.4

- d).- Se mide con un planímetro, las áreas bajo cada curva y se obtendrán de esta manera los valores de las integrales.
- e).- El término c_l es el producto de la cohesión por la longitud total del arco de círculo que pasa por material con C diferente de cero; la medición de la longitud L , se realiza también en forma gráfica.
- f).- Finalmente, se sustituyen los valores de la ecuación del factor de seguridad, según la condición analizada, se habrá concluido el problema.

La consideración de los efectos sísmicos, empleando este procedimiento, resulta de gran facilidad, ya que el procedimiento es gráfico; ésta consideración reduce las fuerzas normales N , e incrementa las tangenciales T , como se muestra en la figura 5.2.5

La representación gráfica de las fuerzas, se hará con estos nuevos valores N y T , y se proseguirá con el análisis en la misma forma ya explicada anteriormente.

El sismo actúa en el centro de gravedad de un cuerpo; pero ya que en nuestro caso nos interesa conocer el efecto de esta fuerza en la superficie de deslizamiento, la transportamos a la base de la dcvela considerada, mediante la aplicación de un par, cuya magnitud es $C_s * W_d$, como se observa en la figura 5.2.5. Para el caso de análisis de estabilidad el sismo debe considerarse en la dirección más favorable al deslizamiento, y de esta manera analizar las condiciones más críticas.

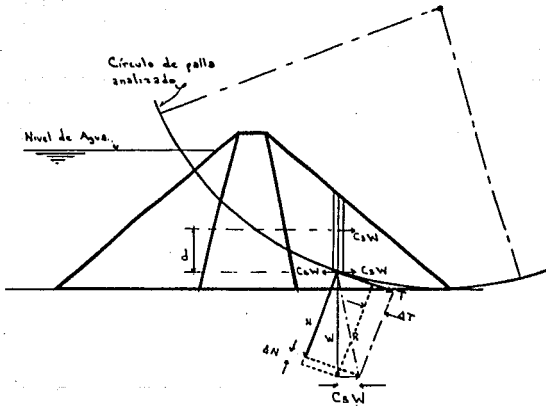
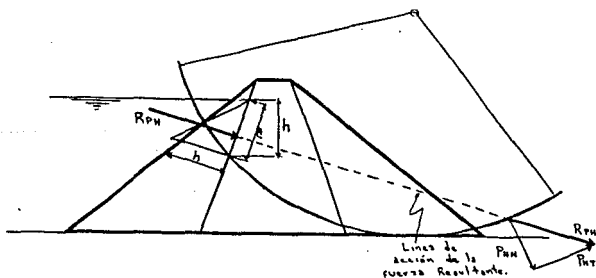


fig. 5.2.5

Para el caso de presa llena en condiciones iniciales, debe considerarse el empuje hidrostático provocado por el embalse aguas arriba, el cual se introduce en el análisis también en forma gráfica, de la siguiente manera: a partir de donde se cruza la línea del n.a.m.e. con el talud de aguas arriba, se traza una vertical que une dicho punto con el

punto formado por el cruce de la superficie de falla con el talud de aguas arriba del corazón impermeable; esta es la base h de un triángulo que tiene como altura c , la distancia que hay entre el punto formado por el cruce de la línea del n.a.m.e. con el talud del corazón impermeable y el punto formado por la vertical h y el talud del corazón impermeable, y medida sobre el talud del corazón, y el área de este triángulo será el empuje hidrostático que corresponde al círculo analizado y que actúa sobre el talud del corazón, y al igual que en el peso de la dovela, se descompone en su correspondiente fuerza tangencial y normal al círculo de falla, sólo que esta vez únicamente se toma en cuenta en el factor de seguridad, a la componente tangencial. fig. 5.2.6



R_{ph} Resultante de la presión hidrostática
 P_{hn} Presión hidrostática normal
 P_{ht} Presión hidrostática tangencial

fig. 5.2.6

Fuerzas de Filtración en presas de tierra.

Al filtrarse el agua por el corazón impermeable, origina fuerzas de filtración que tienden a arrastrar el material expuesto a las líneas de corriente. Dichas fuerzas se deben a un cambio de carga total de potencial ocasionada por fricción del flujo de agua.

La fuerza en toneladas de cada tubo de corriente es igual a su longitud media en metros por la caída de cada escalón de potencial en metros; la caída de cada escalón de potencial es igual a la carga total en metros entre el número de caídas de potencial.

Para este análisis, los materiales del corazón se consideran con el peso de sumergidos a partir de la línea de saturación hacia abajo.

Para el cálculo de las fuerzas de filtración, que intervendrán en los análisis de estabilidad de una presa, se procede a trazar las redes de flujo para presa llena y para vaciado rápido parcial. fig. 5.2.7

A partir de las fuerzas de filtración parciales que conocemos tanto en dirección como en magnitud, trazamos un polígono dinámico, así obtenemos la dirección y valor absoluto de la fuerza total de filtración, trazando además un funicular, podremos determinar un punto de su línea de acción; haciéndola pasar por dicho punto y prolongándola hasta cortar al círculo de falla, podremos descomponerla en una fuerza normal (que no se considera en los cálculos) y una fuerza tangencial que se hace intervenir en el cálculo del factor de seguridad.

