

109



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

APLICACION PARA AUTOCAD DEL METODO
SUECO DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

T E S I S
Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a

CARLOS RABAGO ESTELA

Director de Tesis:
M. I. OSCAR VEGA ROLDAN

288301

Ciudad Universitaria

Enero 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/018/00

Señor
CARLOS RABAGO ESTELA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OSCAR VEGA ROLDAN, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"APLICACION PARA AUTOCAD DEL METODO SUECO DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO"

- I. PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO
 - II. BREVE DESCRIPCION DE LOS ELEMENTOS DE UNA PRESA DE MATERIALES GRADUADOS
 - III. CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA
 - IV. ELEMENTOS DE MECANICA DE SUELOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA DE TIERRA
 - V. METODO SUECO DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
 - VI. APLICACION PARA AUTOCAD DEL METODO SUECO
 - VII. APLICACION PRACTICA
 - VIII. CONCLUSIONES
- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS
ANEXO: MANUAL DEL USUARIO

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a de de 2000.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

A Dios.

A mis padres.

A Iliana y Lorena.

AGRADECIMIENTOS

A Oscar Vega Roldán por su apoyo y cariño incondicional.

A Lorena, Manuel, Mercedes, Virginia, Josemaría S., Akihisa y Cándido por su valiosa cooperación en la elaboración de este trabajo.

A Poncho, Memo, Josemaría F. y Héctor.

A Francisco I., Francisco T., Francisco L. por su amistad a lo largo de toda la carrera.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por haberme brindado la oportunidad de formarme como profesionista.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABLAS	ix
INTRODUCCIÓN	1
1. PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO	3
1.1 Presas de sección homogénea	3
1.2 Presas de materiales graduados	5
1.3 Presas de enrocamiento	6
2. BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UNA PRESA DE MATERIALES GRADUADOS	8
2.1 Corazón impermeable	8
2.2 Filtros	9
2.3 Transiciones	11
2.4 Respaldos	11
2.5 Chapas de enrocamiento	12
3. CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA	14
3.1 Falla por insuficiencia del vertedor	14
3.2 Falla por tubificación	15
3.3 Falla por agrietamiento	17
3.4 Falla por deslizamiento de taludes	22
4. ELEMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA	25
4.1 Granulometría	25
4.2 Plasticidad	28
4.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	29
4.4 Permeabilidad	36
4.5 Resistencia al esfuerzo cortante en suelos	39
5. MÉTODO SUECO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	45
5.1 Hipótesis básicas	45
5.2 Desarrollo de la expresión general del factor de seguridad	47
5.3 Factor de seguridad cuando se presenta presión de poro	50
5.4 Factor de seguridad tomando en cuenta el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración	52
5.5 Factor de seguridad cuando se presentan fuerzas sísmicas	56
5.6 Casos típicos de análisis	58

6. APLICACIÓN PARA AUTOCAD DEL MÉTODO SUECO	63
6.1 Planteamiento del problema	63
6.2 Diagrama de flujo esquemático	64
6.3 Listado del programa	68
7. APLICACIÓN PRÁCTICA	108
7.1 Análisis de un caso particular utilizando el método tradicional	110
7.2 Análisis del mismo caso particular utilizando el programa de cómputo	124
7.3 Comparación de resultados	128
8. CONCLUSIONES	131
BIBLIOGRAFÍA	133
ANEXO: MANUAL DEL USUARIO	135
APÉNDICE	144

Índice de Figuras

1.1	Presa homogénea.	4
1.2	Presa homogénea con filtro horizontal.	4
1.3	Presa homogénea con filtro vertical y horizontal.	4
1.4	Presa homogénea con filtro aguas arriba y aguas abajo.	5
1.5	Presa de materiales graduados.	6
1.6	Presa de enrocamiento, corazón vertical.	6
1.7	Presa de enrocamiento, corazón inclinado.	7
1.8	Presa de enrocamiento, con pantalla de concreto o de asfalto.	7
1.9	Presa de enrocamiento, con muro celular.	7
2.1	Algunas disposiciones esquemáticas típicas del corazón impermeable de una presa de tierra.	9
3.1	Proceso de erosión regresiva que conduce a la tubificación.	15
3.2	Colocación de filtros en el lado de aguas abajo para evitar tubificaciones.	17
3.3	Agrietamiento transversal causado por asentamientos diferenciales de la presa.	18
4.1	Curvas granulométricas de tres materiales de diferente graduación.	26
4.2	Sistema Unificado de Clasificaciones de Suelos.	30
4.3	Permeámetro de carga constante.	37
4.4	Aparato de corte directo.	40
4.5	Variación de la resistencia al corte con la presión normal al plano de falla.	40
4.6	Esquema de una cámara de compresión triaxial.	42
4.7	Círculo de Mohr.	44
4.8	Envolvente de resistencia obtenida de una prueba de compresión triaxial.	44
5.1	Comportamiento teórico de la falla del talud de aguas abajo de una presa.	46
5.2	Modelo para el análisis gráfico de la estabilidad de un talud.	47
5.3	Procedimiento gráfico de análisis de estabilidad de taludes.	48
5.4	Obtención gráfica del valor $u \frac{dl}{dx}$ representado por el segmento $\overline{Q\bar{Q}}$.	51
5.5	Forma de tomar en cuenta el empuje hidrostático.	53
5.6	Fuerzas y cargas de presión que intervienen en un rectángulo diferencial de una red de flujo.	54
5.7	Forma de considerar las fuerzas de filtración.	56
5.8	Manera de tomar en cuenta las fuerzas sísmicas.	57
7.1	Ejemplo. Sección transversal máxima de la presa a analizar.	109
7.2	Puntos de análisis sobre la superficie de falla.	110
7.3	Análisis gráfico para condiciones iniciales al NAMO. Incluye la descomposición de la fuerza resultante del empuje hidrostático.	113
7.4	Red de flujo utilizada para las condiciones de NAMO finales.	116

7.5	Análisis gráfico para condiciones finales al NAMO. Incluye diagrama de presión de poro y descomposición de la fuerza resultante de las filtraciones.	117
7.6	Red de flujo utilizada para las condiciones de NAME finales.	121
7.7	Análisis gráfico para condiciones finales al NAME. Incluye diagrama de presión de poro y descomposición de la fuerza resultante de las filtraciones.	122
A.1	Condiciones de dibujo de cada capa mediante su correspondiente <i>layer</i> para la ejecución del programa <i>Sueco.lsp</i> .	139

Índice de Tablas

2.1	Criterio para el diseño de protecciones de enrocamiento.	13
3.1	Susceptibilidad de algunos materiales a la tubificación.	16
3.2	Susceptibilidad de algunos materiales al agrietamiento (Tamez, 1964).	21
4.1	Aberturas de mallas del Sistema Tyler.	25
4.2	Datos convenientes para descripción complementaria. SUCS.	34
4.3	Características de permeabilidad y drenaje de los suelos (según A. Casagrande y R. E. Fadum).	38
5.1	Factores de Seguridad mínimos para el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra y enrocamiento.	62
7.1	Propiedades mecánicas de los materiales de la presa a analizar.	108
7.2	Factores de seguridad obtenidos utilizando el método tradicional.	124
7.3	Factores de seguridad obtenidos utilizando el programa <i>Sueco.Isp</i> .	128
7.4	Resumen de fuerzas resistentes, fuerzas motoras y factores de seguridad calculados con el método tradicional y con <i>Sueco.Isp</i> .	128

INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso natural indispensable para la vida. Por ello el hombre a lo largo de su historia siempre ha buscado la manera de hacerse de este vital líquido. Una de las soluciones que ha encontrado para poder almacenarlo y disponer de él ha sido la construcción de presas. Con estas estructuras se logra crear un almacenamiento artificial capaz de captar los escurrimientos de una cuenca para después disponer de ellos de una manera conveniente a sus necesidades. Las presas también se construyen con el objeto de proteger a poblaciones o predios de posibles inundaciones realizando una labor de control y regulación de avenidas.

Las presas de tierra son posiblemente una de las estructuras más antiguas construidas por el hombre. Se sabe que los chinos, antes de la era cristiana, ya tenían bordos de gran longitud y compactaban la tierra con varas de carrizo.

Los hindúes desarrollaron este tipo de obra desde el año 550 a.C. y construyeron la presa Madduk–Massur de 33 m de altura, esta estructura se destruyó por carencia de vertedor.

Los aztecas, bajo la dirección de Netzahualcóyotl, 1450 d.C., hicieron estas construcciones en el Valle de México para protegerse de inundaciones, siendo el albarradón que dividía los lagos de Texcoco y Xaltocan una de esas estructuras.

En la actualidad, alrededor del 70% de las presas construidas en nuestro país son de tierra y enrocamiento debido a que, en general, se ajustan mejor a las condiciones geológicas y a la disponibilidad de materiales, siendo por tanto más económicas que las de otro tipo.

El desarrollo de los métodos actuales para diseñar una presa de tierra son el resultado de la experiencia, basada principalmente en la observación del comportamiento de este tipo de estructuras. Fue hasta el primer cuarto de este siglo, con la aparición de la Mecánica de Suelos, que el diseño de las presas de tierra entró en una etapa en la que el empirismo se ha ido substituyendo con el conocimiento de las propiedades de los suelos y el análisis de las causas que han provocado las fallas ocurridas en el pasado, para dar lugar a los métodos modernos de diseño y construcción, que permiten realizar este tipo de obras de modo más seguro.

Lo anterior no implica en modo alguno, que los problemas inherentes al diseño y construcción de las presas de tierra estén totalmente resueltos en la actualidad. Por el contrario, aún queda mucho por hacer a este respecto.

Uno de los aspectos que son de gran interés para el ingeniero en lo que se refiere al diseño y construcción de presas de tierra y enrocamiento es el asegurar la estabilidad de toda la estructura en su conjunto y muy particularmente la estabilidad de

sus taludes. Además de los avances logrados en el campo del conocimiento científico, en la actualidad se cuenta con herramientas de cálculo cada vez más potentes en las que se puede apoyar el diseño. El objetivo principal de esta tesis es contribuir a tener una herramienta de cálculo y análisis de la estabilidad de los taludes de este tipo de estructuras mediante un programa de cómputo capaz de resolver el método Sueco de análisis de estabilidad de taludes con la singularidad de que trabaje con entidades gráficas directamente, dejando de lado el sistema tradicional de análisis computacional que está basado en la utilización de métodos numéricos.

1. PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

Las características de la sección de una presa de materiales sueltos dependen de la disponibilidad de suelos y roca, de las propiedades mecánicas, de la topografía del lugar y de las condiciones geológicas. A continuación se describen las secciones típicas y se indican las razones principales que influyen en su elección:

1.1 Presas de Sección Homogénea

Como su nombre lo indica esta clase de presas se construyen casi exclusivamente con un solo material (tierra compactada) que proporciona simultáneamente la impermeabilidad y la estabilidad necesarias, a excepción de las partes que necesitan protección como pueden ser los taludes y la corona.

Este tipo de presas es, probablemente, el más antiguo históricamente hablando y aún se utiliza en obras chicas o en casos en que en el sitio de construcción no existe más que un material económicamente disponible. En ocasiones aún disponiendo de un solo material es posible llegar a una sección zonificada, de las que se hablará más adelante, seleccionando el material (separando finos y gruesos) que se coloca en cada parte o utilizando un procedimiento de construcción distinto en cada lugar de la presa; así pueden tenerse algunas de las ventajas de las secciones zonificadas aún ateniéndose al único material disponible. También es de notar que las secciones homogéneas no lo son nunca rigurosamente, pues tienen filtros y otros elementos de otros materiales en volúmenes pequeños.

Se emplean en este tipo de sección suelos finos arcillosos y suelos gruesos con alto contenido de finos, que tienen baja permeabilidad. Normalmente intervienen, en volúmenes menores, otros materiales auxiliares (enrocamiento, gravas y arenas) que contribuyen a proteger el elemento principal.

El talud aguas arriba de este tipo de presas debe ser lo suficientemente tendido para evitar su deslizamiento cuando se presente un vaciado rápido; el talud aguas abajo debe garantizar la estabilidad de la presa.

A través del cuerpo de la presa pasarán filtraciones en el talud aguas abajo, ocasionando, además de la pérdida de agua, posibilidades de tubificación. Debido a este problema se pretende controlar el sitio donde afloren las filtraciones y limitar la zona sujeta a saturación; esto se logra colocando materiales de modo tal que puedan servir como filtro y que proporcionen el drenaje deseado. Las figuras 1.1 – 1.4 ejemplifican los arreglos más comunes de las secciones de este tipo de presas.

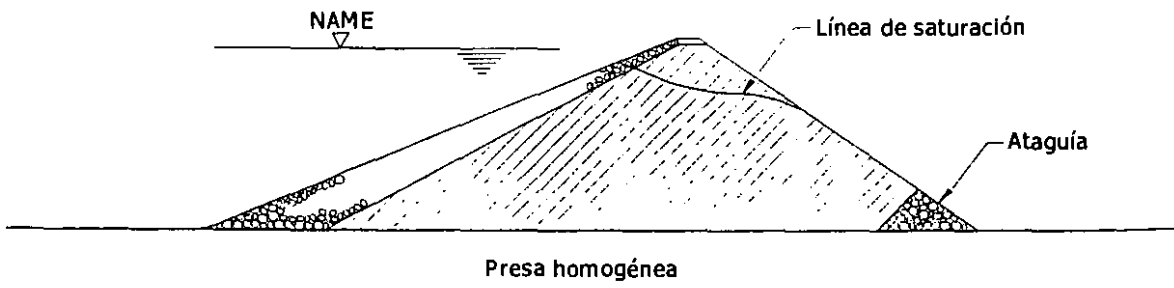


Fig. 1.1

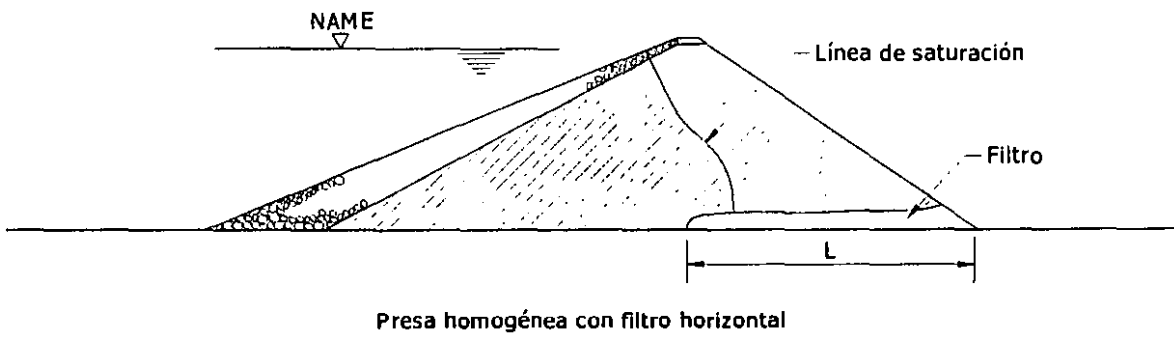


Fig. 1.2

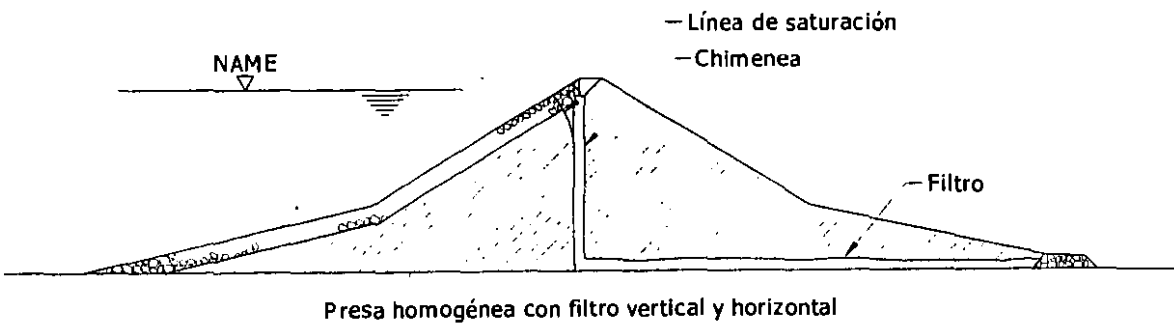
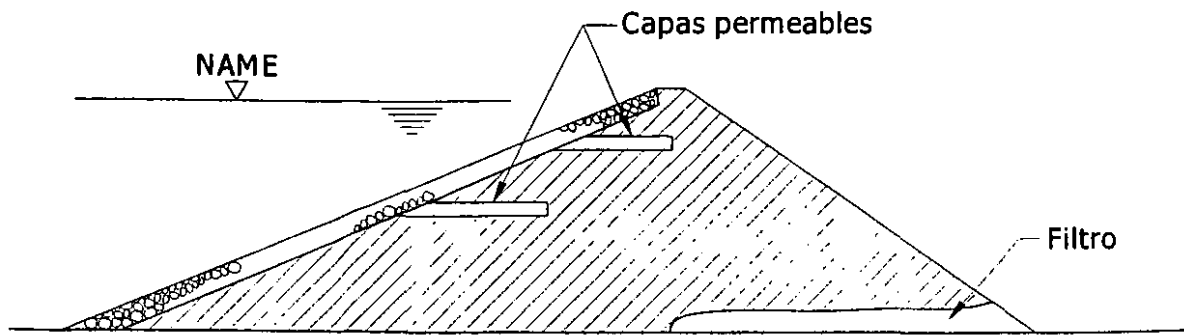


Fig. 1.3



Presa homogénea con filtro aguas arriba y aguas abajo

Fig. 1.4

1.2 Presas de Materiales Graduados

Cuando en el sitio de construcción se dispone de volúmenes suficientes de suelos con diferente permeabilidad, suele ser conveniente y económico distribuirlos en la sección de acuerdo con su permeabilidad como lo muestra la figura 1.5, produciendo así las llamadas presas de sección graduada o de materiales graduados. Se distinguen en la sección varias zonas que desempeñan diferentes funciones:

Zona 1. Proporciona la impermeabilidad y una parte de la estabilidad, dependiendo de sus propiedades mecánicas; se emplean en ella suelos finos, arcillosos o limo-arcillosos, o suelos gruesos con alto contenido de finos que les comunican baja permeabilidad.

Zona 2. Está formada por suelos permeables o semipermeables, cuya permeabilidad es del orden de 100 veces o mayor que la de la zona 1. Se utilizan gravas y arenas de buena graduación, con bajo contenido de finos o limpias. Esta zona funciona como filtro protector de la zona 1 y proporciona una parte de la estabilidad; es además un elemento de transición entre las zonas 1 y 3.

Zona 3. Está formada por materiales pesados y de alta resistencia al corte, aporta, junto con la zona 2 la mayor parte de la estabilidad. Se forma con gravas gruesas y mezclas de grava, arena y boleas o enrocamiento.

Zona 4. Estos enrocamientos auxiliares sirven de protección contra erosión del oleaje o la lluvia al resto de la sección, pudiendo algunas veces ser sustituidos en esta función por el material de la zona 3, cuando ésta queda formada por enrocamiento.

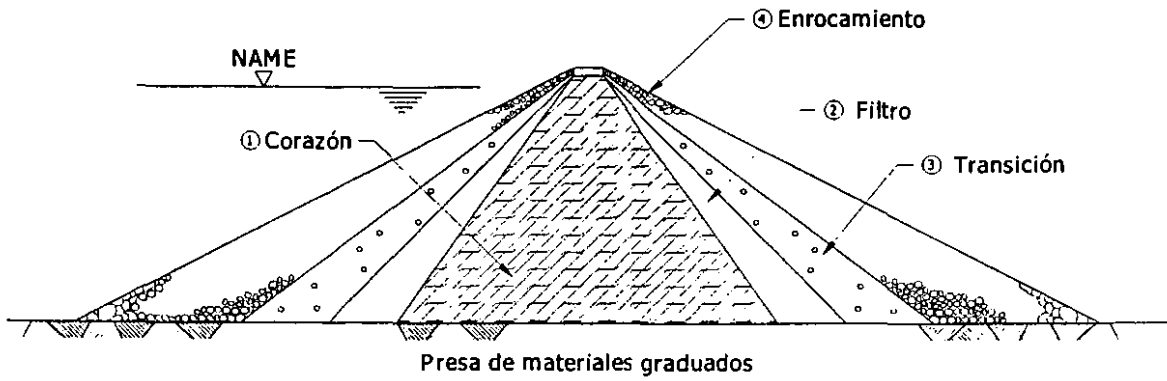
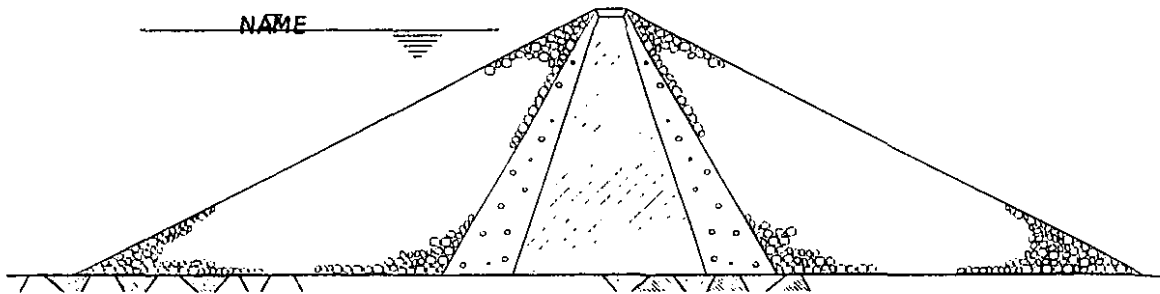


Fig. 1.5

1.3 Presas de Enrocamiento

Las masas de roca en este tipo de presas son voluminosas comparadas con el corazón impermeable. Éste puede ocupar la parte central (Fig. 1.6) o bien ser inclinado hacia aguas abajo (Fig. 1.7). Un caso límite de este tipo es la presa de enrocamiento con pantalla impermeable, sea de concreto o de asfalto en el paramento de aguas arriba (Fig. 1.8). También se han construido estructuras con un muro de concreto o mampostería, lleno o celular, al centro (Fig. 1.9). Un problema típico de las primeras es la junta de la pantalla con la cimentación y empotramientos. Los asentamientos diferenciales son causa de roturas en la unión y por tanto de filtraciones. Por razones semejantes, los muros interiores sufren fracturamiento y siempre acusan filtraciones.

