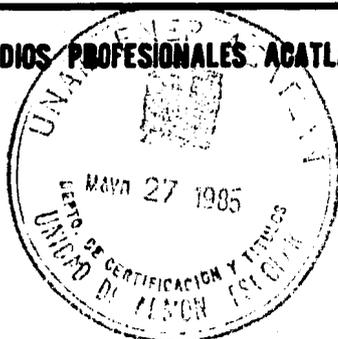




# Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN



## "ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EL PROYECTO PRESA CHILATAN, JAL."

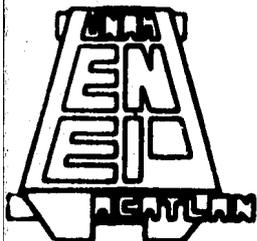
T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

JOSE LUIS VARELA ROMERO



Sta. Cruz Acatlán, Edo. de Méx. 1985



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.

# I N D I C E

## INTRODUCCION

	<u>Página</u>
<b>CAPTULO II</b> GENERALIDADES	1
<b>CAPTULO III</b> METODOS DE ANALISIS	12
<b>CAPTULO IIII</b> METODO SUECO APLICADO A PRESAS DE TIERRA	28
<b>CAPTULO IV</b> ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EL PROYECTO PRESA " CHILATAN " , JAL.	57

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

## INTRODUCCION

El desarrollo del país depende en gran parte de su capacidad de trabajo y de la infraestructura en constante construcción. Las presas en particular, forman parte de esa infraestructura y su diseño y construcción es uno de los retos más interesantes a los que se enfrenta el ingeniero civil durante el desempeño de su vida profesional.

Parte importante en el diseño de las presas de tierra lo constituye el análisis de estabilidad de sus taludes; ya que es mediante este análisis que el ingeniero determina la sección óptima de la presa, y por lo tanto, garantiza la seguridad, eficiencia y economía de la obra, objetivos principales que todo proyecto de ingeniería debe reunir.

El presente trabajo tiene como objetivo el de proporcionar a todas aquellas interesadas en la materia, un ejemplo práctico de aplicación del método que con mayor frecuencia se utiliza para llevar a cabo el análisis de estabilidad en presas de tierra, dicho método es el denominado Método Sueco.

Para ello, en el primer capítulo se describe brevemente lo que es una presa de tierra, las partes que la constituyen y sus funciones, además de exponer los antecedentes y características físicas y regionales del proyecto de la presa Chilatán en el Estado de Jalisco. En el segundo capítulo se presentan, también en forma breve, dos de los métodos más usados en el cálculo de la estabilidad de taludes de tierra; el Método de la Curva y el Método Sueco.

En el capítulo tercero se presenta con mayor detalle, el Método Sueco aplicado a presas de tierra y las condiciones de trabajo que deben considerarse durante el análisis. Estas condiciones se refieren a las diferentes etapas y situaciones por las que atraviesa una presa durante su vida útil. Por último, en el capítulo cuarto se muestra el ejemplo de aplicación del Método Sueco en la cortina del proyecto de la presa Chilatán y ante la imposibilidad de analizar todas las alternativas posibles para las diferentes condiciones de trabajo de una presa, sólo se analizan cinco de los casos que con mayor frecuencia se revisan de acuerdo con la práctica en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, como son: tres para el talud de aguas arriba y dos para el talud de aguas

abajo. Dicho ejemplo procura ser lo más sencillo y claro posible con el propósito de mostrar la bondad del método y su aplicación práctica.

Se hace hincapié en que el presente trabajo no pretende aportar informa -  
ción nueva, sino aclarar algunas dudas que puedan presentarse en el desarrollo del análi -  
sis y que no fuera posible despejar en los libros de texto.

## CAPITULO I      GENERALIDADES

### I.1                    OBJETIVOS DEL PROYECTO " PRESA CHILATAN, JAL ".

Con objeto de generar mayores beneficios en zonas donde existen recursos naturales aprovechables, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos realizó el estudio de factibilidad técnica y económica para la rehabilitación y ampliación del distrito de riego Cupatitzio - Tepalcatepec, en el estado de Michoacán, ya que de la superficie que domina el distrito sólo parte es aprovechada y en forma poco satisfactoria.

En dicho estudio se planea beneficiar una superficie de 108 791 has. de las 167 300 que poseen suelos agrológicamente aptos para la agricultura intensiva, en los municipios Aguililla, Apatzingan, Buenavista, Francisco J. Mújica, Gabriel Zamora, La Huacana, Nuevo Urecho, Parácuaro y Tepalcatepec, pertenecientes todos al estado de Michoacán.

Algunas características climatológicas de la región son : la precipitación media anual alcanza unos 750 mm, concentrándose el 90 % de ella en los meses de junio a octubre. La temperatura media anual es de 28° C, con máximas de 44° C y mínimas de 9° C.

De acuerdo al estudio efectuado, se ha propuesto la rehabilitación de obras para el riego de 65 221 has. adicionales y construir obras de ampliación del distrito de riego hasta dominar un total de las 108 791 has mencionadas.

Para lograr lo anterior, se requieren las siguientes obras y acciones:

- 1) Presa almacenadora Chilatan, sobre el río Tepalcatepec, con capacidad total de 806 millones de m<sup>3</sup>, de los cuales 350 se destinarán a riego, 250 para azolves y 206 para control de avenidas.
- 2) Presa derivadora Piedras Blancas, sobre el río Tepalcatepec, aproximadamente a 5 km aguas abajo del sitio Chilatan.

- 3) Readaptar la presa derivadora El Llano, erigida sobre el río Buenavista, para incrementar la capacidad de la obra de toma a 4 m<sup>3</sup>/s.
- 4) Rehabilitar la presa derivadora de Cajones, ampliando la obra de toma y el vertedor.
- 5) Rehabilitar la presa derivadora denominada Las Burras, construida sobre el río Cancita, para adaptar la obra de toma e incrementar su capacidad de gasto a 2.2 m<sup>3</sup>/s.
- 6) Construir 157.36 km de canales de conducción y rehabilitar y rectificar 81.9 km.
- 7) Construir 186.70 km de canales de distribución.
- 8) Construir 804.70 km de drenes.
- 9) Tender 1 056.83 km de caminos, entre principales y secundarios de penetración.
- 10) Instalar 6 plantas de bombeo con una capacidad de gasto total de 5.75 m<sup>3</sup>/s.

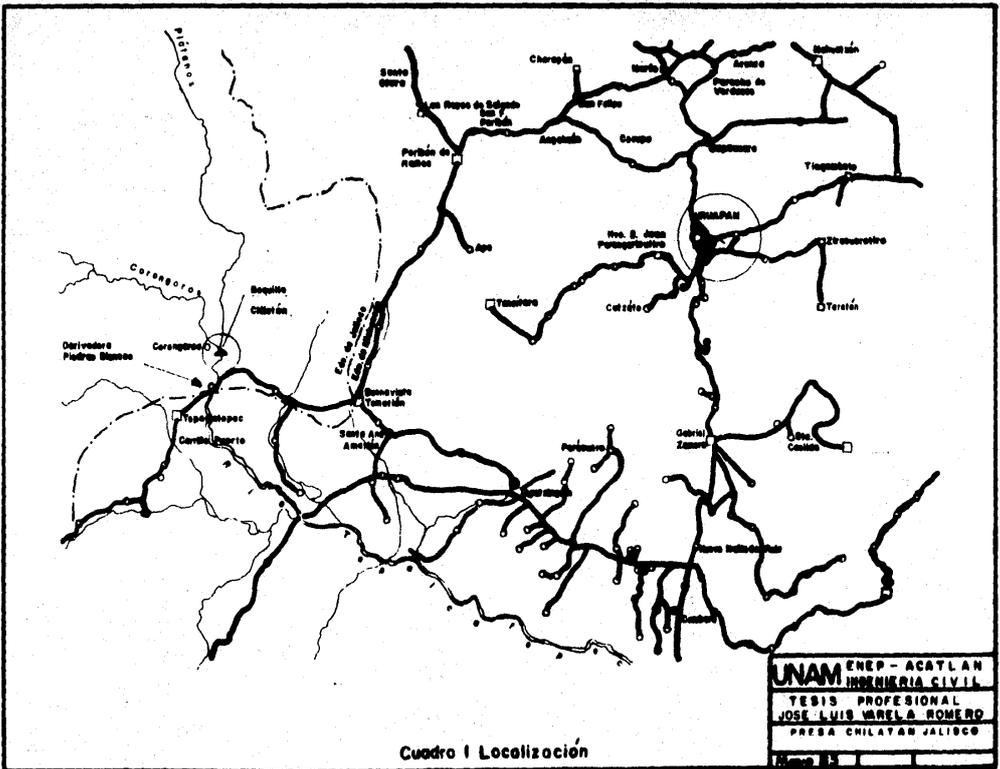
Después de realizar la evaluación económica y los análisis financieros necesarios, la SARH formuló un patrón de actividades de acuerdo al desarrollo agrícola de la zona y se ha propuesto que la duración del programa de actividades, hasta la terminación de las obras, sea de 5 años.

## 1.2

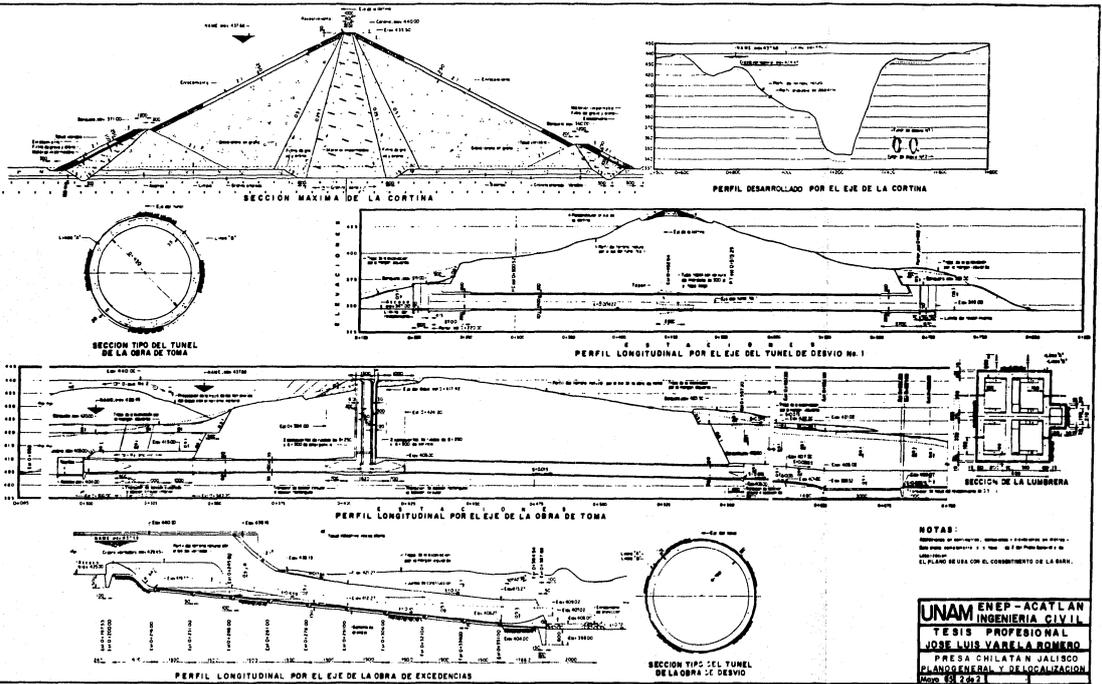
### ANTECEDENTES

Sobre el río Tepalcatepec, aguas abajo de la confluencia de este río con el río Carongoros, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos tiene en proyecto construir una presa de almacenamiento y control, con objeto de aprovechar el agua en el riego de la porción occidental ( 2a unidad ) del Distrito de Riego Cupatitzio - Tepalcatepec \*.

\* ( Ver plano de localización cuadro 1 ).







**NOTAS:**  
 1. Dimensiones en centímetros, milímetros y decímetros en metros.  
 2. Las obras proyectadas en el plano de la presa son de tipo gravedad y de tipo de gravedad.  
 3. EL PLANO DE USAS CON EL COMPLEMENTO DE LA BARRA.

**UNAM** ENEP - ACATLAN  
 INGENIERIA CIVIL  
**TESIS PROFESIONAL**  
**JOSE LUIS VARELA ROMERO**  
 PRESA CHILATA N JALISCO  
 PLANO GENERAL Y DE LOCALIZACION  
 Nov. 63 2 de 2

La Comisión del Río Balsas, en 1974, realizó una serie de estudios (Topográficos , hidrológicos, geológicos, etc.) que permitirán determinar las características preliminares de algunas obras de almacenamiento de agua que permitieran su aprovechamiento en riego. Del resultado de estos reconocimientos, se seleccionó el sitio Chilatán en el que la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha considerado conveniente realizar estudios geológicos de mayor detalle.

La presa en proyecto comprende una cortina de materiales graduados de 104 m de altura hasta la elevación 440.00 msnm y NAME a la 437.68 msnm, con longitud de 1 000.00 m, dentro de los que se incluye una obra de control y excedencias a partir de un vertedor por margen izquierda y obra de toma en margen derecha.

### 1.3 ASPECTOS REGIONALES

#### 1.3.1 Localización y Vías de Comunicación

La zona de estudio está situada en el estado de Jalisco entre los meridianos  $102^{\circ}40'$  y  $102^{\circ}50'$  y los paralelos  $19^{\circ}15'$  y  $19^{\circ}25'$  aproximadamente. Las poblaciones de Tepalcatepec y Buenavista son las más cercanas ( 17 km ) al área de estudio, localizándose la boquilla aproximadamente a 5 km al NNE de la derivadora Piedras Blancas localizada en el mismo río y precisamente en el cruce de la carretera Tepalcatepec - Apatzingán.

El sitio de la boquilla está comunicado únicamente por caminos de herradura en los que después de recorrer aproximadamente 5 km a partir de la derivadora Piedras Blancas, se llega al sitio estudiado.

Los servicios de comunicación como telégrafo, teléfono y correos se localizan en Tepalcatepec, que es la población más cercana que cuenta con dichos servicios. En el aspecto de transportes sólo se dispone de la carretera Apatzingán - Tepalcatepec ya que el F.C. y la vía aérea llegan únicamente a Apatzingán.

### 1.3.2 Fisiografía e Hidrografía

La zona se encuentra en las estribaciones Noroccidentales del valle intermontano de Apatzingán ; es una zona de precipitación media, que se incrementa al N y NW en la sierra. Se localizan aislados valles entre lomeríos, sobre todo en el río Corongoros. El río Tepalcatepec, en la zona del vaso, se encuentra muy encañonado y la presencia de terrenos planos amplios es nula. La constitución de las sierras es por lo general de granitos y andesitas, que forman elevaciones de hasta 900 msnm.

El drenaje en las zonas de rocas intrusivas es dentrítico raro, observándose que en las andesitas es paralelo y también escaso.

La vegetación no es abundante pero si característica de este tipo de clima.

El relieve de los macizos rocosos ubicados en ambos márgenes del Río Tepalcatepec es muy variable, observándose zonas de lomerío suave, hasta áreas de fuertes pendientes tendiendo a acantilados, pasando por lomeríos de fuerte pendiente.

### 1.3.3 Geología regional

La mayor parte del área de estudio está constituida por granitos , si tomamos en cuenta que el vaso se desarrolla con mayor amplitud hacia la zona de afloramientos de este tipo de rocas. Los granitos son de color gris claro a blanco y en ellos se manifiestan variaciones en su composición petrográfica y a los que se les considera de edad Mezozoica . Se manifiestan en la margen derecha del Río Tepalcatepec y principalmente en ambos márgenes de su afluente el río Corongoros. En partes están subyaciendo o en contacto discordante con conglomerados recientes y en otras, están intrusionados por andesitas y diques andesíticos.

Los sedimentos continentales ( conglomerados ) se manifiestan como remanentes de erosión en la margen izquierda de la boquilla, en la confluencia del Corongoros con el Tepalcatepec y en las porciones más elevadas del embalse y están constituidos por cantos, boleos y gravas bien cementados en matriz limo-arenosa.

Las dimensiones de los constituyentes de este conglomerado varían de 3 a 70 cm y tienen un espesor aproximado, en el eje de la boquilla, de 40 m; dicho espesor se acuña hacia el atraque izquierda de la cortina en contacto discordante con los granitos.

Se determinaron también suelos residuales producto del intemperismo de los granitos, así como depósitos aluviales de gran magnitud localizados en las vegas del río Tepalcatepec y constituidos principalmente por gravas.

Se anexa el cuadro con la columna estratigráfica generalizada de la región de estudio. ( Cuadro 2 )

#### 1.3.4 Tectónica

La tectónica regional es intensa y se caracteriza por la presencia de intrusiones en forma de diques y extrusiones en forma de derrames lávicos.

Localmente, en la zona de la boquilla y el vaso, se observaron diques que intrusionan a los granitos, sobre todo en aquellas zonas en las que el fracturamiento de los granitos es más intenso.