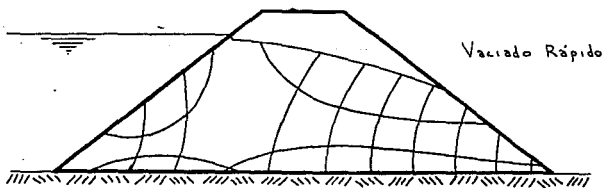
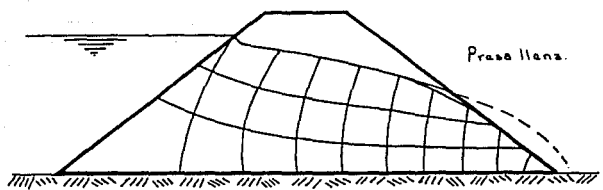


fig. 5.2.7

**Valores de los Pesos Volumétricos
que deben darse a los Materiales
en el Análisis de Estabilidad**

Para efectuar las diferentes condiciones de análisis empleando el método sueco de círculo de deslizamiento en los distintos casos que se mencionan a continuación, hay que tener en cuenta las propiedades mecánicas del material impermeable en condiciones iniciales y finales; las primeras son el promedio de los resultados obtenidos con la prueba triaxial rápida indrenada saturada (cap. III 3.2.2.1) y las segundas de la prueba triaxial consolidada rápida saturada (cap. III, 3.2.2.2), a excepción hecha de la condición final con temblor y agua al nivel de la obra de toma para el talud de aguas arriba en la que se toma el valor de la prueba triaxial consolidada con la humedad de compactación.

**TALUD AGUAS ARRIBA.
CONDICIONES INICIALES.**

*** PRESA LLENA. LLENADO RAPIDO.**
Agua en el n.a.m.e, Empuje Hidrostático, y Sismo.

	Permeables arriba del name	seco
Pesos	Permeables abajo del name	sum
Volumétricos	Impermeable	hum
	Terraza aguas arriba	sum

*** PRESA LLENA. LLENADO LENTO.**
Agua en el n.a.m.e, Fuerzas de Filtración y Sismo.

	Permeables arriba del name	seco
	Permeables abajo del name	sum
Pesos	Permeables aguas abajo	seco
Volumétricos	Imperm. abajo de línea de sat.	sum
	Imper. arriba de la línea de sat.	hum
	Terraza aguas arriba	sum

* PRESA VACIA. ANTES DE LLENADO.
 Agua en el n.o.t, Empuje Hidrostático y Sismo.

	Permeables arriba del not.	seco
Pesos	Permeables abajo del not.	sum
Volumétricos	Impermeable	hum
	Terraza aguas arriba	sum

TALUD AGUAS ARRIBA.
 CONDICIONES FINALES.

* PRESA LLENA. LLENADO LENTO CON FLUJO ESTABLECIDO.
 Agua en el n.a.m.e, Fuerzas de Filtración y Sismo.

	Permeables arriba del name.	seco
Pesos	Permeables abajo del name.	sum
	Imper. arriba de la línea de sat.	hum
Volumétricos	Imperm. abajo de la línea de sat.	sum
	Terraza aguas arriba	sum

* PRESA VACIA. VACIADO RAPIDO CON FLUJO ESTABLECIDO.
 Agua en n.o.t, Fuerzas de Filtración y Sismo.

	Permeables arriba del not.	seco
Pesos	Permeables abajo del not.	sum
	Imper. arriba de la línea de sat.	hum
Volumétricos	Imperm. abajo de la línea de sat.	sum
	Terraza aguas arriba	sum

TALUD AGUAS ABAJO.
 CONDICIONES INICIALES.

* PRESA LLENA. LLENADO RAPIDO.
 Agua en el n.a.m.e, Empuje Hidrostático y Sismo.

	Permeables arriba del name.	seco
	Permeables abajo del name.	sum
Pesos	Permeables aguas abajo	seco
Volumétricos	Impermeable	hum
	Terraza aguas arriba	sum
	Terraza aguas abajo.según nivel treat	

* PRESA VACIA. ANTES DEL LLENADO.		
Agua en el n.o.t, y Sismo.		
	Permeables arriba del not.	seco
Pesos	Permeables abajo del not.	sum
	Permeables aguas abajo	seco
Volumétricos	Impermeable	hum
	Terraza aguas abajo.según nivel freat	