Los materiales que se suelen emplear son para el enrocamiento son boleas, gravas y arenas de alta permeabilidad, que aportan la mayor parte de la estabilidad con su alta resistencia al corte. Los respaldos de enrocamiento se separan del corazón por capas de poco espesor que funcionan como filtros. Si los respaldos están formados por mezclas de grava, arena y cantos rodados, se pueden suprimir los filtros.



Presa de enrocamiento, corazón vertical

Fig. 1.6

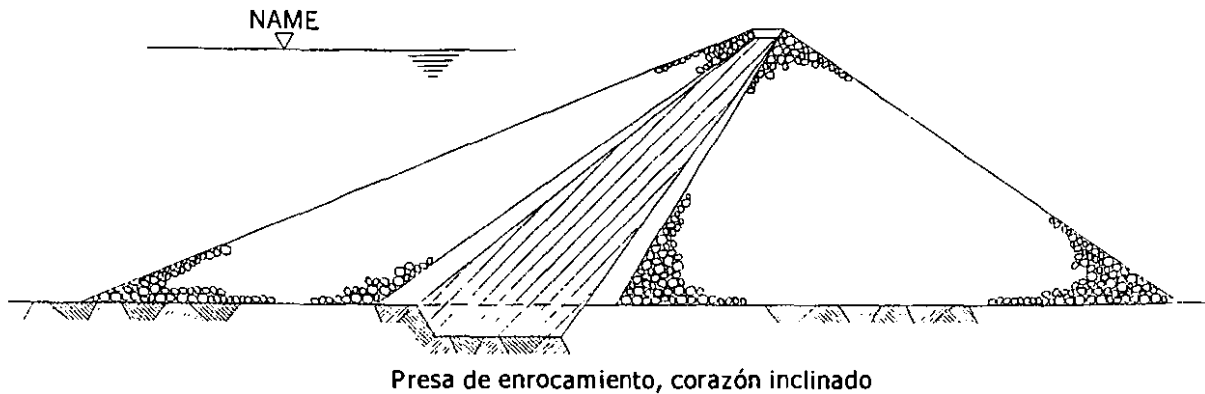


Fig. 1.7

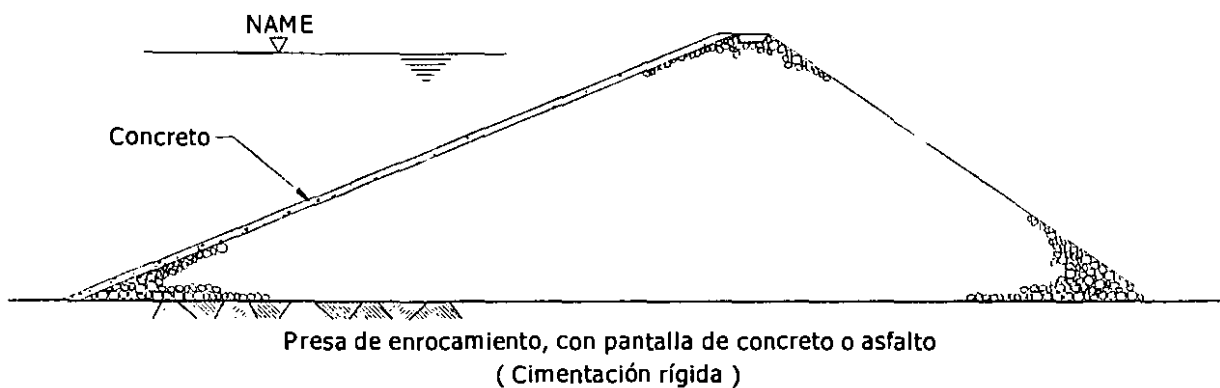


Fig. 1.8



Fig. 1.9

2. BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UNA PRESA DE MATERIALES GRADUADOS

2.1 Corazón Impermeable

El corazón impermeable (también llamado núcleo impermeable) es, como ya se mencionó, la parte de la presa que garantiza que la estructura sea estanca. Esto define el tipo de materiales que ha de usarse en su construcción.

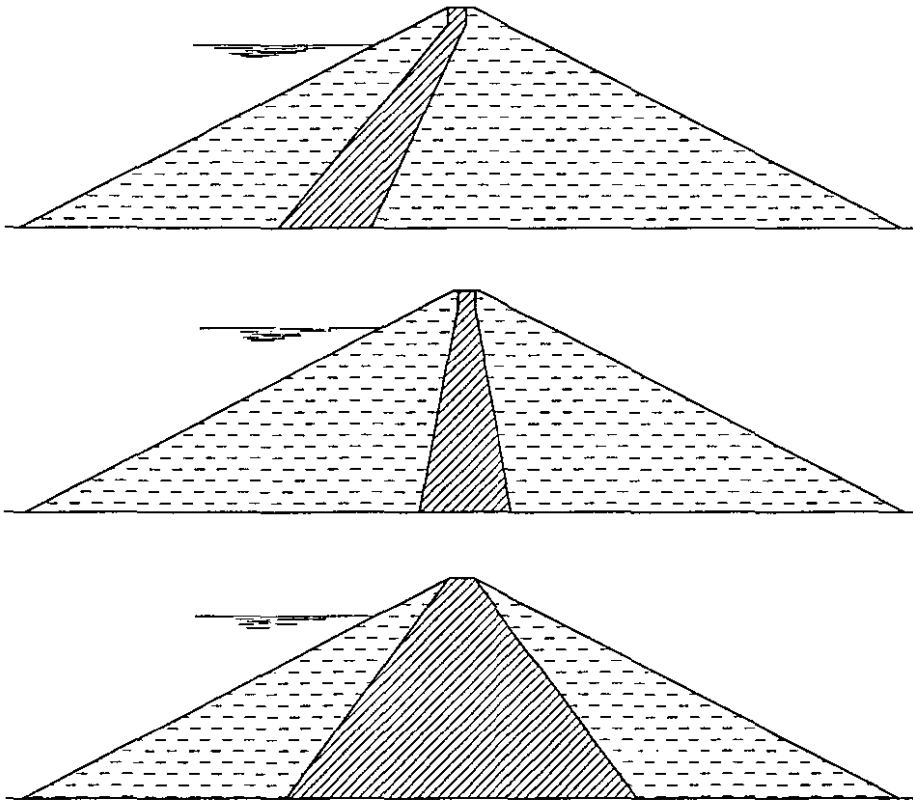
Un factor de gran importancia en el proyecto del corazón impermeable (ver Fig. 2.1) es su ancho, pues él define el volumen de tierra a emplear y el tiempo de construcción. Dicho ancho debe escogerse de acuerdo con los siguientes factores que lo influyen:

- a) La pérdida de agua por filtraciones a través del corazón que se estime tolerable. Es obvio que el corazón tiene siempre un cierto grado de permeabilidad, a pesar de que se le llama impermeable; naturalmente, si los demás factores se mantienen, a mayor ancho las fugas de agua son menores.
- b) El grado de permeabilidad de la cimentación sobre la que será construido y el tipo de solución escogido para reducir dichas filtraciones.
- c) El tipo de material disponible para construir el corazón.
- d) El diseño y disposición de los filtros necesarios.
- e) El mínimo ancho compatible con los procedimientos y equipos de construcción que se piense utilizar.

Si los respaldos de la presa están constituidos por suelos finos relativamente impermeables, puede bastar un corazón muy delgado para impedir una pérdida de agua por filtraciones importantes; además desde el punto de vista de la estabilidad de la presa, es preferible tener un corazón delgado, pues éste está formado por materiales de muy baja resistencia que contribuyen poco a la estabilidad del conjunto; por otra parte, un corazón delgado resiste poco a la tubificación y al agrietamiento por asentamientos diferenciales, fenómenos que dependen mucho de las propiedades del material que forma el corazón, en especial de la plasticidad y de la graduación, siendo esta la razón por la que el tipo de material influye tanto en el ancho del corazón más conveniente.

A pesar de que todos los requerimientos anteriores han de ser tomados en cuenta de modo fundamental, conviene tener presentes las siguientes reglas procedentes de la experiencia de los constructores:

1. Corazones con ancho de 30% a 50% de la altura del agua se han comportado siempre bien, en cualquier suelo y con cualquier altura de presa.
2. Corazones con ancho comprendido entre 15% y 20% de la altura del agua se consideran por lo general demasiado delgados, pero bien construidos y adecuadamente protegidos por sus filtros han demostrado buen comportamiento en la mayoría de las circunstancias.
3. Corazones de ancho de 10% de la altura del agua o menor se han construido raramente y deben ya verse como probablemente inadecuados.



Algunas disposiciones esquemáticas típicas del corazón impermeable de una presa de tierra.

Fig. 2.1

2.2 Filtros

Cuando el agua fluye a través de un medio poroso, ejerce un empuje dinámico sobre las partículas sólidas, dicho empuje se representa como la fuerza de filtración. Esta fuerza tiende a provocar un desplazamiento de las partículas, que al ser arrastradas formarán tubos, presentándose así el fenómeno llamado tubificación; este es un problema que puede presentarse en el núcleo impermeable por lo que debe colocarse un material adecuado al presentarse el cambio de material de la siguiente

capa que tendrá diferente permeabilidad y granulometría. El objeto de los filtros es doble, pues, por un lado, evitan la contaminación de los dos materiales en contacto al pasar el fino a ocupar los huecos del que tiene partículas de mayor tamaño; por otro lado, cuando el agua atraviesa la frontera entre ambos materiales, el filtro impide el arrastre del material más impermeable a través de los huecos mucho mayores, y el material más permeable.

Un buen filtro debe cumplir con dos requisitos:

- a) Debe ser más permeable que el material por proteger, para que le sirva como dren.
- b) Debe ser lo suficientemente fino para evitar que el material por proteger pase a través de sus vacíos.

El método racional para proyectar los filtros, generalmente se atribuye a K. Terzaghi mejorado con investigaciones de G. E. Bertram, verificadas por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos y el U.S.B.R. del mismo país. Estas autoridades han establecido grupos de métodos algo diferentes. Se recomiendan los límites siguientes para satisfacer la estabilidad del filtro y para proporcionar un amplio aumento de permeabilidad entre la base y el filtro:

$$1. \quad 5 < \frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{15} \text{ Material Protegido}}$$

Esto garantiza que la permeabilidad del filtro sea 100 veces mayor que el material por proteger.

$$2. \quad \frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{15} \text{ Material Protegido}} < 40$$

$$\frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{85} \text{ Material Protegido}} < 5$$

Que garantiza la imposibilidad de arrastre de finos.

Cuando el material por proteger tiene un alto contenido de grava, las reglas anteriores deben aplicarse a la porción del material menor que la malla de 2.54 cm (1").

3. El material que constituye el filtro debe tener menos de un 5% en peso de partículas menores que la malla No. 200 y su curva granulométrica debe ser parecida al material por proteger, siempre y cuando éste no sea muy uniforme.

Esto permite que las partículas finas del propio filtro sean retenidas por sus partículas de mayor diámetro.

Cuando un filtro es de varias capas, las reglas anteriores deberán aplicarse entre cada dos de ellas.

Se han establecido espesores mínimos para los filtros, limitados por los problemas constructivos principalmente; lo usual es especificar un espesor mínimo de 1 m. El material se tiende en capas horizontales; si se trata de arena, el espesor de las capas será del orden de 15 cm y si es grava, de 30 cm.

2.3 Transiciones

Muchas veces la diferencia de tamaños de los materiales en contacto, por ejemplo en la frontera entre el enrocamiento y un filtro, es tan grande, que puede suceder que los vacíos del enrocamiento sean de tamaño tal que, si hay posibilidad de flujo, el material fino del filtro sea arrastrado a través de ellos, o el caso inverso, que el material del filtro sea tan fino que logre pasar a través del enrocamiento, entonces será necesario colocar entre ellos materiales de transición que eviten dicha fuga de materiales. Las transiciones, en su caso deberán cumplir con los requisitos de los filtros.

Otro factor que determina la existencia y tamaño de las transiciones es la disponibilidad de materiales en los alrededores del sitio de construcción. Si existen en volumen suficiente, los materiales de transición pueden constituir una zona amplia de la sección de la presa, contribuyendo así también, a la estabilidad de los taludes de la presa.

2.4 Respaldos

Los respaldos de una presa tienen por objeto primordial dar estabilidad a la cortina; además proporcionan protección a los paramentos, sobre todo al de aguas arriba, al defenderlo de los efectos del oleaje. Existen tres formas de colocar el material:

a) Enrocamiento colocado a volteo. Consiste en colocar los fragmentos de roca o piedra, descargándolos por volteo desde una altura determinada. La eficacia de estos enrocamientos depende de varios factores: la calidad de la roca, peso y tamaño de las piedras, forma de las rocas, talud de la presa, etc.

b) Enrocamiento colocado a mano. En este caso las piedras son colocadas a mano siguiendo un patrón determinado, que ofrezca el mínimo de huecos, este procedimiento es costoso y a veces se emplea en los paramentos de los respaldos.

c) Enrocamiento compacto. El enrocamiento a volteo tiene algunos inconvenientes debido a que forma una masa suelta, muy segregada y susceptible de deformaciones por reacomodamiento; debido a esto se consideró que el enrocamiento debía ser colocado en capas de 1 a 2.5 m, "bandeadas" con tractor pesado; en algunos casos, la limitación del tamaño máximo del enrocamiento a valores comprendidos entre 30 y 60

cm hizo posible reducir el espesor de la capa de 50 a 100 cm, permitiendo incrementar la energía de compactación por unidad de volumen con equipos menos pesados; además se han usado con bastante éxito vibradores mecánicos para llevar a cabo la compactación, debido a la influencia de la vibración sobre los "suelos" granulares.

2.5 Chapas de Enrocamiento

En condiciones normales de operación, la superficie de ambos taludes de una presa de tierra están sometidos a acciones mecánicas y, de no estar bien protegidos, pueden sufrir daños por erosión. En el talud de aguas abajo, la más importante de tales acciones es la lluvia y talud de aguas arriba la del oleaje, que suele ser más intensa que la primera.

En presas con respaldos de enrocamiento, los posibles efectos detrimentales de la lluvia y del oleaje en los taludes son intrascendentes, excepto si el tamaño medio de las partículas superficiales del enrocamiento es muy pequeño; pero aún en tales casos los daños son de fácil reparación y no llegan a poner en peligro la estabilidad de la cortina.

Por lo que se refiere a una presa con taludes exteriores de material fino, de arena o de grava, ambos taludes deben de protegerse de alguna manera contra la erosión. El procedimiento más utilizado para la protección del talud de aguas arriba consiste en una chapa de enrocamiento sobre un filtro de dimensiones y características adecuadas; también se utiliza pavimento de concreto sobre un filtro de arena bien graduada, y, mezclas asfálticas de suelo cementado. Para la protección del talud aguas abajo, los medios más comunes son la chapa de enrocamiento y el césped, combinados con un sistema de drenaje superficial (cunetas) que impida la concentración de grandes caudales de agua pluvial.

Las principales ventajas de la protección mediante una capa de enrocamiento son:

1. Su gran flexibilidad, que lo hace insensible a las más severas condiciones de deformación del terraplén.
2. Su rugosidad, que reduce considerablemente la altura de rodamiento de las olas sobre el talud, disminuyendo en la misma medida los requisitos de bordo libre.
3. Su permeabilidad, que elimina problemas de drenaje y subpresión.
4. Su resistencia al oleaje.
5. La facilidad de su reparación.

En la actualidad se sabe también que una protección de enrocamiento a volteo es más satisfactoria desde todo punto de vista (excepto, quizá, el estético) que una roca acomodada a mano. La principal razón para esto es la menor influencia que en la estabilidad del conjunto tiene la de una roca individual. Así, si el oleaje desplaza de su sitio a una roca de una protección a volteo, el resto de la capa apenas resentirá alguna

consecuencia, en tanto que la remoción de una pieza en una carpeta de roca cuidadosamente acomodada puede ser el principio de una falla progresiva de toda la chapa de protección o el punto débil por el que se inicie la erosión de los materiales más finos que la subyacen.

El diseño de la chapa de enrocamiento es esencialmente empírico. La tabla 2.1 muestra las recomendaciones de diseño propuestas por Sherard (Sherard *et al*, 1963).

Tabla 2.1 – Criterio para el diseño de protecciones de enrocamiento.

Altura máxima de las olas (pies)	Tamaño medio mínimo (D_{50}) recomendado (pulgadas)	Espesor del estrato recomendado (pulgadas)
0 – 2	10	12
2 – 4	12	18
4 – 6	15	24
6 – 8	18	30
8 – 10	21	36

3. CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA

Puesto que las normas del diseño moderno de las presas de tierra se basan, por una parte en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales que integran a la sección, y por la otra, en el estudio de los fenómenos que han sido responsables de las fallas ocurridas en el pasado, es interesante describir las causas de falla como se las conoce en el presente. Simultáneamente, se irán describiendo los fenómenos que involucran cada tipo de falla y aquellas propiedades de los suelos que están íntimamente relacionados con él. Se reconocen como causas de falla más frecuentes las siguientes:

3.1 Falla por Insuficiencia del Vertedor

Puede decirse que una de las causas más frecuentes de falla ha sido la falta de una adecuada estimación del gasto correspondiente a la máxima avenida que deba pasar por el vertedor de excedencias. De tal manera que, al presentarse una avenida notablemente mayor a la máxima prevista, el agua fluye sobre la corona de la presa, erosionando el talud de aguas abajo y disminuyendo así la estabilidad de la sección, hasta el punto de provocar la falla completa. Es evidente que la correcta estimación de la máxima avenida presenta, en el diseño de cualquier tipo de presa un problema importante; pero la importancia de esa estimación se vuelve crítica en el caso de una presa de tierra, ya que en una de mampostería o de concreto puede tolerarse, hasta un cierto límite, que el agua vierta sobre el cuerpo de la presa, mientras que en la de tierra tal situación es inadmisibile.

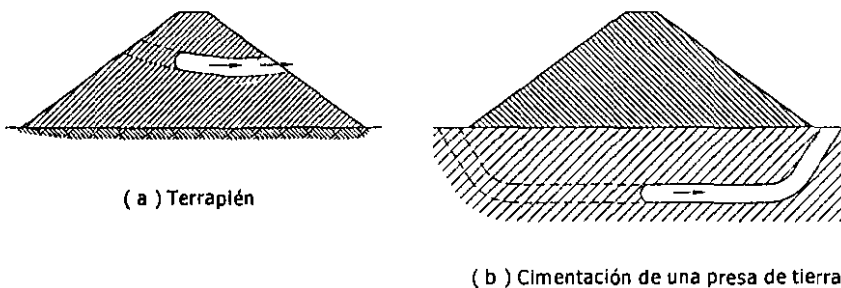
Normalmente, las fallas ocurridas por este concepto han sido asociadas a una carencia o escasez de datos hidrológicos de la corriente interceptada por la presa. Esa condición es particularmente frecuente en el caso de corrientes pequeñas, en las que el gasto máximo de escurrimiento por km^2 de cuenca de captación llega a ser notablemente más grande que el correspondiente a corrientes de mayor importancia ubicadas en la misma zona. Se advierte entonces los inconvenientes de extrapolar los datos disponibles de una corriente grande a las de áreas de captación pequeña.

No siempre será económico proveer un vertedor con la capacidad necesaria para permitir el paso de la máxima avenida posible en un tiempo corto. Puede ser más conveniente en ciertos casos incrementar la capacidad del control de avenidas aumentando la altura de la cortina (bordo libre).

3.2 Falla por Tubificación

El agua fluyendo a través de un cuerpo poroso ejerce sobre las partículas de éste una fuerza por unidad de volumen en la dirección del flujo, igual al producto del gradiente hidráulico por el peso volumétrico del agua. Las partículas de suelo resisten esta acción, por una parte, mediante las fuerzas de cohesión entre partículas y, por otra, gracias al soporte que a cada partícula le brindan las que se encuentran aguas abajo de ella y a la fricción con las de a lado, arriba y debajo de ella. La componente del peso del suelo en la dirección del flujo puede actuar a favor o en contra del arrastre de partículas, según la dirección de aquel con respecto a la vertical.

Es obvio que, en un dominio de flujo homogéneo, las partículas localizadas sobre la superficie de salida del flujo se encuentran más expuestas al arrastre por las fuerzas de filtración. Más aún, ciertas irregularidades, como una pequeña cavidad en la cara de salida, crean concentraciones de flujo que aumentan la tendencia a dicho arrastre. Un proceso de erosión iniciado en el lado de aguas abajo de una presa (sobre el talud o la cimentación) puede progresar de esta manera hacia el embalse en la forma de un ducto o tubo, como se indica en la figura 3.1. Al avanzar el proceso, se generan concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos cada vez mayores en el área de aguas arriba del ducto, mientras que en el ducto que se forma aguas abajo el régimen de flujo se transforma de laminar a turbulento, hasta que, al llegar a las proximidades del embalse se crea una vía continua para el agua y la falla de la presa es inminente. Las fallas producidas a consecuencia de este fenómeno se han denominado fallas por tubificación.



Proceso de erosión regresiva que conduce a la tubificación

Fig. 3.1

Un factor que contribuye mucho a la tubificación es la insuficiencia en la compactación del material de la presa, que deja alguna capa del mismo suelta y floja; esto es particularmente probable cerca de las uniones del terraplén de la presa con estructuras hechas de materiales rígidos, tales como muros de contención o conductos de obras de toma que atraviesan al cuerpo de la presa. Los movimientos por asentamientos del terraplén que ocurren posteriormente a la construcción llegan a

provocar la separación entre la tierra y el elemento rígido de mampostería de concreto, dando lugar así a que se inicie allí la formación del tubo.

En terraplenes compactados, las pequeñas irregularidades debidas a cambios en las propiedades intrínsecas o en las condiciones de colocación de los suelos pueden también introducir modificaciones desfavorables en las características del flujo.

La tubificación del terreno natural bajo la presa es aún más delicada, pues los suelos naturales son de estratificación más errática y pueden contener estratos permeables.

La experiencia ha mostrado que no todos los suelos son igualmente susceptibles a los daños causados por la tubificación. La susceptibilidad depende de la adherencia que exista entre las partículas que constituyen al suelo por una parte, o por otra, del tamaño y peso de la partícula. La tabla 3.1 muestra un resumen de dicha susceptibilidad en orden descendente de resistencia al fenómeno.