#### 1.3.5 Geología de la boquilla y vaso.

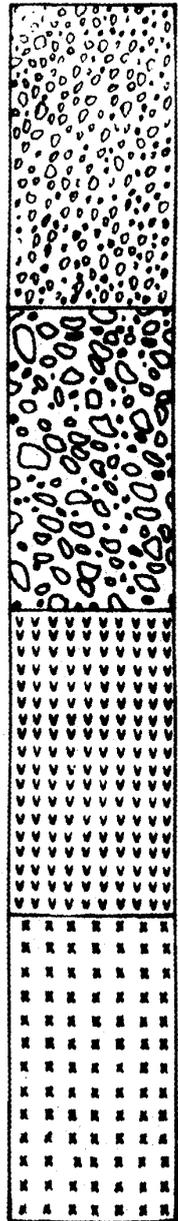
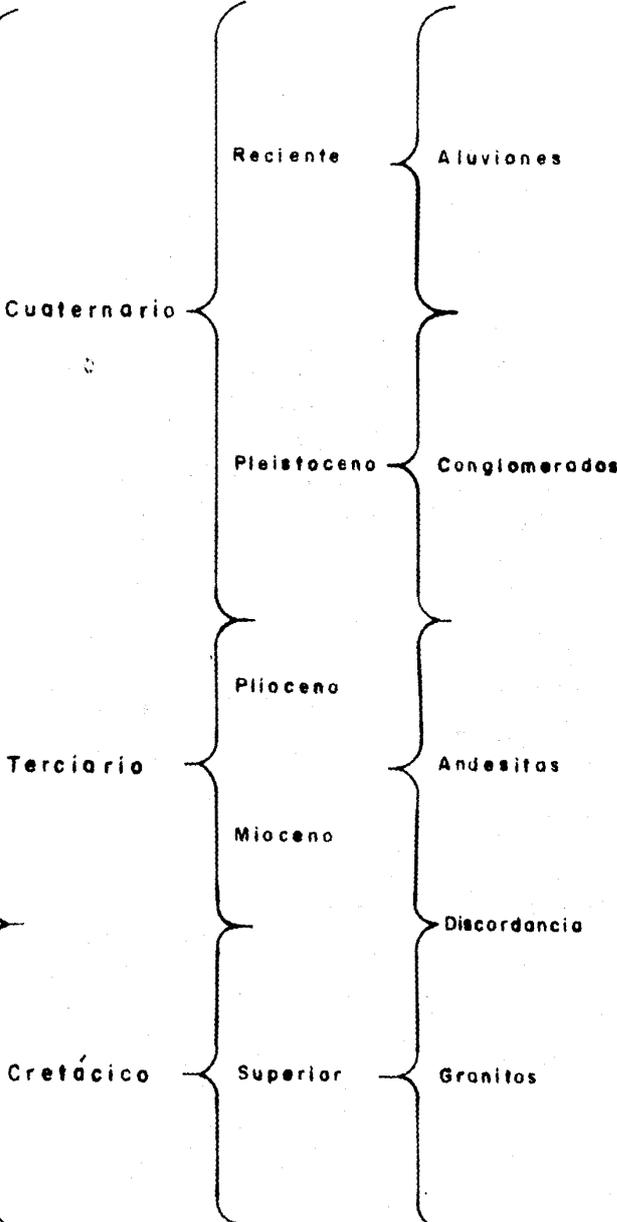
En base al resultado obtenido en el estudio fotogeológico, se llevó a cabo el estudio geológico superficial de la boquilla y vaso, apoyado en recorridos a través de secciones paralelas y normales al río Tepalcatepec, con objeto de diferenciar y detallar las condiciones geológicas que afectan la zona.

Se levantó la geología superficial a lo largo de 13 secciones situadas en el sitio de la boquilla y en la zona del vaso.

Se efectuaron 9 secciones en la margen izquierda con espaciamiento aproximado de 100 m, y 8 secciones en la margen derecha con similar espaciamiento. En ellas se diferenciaron las condiciones litológicas

MESOZOICO

CENOZOICO



Cuadro 2

CHILATAN

COLUMNA ESTRATIGRAFICA

y estructurales que se manifiestan en la zona de estudio y la forma en que afectan a las obras en proyecto.

Por lo observado en el campo y registrado en las secciones, se determinaron dos condiciones distintas en ambas márgenes.

- a.- En la margen derecha y hasta la cota máxima de embalse afloran granitos fracturados con un espesor de intemperismo de 50 cm. El fracturamiento es el típico de este tipo de rocas y su espaciamiento en el mayor de los casos es de 5 mm; tiene una orientación aproximada NW -SE. El intemperismo se manifiesta como suelo residual.

Los granitos están afectados por intrusiones de diques andesíticos y dioríticos con espesores de hasta 4 m. Tienen una orientación NW - SE y obedecen a un mismo sistema estructural.

En los afloramientos de granito sano, la roca manifiesta una gran consistencia que resulta apta para recibir las cargas resultantes de la obra en proyecto.

- b.- Respecto a la margen izquierda, la constitución litológica es variable ya que un 60 % de la longitud de la cortina se ubicará en conglomerados bien cementados, constituidos por cantos, boleas y gravas, de constitución litológica variable, predominando rocas ígneas extrusivas. La matriz cementante de este conglomerado es limo - arenosa, dando a la roca una consistencia bastante considerable ya que su dureza corresponde a la de una roca.

Los conglomerados están en contacto discordante con el granito y se les determinó en la zona del cauce una potencia de 40 m, espesor que se va reduciendo hacia la zona del contacto. Los granitos muy intemperizados, fracturados en partes, e intrusionados por diques andesíticos continúan aflorando hacia el extremo del atraque izquierdo. El fracturamiento que se observó es intenso,

en partes, pero somera y solo en las áreas de diques se incrementa su dimensión y profundidad. Las dimensiones de las fracturas son de 2 mm y los diques tienen potencia de hasta 2 m visibles.

El rumbo de las fracturas y diques es WNW y NW y corresponde principalmente con los valores medidos en la margen derecha.

En la zona del cauce los afloramientos corresponden a aluviones y terrazas aluviales con un espesor de aproximadamente 15 m. Este espesor es muy variable ya que a 200 m aguas arriba del eje de la baquilla y en el cauce se observó un afloramiento de granito de 5 m de diámetro. La constitución de los aluviones y terrazas aluviales es de gravas, arenas y limos.

Por lo observado en campo, la zona no manifiesta rasgos distintivos de fallas regionales o locales que pudiera afectar la estabilidad de la cortina.

La zona de la baquilla se encuentra en un área que ha sido afectada por fenómenos de erosión y depósito del propio río, así como por efectos tectónicos locales, como son el fracturamiento y la presencia de los diques, sin embargo, por las exploraciones efectuadas se puede considerar que la zona no reporta indicios de movimientos de gran consideración. Todos los efectos descritos dieron lugar a una baquilla asimétrica, observándose que la margen izquierda es la de menor pendiente.

La zona del vaso está también dividida en dos unidades geológicas principalmente :

La primera, constituida por granitos y que corresponde a la zona de embalse del río Corongaros ; la segunda, constituida principalmente por conglomerados y andesitas corresponde al embalse sobre el río Tepalcatepec. En esta zona y principalmente en los cauces del río y sus afluentes, afloran andesitas.

La estructura de las rocas es masiva y están afectadas por fracturas que sellan a profundidad, las que en ninguno de los dos tipos de rocas provocarán problemas de permeabilidad en el vaso de la presa .

La actitud de los granitos y andesitas para recibir o soportar cargas , es elevada, de modo que las estructuras de concreto que se des -- planten en ellas, quedarán en muy buenas condiciones de estabilidad.

#### 1.4 DESCRIPCION DEL PROYECTO DE LA PRESA CHILATAN

Se define una presa de almacenamiento como la estructura o conjunto de estructuras que se colocan en el lecho de un río, con el objeto de cambiar el régimen natural de escurrimiento por el régimen artificial de acuerdo con los fines a que se destine. En el presente caso se destinará al riego y control de avenidas. Conviene aquí recordar que una presa se compone de las siguientes estructuras :

- a ) Obra de Desvío
- b) Cortina y Diques
- c) Obra de toma
- d) Obra de Excedencias

a) Obra de Desvío - Como su nombre lo indica, sirve para desviar en parte o totalmente el escurrimiento de un río. La conducción de dicho escurrimiento puede hacerse a través de túneles o tajos o mediante la construcción de ataguías, las cuales más tarde habrán de integrarse al cuerpo de la cortina, ubicándose éstas, aguas arriba y aguas abajo con respecto al eje de la cortina. La altura de las ataguías, así como el diámetro de los posibles túneles dependen del régimen de escurrimiento del río, de la capacidad de almacenamiento y del programa de construcción.

En el proyecto Chilatán, la obra de desvío se compone de dos

túneles de 14.00 m de diámetro por margen derecha, con una longitud el túnel No. 1 de 437.77 m y el túnel No.2 de 519.64 m, un canal de acceso a la elevación 347.00 msnm y un canal de salida a la elevación 345.00 msnm, además de dos ataguías; la de aguas arriba con una longitud aproximada de 246.00 m, con corona a la elevación 371.00 msnm y la de aguas abajo con una longitud aproximada de 172.00 m y corona a la elevación 360.00 msnm, ambas con un ancho de corona de 12 metros.

b) Cortina - Es la estructura que obstruye el paso del agua por el cauce y provoca el almacenamiento requerido. La cortina del "proyecto Chilatán" se clasifica con referencia a su altura como alta, ya que tiene en su sección máxima 104.00 m de altura, y por los materiales que la constituyen, se clasifica como materiales graduados. Tiene un ancho de corona de 10 m, a una elevación de 440 msnm y una longitud de 1 000.00 m.

Su sección se forma de la siguiente manera :

Un corazón impermeable de arcilla con taludes de 0.25:1

Filtros de grava - arena selectas con taludes de 0.5:1

Respaldo de grava - arena en greta con taludes de 0.5:1

Enrocamiento con taludes de 2:1

Se aplicará un tratamiento a la cimentación mediante pantallas de inyección, en la zona de desplante del material impermeable, debido al espesor de material fracturado posiblemente permeable que existe en la boquilla.

Debido a la topografía de la boquilla se localizaron puertos en ambos márgenes, los cuales es necesario cerrar; por tal motivo se proyectó la construcción de diques. Los de la margen derecha de los mismos materiales de la cortina y los de margen izquierda de concreto ciclópeo.

c) Obra de Toma - Es la estructura que permite extraer los volúmenes requeridos en el tiempo y cantidad que se demande.

En el proyecto Chilatán la obra de toma se localiza en la margen derecha y se compone de :

Canal de acceso a la elevación 404.00 msnm.

Estructura de entrada con rejillas y umbral a la elevación 405.00 msnm.

Túnel de 4.50 m de diámetro, espesor de revestimiento de 0.50 m y longitud aproximada de 210.00 m.

Zona de compuertas ( dos de servicio y dos de emergencia ), con lumbrera. Los vanos de las compuertas de 2.50 x 3.00 m.

Después de la zona de compuertas el túnel tiene una pendiente de 0.15 y desemboca con caída libre a un tanque amortiguador de 30.00 m de longitud . De allí, se conduce el agua hacia una estructura partidora, la cual envía parte del gasto al canal principal y la parte restante al río.

El gasto de diseño de la obra de toma es de 64,00 m<sup>3</sup>/s.

d) Obra de Excedencias - Es la estructura que permite desalojar los volúmenes de agua en exceso. En el proyecto Chilatán la obra de excedencias es un vertedor de abanico con cresta libre a la elevación 429.45 msnm y longitud de 150 m en la margen izquierda.

La estructura se compone además :

De un acceso a la elevación 425.00 msnm, un cimacio de perfil "tipo Creager", que constituye la sección vertedora y un canal de descarga de 50.00 m de ancho de plantilla, 130m de longitud y muros con taludes de 0.5:1 . La pendiente del canal ( S=0.10 ) es constante por el eje del vertedor, desde el pie del cimacio y hasta la cubeta deflectora. La cubeta deflectora es de tipo salto de esquí, tiene un radio de 30.95 m y un ángulo de salida de 25°. Existe además una protección de enrocamiento para evitar la erosión del terreno al golpe del agua. El gasto máximo de diseño es de 7 000 m<sup>3</sup>/s y la carga máxima sobre la cresta vertedora es de 8.23 m.

A continuación se presenta una lista de datos de diseño del proyecto " Presa Chilatán, Jal .", derivados de los estudios hidrológicos realizados por los Ingenieros encargados del proyecto.

Capacidad para azolves	250 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Capacidad útil para riego	350 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Capacidad al nivel de conservación	600 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Superalmacenamiento	206 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Capacidad al NAME	806 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
Elevación del umbral de la obra de toma	405.00 m.s.n.m.
Nivel mínimo de operación NAMIN	411.00 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximas ordinarias ( nivel de conservación )	429.45 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximas extraordinarias NAME	437.68 m.s.n.m.
Bordo libre	2.32 m
Elevación de la corona	440.00 m.s.n.m.
Altura máxima de la presa	104.00 m
Gasto de diseño de la obra de toma	64 m <sup>3</sup> /s
Gasto de diseño del vertedor	7 000 m <sup>3</sup> /s
Gasto de diseño de la obra de desvío	3 000 m <sup>3</sup> /s
Longitud de la cresta vertedora	150 m

## CAPITULO II METODOS DE ANALISIS

### II.1 DESLIZAMIENTO DE TALUDES

La falla por deslizamiento de taludes en una presa de tierra, se presenta cuando los esfuerzos cortantes originados por el peso propio del terraplén y por las fuerzas de filtración, son de tal magnitud que exceden la resistencia al corte de los materiales de la cortina o de la cimentación.

Las fallas por deslizamiento pueden considerarse divididas en tres tipos principales :

- I. Fallas durante la construcción
- II. Fallas durante la operación
- III. Fallas después de un vaciado rápido

Las fallas durante la construcción se han presentado con menor frecuencia que las ocurridas durante la operación y nunca han sido de consecuencias realmente graves.

Estas fallas han ocurrido principalmente en presas cimentadas en arcillas blandas, en donde la superficie de falla queda situada en gran parte dentro de este material, y pueden ser rápidas o lentas dependiendo de que el material de cimentación sea homogéneo o presente estratificaciones que favorezcan el movimiento.

En presas construídas sobre los materiales mencionados el remedio para este tipo de fallas es el lograr el abatimiento de presiones neutrales, las cuales pueden medirse colocando piezómetros en el terreno de cimentación. En el caso de arcillas homogéneas el proceso es lento ya que es necesario que por el peso propio de la presa el terreno se vaya consolidando. En el caso de existir estratificaciones en que alguna capa desarrolle presiones neutrales elevadas con riesgo de algún colapso de estabilidad, el remedio puede ser más rápido con obras de alivio que abatan esas presiones locales.

Las fallas durante la operación pueden considerarse de dos tipos : profundas, con superficies de falla abarcando el terraplén y la cimentación; y superfi-

ciales, afectando sólo pequeños volúmenes del talud. Las profundas ocurren generalmente a presa llena y están ligadas a las presiones de paro que se producen por el flujo de agua a través de la cortina o de la cimentación. Las superficiales suelen ocurrir después de fuertes lluvias, afectando espesores del terraplen no mayores de uno o dos metros.

Todas las fallas de importancia por deslizamiento del talud aguas arriba han ocurrido como consecuencia de un vaciado rápido; y aunque no han ocasionado el colapso total de la presa o pérdidas de agua del almacenamiento, si se han presentado situaciones de peligro al tapar conductos, galerías, etc. Por experiencia se sabe que el peligro de fallas repetidas es relativamente muy pequeño puesto que la primera falla disipa en gran parte las presiones neutrales que existían en el agua como consecuencia del flujo.

Un alto porcentaje de las fallas durante el vaciado rápido se presentan al efectuarse por primera vez en forma importante esta operación. Los deslizamientos son relativamente lentos y su superficie de falla es con frecuencia profunda, de modo que interesa al terreno de cimentación y abarca en ocasiones hasta buena parte la mitad del ancho de la corona.

En un estudio por Sherard, "Influencia de las Propiedades de los Suelos y Métodos de Construcción en el Comportamiento de Presas de Tierra, sección Homogénea", se analizan 65 presas de las cuales 14 sufrieron deslizamientos. Todas estaban construidas con arcilla cuya plasticidad puede describirse como media. El  $D_{50}$  de las suelos analizadas osciló entre 0.005 y 2.0 mm.

De las cortinas incluidas en el estudio, todas las construidas con materiales en las que el  $D_{50}$  fue menor de 0.006 mm fallaron; de las construidas con materiales cuyo  $D_{50}$  varía entre 0.006 y 0.02 mm fallaron la mitad; de las construidas con suelos en que el  $D_{50}$  varió entre 0.02 mm y 0.06 mm, solo algunas tuvieron deslizamiento. Finalmente, ninguna presa construida con materiales cuyo  $D_{50}$  fue mayor de 0.06 milímetros falló, a pesar de tener algunas de ellas, taludes bastante escarpados y deficiencias de compactación.

Siendo el deslizamiento de taludes un fenómeno ligado principalmente a la resistencia al esfuerzo cortante del material en que ocurre, es conveniente analizar los distintos factores que incluyen en la resistencia al corte de los suelos.

Ch.A. Coulomb en 1776, determinó una ley de resistencia al esfuerzo cortante en suelos, atribuyendo a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y haciendo intervenir en este fenómeno las leyes de fricción de la Mecánica Elemental. La ley de resistencia enunciada por Coulomb puede representarse por medio de la ecuación :

$$S = \sigma \tan \beta \quad (2.1.1)$$

En esta ecuación  $S$  representa la resistencia al corte del suelo,  $\sigma$  la presión normal actuante y  $\beta$  un ángulo que Coulomb llamó "ángulo de fricción interna", el que definió como una constante del material.