TALUD AGUAS ABAJO.			
CONDICIONES FINALES.			
* PRESA LLENA. LLENADO LENTO CON FLUJO ESTABLECIDO.			
Agua en el n.a.m.e, Fuerzas de filtración y Sismo.			
	Permeables arriba del name.	seco	
	Permeables abajo del name.	sum	
Pesos	Permeables aguas abajo	seco	
Volumétricos	Imper. arriba de la línea de sat.	hum	
	Imperm. abajo de la línea de sat.	sum	
	Terraza aguas abajo.según nivel freat		
* PRESA VACIA. VACIADO RAPIDO CON FLUJO ESTABLECIDO.			
Agua en el n.o.t, Fuerzas de Filtración y Sismo.			
	Permeables arriba del not.	seco	
	Permeables abajo del not.	sum	
Pesos	Permeables aguas abajo	seco	
Volumétricos	Imper. arriba de la línea de sat.	sat	
	Imperm. abajo de la línea de sat	sum	
	Terraza aguas abajo.según nivel freat		

5.3 OTROS METODOS DE ANALISIS

** Procedimiento Estándar (Método Sueco).

Para este método se divide la superficie de falla elegida, en dovelas o rebanadas verticales, no necesariamente del mismo espesor y se analiza para cada una de ellas su equilibrio.

La mecánica es básicamente la misma que en el método de dovelas diferenciales. En este método se considera que las fuerzas de interacción que se producen entre las dovelas, no modifican la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en la base de cada una de ellas.

** Procedimiento que considera la Interacción entre Dovelas. (Método Sueco).

Se basa en el estándar de dovelas; su diferencia fundamental es la de considerar el efecto de las fuerzas de interacción entre las dovelas. Estas fuerzas de interacción entre dovelas, tiene variaciones en dirección y magnitud de una dovela a otra, aunque comúnmente se consideran como constante. Cabe mencionar que en este método las fuerzas de filtración se analizan en forma semejante al procedimiento estándar, sólo que el análisis se efectúa por dovela.

** Procedimiento Tridimensional. (Método Sueco).

En los análisis de estabilidad comunes, se toma al problema como bidimensional, es decir, la longitud de la masa deslizante se considera tan grande, que los efectos de la zona en que la presa se une a los empotramientos, se consideran despreciables.

En realidad la masa potencialmente deslizable tiene una longitud definida, y las fuerzas producidas por efecto de los empotramientos, aumentan la resistencia contra el deslizamiento. Resulta conservador el ignorar estos efectos, para presas de gran longitud en comparación con su altura, sin embargo, para presas altas en boquillas estrechas, es deseable estimar la influencia de los empotramientos en el cálculo del factor de seguridad.

** Método de la Cuña.

En este método, la masa potencialmente deslizable, se divide en dos o tres secciones o bloques; el bloque o cuña superior es llamada cuña activa, el central recibe el nombre de bloque o cuña deslizando y por último, la cuña inferior es llamada resistente o pasiva.

El método de la cuña es comunmente usado en circunstancias en las que la superficie potencial de falla se aproxima a una serie de planos.

El procedimiento para evaluar el factor de seguridad es el mismo que el empleado en el método de dovelas con fuerzas laterales; la única diferencia, es que existen dos o tres bloques en lugar de un número grande de dovelas.

C O N C L U S I O N E S

A través del tiempo se ha visto que las presas de tierra y enrocamiento son las que funcionan y se adaptan mejor. Nuestros conocimientos actualmente están en un grado tal, que la estabilidad de una presa no es motivo de un diseño inadecuado, ya que el aspecto importante de todo análisis de estabilidad es el conocimiento correcto de las propiedades de los materiales que forman parte de la cortina y cimentación de la presa, y en particular de la resistencia al esfuerzo cortante. Para ésto existen métodos de ensaye adecuados para determinar las propiedades de la mayoría de los suelos, solo hay que desarrollar un programa apropiado de ensayes.

El Análisis de Estabilidad por el Método de Dovelas Diferenciales es el más utilizado por su eficiencia y practicidad ya que nos permite hacer un análisis un poco más detallado al incluir los efectos de sismo, empuje hidrostático y fuerzas de fricción.

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

1. Contribuciones de la Mecánica de Suelos al Diseño y Construcción de Presas de Tierra. S.R.H. Jefatura de Irrigación y Control de Ríos. Méx. 1956.
2. Estabilidad de Taludes. Alfredo Bautista Cervantes. Universidad Autónoma de Chapingo. Depto. de Irrigación. Chap. Méx. 1980.
3. Manual de Mecánica de Suelos. S.R.H. Dirección de Proyectos. Departamento de Ingeniería Experimental. Méx. 1970.
4. Mecánica de Suelos. Tomo I. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Edit. Limusa. Sa. Ed. Méx. 1980.
5. Notas del Departamento de Estructuras Téreas. Métodos de Análisis. S.A.R.H. Dirección de Ingeniería Experimental. Méx. 1989.
6. Notas del I Curso Internacional de Mecánica de Suelos. La Mecánica de Suelos Aplicada al Diseño y Construcción de Presas de Tierra. UNAM. Facultad de Ingeniería. División de Educación Continua. Méx. 1988.
7. Síntesis de Problemas de Flujo y Gastos de Filtración. Ing. Fabio Moyola G. Méx. 1974.