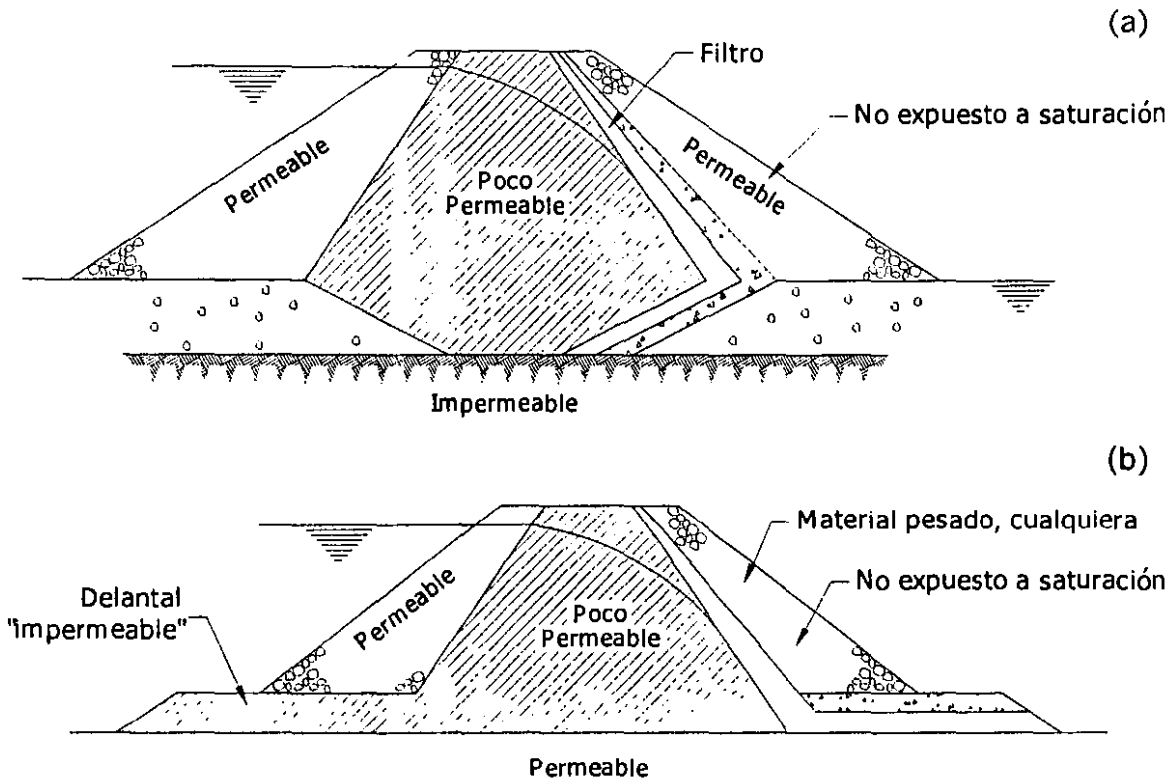
Tabla 3.1 – Susceptibilidad de algunos materiales a la tubificación.

Susceptibilidad a la Tubificación	Materiales
No tubificables	Materiales gruesos. De arenas gruesas a enrocamiento
Gran resistencia a la tubificación	Arcillas, arcillas–arenosas, arenas–arcillosas de alta plasticidad ($I_p > 15\%$)
Resistencia media a la tubificación	Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava con contenido de arcilla de plasticidad media ($I_p > 6\%$).
Muy baja resistencia a la tubificación	Mezclas no plásticas bien graduadas de grava, arena y limo ($I_p < 6\%$). Arenas limpias finas uniformes y limos, finos no cohesivos ($I_p < 6\%$).

El control de contenido de agua de compactación es importante en la prevención de daños por tubificación, principalmente a causa de su influencia en la permeabilidad de los suelos compactados. Un terraplén construido sin control adecuado del contenido de agua resultará heterogéneo y ofrecerá condiciones favorables para el desarrollo de concentraciones de flujo. Además, si se compacta uniformemente pero con muy bajo contenido de agua, resultará con permeabilidad inicial relativamente alta y las partículas tendrán tendencia a la dispersión, lo que aumenta el riesgo de erosión interna. Por otra parte, a mejor compactación corresponde, en igualdad de circunstancias mayor resistencia a la tubificación.

Aparte de la selección del material y de los métodos de construcción más apropiados, la medida usual para prevenir el desarrollo de este fenómeno consiste en la colocación de filtros aguas abajo de la zona que se pretende proteger. El diseño de estos filtros deberá cumplir los requisitos mencionados en la sección 2.2 (Fig. 3.2, a).

Una última medida es provocar la disminución del gradiente hidráulico aumentando la longitud que debe recorrer el agua a través del medio poroso. Esto se logra modificando el ancho del núcleo impermeable o colocando delantales impermeables sobre la cimentación si se trata de flujo a través de ésta (Fig. 3.2, b).



Colocación de filtros en el lado de aguas abajo para evitar tubificaciones.

Fig. 3.2

3.3 Falla por Agrietamiento

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

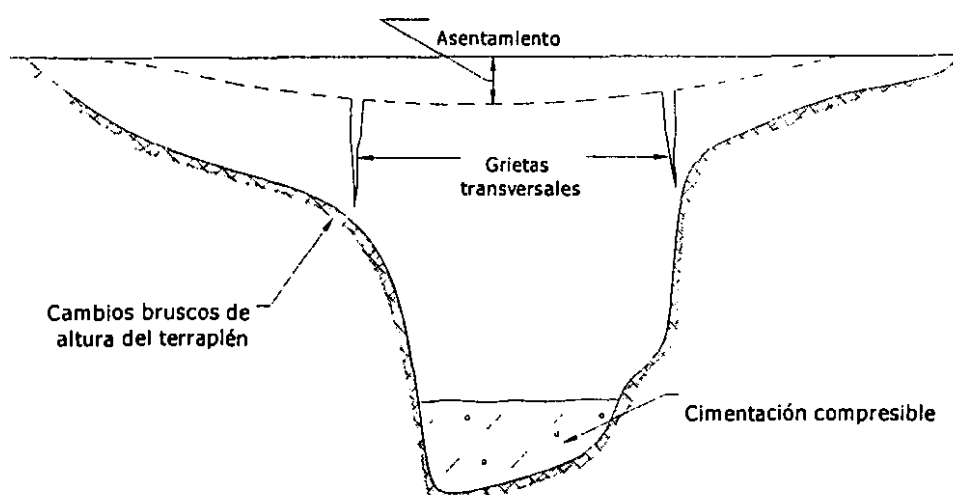
otra, dependiendo por una parte, del tipo de suelos que la forman y de la compacidad y grado de saturación con que hayan sido colocados en el terraplén durante la construcción, y por la otra, de la compresibilidad y espesor de los suelos en que esté apoyada. En algunos casos el asentamiento se desarrolla en un tiempo relativamente corto, durante el primer llenado del vaso, en cuanto a los materiales de la presa entran en contacto con el agua; en otras, es un proceso lento, que toma algunos años.

Cuando los asentamientos de la corona llegan a ser muy diferentes de un punto a otro, se generan tensiones en el cuerpo de la presa, que producen grietas. Si estas grietas son transversales al eje de la cortina y se presentan cuando el vaso está lleno, el agua, al escurrir en ellas las amplía por erosión de sus paredes y acaba por destruir, parcial o totalmente, la presa. El proceso destructivo puede durar algunas horas o varios días, dependiendo de la susceptibilidad de los materiales a la erosión.

Ahora bien, la observación del comportamiento de varias presas ha demostrado que, mientras algunos suelos son capaces de tolerar grandes asentamientos diferenciales sin agrietarse, otros son altamente sensibles al agrietamiento.

En consecuencia, el problema comprende dos aspectos; el desarrollo de asentamientos diferenciales de la corona y la susceptibilidad de los materiales al agrietamiento. El primero está íntimamente ligado a la compresibilidad de los suelos y el segundo a su plasticidad.

Cabe agregar que este tipo de problema es más agudo cuando la presa está construida en una boquilla con laderas fuertemente escarpadas o con cambios bruscos de pendiente, ya que esta situación favorece notablemente el desarrollo de asentamientos diferenciales a lo largo del eje de la cortina. La figura 3.3 ilustra esquemáticamente este tipo de fenómeno, mostrando con línea punteada la posición de la corona del terraplén después de producido el asentamiento, así como la posición aproximada de las grietas transversales.



Agrietamiento transversal causado por asentamientos diferenciales de la presa.

Fig. 3.3

Puesto que el fenómeno de agrietamiento tiene su origen en la producción de asentamientos diferenciales, es evidente que las medidas que se tomen contra fallas de esta clase estén enfocadas principalmente hacia la reducción de dichos asentamientos. Pero, por otra parte, no siempre es posible reducir los asentamientos en forma importante. Se requiere entonces otro tipo de medidas precautorias para evitar sus consecuencias.

La experiencia obtenida mediante la observación de agrietamientos producidos en varias presas ha permitido concluir que los suelos tienen un diferente grado de susceptibilidad al agrietamiento y que esa susceptibilidad es menor a medida que el suelo es más plástico. La mayor susceptibilidad corresponde a las arenas finas limosas o a los limos arenosos de plasticidad baja o nula cuyo índice de plasticidad es menor de 15% y la mínima a las arcillas de alta plasticidad, las cuales son capaces de adaptarse a fuertes deformaciones, cuando su contenido de agua al colocarlas en el terraplén se encuentra en la vecindad del límite plástico. El conocimiento de esta escala relativa de susceptibilidad permite establecer aunque sea en forma cualitativa, el grado de riesgo de agrietamiento (véase tabla 3.2).

Las consideraciones anteriores conducen a adoptar las siguientes normas para prevenir las fallas por agrietamiento:

1. Es conveniente colocar los materiales de la zona impermeable con el máximo peso volumétrico que permita el equipo de compactación dentro de límites económicos. De este modo se logra reducir la compresibilidad de los suelos y por consiguiente los asentamientos por compresión del terraplén. En México se han tenido buenos resultados siguiendo las siguientes recomendaciones:

- Materiales finos: compactados como mínimo al 95% de la prueba Proctor SRH/CNA.
- Materiales granulares: al 75% de compacidad relativa, como mínimo.

2. Para el núcleo impermeable conviene utilizar, en la medida de lo posible, materiales que soporten deformaciones sin agrietarse, es decir, evitar el uso de finos no cohesivos (ML, MH, OL) (Cfr. tabla 3.2)

3. El grado de saturación que se obtenga al colocar suelos impermeables influye notablemente en la proporción del asentamiento que ocurre durante la construcción, con respecto al asentamiento total originado por compresión del terraplén. Es conveniente por este motivo, lograr un bajo grado de saturación del material colocado, sin que éste sea menor que el que podría causar asentamiento brusco por saturación posterior, al llenarse el almacenamiento.

4. Si en la cimentación de la presa existen suelos finos compresibles y se prevé que ésta sufrirá asentamientos diferenciales posteriores a la terminación por consolidación de la cimentación, lo mejor es retirar o preconsolidar estos materiales, sin embargo, esto no siempre es posible. Entonces puede ser conveniente colocar los materiales impermeables con un alto contenido de humedad, para lograr una mayor adaptabilidad

de éstos a las deformaciones diferenciales, de esta manera los asentamientos propios del terraplén ocurrirán, principalmente, durante la construcción. Esta medida reduce, evidentemente, la resistencia inicial a los esfuerzos cortantes y tal reducción debe tomarse en cuenta en el análisis de la estabilidad.

5. La práctica de colocar zonas de filtro, formadas por arenas y gravas de buena graduación, sobre ambos taludes del corazón impermeable, es muy recomendable para evitar la erosión de las paredes de la grieta, en caso de que ésta se produzca, ya que, al fluir el agua a través de ella arrastra al material del filtro de aguas arriba, el cual se retiene en el de aguas abajo, evitando así altas velocidades del agua, al rellenarse la grieta con material permeable.

La instalación de filtros con espesor mínimo de 3 m, es particularmente importante cuando existe la posibilidad de asentamientos diferenciales posteriores a la construcción, por la presencia de suelos finos compresibles en la cimentación, especialmente si la presa está formada con materiales de baja plasticidad, muy susceptibles al agrietamiento (véase tabla 3.2).

No es recomendable construir presas de sección homogénea con suelos de alta susceptibilidad al agrietamiento, cimentadas sobre suelos compresibles, si no se dispone de filtros protectores.

6. Buscar que la boquilla no tenga laderas muy escarpadas o con salientes bruscos (Fig. 3.3). Si esto no es posible, es recomendable suavizar las salientes y pendientes mediante excavaciones.

7. Construir la corona con contraflechas adecuadas de modo que los asentamientos que se presenten generen compresiones y no tensiones en los materiales que la forman.

8. Las cimentaciones constituidas por depósitos finos, no cohesivos, en estado suelto y parcialmente saturados (arenas finas limosas y limos, de terrazas aluviales de depósitos eólicos) son fuente importante de asentamientos diferenciales bruscos durante el primer llenado de la presa. Este fenómeno puede evitarse o disminuirse de manera notable saturando los materiales de la cimentación antes de construir, de modo que la mayor parte del asentamiento tenga lugar durante la construcción. La saturación debe mantenerse en todo el período constructivo.

Tabla 3.2 – Susceptibilidad de algunos materiales al agrietamiento (Tamez, 1964).

Clase de suelo	Definición	Susceptibilidad al agrietamiento
Suelos gruesos limpios	<p>Materiales gruesos con menos de 5% de finos.</p> <p>Enrocamiento Rezaga de roca Boleos o cantos rodados Gravas bien graduadas (GW) Gravas mal graduadas (GP) Arenas bien graduadas (SW) Arenas mal graduadas (SP)</p>	<p>No susceptibles al agrietamiento.</p>
Suelos gruesos con finos	<p>Materiales gruesos con más del 12% de finos. Más del 50% es retenido en la malla No. 200.</p> <p>Boleos con finos Gravas y arenas limosas (GM y SM) Gravas y arenas arcillosas (GC y SC)</p>	<p>En el caso de las gravas y arenas con limo (GM y SP), la susceptibilidad varía de mediana a alta, dependiendo del contenido de finos y su plasticidad. El máximo riesgo se presenta cuando el porcentaje de finos es mayor del 30%, el $I_p < 8$ y $LL < 30\%$.</p> <p>Para las gravas y arenas arcillosas (GC y SC), la susceptibilidad, es mediana o baja, dependiendo del contenido de finos y su plasticidad. El riesgo es mayor cuando el $I_p < 15$ y $LL < 50\%$.</p> <p>Es muy importante el control adecuado de la humedad en la compactación.</p>
Suelos finos limosos	<p>Materiales finos limosos. Más de 50% pasa por la malla No. 200. La plasticidad queda representada por puntos debajo de la línea "A" de la carta de Casagrande.</p> <p>Limos inorgánicos de baja y alta plasticidad (ML y MH) Suelos orgánicos de baja plasticidad (OL)</p>	<p>Muy susceptibles al agrietamiento.</p> <p>En los limos de baja compresibilidad, el máximo riesgo se presenta cuando el contenido de finos es alto, $I_p < 10$ y $LL < 30\%$. De los limos orgánicos y de los limos compresibles, se conoce poco, pero es probable que se comporten en forma semejante a los limos de baja compresibilidad. La susceptibilidad aumenta con la finura y mala graduación. En estos materiales debe exigirse un control riguroso de la colocación. No es conveniente colocarlos con un bajo grado de saturación, especialmente cuando se prevén asentamientos diferenciales posteriores a la construcción.</p>
Suelos finos arcillosos	<p>Materiales finos arcillosos. Más del 50% pasa por la malla No. 200. La plasticidad queda representada por puntos arriba de la línea "A" con excepción de los suelos orgánicos.</p> <p>Arcillas de baja y alta plasticidad (CL y CH) Suelos orgánicos de alta plasticidad (OH)</p>	<p>Para suelos de esta clase, en los que $D_{50} > 0.02$ mm e $I_p < 15$, la susceptibilidad al agrietamiento varía de mediana a alta, según disminuya el I_p. Esta condición es propia del grupo CL.</p> <p>Cuando $I_p > 15$ y $D_{50} < 0.02$ mm, como ocurre normalmente en el grupo (CH) y ocasionalmente en el CL, los suelos se agrietan solamente en condiciones extremas de deformación.</p> <p>No se tiene experiencia con los suelos del grupo (OH), pero puede considerárseles semejantes a los del grupo CL y emplearse con precaución.</p>

3.4 Falla por Deslizamiento de Taludes

La falla por deslizamiento de taludes es quizá la más estudiada de todas las que frecuentemente acaecen en las presas de tierra. La razón es que, además de su importancia intrínseca, es el tipo de falla más susceptible de análisis y cuantificación con los métodos existentes para el estudio de estabilidad de taludes.

Las fallas por deslizamiento ocurren preponderantemente en los primeros tiempos de la vida de la presa y también, y ésta es sin duda una conclusión alentadora, ocurren cada vez más raramente en las presas de reciente y cuidadosa construcción; de hecho parece haber evidencia suficiente para poder decir que si el diseño y la construcción de una presa, por alta que sea, se cuidan lo necesario, las técnicas de que se dispone permiten adoptar una actitud de tranquilidad ante las fallas ahora en estudio.

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

1. Fallas durante la construcción.

Estas fallas han sido menos frecuentes que las ocurridas durante la operación; nunca han sido catastróficas. Las fallas se han presentado sobre todo en presas cimentadas en arcillas blandas, con gran porción de la superficie de falla a través de ese material y pueden ser rápidas o lentas, según que el material de cimentación sea homogéneo o presente estratificaciones que favorezcan el movimiento.

La prevención de este tipo de fallas, en presas construidas sobre los materiales mencionados, es lograr el abatimiento de las presiones de poro o neutrales, que puede medirse colocando piezómetros en el terreno de cimentación; en arcillas homogéneas el proceso es lento pues se requiere que el terreno se vaya consolidando bajo el peso propio de la presa; en el caso de que existan estratificaciones en que alguna capa desarrolle presiones de poro elevadas con riesgo de estabilidad, el proceso puede ser más rápido con obras de alivio que abatan esas presiones locales.

2. Fallas durante la operación.

Las fallas por deslizamiento de taludes que han ocurrido durante el período de operación de las presas de tierra, han sido sobre todo de dos tipos: profundas, con superficie de falla invadiendo generalmente terrenos de cimentación arcillosos, y superficiales, afectando solo pequeños volúmenes del talud. Las fallas profundas suelen ocurrir a presa llena y están relacionadas con las presiones neutrales que se producen por flujo de agua a través de la cortina y en el terreno de cimentación; el deslizamiento no alivia estas presiones y por ello es frecuente que se presenten otros ulteriores, lo que se comprende más fácilmente si se toma en cuenta que el suelo, después de una falla, suele presentar frentes más escarpados que los originales.

El talud afectado es prácticamente siempre el de aguas abajo.

Es bastante común que las fallas profundas ocurran con relativa lentitud, especialmente en arcillas, con velocidades sobre el terreno del orden de 1m por día, al principio; estos movimientos pueden prolongarse durante semanas a velocidades mucho menores. Las fallas profundas pueden abarcar todo el ancho de la corona, reduciendo así la altura del bordo.

Los deslizamientos superficiales suelen sobrevenir después de fuertes lluvias y frecuentemente afectan espesores del bordo no mayores que uno o dos metros; a veces ocurren inmediatamente después de la construcción, pero en algunos casos han ocurrido muchos años después de estar funcionando normalmente la estructura. Han ocurrido frecuentemente en presas en donde capas gruesas de piedra acomodada o grava en el talud aguas abajo almacenan agua después de la lluvia, que puede contribuir a saturar dicho talud; también cuando en el talud aguas abajo existen bermas cuya superficie no está bien drenada para impedir la penetración del agua al cuerpo de la cortina o cuando haya caminos en el mismo lugar y con el mismo defecto.

3. Fallas después de un vaciado rápido.

Todas las fallas de importancia reportadas por deslizamiento del talud aguas arriba han ocurrido como consecuencia de un vaciado rápido. Las fallas del talud aguas arriba no han causado el colapso de la presa o pérdida de agua en el almacenamiento, pero frecuentemente han causado situaciones de peligro al tapar conductos, galerías, etc. Hay poco peligro de fallas repetidas, puesto que la primera falla en un vaciado rápido disipa en gran parte la presión de poro que existía en el agua como consecuencia del flujo.

Para que el vaciado rápido sea una condición peligrosa para la estabilidad de la cortina, no hace falta que sea realmente rápido. Se considera vaciado rápido a un descenso del agua del orden de 20 a 30 cm por día, en general, se dice que hay vaciado rápido si el agua desciende más rápido que la velocidad con que se disipan los excesos de presión de poro del suelo. Por lo tanto después de un vaciado rápido se tiene el peligro de falla debido a las altas presiones neutrales que existen en el talud a aguas arriba. El problema se incrementa porque el efecto estabilizador del peso del agua desaparece.

Una buena parte de las fallas durante el vaciado han ocurrido la primera vez que esta operación se efectúa en forma importante.

Los deslizamientos también suelen ser relativamente lentos y su superficie de falla es frecuentemente profunda, de modo que interesa al terreno de cimentación y abarca en ocasiones hasta la mitad del ancho de la corona.

Prácticamente todas las fallas profundas por deslizamiento en presas de tierra han ocurrido en presas construidas sobre terrenos arcillosos plásticos y con importantes contenidos de agua. También se ha observado una relación definitiva entre el riesgo de falla y lo arcilloso que sea el material que constituye la cortina propiamente dicha o la preponderancia de materiales de este tipo en el cuerpo de la misma.

4. ELEMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA

Al hacer el diseño de una presa de tierra, el ingeniero debe tener presente una serie de propiedades de los materiales de que dispone para formar el cuerpo de la presa y de los que existen en su cimentación. En este capítulo se tratarán solo algunas propiedades como la granulometría, la permeabilidad y la plasticidad, las cuales tienen un amplio rango de variación entre los diferentes tipos de suelos.