Observando que algunos suelos presentaban resistencia al corte aun cuando la presión normal actuante  $\sigma$  fuera nula y que en arcillas francas esta resistencia parecía ser independiente de la presión normal, Coulomb asignó arbitrariamente a este tipo de suelos una constante de resistencia que llamó "cohesión", suponiendo la ley de resistencia al esfuerzo cortante para estos materiales como :

$$S = c \quad (2.1.2)$$

A los suelos que presentaban simultáneamente "cohesión" y "fricción interna", Coulomb les asignó una ley de resistencia que combinara las representadas por las ecuaciones (1) y (2). Esta ley, conocida en mecánica de suelos como Ley de Coulomb, puede escribirse :

$$S = c + \sigma \tan \beta \quad (2.1.3)$$

Un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante puede representarse por una ecuación del tipo (2.1.1) se ha llamado tradicionalmente "suelo friccionante", mientras que un suelo cuya resistencia satisfaga la igualdad (2.1.2) ha recibido el nombre de "suelo cohesivo". Naturalmente, un suelo con una ley de resistencia al corte como la (2.1.3) será un suelo "cohesivo - friccionante" o "intermedio".

Las leyes de resistencia definidas por Coulomb, fueron usadas por más de un siglo hasta que Terzaghi, en 1925, introdujo una importante modificación, estableciendo que la presión total normal  $\sigma$  debería sustituirse por la presión intergranular que es la que realmente controla los fenómenos de resistencia al corte de los suelos.

Considerando la Modificación introducida por Terzaghi, la ecuación (2.1.3) se transforma a :

$$S = c + \bar{\sigma} \tan \beta \quad (2.1.4)$$

es decir :

$$S = c + (\bar{\sigma} - U_n) \tan \beta \quad (2.1.5)$$

En las expresiones anteriores  $\bar{\sigma}$  representa la presión efectiva y  $U_n$  la presión neutral en el agua.

La ecuación (2.1.5) habría de sufrir una nueva modificación, al demostrar Hvorslev, que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas no es una constante sino una función de su contenido de agua.

Con la modificación hecha por Hvorslev la ecuación (2.1.5) se transforma a :

$$S = (f(w)) + (\bar{\sigma} - U_n) \tan \beta \quad (2.1.6)$$

En los siguientes incisos se describen dos de los métodos que con mayor frecuencia se utilizan para el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra.

## 11.2 METODO DE LA CUÑA

En este método se considera a la parte deslizante del talud dividida en cuñas, el método se emplea en dos casos :

a) Si se considera que la cimentación es roca, ésta no puede verse involucrada en la falla, entonces, se divide a la parte deslizante del talud en dos cuñas, la superior se llama actuante o activa y la inferior resistente o pasiva, fig. 2.2.1

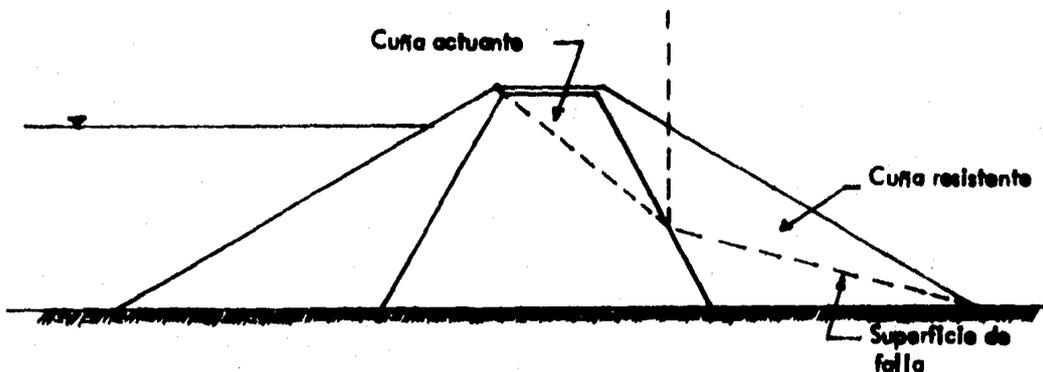


Fig. 2.2.1 División de la zona de falla

b) Cuando existe un estrato débil en la parte superior de la cimentación entonces es común dividir la zona de falla en tres cuñas, las dos citadas anteriormente y una intermedia que se denomina bloque deslizante fig. 2.2.2.

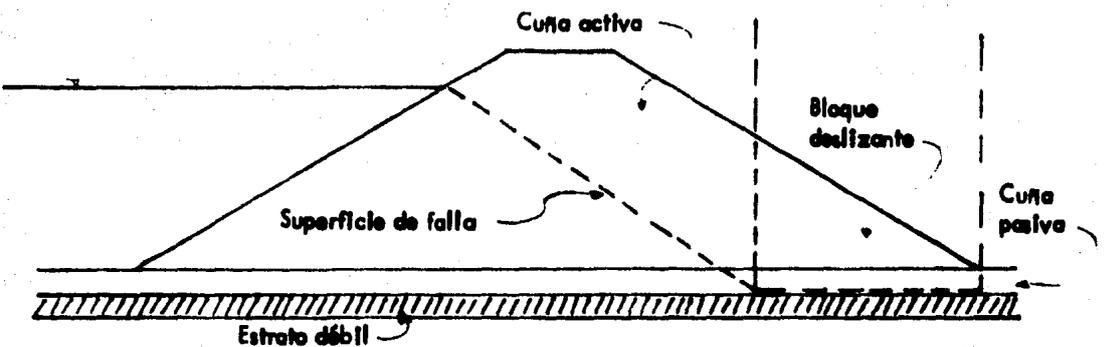


Fig. 2.2.2 División de la zona de falla en tres cuñas.

En ambos casos el análisis debe hacerse considerando que existe interacción entre las cuñas o dovelas, tomando en cuenta todas las fuerzas actuantes; incluyendo la producida por la acción del agua; el factor de seguridad se calculará como sigue:

$$F S = \frac{\sum R}{\sum T}$$

donde:

$\sum R$  = Es la suma de las fuerzas resistentes.

$\sum T$  = Es la suma de las fuerzas actuantes.

A continuación se presenta el método para el caso en que la zona de falla ha dividido en tres cuñas, fig. 2.2.3.

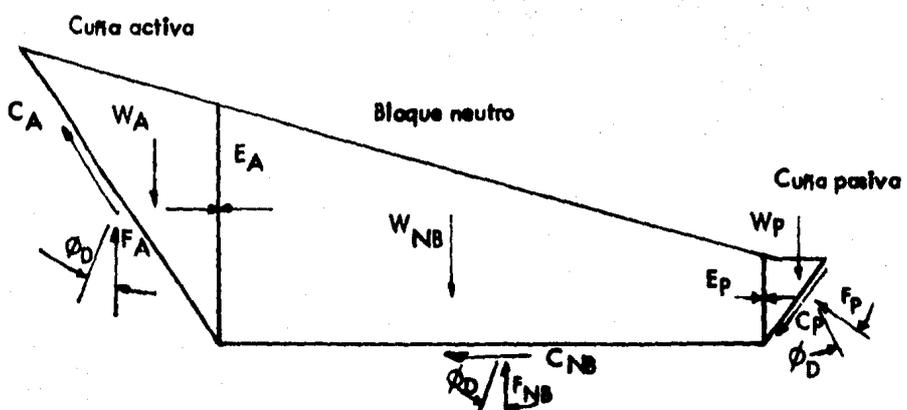


Fig. 2.2.3 Sección de Falla Dividida en Tres Cunas.

Las fuerzas que actúan en las tres cunas se muestran en las figuras 2.2.4 a 2.2.6.

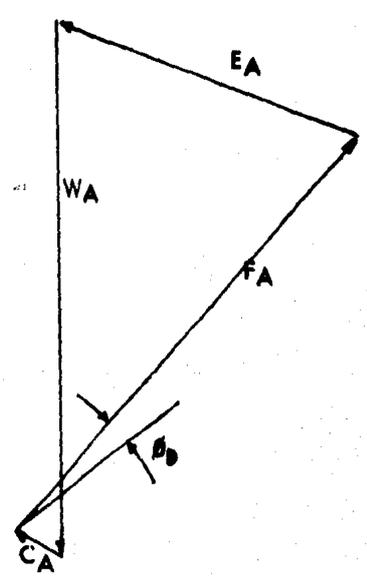


Fig. 2.2.4 Diagrama Vectorial de la Cuna Activa .

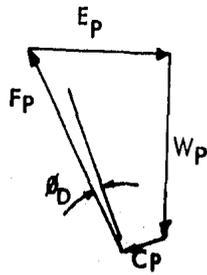


Fig. 2.2.5 Diagrama Vectorial de la Cufia Pasiva.

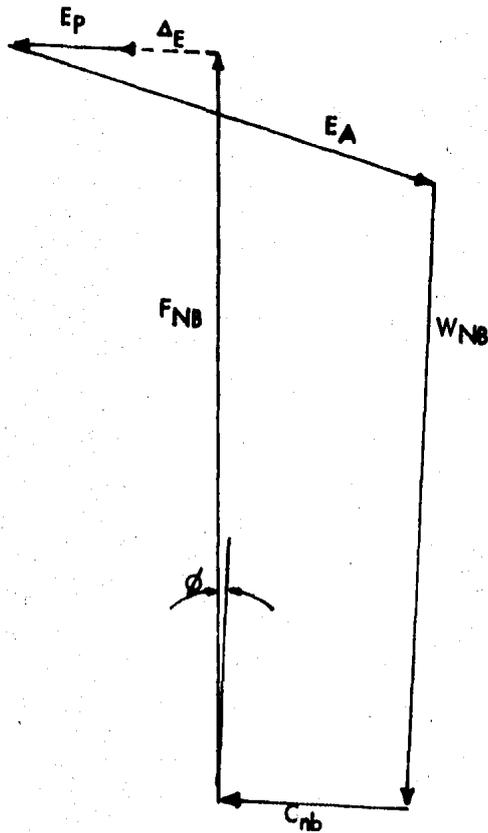


Fig. 2.2.6 Diagrama Vectorial de la Cufia Neutra.

En general, la dirección de las fuerzas que obran sobre las fronteras tienen que suponerse. Si la frontera vertical entre la cuña activa y el bloque deslizante se localiza en el centro o abajo del centro del talud de la cortina, la dirección de la fuerza  $E_a$ , se supone paralela al talud de la cortina. Si esta frontera se localiza cerca de la parte superior de la cortina, se considera una dirección horizontal para la fuerza  $E_a$ . Si la frontera vertical se encuentra en una parte intermedia entre el centro y la parte superior de la cortina se supone un ángulo intermedio. La dirección del empuje de tierra  $E_p$ , sobre la frontera vertical entre la cuña pasiva y el bloque deslizante, se considera paralela al talud de la cortina, si la frontera se encuentra cerca del centro del talud. Si se localiza en el pie, o cerca del pie del talud, la dirección del empuje  $E_p$  se considera horizontal.

Los empujes  $E_a$  y  $E_p$ , se calculan con la Teoría de Rankine como sigue :

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} K_a$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2}{2} K_p$$

donde :

$E_a$  = Empuje activo

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo

$h$  = Profundidad, medida en el plano vertical.

$K_a$  = Coeficiente activo del empuje de tierras, de Rankine.

$E_p$  = Empuje pasivo

$K_p$  = Coeficiente pasivo del empuje de tierras, de Rankine.

La magnitud de los valores desarrollados para la cohesión y fricción interna que se usarán a lo largo de las superficies se controlan por el factor de seguridad supuesto,  $F_s$ , de tal manera que :

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

$$\tan \beta_d = \frac{\tan \beta}{F_s}$$

donde :

- $c$  = Cohesión por unidad superficial
- $c_d$  = Cohesión desarrollada por unidad superficial
- $\beta$  = Angulo de fricción interna
- $\beta_d$  = Angulo de fricción interna desarrollada.

El procedimiento gráfico de cálculo es el siguiente :

- a) Determinar  $E_a$  y  $E_p$  para las cuñas activa y pasiva respectivamente.
- b) Calcular  $W_{nb}$  ( peso del bloque deslizante ).
- c) Obtener el valor de  $c_{nb}$  ( fuerza de cohesión en la base del bloque deslizante ) fig. 2.2.6.
- d) Determinar  $F_{nb}$  ( fuerza normal de reacción del estrato inferior del bloque deslizante ) fig. 2.2.6.
- e) Intégrese el diagrama vectorial del bloque neutro, fig. 2.2.6.

En esta última figura debe notarse que para cerrar el diagrama de vectores, se ha hecho uso del vector AE, el equilibrio se presentará cuando  $AE = 0$  .

Entonces el proceso consiste en suponer varios factores de seguridad hasta encontrar la situación de equilibrio, en ningún caso el F S debe ser menor que 1.5.

Una forma analítica de solución, es por medio de la ecuación :

$$F S = \frac{R}{E_a - E_p}$$

donde :

$R$  = Es la fuerza de resistencia al deslizamiento desarrollada en la base del bloque deslizante, calculada como :

$$R = c_{nb} + ( W_{nb} - U_{nb} ) \tan \beta_d$$

donde :

$c_{nb}$  = Fuerza de cohesión a lo largo de la superficie del bloque deslizante.

$W_{nb}$  = Peso del bloque deslizante

$U_{nb}$  = Fuerza de subpresión en el bloque deslizante.

### II.3

#### METODO SUECO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Reciben el nombre genérico de Método Sueco, aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular, es decir, aquella cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia.

Las ideas de superficie de deslizamiento circular fueron impulsadas principalmente por W. Fellenius (1927), uno de los investigadores más importantes en el campo de los suelos, quien desarrolló un método para analizar la estabilidad de taludes basado en la hipótesis de una superficie cilíndrica, buscando con ésta facilidad en los cálculos, pues desde un principio se reconoció que la llamada falla circular no representa exactamente el mecanismo real.

A continuación se expone el procedimiento de análisis más usado y fácil de aplicar, el de las "dovelas", desarrollado por Fellenius para el caso de suelos cohesivo-friccionante, es decir, aquellos cuya resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse por medio de la ley:

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

Ha de suponerse un talud en un material cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante se muestra en la fig. 2.3.1

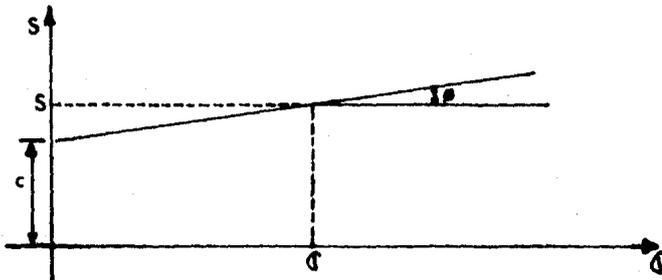


Fig. 2.3.1 Ley de Resistencia al Esfuerzo Cortante de un Material Cohesivo - Friccionante.

Primero, se propone un círculo de falla y se divide la masa de tierra deslizante en dovelas, como se indica en la fig. 2.3.2.

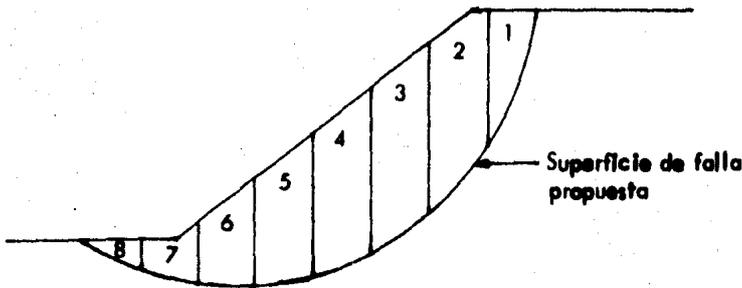


Fig. 2.3.2 División en Dovelas en el Método Sueco.

Aunque el número de dovelas es hasta cierto punto arbitrario, a mayor número los resultados se hacen más precisos.

El equilibrio estático de cada dovela puede analizarse como se muestra en la fig. 2.3.3. Donde  $W_i$  es el peso de la dovela, el cual se supone actuando en el punto en que su línea de acción interseca a la base de la dovela y puede descomponerse en ese punto, en las fuerzas  $N_i$  y  $T_i$ , las cuales son las reacciones normal y tangencial respectivamente del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento  $\Delta L_i$ . Las dovelas adyacentes a la  $i$ -ésima, en estudio, ejercen ciertas presiones sobre ésta, representadas en la figura 2.3.3 por las fuerzas normales  $P_1$  y  $P_2$  y por las tangenciales  $T_1$  y  $T_2$ .

Fellenius considera que las fuerzas  $P_1$  y  $P_2$  son iguales, colineales y de sentidos contrarios, por lo tanto su efecto se contrarresta. Considera además, que las fuerzas  $T_1$  y  $T_2$  son de la misma magnitud y que el momento que producen es despreciable. Ambas consideraciones colocan a cada dovela actuando independientemente de las demás.

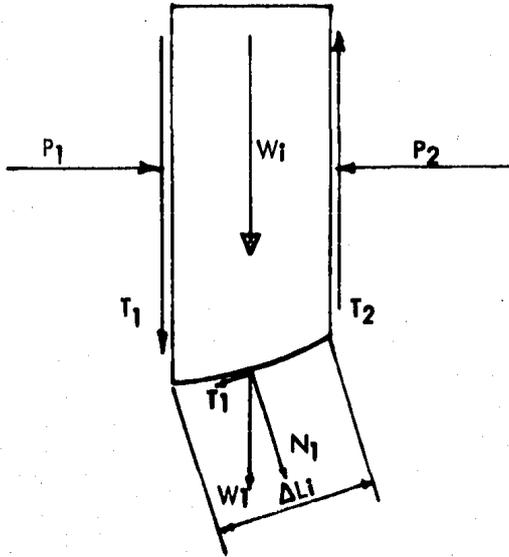


Fig. 2.3.3 Equilibrio de una Dovela .