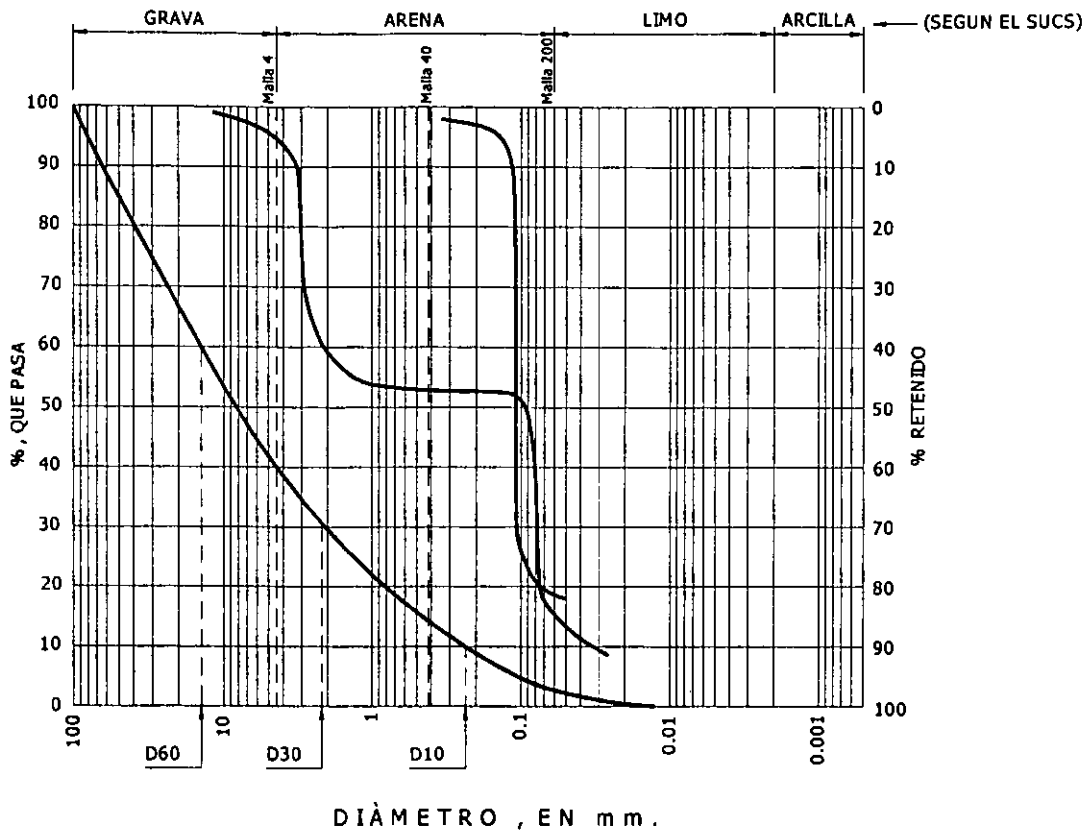
4.1 Granulometría

Las propiedades mecánicas de los suelos están íntimamente relacionadas con el tamaño y la forma de las partículas que los integran. Un suelo puede estar constituido predominantemente por partículas de tamaños muy semejantes entre sí, o bien, pueden encontrarse en él una gran diversidad de tamaños, variando desde aquellos que no son visibles aún con los mejores microscopios ópticos (partículas coloidales), hasta piedras de 8 a 10 cm. Se hace pasar una porción de suelo a través de una serie de mallas o tamices de aberturas conocidas, como los que indica la tabla 4.1, en cada una de ellas se irán deteniendo partículas cuyo tamaño es mayor que la abertura de la malla que los retiene y menor que la inmediata superior. De esta manera puede establecerse la proporción relativa en peso, de los diversos rangos de tamaño que constituyen el material en cuestión. Cuando se tienen dichas proporciones para un suelo dado se dice que se conoce su "granulometría", o su textura. Si se representa gráficamente en papel semilogarítmico en el eje horizontal el logaritmo de los diámetros de las partículas y en el vertical los porcentajes relativos correspondientes a dichos diámetros, se obtiene una "curva granulométrica" como las que se muestran en la figura 4.1.

Tabla 4.1 – Aberturas de mallas del Sistema Tyler.

Malla*			Malla*		
No.	Abertura		No.	Abertura	
	Pulg.	mm.		Pulg.	mm.
s/n	3.000	76.2	9	0.178	1.981
s/n	2.000	50.8	10	0.065	1.651
s/n	1.050	26.67	14	0.046	1.168
s/n	0.742	18.85	20	0.0328	0.833
s/n	0.525	13.33	28	0.0232	0.589
s/n	0.371	9.423	48	0.0116	0.295
3	0.263	6.680	60	0.0097	0.246
4	0.185	4.699	100	0.0058	0.147
6	0.131	3.327	150	0.0041	0.104
8	0.193	2.362	200	0.0029	0.074

*El No. de malla corresponde al número de hilos por pulgada que la forman.



Curvas granulométricas de tres materiales de diferente graduación.

Fig. 4.1

En la práctica se emplean los términos "grava, arena, limo y arcilla", para designar distintos rangos de tamaños, cuyos límites son puramente convencionales. A continuación se muestran algunas convenciones comúnmente empleadas en los trabajos de suelos.

Clasificación Internacional (diámetro en mm):

2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra-arcilla (coloides)

Clasificación del U.S. Bureau of Soils (diámetro en mm):

2.0	1.0	0.5	0.25	0.1	0.05	0.005
Grava fina	Arena gruesa	Arena	Arena fina	Arena muy fina	Limo	Arcilla

Clasificación del M.I.T. (diámetro en mm):

2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Mediana	Fina	Grueso	Mediano	Fino	Gruesa	Mediana	Fina (coloidal)
ARENA			LIMO			ARCILLA		

Cuando un material contiene una baja proporción de partículas finas (limo y arcilla) o carece de ellas, puede determinarse en el laboratorio su curva granulométrica, simplemente, con el empleo de una serie de mallas. Pero cuando por el contrario, el limo y la arcilla se encuentran en cantidad importante (mayor de 5% a 10%) es necesario lavar con agua los materiales retenidos en las mallas.

La granulometría de suelos finos, formada por aquellas partículas que pasan a través de la malla No. 200 (0.074 mm de abertura) del sistema Tyler, se realiza en el laboratorio por medio de sedimentación, basándose en la ley de Stokes, que da la velocidad con que cae una esfera de peso específico y diámetro conocido, a través de un líquido. La técnica de laboratorio puede consultarse en cualquier manual sobre la materia, v. g. el Instructivo para ensaye de suelos, SRH, México, 1954.

La forma de la curva granulométrica da una idea inmediata de la distribución de la granulometría, por ejemplo, un suelo con partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical y se llamará suelo uniforme, una curva muy tendida representará un suelo con gran variedad de tamaño y se le llamará suelo bien graduado. La buena graduación queda definida por dos parámetros que son: el coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de curvatura (C_c), ambos obtenidos de la curva granulométrica según las siguientes expresiones:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$$

Donde:

- D_{60} : diámetro en mm, para el cual el 60% de las partículas son menores que ese diámetro.
- D_{10} : diámetro en mm, para el cual el 10% de las partículas son menores que ese diámetro.
- D_{30} : es análogo a los anteriores, pero para el 30%.

La figura 4.1 muestra estos conceptos.

Se acepta un suelo como bien graduado si tiene un $C_u > 4$ para gravas y $C_u > 6$ para arenas, ambos con $1 < C_c < 3$. En la sección 4.3 se explica de manera más detallada esta clasificación.

4.2 Plasticidad

La plasticidad es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Para medir la plasticidad de las arcillas existen varios criterios; el más conocido es el que desarrolló Atterberg, quien hizo notar que la plasticidad no es una propiedad permanente de los suelos, sino que depende directamente del contenido de agua.

Para comprender mejor estos conceptos es necesario definir antes el contenido de humedad de un suelo. Se conoce como contenido de agua de un suelo, la relación entre el peso del agua contenido en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Atterberg definió los estados de consistencia, que en orden decreciente de contenido de agua son los siguientes:

- a) Estado líquido, presenta propiedades de una suspensión.
- b) Estado semilíquido, con características de un fluido viscoso.
- c) Estado plástico, en cuyo caso el suelo se comporta plásticamente.
- d) Estado semisólido, en que el suelo se parece a un sólido pero aún disminuye su volumen al secarse.
- e) Estado sólido, el volumen permanece constante, aún cuando se someta a secado.

Las fronteras entre uno y otro estado fueron establecidas también por Atterberg bajo el nombre de límites de consistencia, y son las siguientes:

- a) Límite líquido (LL). Es el contenido de humedad en la frontera entre los estados semilíquido y plástico.
- b) Límite plástico (LP). Es el contenido de humedad en la frontera entre los estados plástico y semisólido.

Dado que estas fronteras limitan el intervalo plástico se les conoce con el nombre de límites de plasticidad. La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico se llama índice de plasticidad (I_p) y representa el rango de variación de la humedad dentro del cual el suelo se comporta plásticamente:

$$I_p = LL - LP$$

c) Otros límites son: el de adhesión, el de cohesión y el de contracción; de los tres, sólo el último tiene algún interés ingenieril, definido como el contenido de humedad en la frontera entre los estados semisólido y sólido, es importante porque es el límite en el que ya no hay cambio de volumen al someter a secado el suelo.

La diferencia entre el límite plástico (LP) y el de contracción (LC) se llama índice de contracción (I_c) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida.

$$I_c = LP - LC$$

La forma actual de determinación del límite líquido se debe a A. Casagrande, que propuso un método completamente definido para que se obtengan valores similares sin importar el laboratorio en el que se realicen las mediciones.

También el límite plástico se puede calcular con facilidad con el método propuesto por Atterberg y complementado por Terzaghi.

Estos métodos de laboratorio pueden consultarse en el Manual de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

4.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Este sistema, originalmente introducido A. Casagrande como "Sistema de Clasificación de Suelos para Aeropuertos" durante los años de la Segunda Guerra Mundial, fue ligeramente modificado, posteriormente, por el "U. S. Army Corps of Engineers" y el "U. S. Bureau of Reclamation", para adaptarlo a usos en caminos, presas de tierra y cimentaciones; actualmente se le conoce como Sistema Unificado. El sistema ofrece la doble ventaja de ser fácilmente adaptable al campo y al laboratorio, requiriendo poca experiencia y unas cuantas pruebas sencillas para determinar el grupo al cual pertenece un suelo dado. Por tomar en cuenta la granulometría, la graduación y las características de plasticidad, describe a los suelos de tal manera que es fácil, con un poco de criterio, asociar a cada grupo de suelo el orden de magnitud de las características mecánicas más importantes y, por consiguiente, su adaptabilidad a diversos usos en la construcción.

El sistema divide a los suelos en dos grandes categorías: suelos gruesos y suelos finos. Los primeros son aquellos constituidos por más del 50% en peso de partículas gruesas, considerando como tales las retenidas en la malla No. 200. En los segundos, las partículas finas, limo y arcilla, constituyen más del 50%. El cuadro de la figura 4.2 muestra, en resumen, los principios en que se basa el Sistema Unificado.

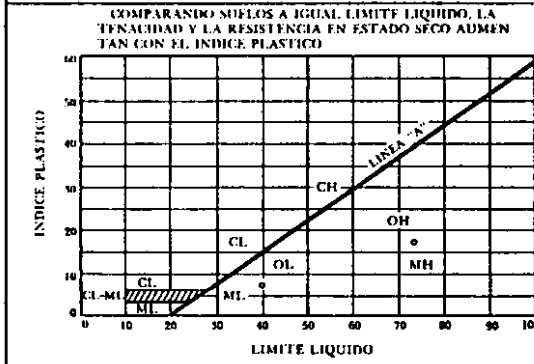
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIONES DE SUELOS

(INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION)

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se excluyen las partículas mayores de 76 cm (3 pulg) y se basan las fracciones en pesos estimados)		SIMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO		
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido por la malla N° 200 (*)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4	GRAVAS LIMPÍAS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno	Determine los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica, dependiendo del porcentaje de finos, titulación que para la malla N° 200 los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos de 5%: GW, GP, SW, SP Más de 5% a 12%: GM, GC, SM, SC 5% a 12%: Caso de frontera que requieren el uso de símbolos dobles	
			Fredominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno		
			Fracción fina poco o nada plástica (Para identificarla véase grupo ML)	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		
			Fracción fina plástica (Para identificarla véase grupo CL)	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla		
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4	ARENAS LIMPÍAS (Pocos o ninguna partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno		
			Fredominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno		
			Fracción fina poco o nada plástica (Para identificarla véase grupo ML)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo		
			Fracción fina plástica (Para identificarla véase grupo CL)	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 (*)	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 200						
	LIAMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (característica al rompimiento)	MOVILIDAD DEL AGUA (reacción al agitado)	TENACIDAD (consistencia cerca del límite plástico)			
		Nula o ligera	Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos	Dése el nombre típico, indiquese el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados, agreguese información sobre la estructura, estratificación, con sujeción tanto en estado inalterado como remoldeado, condiciones de humedad y drenaje.
		Media a alta	Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres	
		Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diazóxicos, limos clásticos		
	LIAMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas	
		Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de plasticidad media	
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y, frecuentemente, por su textura fibrosa	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos			

Use la curva granulométrica para determinar las fracciones de suelo anotadas en la columna de identificación en el campo

EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS
 G Grava M Limo O Suelos orgánicos W bien graduada L Baja compresibilidad
 S Arena C Arcilla R Turba P Mal graduada H Alta compresibilidad



CARTA DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO

(*) Clasificaciones de frontera — Los suelos que pasan las características de dos grupos se designan combinando dos símbolos. Por ejemplo, GW/GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cementante arcilloso.
 (**) Todos los tamaños de las mallas son los U.S. Standard.

Fig. 4.2

Los suelos gruesos, también denominados “granulares”, se subdividen en gravas y arenas según que, más del 50%, o menos del 50% de las partículas gruesas sean retenidas por la malla No. 4.

Las gravas se clasifican según su graduación, su porcentaje de finos y las características de plasticidad de éstos, en cuatro grupos, cada uno de los cuales se representa por un símbolo formado por dos letras como sigue:

Gravas bien graduadas (GW)

Las que contienen menos del 50% de finos y poseen buena graduación. La buena graduación, como ya se mencionó, está definida por dos parámetros: el coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de curvatura (C_c); ambos obtenidos de la curva granulométrica. Una grava se considera bien graduada cuando se cumplen las siguientes condiciones:

$$C_u > 4$$
$$1 < C_c < 3$$

Gravas mal graduadas (GP)

Las que contienen menos del 50% de finos y su curva granulométrica revela una mala graduación, identificada por las siguientes expresiones:

$$C_u < 4$$
$$C_c < 1; \text{ ó } C_c > 3$$

Gravas limosas (GM)

Las que contienen más del 12% de finos no plásticos; éstos se definirán al tratar de los suelos finos.

Gravas arcillosas (GC)

Tienen más de 12% de finos plásticos; se definirán al tratar de los suelos finos.

Las arenas quedan clasificadas en cuatro grupos semejantes a los anteriores:

Arenas bien graduadas (SW)

Contienen menos del 5% de finos y satisfacen los siguientes requisitos de uniformidad:

$$C_u > 6$$
$$1 < C_c < 3$$

Arenas mal graduadas (SP)

El mismo contenidos de finos que el anterior, pero con los siguientes requisitos de graduación:

$$C_u < 6$$

$$C_c < 1; \text{ ó } C_c > 3$$

Arenas limosas (SM)

Más del 12% de finos no plásticos.

Arenas arcillosas (SC)

Más del 12% de finos plásticos.

Tanto en las gravas como en las arenas, aquellos materiales cuyo contenido de finos está entre 5% y 12% se identifican con un símbolo doble, separado con un guión. Ejemplo: Grava que contiene 8% de finos no plásticos y su curva granulométrica es suave. Símbolo (GW–GM).

También pueden presentarse casos en que la plasticidad de los finos sea intermedia y el contenido mayor de 12%, empleándose para estos casos el símbolo doble. Ejemplo: arena con 20% de finos de plasticidad media (SM–SW).

Los suelos finos se subdividen, según sus características de plasticidad, en dos grupos: suelos de baja plasticidad y de alta plasticidad, aceptando como frontera arbitraria entre los dos grupos un $LL = 50\%$; los del primer grupo son aquellos que exhiben un límite líquido menor. En la construcción de presas de tierra, la plasticidad de los suelos finos, está asociada con su compresibilidad, después de haber sido compactados en el terraplén.

Los materiales finos de baja plasticidad son de compresibilidad baja y se clasifican en los tres siguientes tipos:

Limos de baja compresibilidad (ML)

Formados por partículas minerales cuyas características de plasticidad, representadas en la carta de plasticidad incluida en la figura 4.2, dan puntos localizados debajo de la línea "A" y a la izquierda de la "B".

Arcillas de baja compresibilidad (CL)

Suelos minerales cuyas características de plasticidad dan puntos arriba de la línea "A" y a la izquierda de la "B".

Suelos orgánicos de baja compresibilidad (OL)

Limos o arcillas minerales con alto contenido de humus y dan puntos baja la línea "A" y a la izquierda de la "B".

Entre los suelos altamente compresibles se distinguen tres tipos:

Limos de alta compresibilidad (MH)

Son suelos minerales cuyas características de plasticidad quedan representadas por puntos abajo de la línea "A" y a la derecha de la "B".

Arcillas altamente compresibles (CH)

Arcillas inorgánicas con alto contenido de coloides que dan puntos arriba de la línea "A" y a la derecha de la "B".

Suelos orgánicos altamente compresibles (OH)

Limos o arcillas minerales que contienen una fuerte cantidad de humus orgánico y sus características de plasticidad se representan por puntos bajo la línea "A" y a la derecha de "B".

Un grupo independiente en este sistema de clasificación lo constituyen los suelos denominados "turbas", que están formados predominantemente por materia orgánica descompuesta o en proceso de descomposición. Se caracterizan por su color oscuro, bajo peso, gran compresibilidad y baja resistencia.

Boleos y enrocamientos

En la construcción de presas de tierra se emplean materiales aún más gruesos que las gravas; dichos materiales son por lo general depositados por las corrientes de los ríos y afectan normalmente formas redondeadas, a lo cual deben el nombre de "boleos" o "cantos rodados".

Los rellenos formados por fragmentos de roca obtenidos de la explotación de una pedrera constituyen otro de los materiales de uso frecuente; tales rellenos se denominan "enrocamientos".

Descripción complementaria

Aún cuando la sola denominación por medio del símbolo de clasificación orienta al ingeniero sobre las propiedades más importantes de un suelo, se hace necesario proporcionar algunas otras características en los reportes de campo, que son muy útiles para describirlo con mayor amplitud. Las características que deben incluirse en el

reporte dependerán del uso al que se vaya a destinar el suelo en cuestión. La tabla 4.2, propuesta por el U.S.B.R., da un resumen de las características adicionales importantes, según que el suelo se vaya a usar como material para terraplén, o para cimentar una estructura sobre él. Las más importantes y que siempre deben incluirse aparecen marcadas con XX y las que no son siempre necesarias, dependiendo del caso, con X.

Tabla 4.2 – Datos convenientes para descripción complementaria. SUCS.

Datos adicionales	Cimentación		Préstamo	
	Suelos gruesos	Suelos finos	Suelos gruesos	Suelos finos
Nombre típico.	XX	XX	XX	XX
% aprox. de grava y arena.	X		X	
Tamaño máx. de partículas (incluyendo boleos y cantos rodados).	XX		X	
Forma de los granos gruesos. Angulosidad.	X		X	
Condiciones superficiales de los granos gruesos. Recubrimiento.	X			
Dureza de los granos gruesos. Posibilidad de fraccionarse en tamaños menores.	X		X	
Color (en condiciones húmedas para suelos finos).	X	X	X	X
Condiciones de humedad y drenaje (seco, húmedo, mojado y saturado).	XX	XX	XX	XX
Contenido orgánico.	X	X	X	X
Plasticidad (De fracciones finas en suelos gruesos. Grado y carácter para suelos finos).	X	XX	X	XX
Cantidad y tamaño máximo de granos gruesos.		X		X
Estructura (estratificación, homogeneidad, fisuramiento, presencia de raíces).			XX	XX
Tipo de cementación.			XX	XX
Compacidad relativa (suelto o compacto).			XX	
Consistencia natural (blanda, mediana, dura, etc.).				XX
Nombre local o geológico.	X	X	X	X
Símbolo del grupo.	XX	XX	XX	XX

Propiedades generales de las fracciones de un suelo

Gravas y arenas.

Las gravas y las arenas bien graduadas son materiales estructuralmente muy estables, es decir, tienen un ángulo de fricción interna alto, y cuando carecen de finos son muy permeables. Las gravas son más estables y permeables que las arenas gruesas, y éstas más que las arenas finas. Las arenas muy uniformes (mal graduadas) son, en cambio, más permeables y menos estables que las bien graduadas. Estas propiedades de las fracciones gruesas dependen mucho de la graduación, forma y tamaño de las partículas.

Limos y arcillas.

Los limos y las arcillas constituyen la fracción fina de un suelo y muy pequeñas proporciones de ellos pueden modificar considerablemente las propiedades de la fracción gruesa, especialmente su permeabilidad y capilaridad, pues en los suelos gruesos bien graduados basta un 12% de finos para volverlos prácticamente impermeables.

Es fácil confundir a la simple vista un limo con una arcilla cuando se encuentran secos y pulverizados, pero húmedos se distingue muy fácilmente mediante tres pruebas manuales: movilidad del agua (reacción al agitado), resistencia del suelo seco y tenacidad. A continuación se dan las propiedades distintivas de estas dos fracciones.

Limos.

Los limos son los finos no plásticos; son sumamente inestables cuando están saturados, son impermeables y difíciles de compactar y en los lugares de invierno riguroso existe el peligro de que se hinchen por efecto de la congelación. A diferencia de las arcillas, en los limos el agua no se adhiere a las partículas con tanta fuerza, lo cual le proporciona mayor movilidad; esto hace que, al agitar una pastilla de limo saturado en la mano, el agua aparezca rápidamente en la superficie, dando una apariencia lustrosa. Cuando está seco se puede pulverizar fácilmente entre los dedos y al hacerlo polvo da una sensación al tacto como de harina. La compresibilidad de un limo compactado depende, en gran parte, de la forma y tamaño de las partículas; cuando éstas son grandes y redondeadas es menos compresible y el límite líquido tiene valores de alrededor de 30%; si son partículas muy finas, es muy compresible y su límite líquido varía de 50% a 100%, o más. El poder retentivo de la humedad es menor en el limo que en la arcilla y, para igual valor del límite líquido, el índice de plasticidad es menor en el primero.

Arcillas.