Podemos considerar que la presión normal  $\sigma_i$ , actuante en el área  $\Delta L_i$ , es constante en esa longitud y por lo tanto el cociente  $N_i/\Delta L_i$  es una buena aproximación del valor de  $\sigma_i$ . Con el valor de dicho cociente puede entrarse a la gráfica de resistencia al esfuerzo cortante (fig.2.3.1) y determinar así el valor de  $\tau_i$  que se supone constante en todo el arco  $\Delta L_i$ .

Si se considera al centro del círculo (  $O$  ) como centro de momentos, puede calcularse el momento motor debido al peso de la dovela como sigue :

$$M_m = R \quad T_i \quad (2.3.1)$$

Se debe notar aquí que la componente normal del peso de la dovela  $N_i$ , pasa por  $O$ , por ser la superficie de falla un arco de circunferencia y por lo tanto su momento es nulo.

El momento resistente obedece a la resistencia al esfuerzo cortante  $\tau_i$ , desarrollado en la superficie de deslizamiento de cada dovela, y vale :

$$M_r = R \quad \tau_i \quad \Delta L_i. \quad (2.3.1)$$

Par lo tanto el factor de seguridad de la dovela en estudio puede escribirse :

$$\frac{M_R}{M_m} = \frac{R}{R} \frac{\sum Si \Delta Li}{\sum Ti} \quad (2.3.3)$$

Y el de toda la masa se define :

$$F S = \frac{\sum (Si \Delta Li)}{\sum Ti} \quad (2.3.4)$$

En la que el signo de suma abarca el número total de dovelas en que se dividió a la masa de tierra deslizante en estudio.

Para el caso particular en que la resistencia al esfuerzo cortante está expresado de la siguiente manera :

$$S = c + \sigma \tan \theta$$

El factor de seguridad se define :

$$F S = \frac{\sum [(c + \sigma_i \tan \theta) \Delta Li]}{\sum Ti} \quad (2.3.5)$$

Pero  $N_i = \sigma_i \Delta Li$ , la ecuación anterior se transforma :

$$F S = \frac{\sum N_i \tan \theta + cL}{\sum Ti} \quad (2.3.6)$$

Pero si además el talud se encuentra sujeto a fuerzas de filtración o a incrementos de carga que generen presiones en los fluidos de los poros, la ley de resistencia al esfuerzo cortante se puede expresar como :

$$S = c + (\sigma - U_n) \tan \theta$$

En la cual  $\sigma$  es el esfuerzo normal total y  $U_n$  la presión neutral o presión de poro.

El factor de seguridad se escribirá :

$$F S = \frac{\sum (N_i - U_i) \tan \theta + cL}{\sum Ti} \quad (2.3.7)$$

Para cada dovela, el valor de  $U_i$ , debido a filtraciones a través del talud, podrá obtenerse mediante el trazo de la red de flujo correspondiente y calculado con ella el valor de la presión de poro  $U$ , en el punto de su base en que se descompone la fuerza  $W_i$ . Si se toma éste valor como valor medio de la presión de poro que actúa en la base de la dovela, la fuerza total de subpresión  $U_i$ , vale :

$$U_i = u_i \Delta L_i$$

### II.3.1 Hipótesis del Método Sueco

Para el análisis de estabilidad de taludes por este método, se parte de suponer que la rotura se presenta según una superficie deslizante, en la cual se han sobrepasado las condiciones de equilibrio estático ; además, se basa en las siguientes hipótesis simplificadoras :

- 1.- La superficie de falla es un cilindro cuya traza con el plano donde se calcula es un arco de circunferencia.
- 2.- La masa de material deslizante se desplaza como cuerpo rígido, girando sobre el eje del cilindro.
- 3.- Cada dovela es independiente de las demás.
- 4.- El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante, a lo largo de la superficie de falla, y los esfuerzos cortantes medios, actuantes en dicha superficie.

Se hace necesario el análisis de dichas hipótesis con el fin de establecer sus limitaciones y el criterio a seguir en aquellos casos en que se difiera mucho de la realidad.

- 1.- Hipótesis de falla circular.

Para la gran mayoría de los casos puede decirse que esta hipótesis es aproximadamente correcta, en el caso de suelos cohesivos homogéneos o cohesivo friccionantes ; no así en el caso de materiales cuya resistencia es exclusivamente fricción -

nante, en el cual puede demostrarse que la superficie más desfavorable es la propia superficie del talud. En este caso el F S queda definido por la expresión :

$$F S = \frac{\tan \theta}{\tan a}$$

en la cual :

$\theta$  = Angulo de fricción interna del material .

$a$  = Angulo de inclinación del talud

## 2.- Hipótesis de cuerpo rígido

Si se supone que el prisma deslizante se mueve como un cuerpo rígido, implícitamente se está aceptando que la deformación unitaria a lo largo de la superficie cilíndrica es constante. Al considerar una cortina constituida por diferentes materiales, con distintas características esfuerzo-deformación, es obvio que cada uno de los materiales alcanzará su máxima resistencia con una distinta deformación unitaria. De acuerdo a la hipótesis de cuerpo rígido, la deformación unitaria a lo largo del arco de círculo debe ser constante y por lo tanto, los materiales no estarán colaborando con su máxima resistencia al corte, sino que, dependiendo de la deformación unitaria de todo el círculo, colaborarán con una resistencia diferente.

Afortunadamente las diferencias de características esfuerzo - deformación de materiales compactados, no son de consideración ; sin embargo, deben tenerse presentes cuando se trate de materiales en estado natural.

## 3.- Hipótesis de independencia de las dovelas

Aunque conduce a ciertas imprecisiones el considerar a cada una de las dovelas actuando en forma independiente, simplifica en mucho el cálculo de estabilidad de taludes. Sin embargo, a pesar de estas imprecisiones y de que se ha demostrado que los esfuerzos reales que actúan a lo largo de una superficie de falla son diferentes de los que se obtienen con las hipótesis del método de Fellenius, el Método Sueco ha dado excelentes resultados en todos aquellos casos en que se ha empleado partiendo de resistencias al corte de los materiales, correctamente determinadas.

4.- Todas las imprecisiones causadas por las hipótesis simplificatorias que considera el Método Sueco, se absorben en el factor de seguridad definido en párrafos anteriores. Propuesto originalmente por Fellenius, el factor de seguridad es de 1.5; valor que se ha conservado como aceptable para algunos casos, no así para otros, debido principalmente a la mayor exactitud con que se determinan las resistencias al esfuerzo cortante de los materiales. En el cuadro 3 que aparece en la página 27 se presentan los factores de seguridad que recomienda el U.S.B.R. (United States Bureau of Reclamation), para las distintas condiciones en que se analiza una presa de tierra.

CONDICIONES INICIALES				
CASO	FACTOR DE SEGURIDAD			OBSERVACIONES
		Aguas Arriba	Aguas Abajo	
Vaso vacío	k 10 <sup>-6</sup>	1.10	1.25	Agua al nivel de la toma.
	k 10 <sup>-6</sup>	1.20	1.35	
Vaso lleno		1.50	-	Agua al NAMO.
Vaso vacío y sismo	k 10 <sup>-6</sup>	1.00	1.10	Agua al nivel de la toma.
	k 10 <sup>-6</sup>	1.10	1.15	
CONDICIONES FINALES				
CASO	FACTOR DE SEGURIDAD			OBSERVACIONES
		Aguas Arriba	Aguas Abajo	
Vaso lleno		1.45	1.45	Agua al NAME.
Vaciado rápido		1.25	-	Agua al nivel de la toma.
Sismo	V. Vacío	1.25	-	Agua al nivel de la toma.
	V. Lleno	-	1.30	Agua al NAMO.

Cuadro 3 - Factores de Seguridad Míñimos

De acuerdo con la práctica usual en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos

## CAPITULO III METODO SUECO APLICADO A PRESAS DE TIERRA

### III.1 CONDICIONES DE TRABAJO DE UNA PRESA DE TIERRA

Durante la vida útil de una presa de tierra, los materiales que la forman están sometidos a diferentes estados de esfuerzos que van cambiando con el tiempo. A medida que una capa de material colocada en el terraplén con una relación de vacíos y grados de saturación determinados, va recibiendo el peso de las capas superiores, va sufriendo cambios en su relación de vacíos y en su grado de saturación. Dichos cambios generan presiones de poro, las cuales podrán disiparse en mayor o menor grado de acuerdo con la permeabilidad del material, las condiciones de drenaje y la rapidez con que se construya la presa. Durante el primer llenado de la presa, los materiales permeables se saturan inmediatamente y, después de algún tiempo, también lo hacen los impermeables. Esto ocasiona cambios en el valor de las presiones de poro y por lo tanto, nuevos estados de esfuerzos en los materiales. Más tarde, si ocurre un vaciado rápido, cambios bruscos en los niveles del embalse, cambian nuevamente las presiones de poro y, obviamente, también los estados de esfuerzos de los materiales de la cortina.

Viendo lo anterior, se concluye que la resistencia al corte de los materiales de la cortina sufre una serie de cambios durante la vida de la presa, de acuerdo con la variación de los esfuerzos efectivos producida por los distintos estados de consolidación del terraplén.

Siendo imposible, obviamente, la revisión de la estabilidad de la presa para la infinidad de condiciones de consolidación que presenta a lo largo de su vida, se revisa exclusivamente para condiciones de trabajo extremas. Las condiciones usualmente más revisadas son las siguientes :

#### III.1.1 Condiciones Iniciales

Son las condiciones en que se encuentra la presa al término de su construcción. Los materiales se encuentran sujetos a compresión después de haber sido colocados con una cierta relación de vacíos y un determinado grado de saturación.

Se supone que en el material del corazón impermeable, en estas condiciones, no han ocurrido disipaciones de la presión de poro generada durante la cons-

trucción, mientras que en los materiales permeables dicha presión es nula. Si se desea conocer entonces el comportamiento de la cortina ante una falla rápida, las condiciones de esfuerzo de los materiales pueden reproducirse en forma aproximada en el laboratorio, mediante pruebas triaxiales drenadas en los materiales permeables y no consolidadas - no drenadas, en los materiales impermeables.

En el caso de las pruebas drenadas, éstas se realizan con especímenes saturados y con la misma relación de vacíos con la que serán colocados los materiales permeables en la cortina. Las pruebas no consolidadas - no drenadas, deberán efectuarse en especímenes preparados con la misma relación de vacíos y el mismo grado de saturación con que se colocarán los materiales en el corazón impermeable de la cortina.

### III.1.2 Condiciones finales

Después de algún tiempo, una vez que se ha llenado la presa, se ha incrementado el grado de saturación de los materiales hasta alcanzar la saturación completa, tanto en el corazón impermeable como en los respaldos permeables que se encuentran del lado de aguas arriba. A la vez que, bajo la acción de los nuevos esfuerzos; impuestas por el peso propio y las fuerzas de filtración, los materiales impermeables se van consolidando hasta quedar totalmente consolidados para esas cargas. Entonces, y para efectos de análisis de una falla rápida por corte, podrán reproducirse aproximadamente las condiciones del material en el laboratorio mediante pruebas triaxiales consolidadas no drenadas, efectuadas en especímenes saturados cuya relación de vacíos inicial sea igual a la del material al momento de ser colocado en el terraplén. En cuanto a los materiales permeables deberá seguirse el mismo criterio usado para condiciones iniciales de trabajo.

Se debe tener presente que las arcillas, las de alta plasticidad especialmente, suelen sufrir expansiones cuando las presiones a que están sujetas en el terraplén son pequeñas, lo que ocasiona que su resistencia al corte disminuya con el tiempo. Por lo tanto, y en el caso de presas de poca altura y arcillas plásticas, es indispensable el permitir que los especímenes sometidos a presiones bajas (menores de 2 kg/cm<sup>2</sup>) se expandan durante una o dos semanas, antes de llevarlos a la falla.

### III.1.3

#### Condiciones de vaciado rápido.

Durante un cambio en el nivel del agua en el embalse, las zonas im permeables y semi-permeables de la cortina quedan saturadas y se inicia dentro de ellas un flujo descendente del agua. La nueva condición del flujo cambia los estados de esfuerzos existentes, ya que el material que en su mayor parte se hallaba sumergido pasa a estar en condición saturada, o cercana a la saturación, con lo que se incremen ta en forma considerable su peso específico, además, las presiones en el agua se disi pan lentamente, por lo que el incremento de resistencia por aumento de presiones efec tivas ocurre más despacio que el descenso del agua. Ante esta situación, el criterio que debe seguirse para determinar los valores de la resistencia al esfuerzo cortante, que habrá de emplearse en el análisis, es el mismo que para el caso de las condiciones finales ya explicado.

Basta con que el agua descienda más rápido de lo que tardan en disiparse los excesos de presión neutral, ocasionados precisamente por el descenso del agua en el embalse, para que se presenten las condiciones de vaciado rápido, no es necesario que éste sea realmente rápido.

Mientras que los materiales impermeables pueden necesitar varios años para ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzos originadas por el flujo descen dente, los suelos permeables son capaces de eliminar las presiones neutras tan rápido como desciende el agua, por lo tanto, debe verse que el vaciado rápido no afecta igualmente a todos los materiales. Debido a esto, se han establecido los siguientes criterios para valuar las presiones de poro al hacer el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de vaciado rápido.

- a) La estabilidad de los materiales permeables no se ve afectada durante un vaciado rápido.
- b) Para el caso de materiales impermeables con coeficientes de permeabilidad menores de  $10^{-6}$  cm/seg, el proceso de consolidación ocurre generalmente con más rapidez que la velocidad de descenso del agua, por lo que puede suponerse que la relación de vacíos del material permanece aproximadamente igual a la que existía antes de iniciarse el vaciado rápido; lo que es lo mismo, los valores de los esfuerzos efec

tivos dentro del material impermeable son los que existían cuando la presa estaba llena y, por lo tanto, la resistencia puede considerarse igual a la que tenía el material antes del vaciado rápido. En tal caso, para analizar la estabilidad del talud de aguas arriba en estas condiciones, se calculará el valor de las fuerzas tangenciales resistentes a presa llena y el valor de las fuerzas tangenciales actuantes se obtendrá considerando la presa vacía.

- c) Se considera que al ocurrir el vaciado rápido, en el caso de materiales de permeabilidad intermedia, como arenas finas limosas (SM) y limos de baja plasticidad (ML), se desarrolla en ellos un estado de esfuerzos que corresponde al que proporciona una red de flujo trazada para vaciado rápido.

#### III.1.4 Efectos de los Sismos

Al inducir esfuerzos alterados y repetidos que obren sobre el prisma deslizando, los sismos pueden ocasionar una disminución del factor de seguridad contra deslizamiento. En el análisis de estabilidad del Método Suco, este hecho se toma en cuenta en forma simple, se hace intervenir en el equilibrio de cada dovela una fuerza horizontal aplicada en su base cuya magnitud es el producto del peso (W) de la dovela y el coeficiente sísmico ( $\alpha$ ), definido como el cociente entre la aceleración horizontal máxima del sismo y la aceleración de la gravedad. En realidad, la fuerza  $\alpha W$  producida por el sismo, actúa en el centro de gravedad de la dovela, pero se consideran despreciables los efectos del par de transporte que se originan al considerarla aplicada en su base. De acuerdo con las ideas expuestas en el capítulo anterior (inciso 2.3) esta fuerza se descompone en una normal que disminuye a la componente normal del peso de la dovela, y una tangencial que aumenta el valor de la componente tangencial actuante en la base de la dovela. Al considerar la fuerza de sismo, la ecuación (2.3.7) se transforma a:

$$F S = \frac{\sum (N_i - U_i - \Delta N_i) \tan \beta + cL}{\sum (T_i + \Delta T_i)} \quad (3.1.1)$$

Cuando por alguna razón no se tiene la información con respecto a las aceleraciones máximas registradas en el sitio de la presa o en lugares cercanos, se considera, por costumbre, un coeficiente sísmico de 0.1, y en lugares de alta sismicidad, se ha llegado a usar hasta 0.2. En tales condiciones, se acepta que el valor mínimo del factor de seguridad sea de 1.3. Dicho criterio se considera adecuado para materiales permeables o semipermeables y es ligeramente conservador para suelos impermeables.

### III.2 PROCEDIMIENTO GRAFICO DE APLICACION DEL METODO SUECO A UNA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS

Gráficamente, el Método Sueco puede aplicarse mediante el procedimiento de elegir dovelas de ancho diferencial en puntos convenientes de la línea de falla supuesta, como se muestra en la fig. 3.2.1.

Dicho procedimiento considera una dovela de ancho  $dx$  cuyo peso es  $dW$ ; este peso puede descomponerse en una fuerza normal y otra tangencial a la superficie de falla, obteniéndose las fuerzas  $dN$  y  $dT$  actuantes en la base de la dovela. Como se mencionó en párrafos anteriores, el factor de seguridad de la dovela considerada, se puede expresar como :

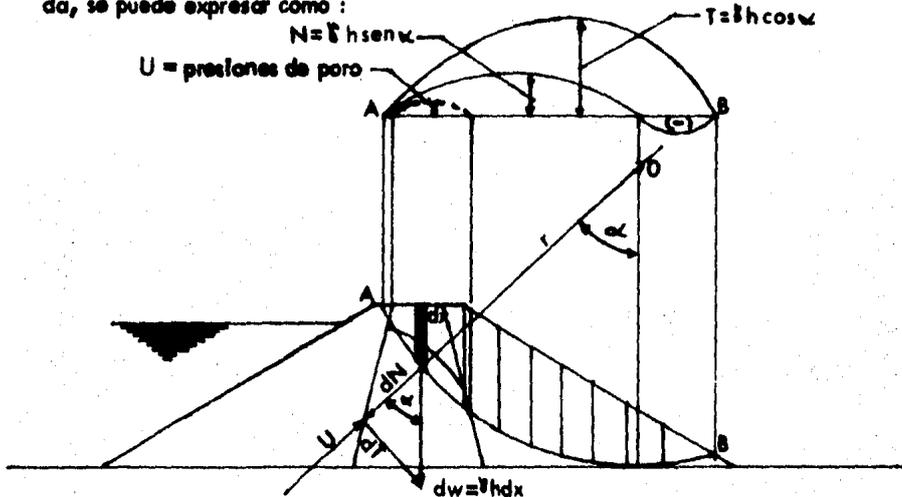


Fig. 3.2.1 Procedimiento Gráfico de Aplicación del Método Sueco.

$$F S_i = \frac{S_i dL_i}{T_i}$$

Y en el caso de un material cohesivo-friccionante se escribe :

$$F S_i = \frac{\bar{T} \tan \theta dL_i + cdL_i}{T_i}$$

En la cual :

$$\bar{T} = \frac{dN}{dL} = \frac{\gamma h \cos \alpha \, dx - u \, dL}{dL}$$

$$T = \frac{dT}{dL} = \frac{\gamma h \sin \alpha \, dx}{dL}$$

Y sustituyendo se obtiene :

$$F S_i = \frac{(\gamma h \cos \alpha \, dx - u \, dL) \tan \theta + cdL}{\gamma h \sin \alpha \, dx}$$

Por lo tanto el factor de seguridad de la masa deslizando, valdrá :

$$F S = \frac{(\int_0^L \gamma h \cos \alpha \, dx - \int_0^L u \, dL) \tan \theta + cL}{\int_0^L \gamma h \sin \alpha \, dx} \quad (3.2.1)$$

Las integrales que aparecen en la ecuación anterior son de primer grado y pueden representarse gráficamente por áreas, las cuales pueden medirse con un planímetro o integrarse por incrementos finitos.

La solución gráfica de la ecuación (3.2.1) puede obtenerse mediante el siguiente procedimiento :

1.- Se elige un número arbitrario de puntos, a lo largo del probable círculo de falla, procurando elegir aquellos cuya vertical pase por el cambio de pendiente en el talud o por los puntos donde cambia el material o se intercepte a la línea de saturación. Por conveniencia siempre se elegirá el punto por donde pasa la vertical trazada por el centro del círculo de falla.

2.- Se traza la vertical por cada uno de los puntos elegidos hasta, intersectar al talud y a la línea horizontal AB (fig. 3.2.1).

3.- A escala se determina la altura  $h$  de material comprendido entre el talud y el círculo de falla supuesto; y para cada uno se multiplica, esta altura, por el peso volumétrico para obtener  $\gamma h$ , el cual puede estar formado de varias partes cuando hay diferentes materiales con pesos volumétricos distintos. El  $\gamma h$  total será la suma de los distintos valores individuales de cada uno de los materiales que se encuentran en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión. Se lleva en cada punto elegido, a escala determinada, el valor  $\gamma h$  correspondiente y se descompone en una componente normal y otra tangencial al círculo.

4.- Los valores  $\gamma h \cos \alpha$  y  $\gamma h \sin \alpha$ , a escala, se representan gráficamente normales a la línea horizontal AB, en la proyección del punto correspondiente. La unión de los extremos de todos los valores representados, determina las curvas  $y = \gamma h \cos \alpha$  y  $y = \gamma h \sin \alpha$ . Las áreas comprendidas entre estas curvas y la línea AB ( $y = 0$ ) equivalen a las integrales.

$$\int_0^x \gamma h \cos \alpha \, dx, \text{ e } \int_0^x \gamma h \sin \alpha \, dx$$

Escritas en la ecuación ( 3.2.1 ). Así mismo, puede hacerse un diagrama de las presiones de poro, calculadas para cada punto, a partir de la línea de saturación, previo trazo de la red de flujo, obteniéndose el área que representa a la integral.

$$\int_0^x u \, dx$$

Que sustituye, sin gran error a :

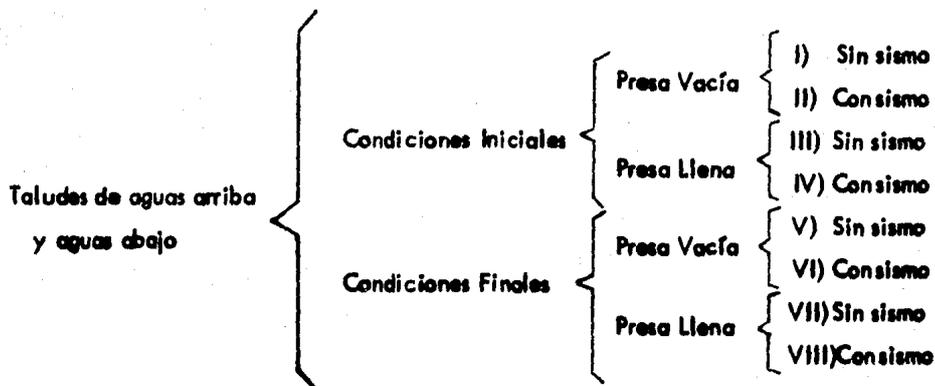
$$\int_0^L u \, dL$$

5.- Se miden con un planímetro todas las áreas bajo cada una de las curvas y se obtendrán los valores de las integrales de la ecuación ( 3.2.1 ). El término  $cL$  es el producto de la cohesión por la longitud total de la línea de falla, medida gráficamente sobre el dibujo. Se sustituyen estos valores en la ecuación mencionada y se calcula el factor de seguridad para el círculo analizado.

### III.3

### CASOS EN QUE SE ANALIZA LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE UNA PRESA DE TIERRA.

Se acostumbra analizar los siguientes casos :



Talud de aguas arriba : IX ) Vaciado rápido

En cada uno de los nueve casos considerados, la fórmula del Método Sueco para el análisis de estabilidad, toma una forma distinta, las cuales se exponen a continuación :

I Condiciones Iniciales ; presa vacía, sin sismo.

Se revisan ambos taludes, aguas arriba y aguas abajo y los materiales, permeables e impermeables, se consideran en estado seco y estado saturado respectivamente. y el factor de seguridad se calcula con la fórmula :

$$F S = \frac{\sum N \tan \beta_i + c_i L}{\sum T}$$

Donde N y T significan lo mismo que en la ecuación (2.3.6) y,  $\beta_i$  y  $c_i$  son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales en condiciones iniciales.

II Condiciones Iniciales ; presa vacía, con sismo .

Se revisan también ambos taludes y la única variación que existe con el caso anterior, es que intervienen ahora las fuerzas  $\propto T$  y  $\propto N$  ocasionadas por el sismo .

$$F S = \frac{\sum (N - \alpha T) \tan \beta + cL}{\sum (T + \alpha N)}$$

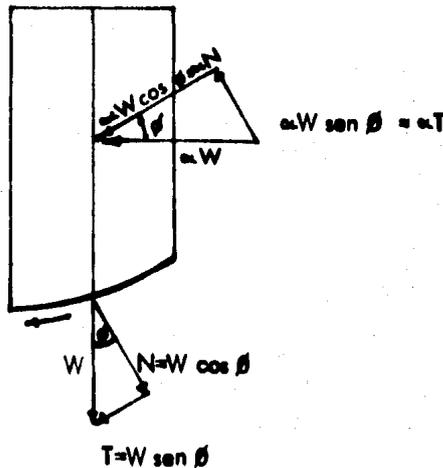
donde :

$\alpha$  = Coeficiente sísmico

$\alpha T$  = Incremento de la fuerza normal, debido a la acción del sismo.

$\alpha N$  = Incremento de la fuerza tangencial debido a la acción del sismo.

Como puede verse en las definiciones anteriores, hay un cambio de literales, ya que ahora  $\alpha T$  es una fuerza normal y  $\alpha N$  es una fuerza tangencial. Esto puede comprenderse fácilmente si se analiza la figura siguiente :



### III Condiciones Iniciales ; presa llena, sin sismo

Se revisarán ambos taludes. Se consideran sumergidos los materiales permeables que se encuentra abajo del nivel del agua. En el presente caso deberá tomarse en cuenta el efecto producido por el empuje del agua en el talud de aguas arriba del corazón impermeable. Se consideran dos fórmulas para calcular el factor de seguridad : una para el talud de aguas abajo y otra para el talud de aguas arriba.

1.- Talud de aguas abajo

$$F S = \frac{\sum N \tan \beta + N_e \tan \beta + cL}{\sum T + T_e}$$

2.- Talud de aguas arriba

$$FS = \frac{\sum N \tan \beta_i + N_e \tan \beta_i + c_i L}{\sum T - T_e}$$

En ambas ecuaciones  $N_e$  y  $T_e$  son las componentes normal y tangencial del empuje del agua, respectivamente.

Dicho empuje se calcula con la fórmula

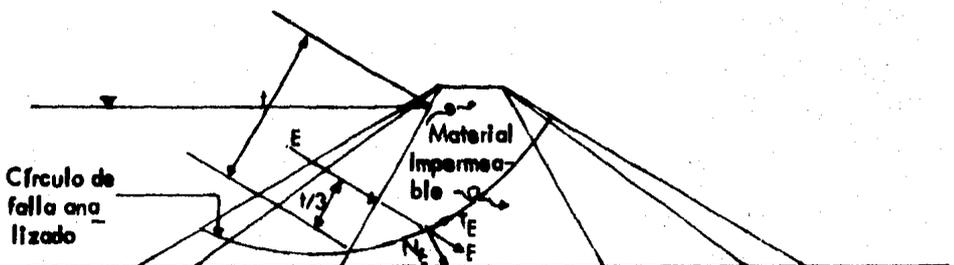
$$E = \frac{\gamma_w h^2}{2}$$

donde :

$\gamma_w$  = Peso específico del agua

$h$  = Altura del agua a partir del punto en que el círculo de falla intersecta al talud de aguas arriba del material impermeable.

El empuje del agua descrito anteriormente se considera aplicado en el tercio interior del talud de aguas arriba del material impermeable, comprendido entre el círculo de falla y el nivel del agua. Con una dirección normal al talud se prolonga hasta cortar al círculo de falla. A escala, y a partir de este punto, se dibuja el valor del empuje ( $E$ ) y se descompone en una fuerza normal al círculo  $N_e$  se multiplica por la tangente de  $\beta$  del material sobre el que se considera aplicado ( fig.3.3.1a).



a) Talud Aguas Arriba.

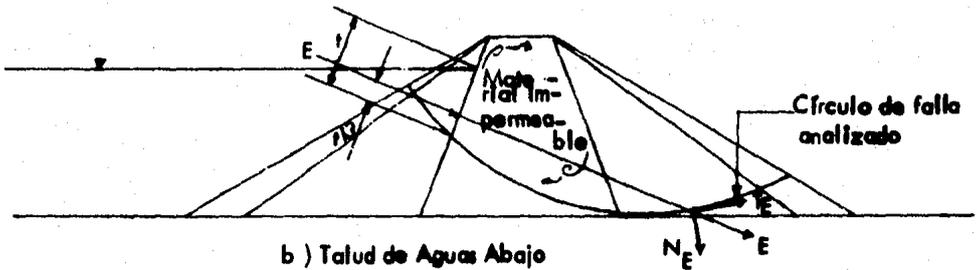


Fig. 3.3.1 Procedimiento Para Considerar los Efectos del Empuje del Agua.

IV Condiciones Iniciales ; presa llena, con sismo.

Las fórmulas a emplear en el cálculo del factor de seguridad se escriben a continuación, y la única diferencia con el caso anterior es que ahora deberán tomarse en cuenta los efectos del sismo.

1.- Talud de aguas abajo :

$$FS = \frac{\sum (N - \alpha T) \tan \beta_i + N_e \tan \beta_i + c_i L}{\sum (T + \alpha N) + T_e}$$

2.- Talud de aguas arriba :

$$FS = \frac{\sum (N - \alpha T) \tan \beta_i + N_e \tan \beta_i + c_i L}{\sum (T + \alpha N) - T_e}$$

V Condiciones finales ; presa vacía, sin sismo.

Se revisan ambos taludes. La diferencia de este caso con el caso 1, es que ahora deberán usarse los valores para condiciones finales de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales ( $\beta_f$  y  $c_f$ ). Deberá considerarse el ni

vel del agua al nivel del umbral de la obra de toma. Y el factor de seguridad se calcula con la fórmula :

$$F S = \frac{\sum N \tan \beta_f + c_f L}{\sum T}$$

VI Condiciones finales ; presa vacía, con sismo.

Se revisan ambos taludes. El factor de seguridad se calcula con la misma fórmula del caso anterior solo que ahora deberá hacerse intervenir los efectos producidos por el sismo.

$$F S = \frac{\sum (N - \alpha T) \tan \beta_f + c_f L}{\sum (T + \alpha N)}$$

VII Condiciones finales ; presa llena, sin sismo.

Se revisan ambos taludes. En este caso deberá tomarse en cuenta el efecto de la presión de paro. En el inciso (3.4.3b) se explica el procedimiento para determinarla a partir de la red de flujo. El factor de seguridad se obtiene con las fórmulas siguientes :

1.- Talud de aguas abajo :

$$F S = \frac{\sum (N - U) \tan \beta_f + N_E \tan \beta_f + c_f L}{\sum T + T_E}$$

2.- Talud de aguas arriba :

$$F S = \frac{\sum (N - U) \tan \beta_f + N_E \tan \beta_f + c_f L}{\sum T - T_E}$$

VIII Condiciones Finales ; presa llena, con sismo.

Son las mismas fórmulas que en el caso anterior, pero se toman en cuenta los efectos producidos por el sismo.

1.- Talud de aguas abajo :

$$F S = \frac{\sum (N - U - \alpha T) \tan \beta_f + N_E \tan \beta_f + c_f L}{\sum (R + \alpha N) + T_E}$$

2.- Talud de aguas arriba :

$$F S = \frac{\sum (N - U - \alpha T) \tan \beta_f + N E \tan \beta_f + c_f L}{\sum (T + \alpha N) - T_E}$$

#### IX Vaciado rápido.

Sólo se revisa el talud de aguas arriba; no se toman en cuenta los efectos producidos por el sismo y los materiales se consideran en condiciones finales. Existen dos casos a considerar : cuando los materiales tienen un coeficiente de permeabilidad menor de  $10^{-6}$  cm/seg, y cuando se trata de suelos de permeabilidad intermedia, como en el caso de las arenas finas, limosas y los limos de baja plasticidad.

Para el primer caso se calcularán las fuerzas tangenciales resistentes, en función de los esfuerzos efectivos que existan a presa llena y, las fuerzas tangenciales actuantes se calcularán con el nivel del agua en la posición de presa vacía. De esta manera la fórmula para calcular el factor de seguridad será :

$$F S = \frac{\sum (N - U) \tan \beta_f + c_f L}{\sum T}$$

En la cual tanto el numerador como el denominador deberán calcularse con el criterio arriba expuesto .

Para el segundo caso (suelos de permeabilidad intermedia ), deberá considerarse que en la masa de suelo, se ha desarrollado un estado de esfuerzos que corresponde al que proporciona la red de flujo para vaciado rápido. En tales condiciones la fórmula a utilizar para calcular el factor de seguridad será :

$$F S = \frac{\sum (N - U) \tan \beta_f + c_f L}{\sum T}$$

Las dos fórmulas anteriores pueden parecer iguales a primera vista , pero debe tenerse presente que los criterios para calcularlos son completamente diferentes .

Diversas organizaciones dedicadas a la construcción de terraplenes y presas de tierra, han establecido diferentes factores de seguridad mínimos aceptables .

Esto es debido a que los factores de seguridad mínimos que se consideran aceptables para las diferentes condiciones analizadas, no son iguales. En el cuadro 3 se muestran los factores de seguridad mínimos adoptados de acuerdo con la práctica usual en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

### III.4 FLUJO DE AGUA EN SUELOS

Como se ha visto en incisos anteriores ; es necesario trazar la red de flujo correspondiente para llevar a cabo el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra, en los casos en que se considera flujo de agua a través de ellas. Es necesario entonces, conocer la teoría de las redes de flujo además de algunas ideas sobre el flujo de agua en suelos, las cuales se exponen a continuación .

#### 3.4.1 Ecuaciones hidrodinámicas del flujo de agua en suelos .

Considérese un elemento diferencial el cual forma parte de una masa de suelo con flujo de agua, como se muestra en la fig. 3.4.1.