Las arcillas son los finos plásticos del suelo y sus características mecánicas se ven importantemente afectadas por el contenido de humedad, cuando éste es alto poseen una baja resistencia al esfuerzo cortante, mientras que en estado seco la

resistencia llega a ser muy considerable, lo cual se comprueba fácilmente al tratar de desmoronar un trozo de arcilla seca entre los dedos. Por otra parte, al permitir el secado de una arcilla húmeda, se observa que se contrae con la reducción de la humedad y se expande cuando ésta aumenta. La compresibilidad también varía con los cambios de humedad, siendo mayor para un contenido de humedad alto. Estas propiedades de la arcilla se atribuyen al comportamiento de las partículas de tamaño coloidal (menor que 0.0002mm), a las cuales el agua se adhiere por atracción molecular, formando una película de espesor variable según la cantidad de agua disponible y las características eléctricas del coloide; esta agua eléctricamente adherida se conoce como "agua adsorbida".

4.4 Permeabilidad

Se conviene generalmente en llamar permeabilidad de un suelo a la mayor o menor facilidad con que el agua puede fluir a través de sus poros. Resulta entonces evidente que el agua fluye con mayor facilidad a través de un suelo, bajo la misma carga hidráulica, mientras mayor sea el tamaño de sus poros. En forma relativa, se acostumbra llamar materiales "permeables" a las arenas y gravas limpias, cantos rodados y enrocamientos, y suelos "impermeables" a las arcillas de alta plasticidad y a todos aquellos suelos cuyo contenido de finos es tal que éstos sellan los huecos que dejan los granos de tamaño mayor. En la categoría de los suelos "semimpermeables" se involucran aquellos en los que el agua fluye con velocidad intermedia a las que corresponden a los dos grupos anteriores. Aún cuando esta terminología es de uso común en el campo de las presas de tierra, es preferible expresar la permeabilidad en términos cuantitativos. Para esto se utiliza el llamado "coeficiente de permeabilidad" o de conductividad hidráulica.

En sus investigaciones acerca del flujo a través de medios porosos, Henri Philibert Gaspard Darcy estableció que, "la velocidad media con que el agua fluye a través de un suelo es directamente proporcional al gradiente hidráulico"; algebraicamente esto se expresa:

$$V = k i$$

Donde:

V: Velocidad referida al área total (poros + granos).

k: constante de proporcionalidad llamada "coeficiente de permeabilidad", que depende de las condiciones del suelo.

i: gradiente hidráulico medio.

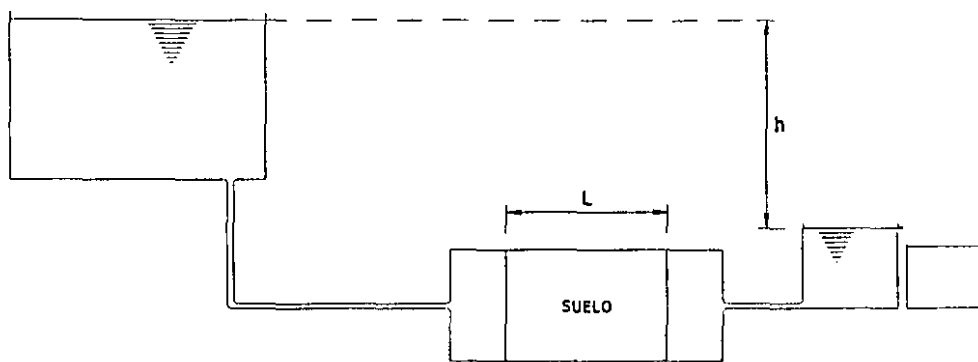
La figura 4.3 ilustra esquemáticamente el significado físico de la ley de Darcy. El agua fluye bajo una carga constante "h" a través de un prisma de suelo de longitud "L" y área de la sección transversal "A"; siendo "q" el gasto que pasa a través del prisma, la ecuación anterior tendrá la forma:

$$\frac{q}{A} = v = ki = k \frac{h}{L}$$

De donde:

$$k = \frac{qL}{Ah}$$

El esquema de la figura 4.3 corresponde a un permeámetro de carga constante mediante el cual el coeficiente de permeabilidad puede determinarse de acuerdo con los términos de la ecuación anterior. Se observa en esta ecuación que las dimensiones del coeficiente "k" son las de una velocidad, por lo que en el sistema métrico se acostumbra expresarlo en cm/seg.



Permeámetro de carga constante.

Fig. 4.3

La ley de Darcy tiene para los suelos una validez limitada pues las pérdidas de carga son expresadas como directamente proporcionales a la velocidad; esta condición se cumple cuando se tiene flujo laminar. Por fortuna, para la gran mayoría de los suelos sujetos a los gradientes con los que normalmente se trata en los problemas prácticos, el agua fluye bajo régimen laminar. Quedan exceptuados de esta generalización las arenas gruesas y las gravas cuyos granos son mayores de 0.5 mm, en las que el flujo es turbulento o de transición.

Al ensayar suelos de muy baja permeabilidad mediante el permeámetro de carga constante se obtienen gastos tan pequeños que este tipo de prueba resulta impráctico, se recurre entonces al empleo de un permeámetro de carga variable.

La tabla 4.3 muestra el rango de variación del coeficiente de permeabilidad desde los suelos llamados permeables hasta los impermeables, así como el tipo de prueba más conveniente para cada caso y el grado de experiencia que se requiere del operador para obtener resultados de la prueba.

Para que los resultados de los ensayos de permeabilidad sean aplicados a los problemas reales es indispensable que los especímenes en que se ejecuten sean representativos de las características medias de los materiales que intervienen en la presa, ya sea que éstos vayan a emplearse en las condiciones naturales en que se encuentren o vayan a ser excavados, transportados y colocados en el terraplén en condiciones diferentes. En ocasiones resulta difícil cuando se trata con depósitos fluviales heterogéneos cuyas características naturales son muy variables de un lugar a otro en el terreno. Es aconsejable en estos casos recurrir a la determinación del valor medio del coeficiente de permeabilidad mediante pruebas de campo, capaces de afectar a una gran masa de suelo en lugar de un espécimen pequeño que se emplea en las pruebas de laboratorio. Otra razón más para preferir, en tales circunstancias, las pruebas de campo, la constituyen las dificultades de carácter práctico que se presentan cuando se trata de obtener muestras inalteradas de los depósitos de grava y arena. Pero aún cuando estas dificultades pudieran vencerse, la variabilidad de la permeabilidad, típica de esos depósitos, hace que el valor de "k" obtenido en el laboratorio no sea representativo del valor medio en el depósito. La prueba de bombeo (método de Thiem) y el método de Lefranc son los métodos más comunes para la determinación de la permeabilidad en campo.

TABLA 4.3 – Características de permeabilidad y drenaje de los suelos (según A. Casagrande y R. E. Fadum).

Coeficiente de permeabilidad, "k" en cm/seg (escala logarítmica)												
	10 ²	10 ¹	1.0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje	Bueno						Malo		Prácticamente impermeable			
Aplicación en presas de tierra y diques	Secciones permeables de presas y diques.						Secciones impermeables de presas y diques.					
Tipos de suelos	Grava limpia.		Arena limpia. Mezclas de grava y arena limpias.			Arenas muy finas. Limos orgánicos e inorgánicos. Mezclas de arena, limo y arcilla. Morena glacial. Depósitos de arcillas estratificados, etc.			Suelos "impermeables", v.g. arcillas homogéneas abajo de la zona de intemperismo.			
			Suelos "impermeables" modificados por efecto de la vegetación y el intemperismo.									
Determinación directa de "k"	Prueba directa del suelo en su forma natural (v.g. pozos de Thiem). Confiable si se ejecuta correctamente. Requiere gran experiencia.					Permeámetro de carga variable. Rango de permeabilidad inestable. Requiere de mucha experiencia.		Permeámetro de carga variable. Poco confiable. Requiere gran experiencia.				
	Permeámetro de carga constante. Requiere poca experiencia.			Permeámetro de carga variable. Confiable. Requiere poca experiencia.								
Determinación indirecta de "k"	Cálculo basado en la curva granulométrica (v.g. fórmula de A. Hazen). Aplicable solamente a gravas y arenas limpias sin cohesión.							Cálculo basado en resultados de pruebas de consolidación. De confianza. Requiere considerable experiencia.				

4.5 Resistencia al Esfuerzo Cortante en Suelos

Al someter una masa de suelo a esfuerzos cortantes, se producen desplazamientos relativos entre sus partículas. La oposición que ofrecen las partículas a ese desplazamiento relativo se denomina resistencia al esfuerzo cortante. Puesto que la resistencia al desplazamiento de las partículas depende de la interacción de unas sobre las otras, la naturaleza de esas interacciones será la que determine la resistencia.

En los suelos granulares, constituidos principalmente por partículas macroscópicas, la resistencia al esfuerzo cortante parece derivar, exclusivamente, de efectos de fricción entre los granos, mientras que en aquellos en los que predomina la fracción coloidal, la resistencia depende de las fuerzas atractivas y repulsivas que se ejercen entre las partículas, a través de las películas de agua adsorbida y los iones eléctricamente adheridos a la superficie de ellas. De aquí la distinción básica entre suelos "friccionantes" o "granulares" y suelos "cohesivos". En los primeros se incluyen los enrocamientos, cantos rodados, boleos, gravas, arenas y limos no plásticos y, en los segundos, las arcillas de alta plasticidad.

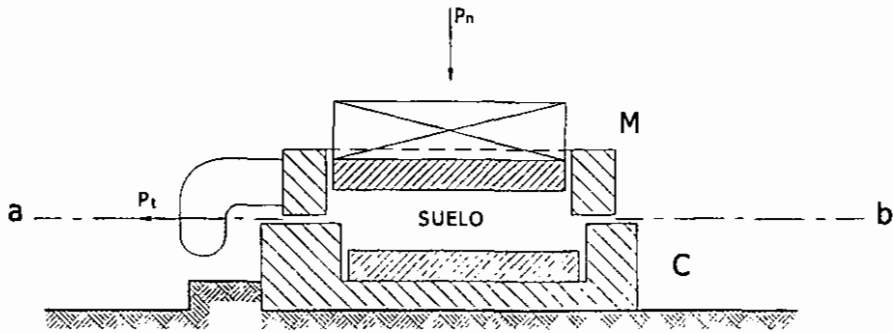
Un tercer grupo de suelos, en lo que se refiere a la naturaleza de su resistencia al esfuerzo cortante es el denominado de los suelos "intermedios", formado por mezclas de partículas granulares gruesas, finas y coloidales; en ellos la resistencia al corte es una combinación de ambos efectos, dependiendo de las proporciones en los diversos constituyentes del suelo.

Determinación de la resistencia al corte

Existen diversos tipos de aparatos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en el laboratorio; pero todos ellos pueden agruparse en dos clases: los de corte directo y los de compresión triaxial.

Corte directo

La figura 4.4 ilustra esquemáticamente un aparato de corte directo, formado por una caja metálica C fija a una base y un marco M, móvil, que se desplaza con respecto a la caja y corta al espécimen de suelo en el plano ab; en la parte superior del espécimen puede aplicarse una carga normal (P_n) al plano de corte. La aplicación sucesiva de distintos valores de presión normal permite conocer la ley de variación de la resistencia al corte en función de dicha presión normal. Es común que los aparatos de corte directo usen especímenes cuadrados de 6 cm de lado (hay también, sobre todo para arenas, aparatos de 10 x 10 cm) y que tengan un espesor del orden de 1.0 a 1.5 cm.

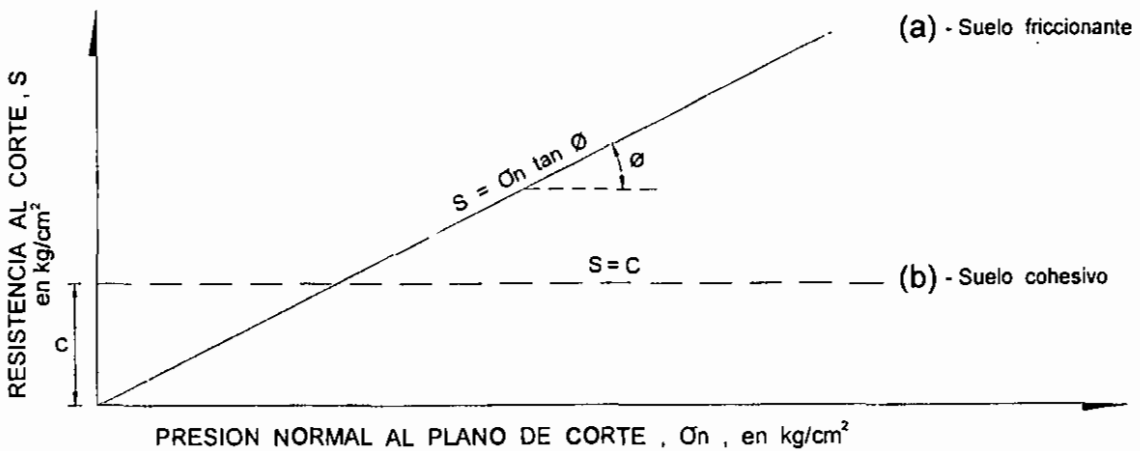


Aparato de corte directo.
Fig. 4.4

Para suelos granulares, este tipo de aparato da, aproximadamente, una variación lineal de la resistencia con la presión normal de la forma:

$$s = \sigma_n \tan \phi$$

La cual se representa gráficamente por una recta que pasa por el origen de los ejes coordenados de la figura 4.5 (a) coincidiendo con la ley de Coulomb para la fricción de los cuerpos.



Variación de la resistencia al corte con la presión normal al plano de falla.

Fig. 4.5

Los suelos puramente cohesivos, al ser probados en este tipo de aparato, con la rapidez suficiente para evitar que los especímenes sufran una consolidación bajo las presiones normales aplicadas, exhiben una resistencia al corte independiente de la presión normal, cuya ecuación es:

$$s = c$$

Gráficamente es una recta horizontal con ordenada al origen igual a "c", figura 4.5 (b).

La resistencia de los suelos intermedios se expresa por una ley lineal que es una combinación de las dos ecuaciones anteriores:

$$s = c + \sigma_n \tan \phi$$

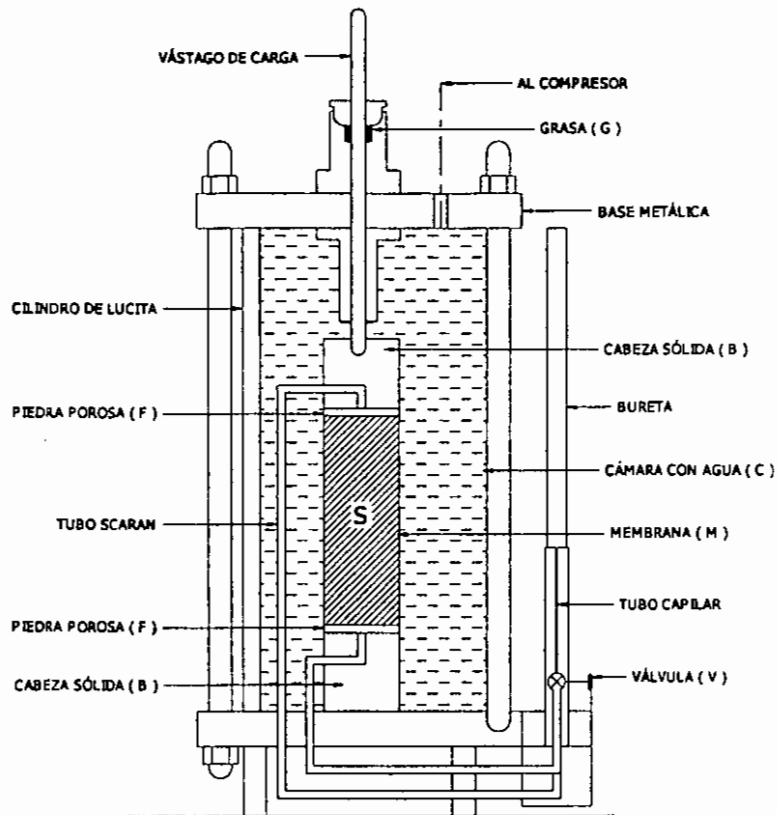
En la actualidad, los aparatos de corte directo se emplean en forma muy restringida debido, principalmente, a que en ellos no es posible gobernar a voluntad el efecto del agua en la resistencia de los suelos. Además, se les atribuye el defecto de producir una falla progresiva de los especímenes que se inicia en el lado donde el marco móvil empuja a la mitad superior del prisma deslizante y progresa hacia el extremo opuesto, dando por resultado que las deformaciones y los esfuerzos rasantes no sean uniformes a lo largo del plano de falla.

Compresión triaxial

Los ensayos de compresión triaxial han venido a sustituir desde hace tiempo a los de corte directo, eliminándose con ello su principal defecto, la falta de control sobre el agua del suelo.

Una prueba de compresión triaxial se realiza envolviendo en una membrana impermeable M, figura 4.6, un espécimen cilíndrico, S, del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas sólidas, B, provistas de piedras porosas F, que sirven de filtro; los filtros están conectados a tubos delgados (sarán) provistos de válvulas V, que permiten gobernar la salida o entrada del agua al espécimen; tales tubos de drenaje están conectados a una bureta graduada con la que se puede conocer el volumen de agua expulsada o absorbida por el suelo durante la prueba. La unión entre la membrana y las cabezas se ata con banda de hule para garantizar un sello hermético. Todo el conjunto queda encerrado en una cámara C, que se conecta a un tanque de agua a presión. La tapa superior de la cámara es atravesada por un vástago delgado que pasa por un depósito de grasa a presión G, que evita las fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reduce a un mínimo la fricción de éste contra la tapa.

El aparato para la prueba consta, en primer lugar, de la llamada cámara de compresión triaxial (C) constituida por un cilindro de lucita, de unos 10 cm de diámetro exterior y unos 6 mm de espesor en su pared. Los tubos sarán tienen unos 3 mm de diámetro (1/8 de pulgada). El espécimen cilíndrico de suelo para la prueba debe tener 3.6 cm de diámetro y de 10 cm de altura aproximadamente.



Esquema de una cámara de compresión triaxial.

Fig. 4.6

Una prueba de compresión triaxial puede conducirse de diferentes maneras:

Prueba rápida.

Una vez montado el espécimen, se aplica una presión al agua de la cámara, que se transmite hidrostáticamente al espécimen, actuando sobre la membrana y las cabezas. Las válvulas de drenaje se cierran antes de aplicar la presión al agua y, permaneciendo cerradas, se comienza a cargar axialmente a la probeta de suelo, desde el exterior de la cámara, aplicando al vástago una carga creciente P , hasta alcanzar la falla, que se presenta generalmente, a lo largo de un plano inclinado.

Un micrómetro indica las deformaciones longitudinales del espécimen.

Prueba consolidada – rápida.

En este tipo de ensayos se aplica la presión al agua de la cámara y se abren las válvulas de drenaje, permitiendo así que la presión de los fluidos de los poros, generada en el espécimen por el incremento de presión aplicada, se disipe completamente, es decir, se permite la consolidación total de la probeta de suelo bajo la presión hidrostática aplicada exteriormente. La observación de las deformaciones

longitudinales mediante el micrómetro, y del volumen de agua expulsada que se registra en la bureta graduada B, a través del tiempo, suministran datos para trazar la curva de consolidación correspondiente e identificar el tiempo en que se ha logrado la totalidad de la consolidación primaria. Una vez alcanzado el 100% de consolidación primaria se procede a cerrar las válvulas de drenaje y a incrementar el esfuerzo axial aplicando carga al vástago hasta hacer fallar la probeta.

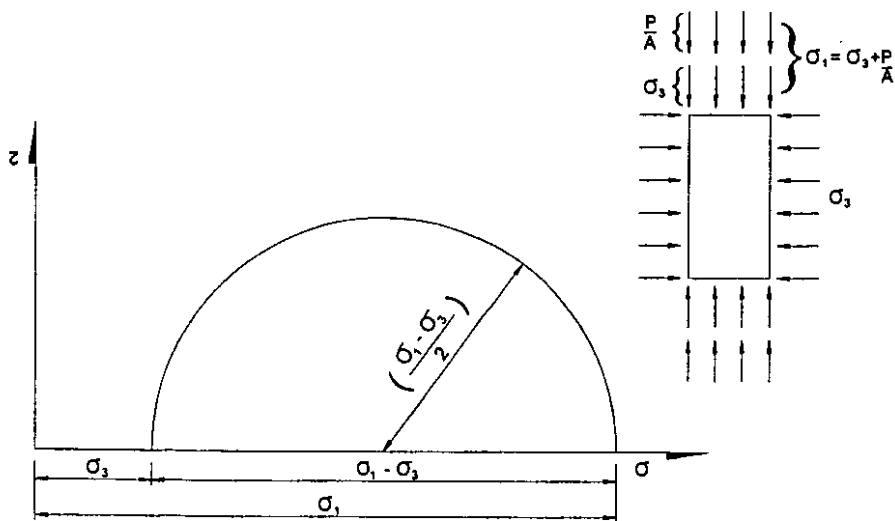
Mientras que en la prueba rápida el contenido de agua del espécimen de suelo permanece constante, en la consolidada – rápida cambia dicho contenido de agua porque se permite la salida de los fluidos (agua y gases) durante el proceso de consolidación bajo la presión lateral.

Prueba lenta.

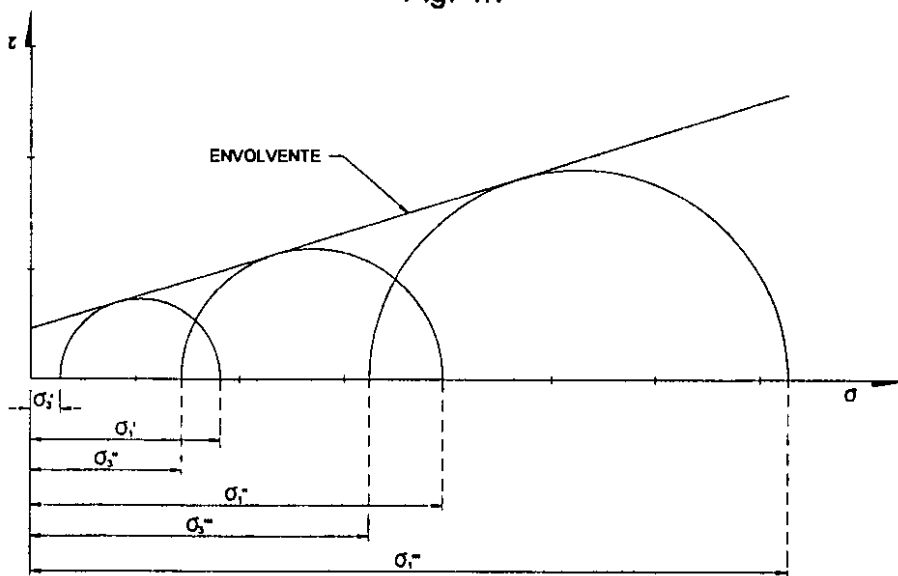
Al igual que en la prueba anterior, en la lenta se permite la consolidación completa del suelo bajo la presión de la cámara; pero, las válvulas de drenaje no se cierran al aplicar la carga axial sobre el vástago. Además, la aplicación de dicha carga axial se hace en incrementos pequeños colocados a intervalos de tiempo suficientemente largos para garantizar que la presión de poro generada por el incremento anterior, se disipe completamente antes de aplicar el siguiente. En estas condiciones, puede decirse que, prácticamente, los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta son siempre esfuerzos efectivos o intergranulares, ya que la presión de poro puede considerarse nula durante todo el proceso de falla.

Representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales

Considerando que el material de la probeta de suelo sea homogéneo e isótropo, y despreciando los efectos de la restricción impuesta a la probeta por las cabeceras sólidas, el estado de esfuerzos de un elemento cualquiera del interior del espécimen puede representarse mediante el círculo de Mohr, para el caso de esfuerzo plano, como se muestra en la figura 4.7, en la que el esfuerzo principal menor σ_3 es la presión confinante hidrostática σ_c , transmitida a la probeta por el agua de la cámara, y σ_1 es el esfuerzo principal mayor que actúa en el momento de la falla en planos horizontales y es igual a σ_3 aumentado del esfuerzo P/A , aplicado desde el exterior a través del vástago. Si se someten varias probetas iguales del mismo suelo (de 3 a 5), a diferentes presiones confinantes σ_3 , se requerirá, en cada caso, un valor distinto de σ_1 para alcanzar la falla. Trazando un círculo de esfuerzos con cada valor de σ_3 y el correspondiente de σ_1 que produjo la falla, se obtiene una serie de círculos como los que muestra la figura 4.8, que representan el estado de esfuerzos de los diversos especímenes probados, en el momento de la falla. La envolvente de tales círculos recibe el nombre de "envolvente de falla" o "línea de resistencia".



Circulo de Mohr.
Fig. 4.7



Envolvente de resistencia obtenida de una prueba de compresión triaxial.
Fig. 4.8

La forma del envolvente de falla varía con el material, según que éste sea granular, cohesivo o intermedio; pero además, para un mismo suelo, depende de su relación de vacíos, grado de saturación y tipo de prueba, sin embargo, frecuentemente puede asimilarse a una recta del tipo:

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c$$

Donde τ es la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, $\sigma_n \tan \phi$ corresponde a la resistencia debida a la fricción intergranular del suelo y c corresponde a la resistencia que aporta la cohesión del suelo.

5. MÉTODO SUECO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Los taludes de una presa de tierra deben ser estables aún en las condiciones más desfavorables de esfuerzos que puedan presentarse en la vida de la presa. Esta condición implica que los esfuerzos cortantes originados por el propio peso de la presa y las fuerzas de filtración no deben exceder a los esfuerzos cortantes que los materiales del terraplén y la cimentación sean capaces de soportar. Por el contrario, la resistencia al corte debe ser superior a los esfuerzos impuestos, con el fin de disponer de un margen de seguridad. Se concluye, de esta simple lógica, que los métodos de análisis de estabilidad deberán estar encaminados a investigar la magnitud de los esfuerzos cortantes que actúan en el cuerpo de la presa y el valor de la resistencia al corte de los materiales que la constituyen.

El primer intento de analizar la estabilidad de los taludes de tierra se atribuye a Coulomb, en el año 1773. Su método consistía en suponer que la falla de un talud ocurría por deslizamiento de masa de suelo a lo largo de un plano inclinado, y analizaba el equilibrio de la cuña deslizante, considerando su peso y la resistencia al corte del material a lo largo del supuesto plano de falla. Esta hipótesis prevaleció intacta hasta 1846, año en que Collin señaló que los taludes constituidos por suelos cohesivos deslizan a lo largo de superficies curvas. No obstante, tal observación a la hipótesis de Coulomb no fue tomada en cuenta hasta 1916, en que K. E. Peterson volvió a insistir nuevamente en este hecho, estableciendo, sobre la base de observaciones efectuadas en algunas fallas de taludes en suelos cohesivos, que la superficie real del deslizamiento puede sustituirse, sin gran error, por una superficie cilíndrica. Más tarde, en 1926, W. Fellenius condujo una serie de investigaciones en fallas de taludes, que le llevaron al desarrollo de un método para analizar la estabilidad, basado en la hipótesis de una superficie cilíndrica de falla. En la actualidad, el método de Fellenius, denominado también método Sueco, constituye la base de los procedimientos modernos de análisis.

5.1 Hipótesis Básicas

Las presas de tierra y enrocamiento se diseñan "al límite" contra las fallas por deslizamiento de taludes. Para aplicar el método Sueco es necesario partir de las siguientes hipótesis:

- a) La falla se produce siguiendo una superficie cilíndrica circular recta que en dos dimensiones se puede representar como un arco de círculo.
- b) El análisis es bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana.

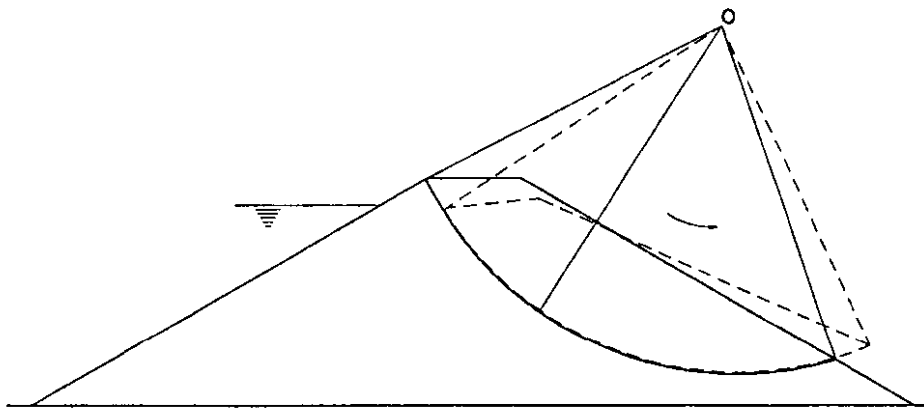
c) La estabilidad la da la resistencia al esfuerzo cortante, según el modelo de Mohr – Coulomb:

$$\tau = \bar{\sigma} \tan \phi + c$$

Utilizando esfuerzos efectivos.

d) El mecanismo de falla es provocado por la acción de la gravedad sobre la masa de suelo que se desliza, adicionada, en su caso, por las fuerzas debidas a la presión hidrostática y/o a las fuerzas de filtración.

e) La falla se alcanza simultáneamente en todos los puntos de la superficie de falla, y la masa de suelo que se desliza lo hace como si fuera un sólido indeformable (Fig. 5.1).



Comportamiento teórico de la falla del talud de aguas abajo de una presa.

Fig. 5.1

El diseño de los taludes de la presa se realiza proponiendo una sección, con base en la disponibilidad y características de los materiales y en la experiencia de otros proyectos, y analizando su estabilidad; de los resultados pueden salir sugerencias de modificación que conducirán a otra sección transversal de proyecto, que deberá, a su vez, revisarse; este proceso continúa, hasta obtener un diseño satisfactorio.

Factor de Seguridad

El factor de seguridad para este modelo se define como la relación entre el momento producido por la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y el momento producido por los esfuerzos cortantes actuantes medios en dicha superficie. Ambos momentos medidos respecto al centro de la superficie de falla que se está analizando.

Si el momento resistente es mayor que el momento actuante la estructura del suelo no se rompe, y el bloque correspondiente al círculo de análisis no se desliza. Por

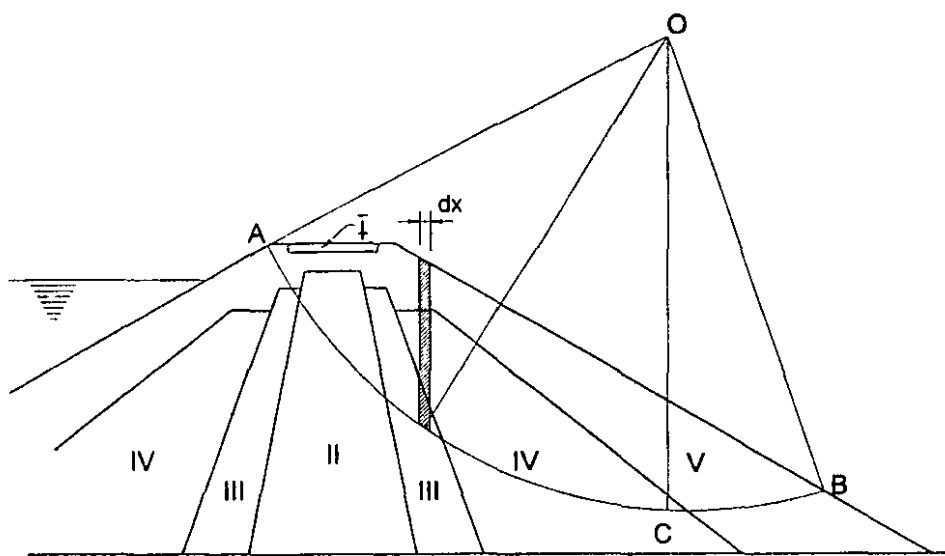
consiguiente se esperaría que si el factor de seguridad es mayor o igual a 1, el bloque no deslizará. Sin embargo esto sólo es cierto para el círculo de análisis propuesto, pero no asegura la estabilidad para otras superficies de falla.

Con este método, entonces, no se puede obtener directamente la superficie de falla crítica de la presa por lo que en teoría habría que analizar todas las posibles superficies de falla y definir entonces el factor de seguridad de la presa como el menor de los valores de los factores de seguridad obtenidos de los círculos de falla analizados para un talud y unas condiciones dadas.

5.2 Desarrollo de la Expresión General del Factor de Seguridad

El procedimiento de análisis de las dovelas propuesto en el método Sueco estándar, puede resolverse también gráficamente aplicándolo a dovelas de ancho diferencial, elegidas en puntos convenientes a lo largo de la superficie de falla expuesta.

Sea una sección compuesta por varios materiales de diferentes propiedades. Sea un arco de círculo que representa una superficie potencial de falla, de centro O, radio R y extremos A, B; sea C el punto más bajo del círculo en la vertical de O, como se ilustra en la figura 5.2.



Modelo para el análisis gráfico de la estabilidad de un talud.

Fig. 5.2

Considerando una dovela de ancho dx cuyo peso es dP , su peso está dado por:

$$dP = (\gamma_{III} h_{III} + \gamma_{IV} h_{IV} + \gamma_V h_V) (dx * 1) = (\sum \gamma_i h_i) dx$$

donde:

γ_i : peso volumétrico de cada material que forma la columna diferencial.

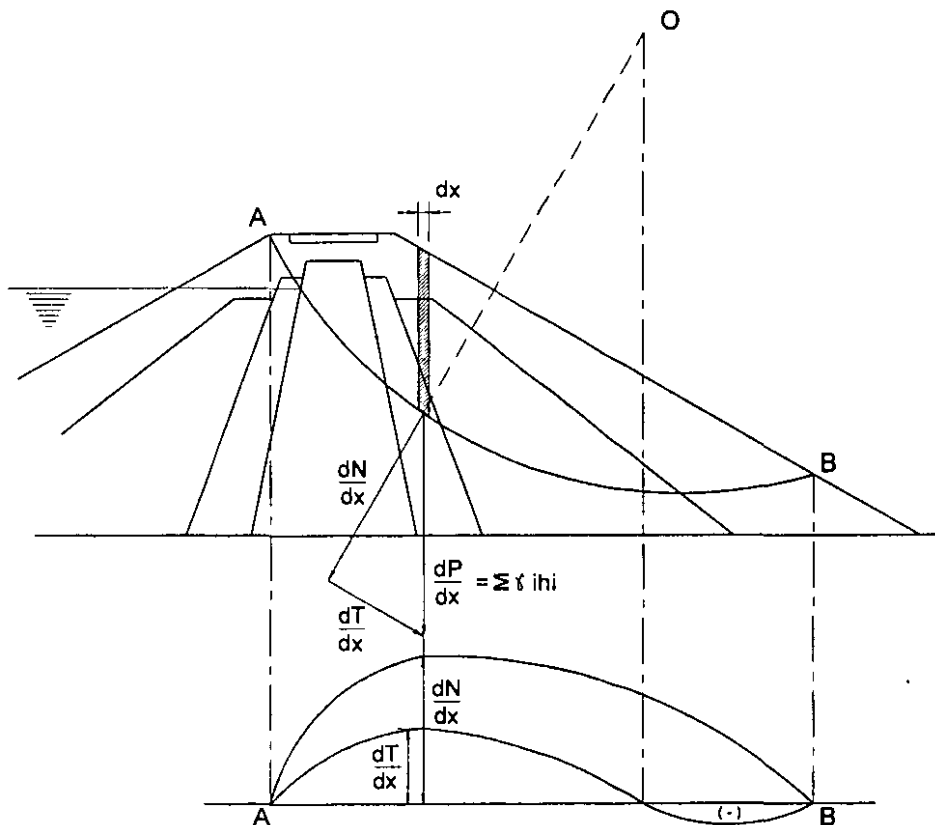
h_i : altura de cada material que forma la columna diferencial.

dx : Área de la sección de la columna.

Esta fuerza vertical diferencial dividida entre dx da un vector "derivada del peso con respecto a x ":

$$\frac{dP}{dx} = \sum \gamma_i h_i$$

Al descomponer este peso en una normal y otra tangencial a la superficie de falla, se obtienen las fuerzas dN/dx y dT/dx , que son las fuerzas actuantes normal y tangencial, respectivamente, en la base de la dovela diferencial, por unidad de ancho de la dovela. Si se elige un número suficiente de puntos sobre la superficie de falla y se grafican las magnitudes normales y tangenciales obtenidas, a lo largo de la falla sobre un eje horizontal "x", se puede observar que el momento de cada columna diferencial de fuerza tangencial respecto al centro de giro O es $dT \cdot R$ y su derivada es $dT/dx \cdot R$ (figura 5.3).



Procedimiento gráfico de análisis de estabilidad de taludes.

Fig. 5.3

y la suma de momentos de todas las fuerzas que inducen al giro, es decir, el momento actuante que trata de producir el deslizamiento es:

$$\Sigma M_{act} = R \int_a^b \frac{dT}{dx} dx$$

De manera análoga, en la base de la columna diferencial de suelo, actúa una fuerza diferencial que se opone al movimiento, que depende de las características de resistencia del suelo de la base de la columna al esfuerzo cortante. Es decir:

$$dF_{resist} = d(F_{normal}) \tan \phi + d(\text{Cohesión})$$

o sea:

$$dF_{resist} = \frac{dN}{dx} \tan \phi + cd$$

donde dl es la diferencial de arco que corresponde a la base de la columna. En consecuencia, el momento resistente total vale la suma de todos los momentos diferenciales:

$$\Sigma M_{resist} = R \left(\int_a^b \tan \phi \frac{dN}{dx} dx + c \int_a^b dl \right)$$

como las propiedades varían a lo largo de la superficie de falla según el material que se encuentre en la base de la columna, el momento resistente debe quedar expresado de la siguiente forma:

$$\Sigma M_{resist} = R \Sigma \left(\tan \phi_i \int \frac{dN}{dx} dx + c_i L_i \right)$$

Aplicando ahora el concepto de "factor de seguridad" como se definió anteriormente y simplificando los radios de giro R de ambos momentos que aparecen en el numerador y en el denominador del quebrado, se tiene:

$$FS = \frac{\Sigma \left(\tan \phi_i \int \frac{dN}{dx} dx + c_i L_i \right)}{\int \frac{dT}{dx} dx}$$

Para resolver gráficamente la ecuación anterior se procede de acuerdo con la siguiente secuela:

1. Elijase un número arbitrario de puntos a lo largo del probable círculo de falla, procurando escoger entre ellos aquellos cuya vertical pase por los puntos de cambio de pendiente en el talud o por los puntos donde cambia el material o se intercepta a la línea de saturación, figura 5.3. Es conveniente elegir siempre el punto por donde pasa la vertical trazada por el centro del círculo de falla. Se recomienda tomar un mínimo de 12 puntos para tener una aproximación suficientemente buena de los diagramas dN/dx y dT/dx .
2. Por cada uno de los puntos elegidos trácese la vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándola hasta interceptar a una línea horizontal AB (eje x).
3. A la escala determínese la altura "h" del material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada punto multiplíquese por el peso volumétrico para obtener el valor γh ; pudiendo ser γh formado de varias partes cuando se interceptan varios materiales con distinto peso volumétrico. El valor final de γh será la suma de los valores individuales de cada uno de los materiales interceptados en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión. Llévase en cada punto del círculo, a una escala arbitrariamente elegida, el valor γh correspondiente. Este valor γh es el peso P de la columna de suelo, derivado respecto a x. Descompóngase cada uno de estos vectores en una componente normal y otra tangencial al círculo, utilizando como guía el radio del círculo. Estos valores corresponden a dN/dx y dT/dx respectivamente.
4. Teniendo a escala los valores de las componentes dN/dx y dT/dx , represéntese gráficamente y a la misma escala sobre la línea horizontal AB (eje x), en la proyección del punto correspondiente. Uniendo todos los puntos así obtenidos con una curva se tendrá gráficas de las funciones de x: dN/dx y dT/dx .
5. Mídanse, con un planímetro, todas las áreas bajo cada una de las curvas y se obtendrán así los valores de las integrales:

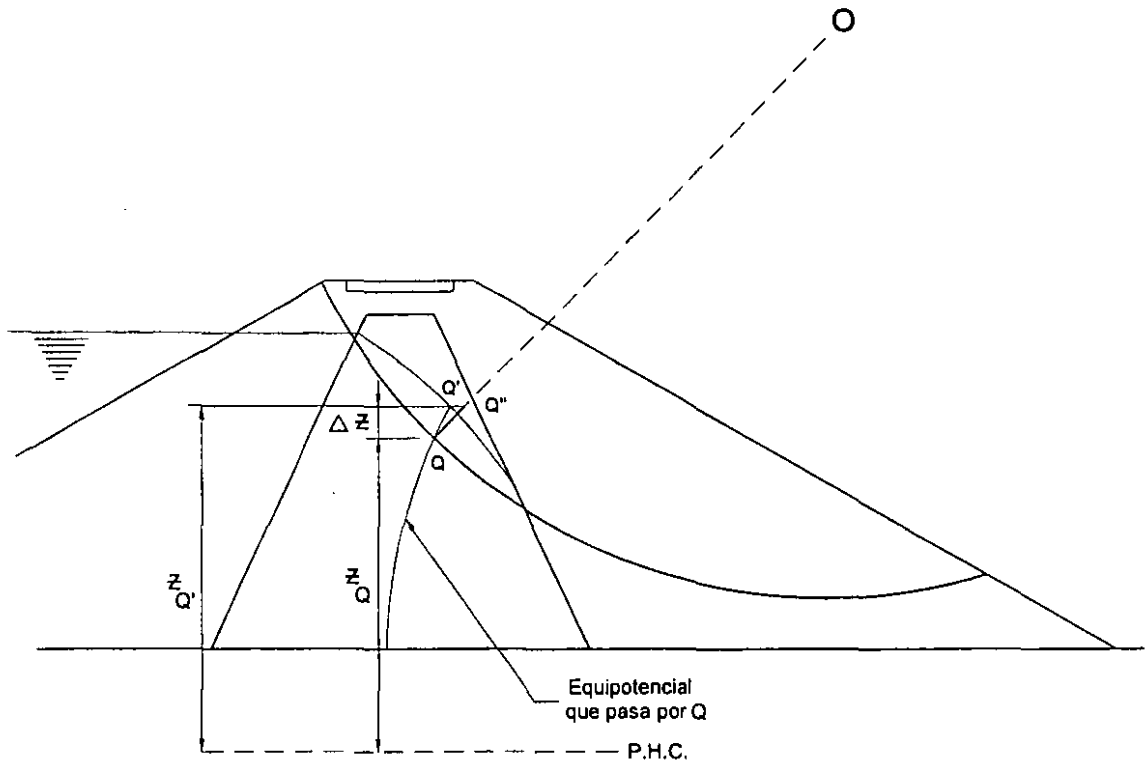
$$\int \frac{dN}{dx} dx \text{ e } \int \frac{dT}{dx} dx$$

de la ecuación del factor de seguridad definida anteriormente. El término cL es la suma del producto de las diferentes cohesiones de los materiales que corta la superficie de falla por la longitud total del arco de círculo correspondiente a cada material, medida gráficamente sobre el dibujo. Sustituyendo estos valores en la ecuación mencionada, se tiene el valor del factor de seguridad para el círculo analizado.

5.3 Factor de Seguridad Cuando se Presenta Presión de Poro

Cuando se ha establecido una red de flujo a través de los materiales "impermeables", se presenta una presión de poro "u" que hay que tomar en cuenta.

La carga de presión en la base de la columna diferencial se puede obtener a partir de la línea equipotencial que pasa por ese punto (figura 5.4) por igualdad de energía:



Obtención gráfica del valor $u \frac{dl}{dx}$ representado por el segmento $\overline{QQ'}$.

Fig. 5.4

$$u_Q = \left(\frac{p}{\gamma} \right)_Q = z_{Q'} - z_Q = \Delta z$$

y la fuerza provocada por la presión de poro es:

$$du_{fuerza} = u \, dl$$

donde dl es el área de la base de la columna diferencial que tiene ancho unitario.

Esta fuerza actúa sobre la base de la columna de suelo en dirección perpendicular a ella, al igual que la fuerza normal dN que produce la resistencia al corte, pero en sentido contrario; así, considerando esfuerzos efectivos se tiene:

$$dN - u \, dl$$

incluyendo este término en el factor de seguridad desarrollado hasta ahora, resulta:

$$FS = \frac{\sum \left(\tan \phi_i \int \left(\frac{dN}{dx} - u \frac{dl}{dx} \right) dx + c_i L_i \right)}{\int \frac{dT}{dx} dx}$$

De igual manera que se hizo para conocer los valores de las integrales de las fuerzas normales y tangenciales, se puede trazar el diagrama de presiones de poro con los valores de udl/dx , y calcular su área bajo la curva. Se puede comprobar mediante un análisis de triángulos semejantes que el término udl/dx queda representado gráficamente por la longitud del segmento QQ'' :

$$u \frac{dl}{dx} = \overline{QQ''}$$

Nótese que para llevar a cabo el análisis descrito en las líneas anteriores es necesario tener previamente trazada la red de flujo del agua que pasa por la capa de suelo impermeable. La red debe cumplir con las condiciones teóricas de flujo bidimensional en suelos.