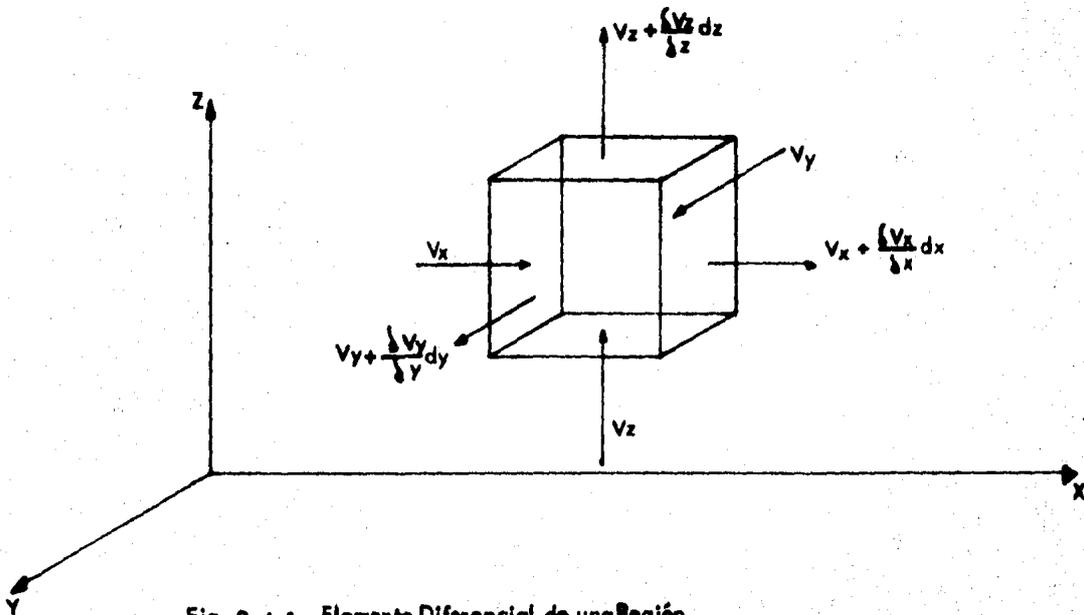


Fig. 3.4.1 Elemento Diferencial de una Región Sujeta a Flujo Tridimensional .

Supóngase que el agua fluye a través del elemento con velocidades  $V_x$ ,  $V_y$  y  $V_z$ , y considérese a éstas solo como funciones de  $x$ ,  $y$  y  $z$ , pero no del tiempo (régimen permanente), ni de ninguna otra variable, es decir, sólo son funciones del espacio. Supóngase además que estas velocidades con funciones continuas que admiten cualquier orden de derivación.

En tales condiciones, si las velocidades de entrada del agua al elemento son  $V_x$ ,  $V_y$  y  $V_z$ , las velocidades de salida de la misma serán respectivamente.

$$V_x + \frac{dV_x}{dx} dx$$

$$V_y + \frac{dV_y}{dy} dy$$

$$V_z + \frac{dV_z}{dz} dz$$

Así establecidas las velocidades de entrada y salida del agua, hagamos las siguientes hipótesis :

- 1) Régimen permanente
- 2) Suelo saturado antes del flujo
- 3) El agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismas.
- 4) El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

De acuerdo con estas hipótesis, la cantidad de agua que sale del elemento debe ser igual a la cantidad que entra, es decir :

$$Q \text{ entra} = Q \text{ sale}$$

Si se expresan ahora los gastos como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, se tiene :

$$V_x dy dz + V_y dx dz + V_z dx dy = \left( V_x + \frac{dV_x}{dx} dx \right) dy dz + \left( V_y + \frac{dV_y}{dy} dy \right) dx dz + \left( V_z + \frac{dV_z}{dz} dz \right) dx dy$$

Y si se reducen términos semejantes puede escribirse :

$$\frac{dV_x}{dx} dx dy dz + \frac{dV_y}{dy} dx dy dz + \frac{dV_z}{dz} dx dy dz = 0$$

Simplificando :

$$\frac{dV_x}{dx} + \frac{dV_y}{dy} + \frac{dV_z}{dz} = 0 \quad (3.4.1)$$

La cual se conoce con el nombre de Ecuación de Continuidad y representa un papel muy importante en la teoría de flujo de agua.

Si se expresa la Ley de Darcy

$$V = Ki$$

En la forma :

$$V = -K \frac{dh}{dL}$$

Obtendremos para las tres componentes de la velocidad las expresiones siguientes :

$$V_x = -K_x \frac{dh}{dx}$$

$$V_y = -K_y \frac{dh}{dy}$$

$$V_z = -K_z \frac{dh}{dz}$$

Sustituyendo las expresiones anteriores en la ecuación de continuidad.

$$K_x \frac{d^2h}{dx^2} + K_y \frac{d^2h}{dy^2} + K_z \frac{d^2h}{dz^2} = 0 \quad (3.4.2)$$

La ecuación anterior representa matemáticamente el flujo de agua en la masa de suelo, considerando el material como anisótropo en su permeabilidad, es decir, que presenta diferentes permeabilidades en diferentes secciones.

En los problemas referentes a flujo de agua en presas de tierra, donde el eje longitudinal es generalmente largo en comparación con la altura de la presa, se considera que el flujo de agua transversal a la cortina en una sección, es igual al que ocurre en cualquier otra sección inmediata. De esta manera los efectos en los bordes de la región de flujo pueden despreciarse y estudiar el flujo bidimensionalmente.

Si se considera un flujo bidimensional contenido en el plano ( x, y ),

la ecuación ( 3.4.2 ) se transforma en :

$$K_x \frac{d^2 h}{dx^2} + K_y \frac{d^2 h}{dy^2} = 0 \quad (3.4.3)$$

que constituye la ecuación fundamental para flujo bidimensional en una región de flujo dada.

Si además el material de la región de flujo es isótropo respecto a su permeabilidad, es decir , si :

$$K_x = K_y = K$$

la expresión ( 3.4.3 ) se simplifica y puede escribirse :

$$\frac{d^2 h}{dx^2} + \frac{d^2 h}{dy^2} = 0 \quad (3.4.4)$$

Ya que representa matemáticamente muchos fenómenos físicos de importancia, la ecuación anterior es muy conocida y estudiada y se conoce con el nombre de ecuación de Laplace .

A la función que satisface a la ecuación de Laplace se le conoce con el nombre de función armónica y , por lo tanto, se puede decir que la función carga hidráulica que gobierna al flujo de agua en una presa de tierra, es una función armónica.

Con frecuencia, las soluciones matemáticas rigurosas de los problemas de flujo que se presentan en la práctica, suelen ser muy complicadas e imposibles de obtener por métodos directos. Debido a esto, se han desarrollado métodos aproximados que permiten llegar a la solución de los problemas de flujo de un modo más sencillo. Uno de los métodos aproximados más utilizados es el de las redes de flujo.

### 3.4.2 El Método de las Redes de Flujo .

Se puede demostrar que la solución de la ecuación de Laplace está constituida por dos familias de curvas ortogonales entre sí , que representan las trayectorias del flujo ( líneas de flujo ) y las líneas que unen puntos de misma carga hidráulica ( líneas equipotenciales ). Dadas las bajas velocidades con que el agua circula a través del suelo , conviene aclarar que aunque la carga hidráulica es la suma de las cargas de posición, presión y velocidad ; esta última no se toma en cuenta .

El método de las redes de flujo es un procedimiento gráfico que permite determinar , dentro de la región considerada , las dos familias de curvas que constituyen la ecuación de Laplace para el problema en estudio .. Fundamentalmente consiste en definir las condiciones de fronteras específicas del problema y , de acuerdo con dichas fronteras, trazar las dos familias de curvas ortogonales. Se obtendrá con esto , una aproximación de la solución del problema lo suficientemente buena para los problemas prácticos de ingeniería, si el dibujo se realiza con cuidado.

Resumiendo, son dos los pasos importantes en el trazo de una red de flujo :

- 1 ) Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando

sus condiciones específicas de frontera.

- 2) Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí, que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución a la ecuación de Laplace para el problema en estudio.

Una vez determinada la región de flujo por analizar, el problema que se presenta es la definición de las condiciones específicas de frontera. Se pueden mencionar algunas reglas que sirven para definir la clase de frontera de una zona de flujo; reglas para casos muy frecuentes en la práctica, pero no es posible dar un criterio general para la solución del problema.

- a) El contacto entre el agua libre y un medio permeable, a través del cual se infiltra el agua, es siempre una línea equipotencial.
- b) El contacto entre un material impermeable y otro permeable, a través del cual se infiltra el agua, es una línea de flujo.

Como ilustración al método de trazo de la red de flujo, en la fig. se muestra un tramo de un tubo de corriente de una red de flujo. 3.4.2.

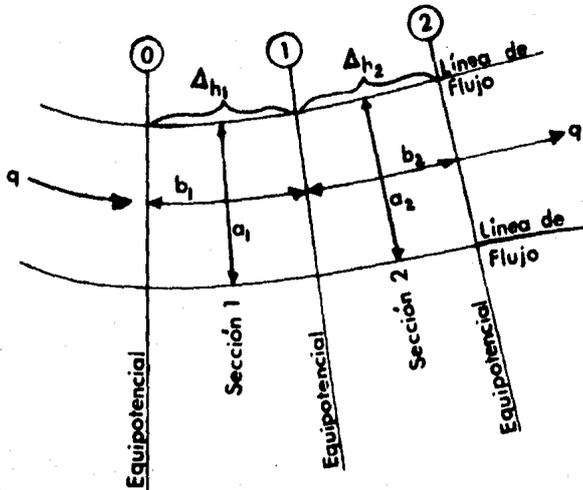


Fig. 3.4.2 Tramo de un tubo de corriente de una red de flujo.

Si  $q_1$  y  $q_2$  son los gastos en las secciones 1 y 2 respectivamente ;  
se tiene :

$$q_1 = q_2$$

Si tomamos en cuenta la ley de Darcy :

$$q_1 = K i_1 A_1$$

en la cual :

$$i_1 = \frac{\Delta h_1}{b_1}$$

Siendo  $\Delta h_1$  la pérdida de energía entre las equipotenciales 0 y 1 .

Considerando un espesor unitario del tubo, el área  $A_1$ , será :

$$A_1 = a_1 (1) = a_1$$

Entonces el gasto en la sección 1 vale :

$$q_1 = K \frac{\Delta h_1}{b_1} a_1$$

Del mismo modo, el gasto en la sección 2 vale :

$$q_2 = K \frac{\Delta h_2}{b_2} a_2$$

Y como  $q_1 = q_2$  se tiene :

$$\frac{\Delta h_1}{b_1} a_1 = \frac{\Delta h_2}{b_2} a_2$$

Si la pérdida de potencial es la misma de una equipotencial a la siguiente, es decir , si :

$$\Delta h_1 = \Delta h_2$$

se tendrá :

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{a_2}{b_2} = \frac{q}{K \Delta h}$$

(3.4.5)

Si arbitrariamente la relación  $a/b$  se elige igual a la unidad, la red de flujo quedará constituida por una serie de cuadrados ; en cada uno de los cuales las distancias medias son iguales entre sí .

Con esta última condición la red de flujo se puede trazar dibujando algunas de las probables líneas de corriente y después las equipotenciales, que deben ser ortogonales a las primeras y formar con ellas figuras aproximadamente cuadradas en toda la red.

Aunque sencillo, este método requiere cierta práctica para poder mejorarlo con soltura . Algunos consejos de Casagrande que facilitan el aprendizaje del trazo de la red de flujo se mencionan a continuación :

- 1.- Deberán aprovecharse todas las oportunidades para estudiar la apariencia de redes de flujo bien trazadas, para a continuación intentar repetir las sin tener a la vista la red estudiada hasta conseguir dibujos satisfactorios .
- 2.- En el primer intento basta trazar 4 ó 5 canales de flujo ; ya que el trazo de un número excesivo de canales distrae la atención de características esenciales de la red.
- 3.- Es recomendable observar siempre la apariencia de la red en conjunto , sin tratar de corregir detalles hasta que toda la red esté aproximadamente bien trazada.
- 4.- En los casos de redes con zonas donde las líneas de flujo deban ser aproximadamente rectas paralelas, los canales de flujo serán casi del mismo ancho y los cuadrados deben resultar muy parecidos . Será conveniente iniciar el trazo de la red en una zona de este tipo.
- 5.- Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas son frecuentemente simétricas y las líneas de flujo y equipotenciales son entonces de forma parecida a la elíptica.
- 6.- Además de que el tamaño de los cuadros debe ir variando gradualmente, deben evitarse las transiciones bruscas entre las partes rectas y las

curvas buscando formas que tiendan a la parabólica o elíptica.

- 7.- Generalmente el trazo satisfactorio de una red de flujo no ocurre al primer intento. Con frecuencia ocurre que la pérdida de carga entre dos equipotenciales sucesivas correspondiente a un cierto número de canales con el que se intentó la solución, no es un divisor entero de la pérdida total. Por lo cual al final de la red queda una hilera de rectángulos entre dos líneas equipotenciales en la que la caída de carga es una fracción del  $\Delta h$  con que se trazó el resto de la red. Si por razones de presentación se desea que toda el área esté formada por cuadrados con el mismo  $\Delta h$ , podrá corregirse la red, cambiando el número de canales de flujo mediante un nuevo tanteo o por interpolación; o bien, tomar en cuenta esta última hilera en los cálculos estimando la relación de los lados de los rectángulos. No debe intentarse convertir la hilera incompleta en una de cuadrados por correcciones locales, a menos que el faltante o sobrante de espacio en la hilera incompleta sea muy pequeño.
- 8.- Algunas veces las condiciones de frontera pueden introducir singularidades en la red, es decir, las circunstancias geométricas de la red de flujo obligan a que se formen cuadrados que aparentemente se salen de la regla común.
- 9.- Una superficie de salida en la red, al contacto con el aire, si no es horizontal nunca es línea de flujo ni equipotencial. Por consiguiente los cuadrados limitados por esta superficie no estarán completos. Sin embargo, estas superficies deben cumplir la condición de que se tengan iguales caídas de posición en sus intersecciones con las líneas equipotenciales.

### 3.4.3

#### Principales aplicaciones de la red de flujo

Son tres las principales aplicaciones de la red de flujo en el diseño de presas de tierra:

- a) Cálculo del gasto de agua que fluye a través de la cortina o del terreno de cimentación .

Si observamos la ecuación ( 3.4.5 ) .

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{a_2}{b_2} = \frac{q}{K \Delta h}$$

Se puede ver que en una red correctamente trazada, en la cual se cumpla la condición que la relación  $a/b$  sea constante ,  $q/K\Delta h$  permanece también constante para cualquier canal de flujo, y como además  $K$  y  $\Delta h$  mantienen el mismo valor para cualquier cuadrado de la red, debe escurrir el mismo gasto en todos los canales de flujo. Si  $n_f$  es el número total de canales y  $Q$  el gasto total en la zona de flujo, se puede escribir :

$$Q = q n_f$$

pero :

$$q = K \Delta h \frac{a}{b} \quad ( 3.4.6 )$$

entonces tenemos :

$$Q = K \Delta h \frac{a}{b} n_f \quad ( 3.4.7 )$$

Si llamamos  $h$  a la pérdida total de carga y  $n_e$  al número de caídas de potencial, se tiene :

$$\Delta h = \frac{h}{n_e} \quad ( 3.4.8 )$$

Y si sustituimos la igualdad anterior en la ec. ( 3.4.7 ) y recordamos que  $a/b$  es igual a la unidad, tenemos :

$$Q = K h \frac{n_f}{n_e} \quad ( 3.4.9 )$$

El término  $n_f/n_e$  depende solamente de la forma de la región de flujo ; y se le conoce como Factor de Forma y se escribe como :

$$F_f = \frac{n_f}{n_e}$$

Sustituyendo el factor de la forma en la ecuación ( 3.4.9 ) se

tiene :

$$Q = KhF_f \quad (3.4.10)$$

Fórmula que nos permite calcular el gasto por unidad de longitud normal a la sección estudiada, que escurre a través de una región de flujo determinada.

b) Cálculo de la presión de poro en un punto cualquiera de la red.

Considérese un punto A dentro de una red de flujo, como se muestra en la fig. 3.4.3.

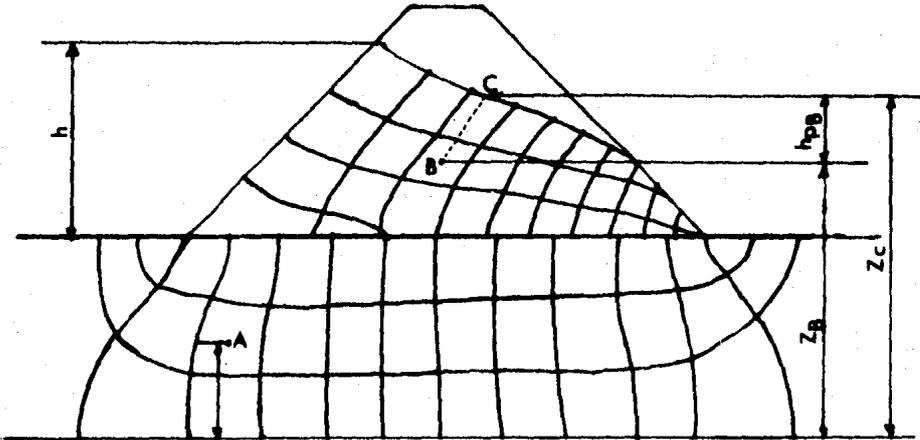


Fig. 3.4.3 Presión de Poro en una Red de Flujo.

La energía potencial ( $h_A$ ) en el punto A, es igual a la suma de su energía de presión ( $h_p$ ) y su energía de posición ( $Z$ ) y se puede escribir :

$$h_A = h_p + Z$$

de donde :

$$h_{pA} = h_A - Z_A$$

Como se ve en la fig. 3.4.3 existen 15 caídas de potencial en la red y, por lo tanto cada caída de potencial ( $\Delta h$ ) valdrá :

$$\Delta h = \frac{h}{15}$$

El punto A se encuentra a 2.5 caídas de potencial con respecto a la carga original ; entonces su carga hidráulica será :

$$h_A = h - 2.5 \Delta h$$

y su energía de presión valdrá:

$$h_{pA} = (h - 2.5 \Delta h) - Z_A$$

En la cual la energía de posición ( $Z_A$ ) puede determinarse si se mide gráficamente la distancia vertical entre el punto A y el plano de comparación .

Para un caso en particular, en el cual la red tiene una frontera formada por una superficie libre puede proceder en forma más sencilla . Por ejemplo, sea B un punto que se encuentra dentro del corazón impermeable de la cortina mostrada en la fig. 3.4.3.

Se traza por el punto B una equipotencial que interseca a la línea de corriente superior en el punto C. Ambos puntos tienen el mismo potencial, por encontrarse en la misma equipotencial y puesto que en C no existe carga de presión por estar en contacto con la atmósfera, su potencial vale :

$$h_C = Z_C = h_B$$

de donde :

$$h_{pB} = Z_C - Z_B$$

Se concluye por lo tanto, que la presión de poro en un punto como el B puede determinarse multiplicando el peso específico del agua por la carga de presión en el punto considerando ; esto es, por la distancia vertical de dicho punto al nivel donde la equipotencial que pasa por él interseca a la superficie de salida, a la presión atmosférica.

- c) Valor del gradiente hidráulico en cualquier punto de la red.

Si se desea conocer el valor del gradiente hidráulico en un punto de una red de flujo, bastará trazar por el punto en cuestión, el segmento de la línea de flujo que pase por él y que quede contenido dentro del cuadrado en el cual se encuentra el punto. Entonces, la caída entre equipotenciales de la red ( $\Delta h$ ), dividida entre la longitud de la línea de flujo en la que ocurre dicha caída propociona el gradiente hidráulico medio en ese tramo que incluye el punto en cuestión. Para tener mayor aproximación puede subdividirse el cuadrado en otros, cada vez menores, en torno al punto.

#### 3.4.4 Flujo de agua en presas de tierra.

Aunque la presa de tierra es una región de flujo como otra cualquiera, en el sentido de que trazando su red de flujo pueden calcularse el gasto de infiltración, los gradientes hidráulicos, las presiones de poro, etc., tiene la particularidad de que no se conoce de antemano una de las fronteras, de modo que no satisface uno de los requisitos básicos para poder trazar la red de flujo.

Veamos, por ejemplo, la sección de una presa de tierra como la mostrada en la fig. 3.4.4.

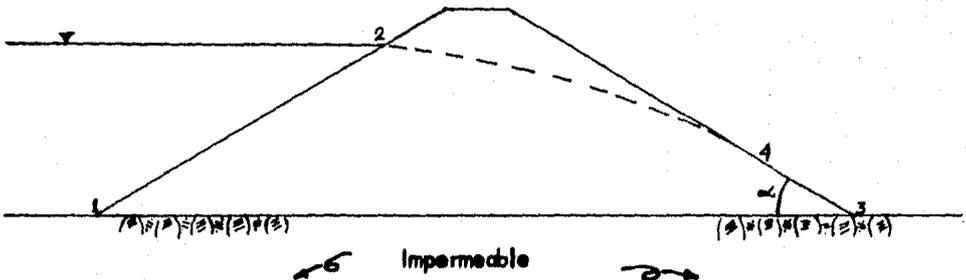


Fig. 3.4.4 Condiciones de Frontera en el Caso de Flujo de Agua a Través de una Presa de Tierra .

En la fig. la línea  $\overline{12}$  es una equipotencial, por ser el contacto entre el suelo permeable y el agua; y la  $\overline{13}$  es una línea de flujo por ser el contacto entre una frontera impermeable y el material permeable de la cortina. Estas dos fronteras pueden definirse sencillamente, no así las restantes. Es fácil concluir que debe existir una línea de flujo como la  $\overline{24}$ , debajo de la cual el material esté saturado por el agua que fluye a través de él, y arriba de la cual, descontando una pequeña franja humedecida por capilaridad, el material este seco. A dicha línea se le conoce con el nombre de línea de corriente superior y, como no se conoce su forma de antemano, para poder trazar la red de flujo correspondiente, tiene que determinarse por lo menos aproximadamente. Un método sencillo para obtener las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior se presenta enseguida.

#### 3.4.4.1 Condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior

La línea de corriente superior debe entrar en el material de la presa en estudio formando un ángulo de  $90^\circ$  con la superficie  $\overline{12}$ , ya que esta es una línea equipotencial.

El ángulo con que la línea de corriente superior intersecta el talud de aguas abajo en el punto 4 ( fig. 3.4.4), depende del ángulo que dicho talud forma con la horizontal. Se puede demostrar fácilmente que cuando este ángulo es menor o igual a  $90^\circ$ , la línea de corriente superior debe salir tangente al talud de aguas abajo, en el punto 4.

En la fig. 3.4.5 se muestra la zona de salida de la línea de corriente superior.

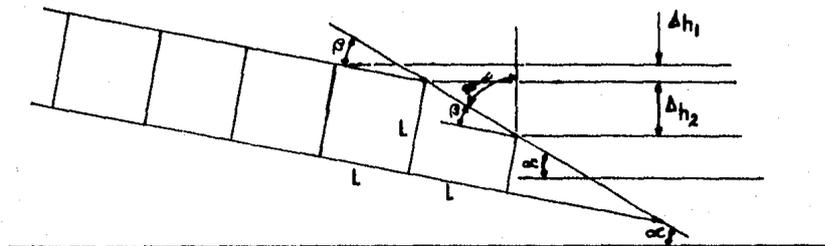


Fig. 3.4.5 Condición de Salida de la Línea de Corriente Superior para  $\alpha \leq 90^\circ$ .

En principio, supongamos que la línea de corriente superior no sale tangente al talud de aguas abajo de la presa y que forma un ángulo  $\beta$  con él .

Entonces el valor de  $\Delta h_1$  puede calcularse como :

$$\Delta h_1 = L \operatorname{sen} (\alpha - \beta)$$

y el de  $\Delta h_2$  como :

$$\Delta h_2 = \overline{43} \cos (90 - \alpha)$$

pero como :

$$\overline{43} = \frac{L}{\cos \beta} \cos (90 - \alpha)$$

y sustituyendo el valor de  $\overline{43}$  en la ecuación anterior se tiene :

$$\Delta h_2 = \frac{L}{\cos \beta} \cos (90 - \alpha)$$

es decir :

$$\Delta h = \frac{L}{\cos \beta} \operatorname{sen} \alpha$$

Como se ha dicho, en una red de flujo debe tenerse que :

$$\Delta h_1 = \Delta h_2$$

por lo tanto :

$$\operatorname{sen} (\alpha - \beta) = \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\cos \beta}$$

Para cualquier valor de  $\beta > 0$ , se tiene que :

$$\operatorname{sen} (\alpha - \beta) < \operatorname{sen} \alpha$$

y

$$\frac{\operatorname{sen} \alpha}{\cos \beta} > \operatorname{sen} \alpha$$

Por lo cual, la igualdad de las caídas  $\Delta h$  sólo puede cumplirse para  $\beta = 0$  por lo que la línea de corriente superior debe salir tangente al talud de aguas abajo.

Algunos autores han sugerido diferentes métodos para determinar la

posición de la línea de corriente superior, de entre ellos se puede mencionar a Casagrande, Dupuit, Kozeny, Schaffernak y Van Iterson ; pero para efectos prácticos del presente trabajo, las redes de flujo necesarias para el análisis de estabilidad se trazaron de acuerdo a las recomendaciones de Casagrande, descritas en el inciso 3.4.2 y a lo escrito en el inciso 3.4.4.1 de este capítulo.

## CAPITULO IV ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES PARA EL PROYECTO PRESA " CHILATAN", JAL.

En los capítulos anteriores, se trató la teoría del Método Sueco aplicado al análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra ; y para su mejor comprensión, en este capítulo se muestra el ejemplo de aplicación del método en la cortina del proyecto " Presa Chilatan " .

Las características físicas y regionales del proyecto se presentaron en el capítulo I y ahora se anotan los cuadros con las características mecánicas de las materiales y las redes de flujo dibujadas para llevar a cabo el análisis. Se incluye también el plano general y de localización de la presa.

Puesto que sería muy laboriosa la revisión manual de todos los círculos probables para todas las condiciones de trabajo que se presentan durante la vida útil de la presa, en el presente trabajo sólo se revisaron cinco de las condiciones más usuales y recomendadas por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, tres para el talud de aguas arriba y dos para el talud de aguas abajo.

A continuación se presenta para uno de los casos el croquis que muestra el círculo analizado, los cuadros con los cálculos de pesos de las dovelas, ángulos, áreas, presiones de poro y empujes hidrostáticos así como la fórmula y el factor de seguridad obtenidos y un resumen de resultados de los demás casos.

Los casos analizados se enlistan a continuación :

### TALUD AGUAS ARRIBA

Condiciones Iniciales, Presa Llena, Sin Sismo

Condiciones Finales, Presa Llena, Sin Sismo

Condiciones Finales, Vaciado Rápido, Agua al Nivel de la Toma.

### TALUD AGUAS ABAJO

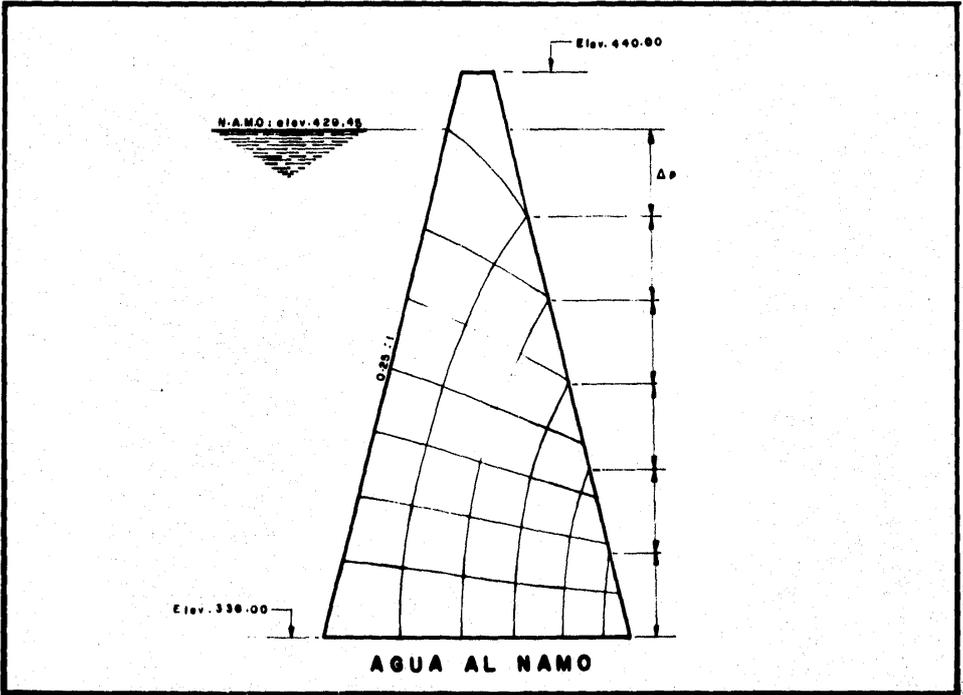
Condiciones Iniciales, Presa Vacía, Con Sismo

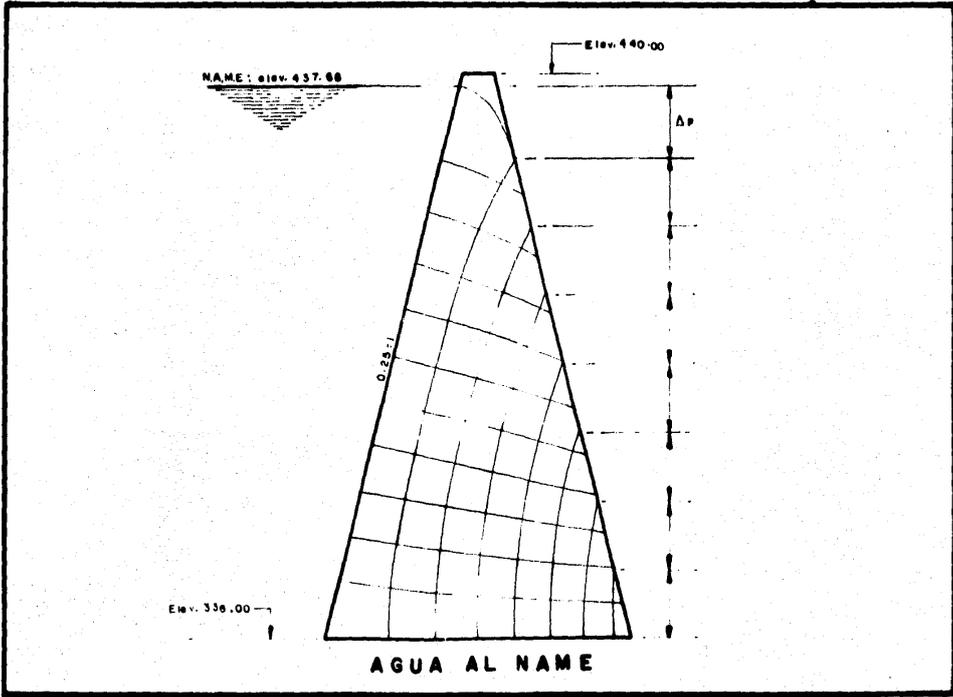
Condiciones Finales, Presa Llena, Con Sismo.

## PRESA CHILATAN, JAL.

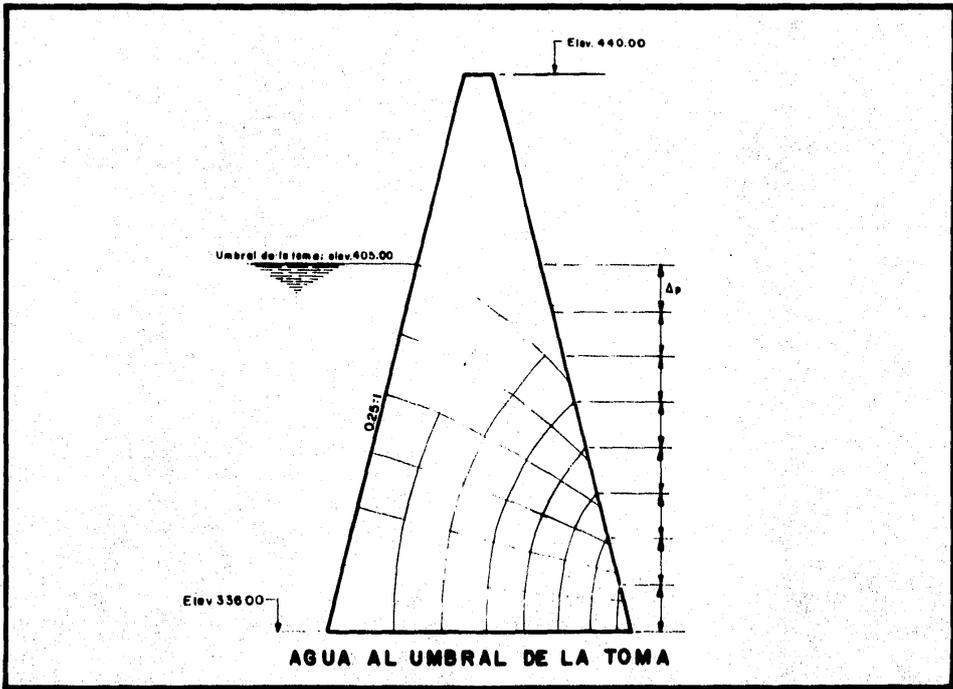
### Propiedades mecánicas de los materiales

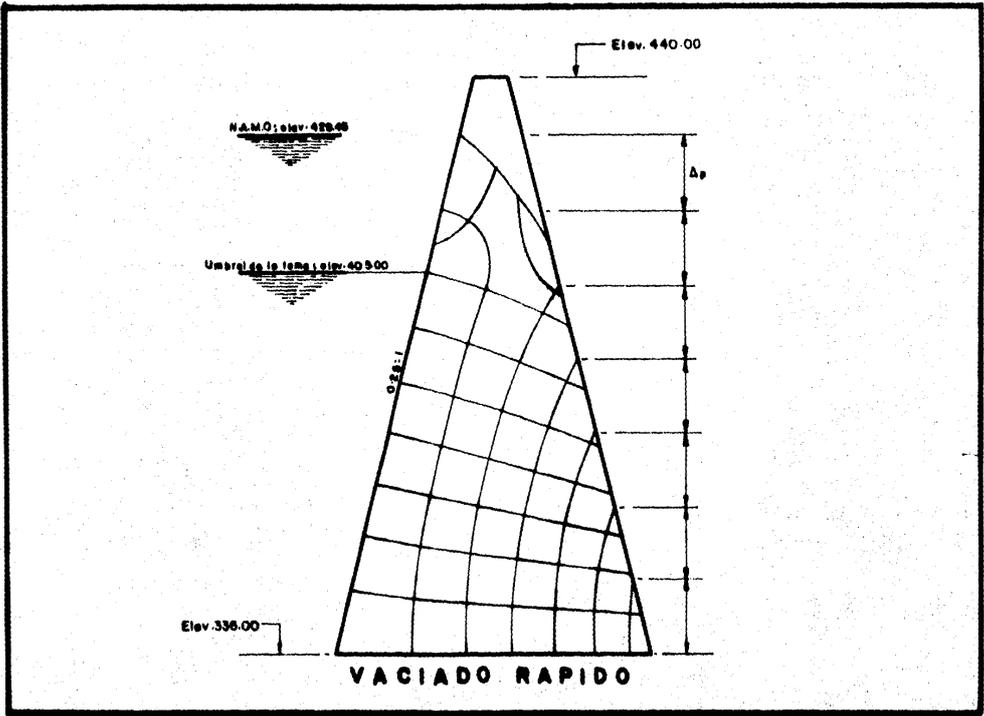
Material	Peso Volumétrico	Cohesión Inicial	Tangente Inicial	Cohesión Final	Tangente Final
Roca seca	1.55	0	1.0	0	1.0
Roca sumergida	0.96	0	1.0	0	1.0
Rezaga seca	1.90	0	0.84	0	0.84
Rezaga sumergida	1.18	0	0.84	0	0.84
Filtro seco	2.03	0	0.90	0	0.90
Filtro sumergido	1.29	0	0.90	0	0.90
Mat. Impermeable	2.00	4.5	0	2.5	0.19
Acarreo sumergido	1.29	0	0.90	0	0.90
Acarreo seco	2.03	0	0.90	0	0.90





AGUA AL NAME





CIRCULO V

CONDICIONES FINALES, PRESA LLERA, CCA SISA, TALLER AGUAS ABAJO.