Existe un método gráfico para el trazo de la red de flujo que consiste básicamente en definir las condiciones de frontera del problema particular y trazar a lápiz, algunas de las probables líneas de corriente y después las equipotenciales, que deberán ser ortogonales a las de corriente y formar con ellas figuras aproximadamente cuadradas en toda la red. Este método resulta ser sencillo pero requiere cierta práctica, que se obtiene después de trazar un buen número de ellas para distintos casos. Para auxiliar al principiante en aprender este método, el Dr. A. Casagrande sugiere una serie de reglas (A. Casagrande. *Seepage Through Dams*. Contributions to Soil Mechanics, 1925–1940. Boston Society of Civil Engineers. Pag. 300) las cuales se pueden consultar en algún libro especializado (v.g. Tamez, 1964; Juárez B. y Rico R., 1992, Tomo III). La profundización en el tema queda fuera del alcance de este trabajo.

5.4 Factor de Seguridad Tomando en Cuenta el Empuje Hidrostático o las Fuerzas de Filtración

Empuje hidrostático

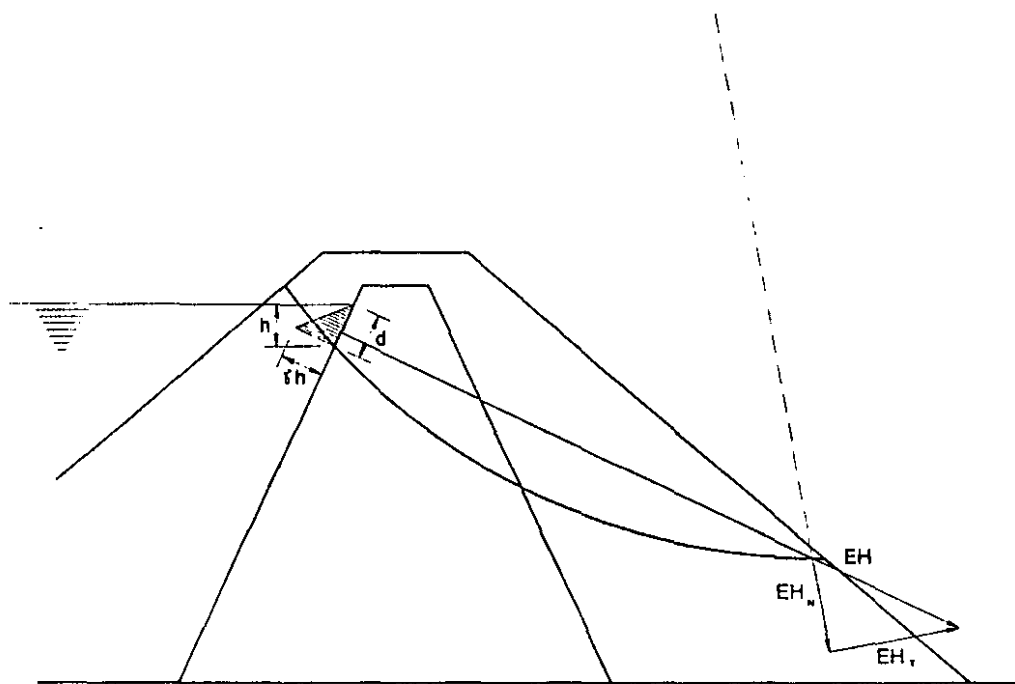
En condiciones iniciales, cuando todavía no se ha establecido el flujo dentro de los materiales impermeables de la presa, el agua ejerce sobre éstos un empuje hidrostático que puede influir en la estabilidad de la presa.

Si la falla que se está analizando corta el paramento de aguas arriba del material impermeable por debajo del nivel del agua, como se ilustra en la figura 5.5, existe un empuje hidrostático igual a:

$$EH = \frac{1}{2} \gamma_a h d$$

actuando a una distancia $d/3$ del fondo, perpendicular al paramento impermeable.

Una manera simple y suficientemente buena para tomar en cuenta dicho empuje en el factor de seguridad, consiste en prolongar su línea de acción hacia aguas abajo hasta cortar al círculo de falla y descomponerla en ese punto en normal y tangencial.



Forma de tomar en cuenta el empuje hidrostático.

Fig. 5.5

Si el análisis corresponde al talud de aguas abajo de la presa, la fuerza tangencial favorece el movimiento del bloque de suelo, por lo que se incluye en las fuerzas que provocan el momento motor (denominador). Si el punto en el que se descompuso el empuje está dentro del cuerpo de la presa, se puede tomar en cuenta también la componente normal que, en teoría, contribuye a la estabilidad de manera similar a las fuerzas normales producidas por el peso de los materiales. Para incluirla es necesario multiplicarla por " $\tan \phi_{EH}$ " y sumarla en el numerador. El ángulo de fricción interna es el promedio pesado de los ϕ de los materiales a lo largo del círculo de falla, aunque puede ser suficiente tomarlo como el ϕ del material donde EH corta al círculo.

Entonces, el factor de seguridad queda expresado como:

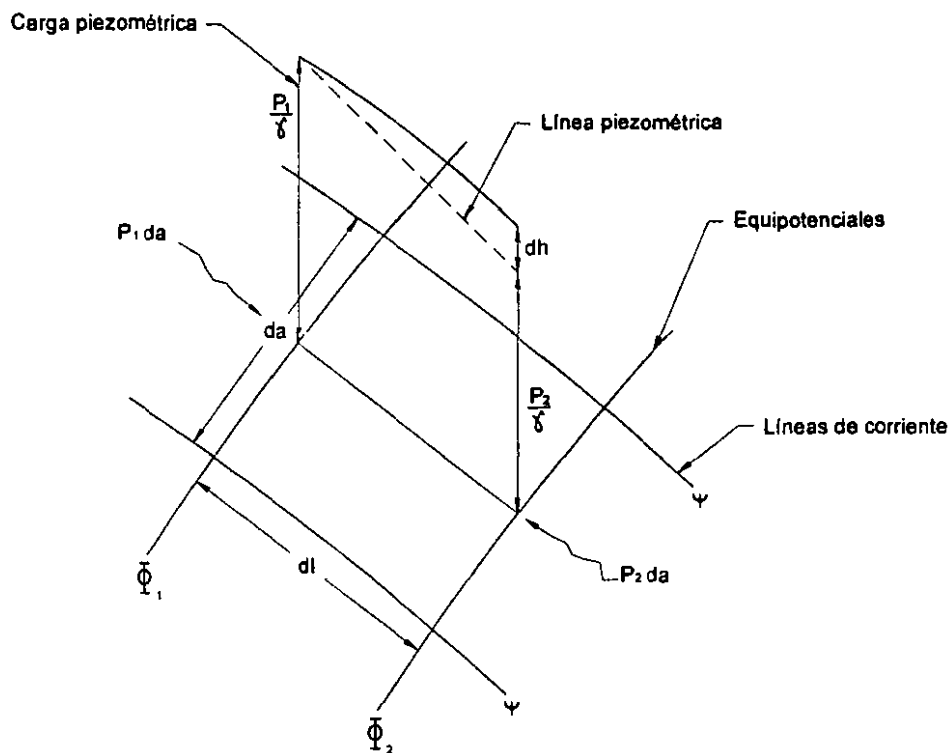
$$FS = \frac{\Sigma \left(\tan \phi_i \int \frac{dN}{dx} dx + c_i L_i \right) + EH_N \tan \phi_{EH}}{\int \frac{dT}{dx} dx + EH_T}$$

Si se tratara del un círculo que desliza hacia aguas arriba, el signo de EH_T en el denominador se invierte.

Fuerzas de filtración

Cuando se ha establecido el flujo dentro de los materiales impermeables no sólo se produce la presión de poro, también se presentan "fuerzas de filtración" como resultado de la fricción del agua con las partículas de suelo cuando fluye entre estas últimas.

Considérese un paralelepípedo diferencial de suelo (que en dos dimensiones queda representado por un paralelogramo), limitado por dos líneas de corriente y dos equipotenciales, como se muestra en la figura 5.6:



Fuerzas y cargas de presión que intervienen en un rectángulo diferencial de una red de flujo.

Fig. 5.6

Al pasar el agua a través del rectángulo diferencial sufre una pérdida de carga:

$$dh = \frac{p_1 - p_2}{\gamma_a}$$

Por otra parte, las fuerzas de presión en las caras "verticales" (da) valen $p_1 da$ y $p_2 da$, y su diferencia es la fuerza resultante sobre el pedacito de suelo:

$$dF_f = p_1 da - p_2 da = (p_1 - p_2) da$$

como:

$$p_1 - p_2 = dh \gamma_a,$$

$$dF_f = dh \gamma_a da$$

Dividiendo y multiplicando por dl :

$$dF_f = \gamma_a \frac{dh}{dl} dl da$$

donde:

dh/dl es el gradiente hidráulico

$dl \cdot da$ es el área del rectángulo diferencial

de modo que:

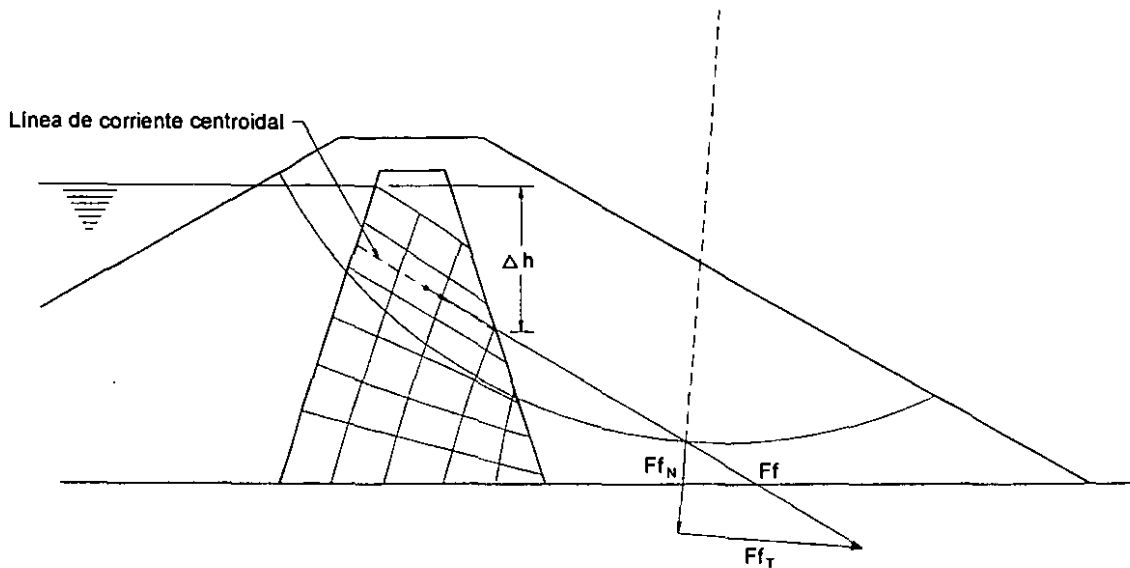
$$F_f = \gamma_a i \int dA$$

En la práctica, la fuerza de filtración resultante se obtiene de la siguiente manera (Fig. 5.7):

- Área: la de la zona sujeta a las fuerzas de filtración.
- Punto de aplicación: el centroide del área sujeta a fuerzas de filtración.
- Gradiente: se considera constante, por lo que es suficiente tomar uno medio que correspondería al de la línea de corriente centroidal ($\Delta h/L$).
- La dirección de la fuerza se considera tangencial a la línea de corriente centroidal.

La fuerza F_f se maneja igual que como se hizo con el empuje hidrostático. Entonces el factor de seguridad real para condiciones finales resulta ser:

$$FS = \frac{\sum \left(\tan \phi_i \int \left(\frac{dN}{dx} - u \frac{dl}{dx} \right) dx + c_i L_i \right) + F_{f_N} \tan \phi_{Ff}}{\int \frac{dT}{dx} dx + F_{f_T}}$$



Forma de considerar las fuerzas de filtración.

Fig. 5.7

También en este caso se presenta un cambio de signo en el término correspondiente a la componente tangencial de la fuerza de filtración cuando se trata del análisis de un círculo en el talud de aguas arriba.

Es necesario hacer hincapié en el hecho de que las fuerzas de filtración sólo se presentan en condiciones finales, es decir, cuando se ha establecido flujo a través de los materiales "impermeables", y éstas sustituyen al empuje hidrostático que el agua ejercía sobre el paramento de aguas arriba cuando se tenían condiciones iniciales.

5.5 Factor de Seguridad Cuando se Presentan Fuerzas Sísmicas

Se considera al sismo como si fuera estático (pseudostático), solamente en dirección horizontal y en el sentido más desfavorable: el que intenta hacer deslizar a la masa de suelo.

Para tomarlo en cuenta se supone actuando en la base de las columnas diferenciales de suelo, con magnitud proporcional al peso:

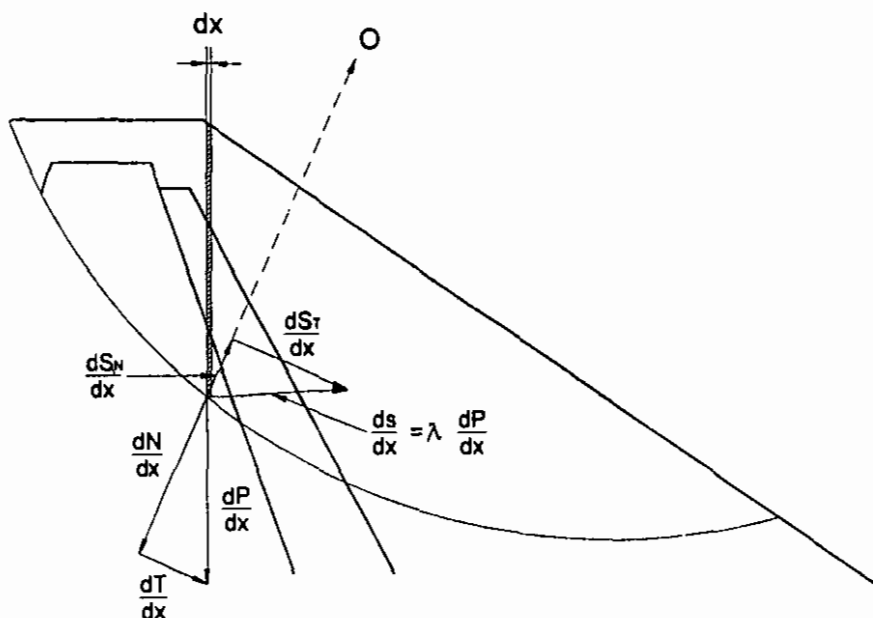
$$S = \lambda P$$

donde λ es un "coeficiente sísmico" relativo a las aceleraciones máximas registradas en un sitio en particular.

En ausencia de información relativa a las aceleraciones máximas registradas en un sitio particular, es costumbre considerar una aceleración del sismo igual a 0.1 g, y en lugares de alta sismicidad hasta 0.2 g.

Para el caso de la República Mexicana, la Comisión Federal de Electricidad ha publicado un mapa de regionalización sísmica (cfr. Manual de Diseño de Obras Civiles, C.1.3.) del cual se puede obtener el coeficiente sísmico. Como una presa es una estructura que en caso de fallar causaría pérdidas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad, queda clasificada dentro del grupo A, definido en ese mismo manual. Para efectos prácticos, este hecho se traduce en aumentar en 30% el valor del coeficiente sísmico que le corresponde.

La fuerza sísmica se descompone en normal y tangencial al círculo de falla (figura 5.8).



Manera de tomar en cuenta las fuerzas sísmicas.
Fig. 5.8

Por semejanza de triángulos se puede observar que:

$$\frac{dS_N}{dx} = \lambda \frac{dT}{dx}$$

con sentido contrario a $\frac{dN}{dx}$.

De modo semejante:

$$\frac{dS_T}{dx} = \lambda \frac{dN}{dx}$$

con el mismo sentido que $\frac{dT}{dx}$.

Incluyendo estas nuevas fuerzas en el factor de seguridad obtenido para condiciones finales, se tiene:

$$FS = \frac{\sum \left(\tan \phi_i \int \left(\frac{dN}{dx} - u \frac{dl}{dx} - \lambda \frac{dT}{dx} \right) dx + c_i L_i \right) + Ff_N \tan \phi_{Ff}}{\int \frac{dT}{dx} dx + Ff_T + \lambda \frac{dN}{dx}}$$

Con las correcciones de signo que corresponden al talud de aguas arriba que se han mencionado en los apartados anteriores.

5.6 Casos Típicos de Análisis

Desde el inicio de la construcción de una presa hasta cuando ésta se encuentra funcionando con el agua a su máximo nivel en el almacenamiento, los materiales que la constituyen están sometidos a diferentes condiciones de esfuerzos que van cambiando a través del tiempo. Generalmente la estabilidad de una presa pasa por cuatro estados críticos en los cuales debe verificarse que el diseño contra deslizamientos es adecuado:

a) Condiciones iniciales

Están representadas por la situación en que se encuentra la presa al terminar su construcción. Durante el proceso de construcción de una presa, las porciones poco permeables de la cimentación y del terraplén sufren, por una parte, aumentos sostenidos de esfuerzo cortante y, por otra, incrementos de resistencia. Los incrementos de resistencia se deben a que, por no estar el suelo totalmente saturado, parte de los incrementos de esfuerzo se transforman instantáneamente en esfuerzos efectivos y a que las presiones de poro se disipan progresivamente. Las variaciones de esfuerzo actuante y resistencia son tales que, generalmente, el factor de seguridad de la cortina contra deslizamiento disminuye al progresar la construcción. Al final de ésta, el factor de seguridad es tanto menor, cuanto mayor haya sido el grado de saturación del suelo compactado y cuando menor haya sido la rapidez de disipación de la presión de poro en las zonas críticas. Es usual analizar la estabilidad en esta condición, si se trata del material del corazón impermeable, en términos de esfuerzos efectivos

suponiendo que no se han desarrollado presiones de poro, o que no ha ocurrido disipación de la presión de poro generada durante la construcción; por lo tanto, si se desea analizar el comportamiento de este material ante una falla rápida, esas condiciones de esfuerzos se reproducen aproximadamente, en el laboratorio, con una prueba triaxial de tipo rápido en especímenes preparados con la misma relación de vacíos y el mismo grado de saturación correspondientes a las condiciones de colocación del material en el terraplén. En los materiales permeables (arenas), por el contrario, las presiones de poro al final de la construcción son nulas; los esfuerzos que actúan entonces son soportados por la estructura granular del suelo; al sobrevenir una falla rápida, las presiones de poro que se generan por la acción de los esfuerzos cortantes se disipan también rápidamente, gracias a la alta permeabilidad; por lo tanto, puede considerarse que esas condiciones de trabajo se producen en el laboratorio mediante una prueba triaxial lenta, en especímenes 100% saturados, cuya relación de vacíos inicial corresponda a la de colocación del material en el terraplén.

b) Condiciones finales

A través del tiempo, al funcionar el embalse lleno, el grado de saturación de los materiales, tanto permeables como impermeables, se incrementa hasta alcanzar la saturación completa en el corazón impermeable y en el talud de aguas arriba. El desarrollo del flujo de agua hace incrementar paulatinamente las presiones de poro en las zonas máximas a la base de la presa hasta hacerlas máximas cuando se alcanza la condición de flujo establecido. Al mismo tiempo, los materiales impermeables se van consolidando o expandiendo bajo la acción de los nuevos esfuerzos impuestos por peso propio del material y las fuerzas de filtración, hasta quedar totalmente consolidados bajo esas nuevas condiciones de esfuerzos. Por tanto, el factor de seguridad llega a un mínimo en la condición de trabajo a largo plazo con presa llena. Lo más conveniente en este caso es hacer el análisis de estabilidad en términos de esfuerzos efectivos a partir de la resistencia obtenida en pruebas triaxiales del tipo consolidada – rápida, efectuada con especímenes saturados, cuya relación de vacíos corresponda a la inicial que tenía el material al ser colocado en el terraplén, para el caso de los materiales impermeables. En cuanto a los materiales permeables prevalece el mismo criterio que en el caso de las condiciones iniciales de trabajo. En los materiales de permeabilidad intermedia se adopta el mismo criterio que para los impermeables, tanto para las condiciones iniciales como las finales.

Un caso particular de las condiciones finales que conviene analizar es cuando se presenta la condición extrema de llenado del embalse hasta el nivel de aguas máximo extraordinario (NAME), tomando el mismo criterio en cuanto las propiedades de los materiales.

c) Vaciado rápido

Después de cierto tiempo de operación de la presa, ésta ha sido infiltrada y ha alcanzado condiciones de flujo establecido hacia aguas abajo. Normalmente, durante la

época seca del año las extracciones de la presa son mayores que las entradas, produciéndose el descenso en el nivel de agua en el almacenamiento. Al descender dicho nivel, las zonas impermeables y semipermeables de la presa quedan saturadas y se inicia dentro de ellas un flujo descendente del agua, hacia aguas abajo y hacia aguas arriba. Esta nueva condición de flujo crea en la presa nuevas condiciones de esfuerzos que deben ser analizadas. Se han presentado fallas a consecuencia de los efectos del vaciado rápido, muy especialmente en el talud de aguas arriba. El criterio a seguir en la elección de los valores de la resistencia al esfuerzo cortante, que deban emplearse en el análisis, es el mismo que para el caso de las condiciones finales ya explicado.