BOVELA	ALTURA PARCIAL h en (m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	PESO PARCIAL (ton/m)	$\Sigma \gamma h$ (ton/m)
1	5.50	2.03	11.17	11.17
2	1.00	2.03	2.03	19.03
	3.50	2.00	17.00	
3	13.50	2.00	27.00	27.00
4	29.50	2.00	59.00	59.00
5	2.50	1.55	3.88	68.11
	7.50	2.03	15.23	
	24.50	2.00	49.00	
6	2.80	1.55	4.34	80.07
	8.00	1.90	15.20	
	17.50	2.03	35.53	
	12.50	2.00	25.00	
7	2.80	1.55	4.34	88.67
	15.00	1.90	28.50	
	27.50	2.03	55.83	
8	2.80	1.55	4.34	94.39
	21.75	1.90	41.33	
	24.00	2.03	48.72	
9	2.80	1.55	4.34	98.01
	29.00	1.90	55.10	
	19.00	2.03	38.57	
10	2.80	1.55	4.34	101.10
	36.50	1.90	69.35	
	13.50	2.03	27.41	
11	2.80	1.55	4.34	103.17
	44.00	1.90	83.60	
	7.50	2.03	15.23	
12	2.80	1.55	4.34	103.14
	52.00	1.90	98.80	
13	2.80	1.55	4.34	104.09
	52.50	1.90	98.75	
14	2.80	1.55	4.34	104.57
	52.75	1.90	100.23	

15	2.80 52.20	1.55 1.90	4.34 99.18	103.52
16	2.80 51.50	1.55 1.90	4.34 97.85	102.19
17	2.80 50.00	1.55 1.90	4.34 95.00	99.34
18	2.80 48.50	1.55 1.90	4.34 92.15	96.49
19	2.80 46.50	1.55 1.90	4.34 89.35	92.69
20	2.80 44.00	1.55 1.90	4.34 83.60	87.94
21	2.80 41.00	1.55 1.90	4.34 77.90	82.24
22	2.80 39.00	1.55 1.90	4.34 74.10	76.44
23	2.80 35.75	1.55 1.90	4.34 67.93	72.27
24	2.80 32.00	1.55 1.90	4.34 60.80	65.14
25	2.80 27.75	1.55 1.90	4.34 52.73	57.07
26	2.80 23.00	1.55 1.90	4.34 43.70	48.04
27	2.80 18.00	1.55 1.90	4.34 34.20	38.54
28	2.80 12.75	1.55 1.90	4.34 24.23	26.57
29	2.80 6.75	1.55 1.90	4.34 12.83	17.17
30	2.80	1.55	4.34	4.34

DOVELA	$\alpha$	$h$	$N = h \cos \alpha$	$T = h \sin \alpha$
1	80° 30'	11.17	1.84	11.02
2	77°	19.03	4.28	18.54
3	76°	27.00	6.53	26.20
4	66°	59.00	24.00	53.90
5	62°	68.11	31.98	60.14
6	56°	80.07	44.77	66.38
7	51°	88.67	55.80	68.91
8	47°	94.39	64.37	69.03
9	43°	98.01	71.68	66.84
10	39°	101.10	78.57	63.62
11	35°	103.17	84.51	59.18
12	32°	103.14	87.47	54.66
13	29° 30'	104.09	90.60	51.26
14	25° 30'	104.57	94.38	45.02
15	22°	103.52	95.98	38.78
16	18°	102.19	97.19	31.58
17	15°	99.34	95.96	25.71
18	10° 30'	96.49	94.87	17.58
19	7°	92.69	92.00	11.30
20	4°	87.94	87.73	6.13
21	0°	82.24	82.24	0
22	3°	78.44	78.33	- 4.11
23	6°	72.27	71.87	- 7.55
24	10°	65.14	64.15	-11.31
25	13°	57.07	55.61	-12.84

26	17°	48.04	45.94	-14.05
27	21°	38.54	35.98	-13.51
28	24° 30'	28.57	26.00	-11.85
29	28° 30'	17.17	15.09	- 8.19
30	33°	4.34	3.64	- 2.36

1	$X_i$	$N_{i-i+1}$	$\tan \phi_f$	$N \tan \phi_f$	$\Sigma N \tan \phi_f$
0					
1	1.00	0.92	0.90	0.83	0.83
2	1.00	3.98	0.19	0.76	1.59
3	0.50	2.70	0.19	0.51	2.10
4	5.50	83.96	0.19	15.95	18.05
5	2.50	69.98	0.19	13.30	31.35
6	5.00	191.88	0.19	36.46	67.81
7	5.00	251.43	0.19	47.77	115.58
8	4.25	255.36	0.90	229.82	345.40
9	5.00	340.13	0.90	306.12	651.52
10	5.00	375.63	0.90	338.07	989.59
11	5.00	407.70	0.90	366.93	1356.52
12	5.25	451.45	0.90	406.31	1762.83
13	3.50	311.62	0.84	261.76	2024.59
14	6.00	554.94	0.84	466.15	2490.74
15	6.00	571.08	0.84	479.71	2970.45
16	6.00	579.51	0.84	486.79	3457.24
17	6.00	579.45	0.84	486.74	3943.98
18	6.00	572.49	0.84	480.89	4424.87
19	6.00	560.61	0.84	470.91	4895.78
20	6.00	539.19	0.84	452.92	5348.70
21	6.00	509.91	0.84	428.32	5777.02
22	4.50	361.28	0.84	303.48	6080.50
23	5.75	431.83	0.84	362.74	6443.24
24	6.00	408.06	0.84	342.77	6786.01
25	5.00	359.28	0.84	301.80	7087.81
26	6.00	304.65	0.84	255.91	7343.72

26	6.00	245.76	0.84	206.44	7550.16
27	6.00	185.94	0.84	156.19	7706.35
28	6.00	123.27	0.84	103.55	7809.90
29	6.00	56.19	0.84	47.20	7857.10
30	2.50	4.55	1.0	4.55	7861.65
31					

---

$\Sigma N=9694.73$

$i$	$X_i$	$T_{i-1+1}$	$\tan \phi_f$	$T \tan \phi_f$	$\Sigma T \tan \phi_f$
0					
1	1.00	5.51	0.90	4.96	4.96
2	1.00	14.78	0.19	2.81	7.77
3	0.50	11.19	0.19	2.13	9.90
4	5.50	220.28	0.19	41.85	51.75
5	2.50	142.55	0.19	27.08	78.83
6	5.00	316.30	0.19	60.10	138.93
7	5.00	338.23	0.19	64.26	203.19
8	4.25	293.12	0.90	263.81	467.00
9	5.00	339.68	0.90	305.71	772.71
10	5.00	326.90	0.90	294.21	1066.92
11	5.00	307.00	0.90	276.30	1343.22
12	5.25	298.83	0.90	268.95	1612.17
13	3.50	185.36	0.84	155.70	1767.87
14	6.00	288.84	0.84	242.63	2010.50
15	6.00	251.40	0.84	211.18	2221.68
16	6.00	211.02	0.84	177.31	2398.99
17	6.00	171.87	0.84	144.37	2543.36
18	6.00	129.87	0.84	109.09	2652.45
19	5.00	86.64	0.84	72.78	2725.23
20	6.00	52.29	0.84	43.92	2769.15
21	6.00	18.39	0.84	15.45	2784.60
22	4.50	-9.25	0.84	-7.77	2776.83
23	5.75	-33.52	0.84	-28.16	2748.67
24	6.00	-56.58	0.84	-47.53	2701.14
25	6.00	-72.45	0.84	-60.86	2640.28

25					
26	6.00	-80.67	0.84	-67.76	2572.52
27	6.00	-83.58	0.84	-70.21	2502.31
28	6.00	-76.98	0.84	-64.66	2437.65
29	6.00	-60.12	0.84	-50.50	2387.15
30	6.00	-31.55	0.84	-26.59	2360.56
31	2.50	-2.95	1.0	-2.95	2357.61

---

$\Sigma T = 3502.36$

CALCULO DE LA PRESION DE PORO

DOVELA	X <sub>1</sub>	FUERZA	AREA BAJO LA CURVA
2	0.50	0.25	0.25
3	5.50	19.25	19.50
4	2.50	13.75	33.25
5	5.00	22.50	55.75
6	5.00	10.00	65.75
7			

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD

$$FS = \frac{\sum (W - U - \alpha T) \tan \phi_f + N_E \tan \phi_f + C_f L}{\sum (T + \alpha N) + T_E}$$

$$\sum N \tan \phi_f = 7861.65$$

$$\sum U = 65.75$$

$$\alpha \sum T \tan \phi_f = 0.20 \times 2357.61 = 471.52$$

$$N_E \tan \phi_f = 0$$

$$C_f \times L = 2.50 \times 50 = 125$$

$$\sum T = 3502.36$$

$$\alpha \sum N = 0.20 \times 9694.73 = 1938.95$$

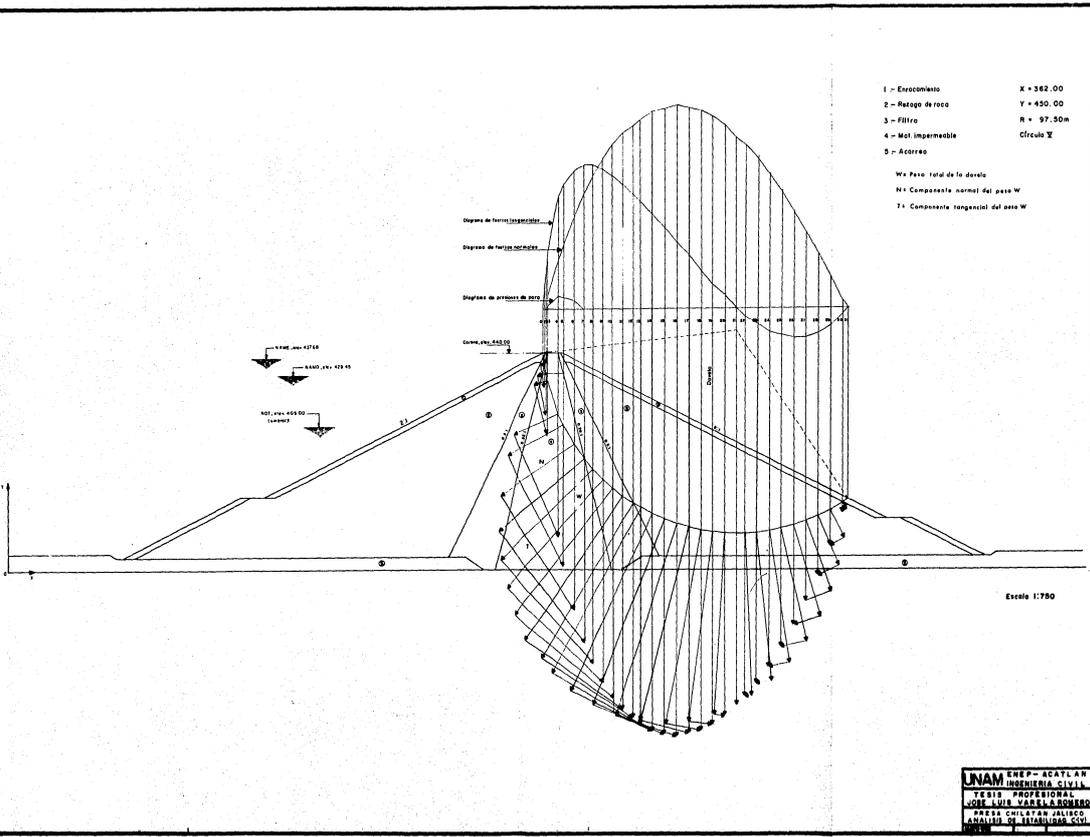
$$T_E = 0$$

$$FS = \frac{7861.65 - 65.75 - 471.52 + 125}{3502.36 + 1938.95}$$

FS = 1.37

- 1 - Excavación X = 362.00
- 2 - Retajo de roca Y = 430.00
- 3 - Filtro R = 97.50m
- 4 - Miel impermeable Círculo  $\gamma$
- 5 - Acarreo

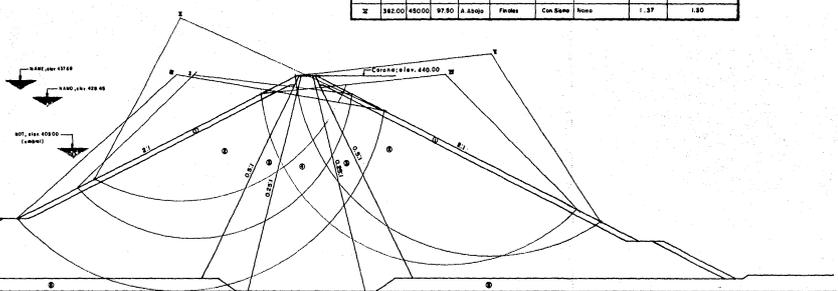
W: Paso total de la derivación  
 N: Componente normal del paso W  
 T: Componente tangencial del paso W



**UNAM** ENEP - ACATLÁN  
 INGENIERIA CIVIL  
 TESIS PROFESIONAL  
 JOSE LUIS JARQUE ROSERO  
 PARRA CHILAPAN JALISCO  
 MARZO DE 1974/1984 SCI

RESUMEN DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD									
CORONA	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
1	204.00	440.00	80.00	A. 3.0%	Normal	Sin Saca	None	2.43	1.50
II	200.00	447.88	88.50	A. 3.0%	Forada	Sin Saca	None	2.03	1.45
III	205.00	440.00	100.00	A. 3.0%	Forada	Con Saca	Nor/Occid. Nudo	1.79	1.35
IV	190.00	440.00	93.00	A. 3.3%	Normal	Con Saca	Yes	1.44	1.10
V	182.00	450.00	97.50	A. 3.3%	Forada	Con Saca	None	1.37	1.00

- 1 - Escarrocamiento
- 2 - Rotura de roca
- 3 - Filtro
- 4 - No Impresionable
- 5 - Abstracción



Escala 1:750

**UNAM** ENER-ECATEEN  
**INGENIERIA CIVIL**  
 TITULO PROFESIONAL  
 DISEÑO LUIS VARELA ROBERTO  
 PRESA CHILATYAN VALTICO  
 RESUMEN DE RESULTADOS  
 10-0-81

## CONCLUSIONES

Como se ha visto, la aplicación gráfica del Método Sueco resulta muy sencilla y permite la obtención de resultados bastante confiables en la práctica, si los comparamos con los resultados obtenidos al utilizar otros métodos de análisis más complicados.

En la actualidad, el avance tecnológico ofrece oportunidades como la de realizar el análisis de estabilidad de taludes por medio de un máquina computadora, siendo esto ideal ya que dicha máquina permite analizar un número considerable de círculos y condiciones, y por lo tanto, la obtención de resultados más precisos.

Ya que los valores obtenidos para los factores de seguridad son mayores que los recomendados como mínimos por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos para las condiciones de trabajo analizadas, se puede concluir que la sección propuesta para la cortina del proyecto " Presa Chilatón " es estable, pero sólo con respecto a los círculos analizados como ejemplo, ya que para garantizar realmente la estabilidad de la presa es necesario el análisis de un mayor número de círculos.

## BIBLIOGRAFIA

Raúl J. Masral, Daniel Reséndiz N. " Presas de Tierra y Enrocamiento ", México . Ed. Limusa 1975.

Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez, " Mecánica de Suelos " Tomos I, II y III México, Ed. Limusa .

Oscar Vega Roldán, Felipe I. Arreguín Cortés " Presas de Almacenamiento y Derivación " Ed. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 1981.

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos " Estudio de Factibilidad para la Ampliación y Rehabilitación del Distrito de Riego Cupatitzio - Tepalcatepec " México, 1980 .

Jorge Flores Núñez, Tesis Profesional " Análisis de Estabilidad Presa El Pujal , S.L.P. " IPN ESIA.

**Las opiniones aquí expresadas son responsabilidad del autor y no reflejan el criterio de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.**