El vaciado de una presa ocurre normalmente en un tiempo que puede variar de unos cuantos días a varios meses, según las condiciones de funcionamiento de la presa y la capacidad del vaso. La condición de un vaciado instantáneo es puramente hipotética. Es conveniente agregar que no todos los materiales son igualmente afectados por un vaciado rápido; los materiales altamente permeables son capaces de eliminar las presiones de poro tan rápidamente como desciende el agua del vaso. En cambio, los impermeables pueden requerir hasta de uno a varios años para ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzos generados por el flujo descendente. De aquí que se hayan establecido los siguientes criterios para evaluar las presiones de poro, para hacer el análisis de la estabilidad para la condición de vaciado rápido:

1. Los materiales permeables no son susceptibles al efecto de un vaciado rápido.
2. Los materiales impermeables, cuyo coeficiente de permeabilidad es menor de 10^{-6} cm/seg, son también de alta compresibilidad. Cuando ocurre un vaciado rápido en materiales de esta clase se produce dentro del cuerpo de la presa, un proceso de consolidación cuya rapidez depende tanto de la permeabilidad, como de las condiciones de drenaje y las características de compresibilidad de los materiales. En todo caso, en los suelos impermeables, la rapidez del proceso de consolidación es generalmente, menor que la velocidad de descenso del agua en el vaso. Puede decirse entonces que, la relación de vacíos del material permanece, aproximadamente, igual a la que existía antes de iniciarse el vaciado rápido. En tales condiciones, los valores de los esfuerzos efectivos dentro de la masa impermeable son los mismos que existían cuando la presa estaba llena y, por consiguiente, la resistencia al corte puede considerarse igual a la que existía antes del vaciado rápido. Entonces, para analizar la estabilidad del talud de aguas arriba en estas condiciones es conveniente calcular, primero, el valor de las fuerzas tangenciales resistentes para los materiales impermeables, en función de los esfuerzos efectivos que existían a presa llena y, después, las fuerzas tangenciales actuantes se calcularán con el nivel del agua en el almacenamiento, en la posición correspondiente a la presa vacía. En estos materiales es necesario tomar en cuenta también las fuerzas de filtración provocadas por el flujo del agua que ahora tiene una dirección contraria, pues el flujo es hacia aguas arriba.
3. En caso de materiales de permeabilidad intermedia ejemplificados por las arenas finas limosas (SM) y los limos no plásticos o de baja plasticidad (ML) se considera que, al ocurrir el vaciado rápido se desarrolla en la masa de suelo un estado de esfuerzos

que corresponde al que proporciona la red de flujo para vaciado rápido. Esta condición se cumple, solamente para el caso de materiales incompresibles; es decir, supone que los materiales semipermeables han sido colocados con un alto grado de compactación, con lo cual su compresibilidad es suficientemente baja, para garantizar el desarrollo de las presiones de poro que supone las nuevas condiciones de la red de flujo. Esta condición se cumple normalmente con las prácticas actuales de compactación. En este caso también es necesario tomar en cuenta las fuerzas de filtración dentro de la nueva red de flujo.

d) Bajo excitación sísmica

Se acepta comúnmente, sobre la base de la observación del comportamiento de presas ubicadas en zonas sísmicas, que las presas de tierra bien diseñadas y construidas conforme a los criterios que actualmente prevalecen son capaces de soportar los efectos de un sismo intenso sin sufrir daños de importancia. Sin embargo, el hecho de que hayan ocurrido algunas fallas asociadas a temblores, amerita mencionar los efectos que origina la acción de los esfuerzos alternados y repetidos inducidos por el sismo.

Durante un sismo, a las fuerzas actuantes permanentes se suman fuerzas de inercia alternantes debidas a la respuesta dinámica de la presa. Esta variación de esfuerzos a su vez induce a cambios de presión de poro y de resistencia en los suelos. Los resultados netos son variaciones transitorias del factor de seguridad en uno y otro sentido. Debido a que el período durante el cual disminuye el factor de seguridad es muy pequeño (mucho menor que el necesario para dar lugar a un deslizamiento como los que ocurren bajo carga sostenida), dicho factor de seguridad puede alcanzar transitoriamente valores aún menores que la unidad sin que necesariamente resulte una falla por cortante. Así pues, el concepto convencional de factor de seguridad se puede decir que pierde su significado en este caso. Aún así es muy recomendable llevar a cabo este análisis para determinar el funcionamiento adecuado de la presa bajo estas condiciones extremas y transitorias. El criterio a seguir en la elección de los valores de la resistencia al esfuerzo cortante, que deban emplearse en el análisis, es el mismo que para el caso de las condiciones finales ya explicado.

A continuación se presenta una tabla con los factores de seguridad mínimos que actualmente se recomiendan en el análisis de estabilidad de taludes de presas de tierra y enrocamiento para distintas condiciones de funcionamiento, de acuerdo con la práctica usual en la Comisión Nacional del Agua:

TABLA 5.1 – Factores de Seguridad mínimos para el análisis de estabilidad de taludes en presas de tierra y enrocamiento.

CONDICIONES INICIALES				
CASO	FACTOR DE SEGURIDAD			OBSERVACIONES
	$k_{Mat\ imp}$ (cm/seg)	Aguas Arriba	Aguas Abajo	
Vaso vacío	$k > 10^{-6}$	1.10	1.25	Agua al nivel de la toma
	$k < 10^{-6}$	1.20	1.35	
Vaso lleno		1.50	1.50	Agua al NAMO
Vaso vacío y sismo	$k > 10^{-6}$	1.00	1.10	Agua al nivel de la toma
	$k < 10^{-6}$	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

6. APLICACIÓN PARA AUTOCAD DEL METODO SUECO

6.1 Planteamiento del Problema

En la actualidad existen muy pocos programas de cómputo diseñados para analizar la estabilidad de taludes en una sección de materiales graduados de una presa de tierra y enrocamiento. La innovación que se pretende al utilizar el AutoCAD como herramienta básica para analizar este problema es trabajar directamente con entidades gráficas y hacer las mediciones y cálculos directamente sobre ellas y no con métodos numéricos como trabajan los sistemas de cómputo de aplicaciones del método Sueco.

El objetivo principal del programa es obtener los factores de seguridad de una posible falla aguas abajo, introducida por el usuario, de una sección transversal de una presa de cuatro capas de materiales graduados, para las siguientes condiciones típicas de análisis:

- condiciones iniciales al NAMO
- condiciones finales al NAMO
- condiciones finales al NAMO con sismo
- condiciones finales al NAME

Una condición típica que haría falta analizar es la de vaciado rápido para el talud de aguas arriba, la cual no está considerada dentro de los alcances de este trabajo.

El programa está diseñado de tal manera que sigue paso a paso el método gráfico descrito en el capítulo anterior para cada una de las condiciones mencionadas, utilizando para ello 50 puntos de análisis a lo largo de la superficie de falla. Los datos que son necesarios suministrar al programa son:

- el dibujo en AutoCAD de la sección transversal de la presa a analizar con las condiciones pedidas en el Manual del Usuario (ver Anexo),
- las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la sección de la presa (γ , ϕ y C), y
- ubicación de la superficie de falla circular (centro y radio) que se desea analizar, de tal manera que ésta corte en dos puntos el cuerpo de la presa.

Los resultados que arrojará el programa después del análisis serán:

- un cuadro de diálogo con los factores de seguridad obtenidos para las condiciones mencionadas, y
- un archivo de texto con todos los resultados parciales del análisis, el cual puede abrirse desde el mismo cuadro de diálogo.

El programa fue diseñado en un lenguaje propio de AutoCAD llamado AutoLISP. AutoLISP es un lenguaje de alto nivel, potente y flexible, muy apropiado para las

aplicaciones gráficas que constituyen la base del trabajo en AutoCAD. Se trata de una adaptación del lenguaje de programación LISP basado en listas de símbolos, y forma parte integral de AutoCAD, ayudando a que el programador construya y diseñe sus propias instrucciones.

6.2 Diagrama de Flujo Esquemático

El siguiente diagrama (Figs. 6.1 y 6.2) no es propiamente un diagrama de flujo, pues se encuentra muy simplificado y su objetivo es más bien proporcionar una visión rápida sencilla y suficientemente clara del funcionamiento del programa.

El programa *Sueco.lsp* tiene definidas 15 funciones internas específicas más, las cuales se encuentran en tres niveles de anidación:

- *sueco*
 - *defecto_datos*
 - *aceptar_datos*
 - *talud*
 - *conds_ini*
 - *conds_fin*
 - *limpiar*
 - *empuje*
 - *presion_poro*
 - *fzas_filt*
 - *fs1_arch*
 - *fs2y4_arch*
 - *fs3_arch*
 - *resultados*
 - *ddresults*
 - *errores*

Dado que la función *talud* es la que más subrutinas contiene dentro de ella, el diagrama se dividió en dos, uno principal (Fig. 6.1) y otro que contiene sólo el funcionamiento de *talud* (Fig. 6.2). En estos diagramas no se han incluido las subrutinas que no aportan elementos de ayuda importantes para entender el funcionamiento del programa. Las funciones listadas aparecen definidas dentro de los diagramas de flujo entre paréntesis.

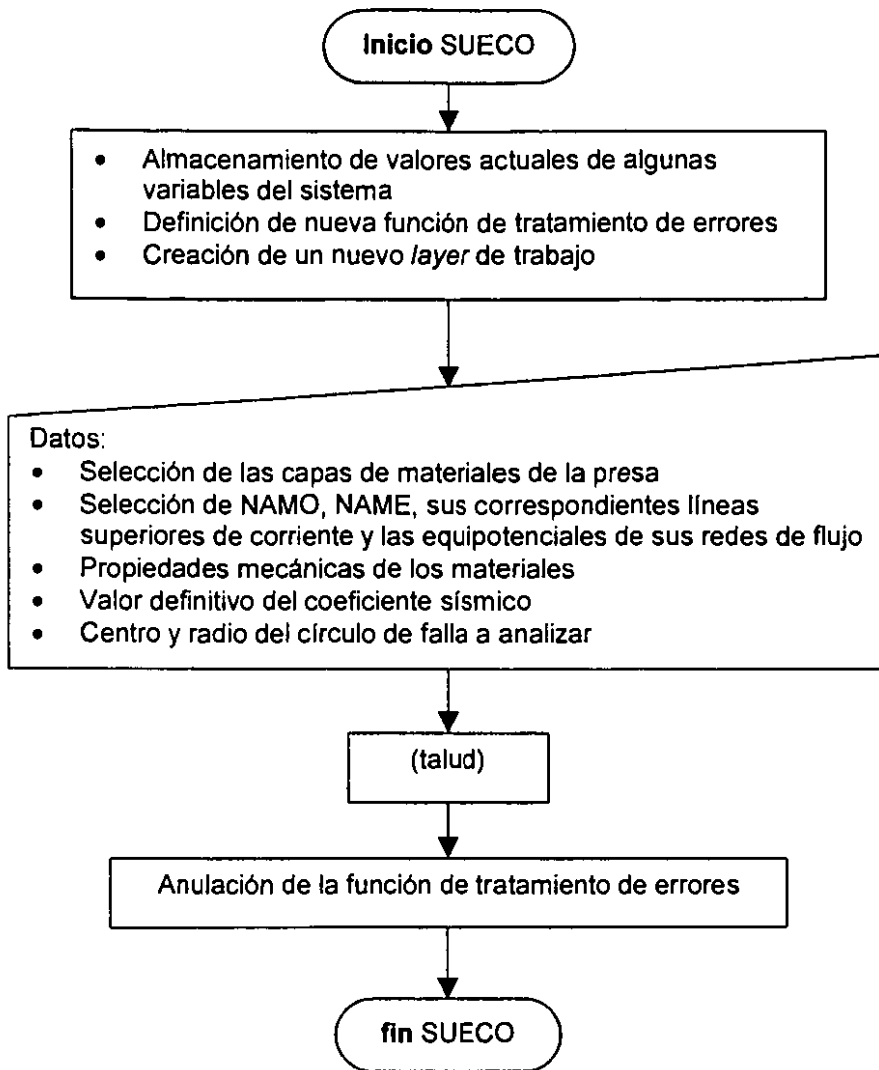
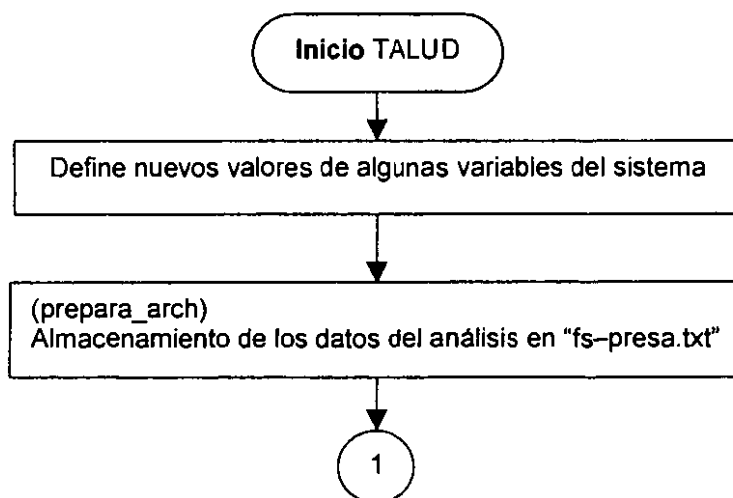
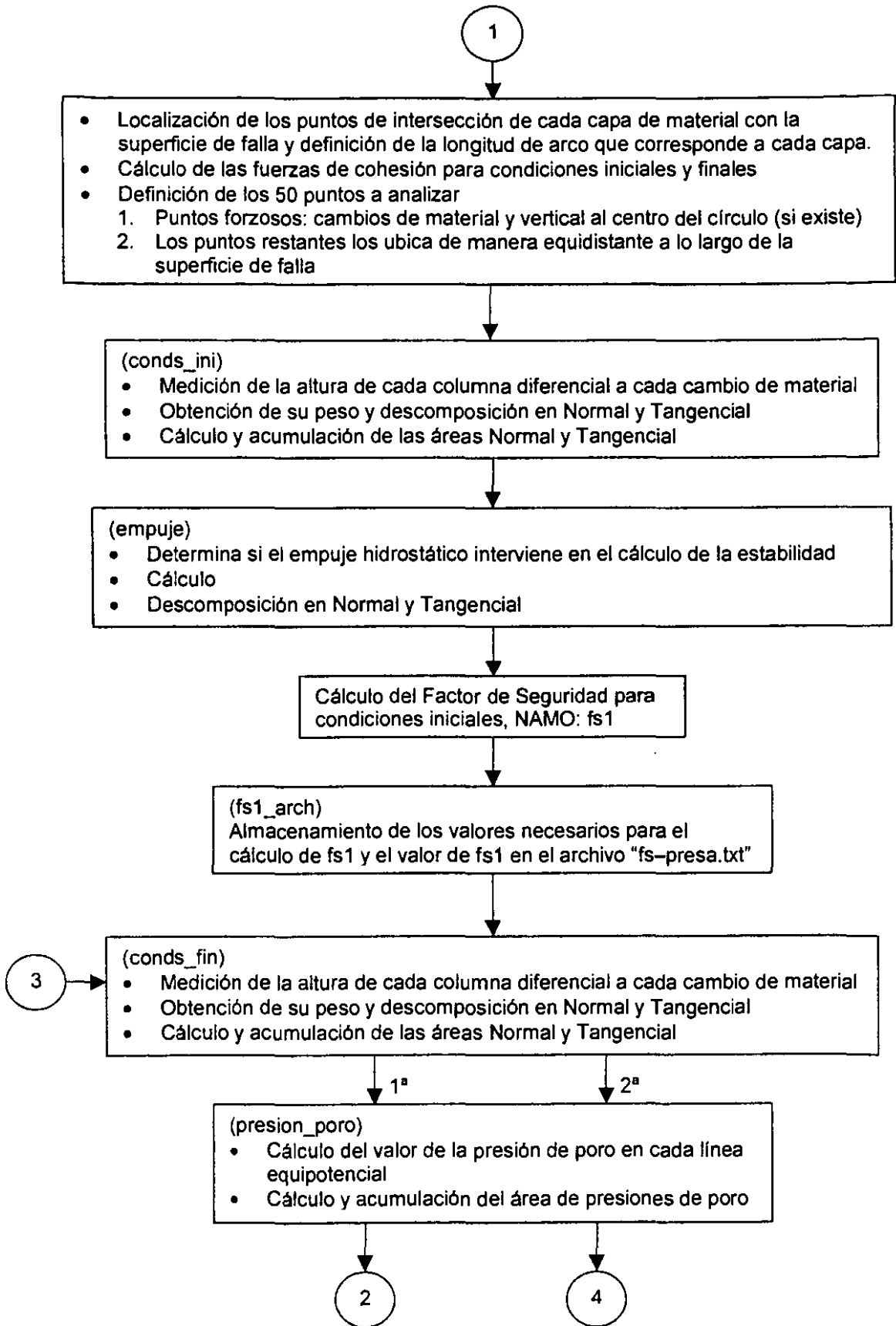


Diagrama de flujo esquemático del programa principal.

Fig. 6.1





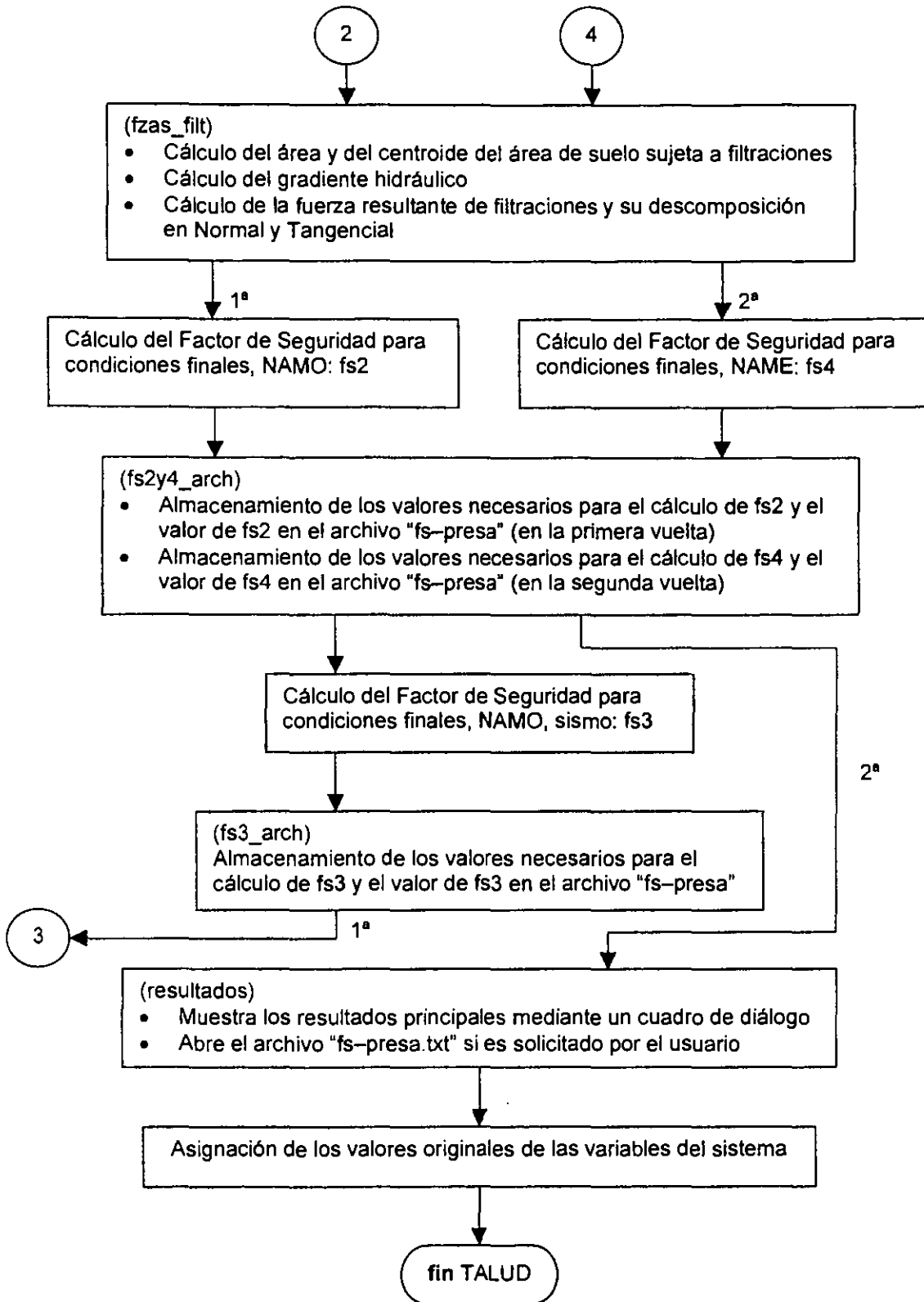


Diagrama de flujo esquemático de la función TALUD.

Fig. 6.2

6.3 Listado del programa

Programa principal (Archivo: "Sueco.lsp")

```
;| SUECO.LSP, Programa para analizar la estabilidad
del talud aguas abajo de una presa de materiales
graduados aplicando el método Sueco.
Carlos Rábago, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2000
Variables de entrada:
  Entidades gráficas de las 4 capas de materiales
  de la presa (Núcleo, Filtros, Transiciones y
  Enrocamientos)
  Entidades gráficas del agua al nivel del NAMO
  (NAMO, Línea superior de corriente y Equipoten-
  ciales de la red de flujo)
  Entidades gráficas del agua al nivel del NAME
  (NAME, Línea superior de corriente y Equipoten-
  ciales de la red de flujo)
  Propiedades de los materiales de la presa (Peso
  volumétrico, Cohesión y Ángulo de fricción
  interna)
  Valor definitivo del Coeficiente sísmico
  Superficie circular de falla (Centro y Radio)
Variables de salida:
  Datos del dibujo analizado (Nombre y ruta del
  archivo "dwg", Centro y Radio de la superficie
  circular de falla)
  Factores de Seguridad calculados
  (Condiciones iniciales, NAMO
  Condiciones finales, NAMO
  Condiciones finales, NAMO, sismo
  Condiciones finales, NAME)
  Ubicación del archivo de texto donde se han al-
  macenado los resultados detallados del análi-
  sis, con posibilidad de acceder directamente
  a él. |;
```

```
(defun c:sueco ()
```

```
(setq pi 3.1415926535897932385)
(setq oom (getvar "osmode"))
(setq opbx (getvar "pickbox"))
(setq "cmdecho" 0)
(command ".viewres" "y" 8000)
(setq oldlayer (getvar "clayer"))
(setq olderror *error* *error* errores) ;Este renglón se debe
```

```
;anular para poder ver el
;listado de error completo
```

```
;====Input
```

```
:=Layer de trabajo: suecoauxlayer
(command ".layer" "m" "suecoauxlayer" "")
```

```
:=Capas de materiales
```

```
(prompt "\nSeleccione toda la capa externa del enrocamiento: ")
(setq enrocamiento (ssget (list (cons 8 "ENROCAMIENTO"))))
(prompt "\nSeleccione toda la capa de la transición: ")
(setq transicion (ssget (list (cons 8 "TRANSICION"))))
(prompt "\nSeleccione toda la capa de los filtros: ")
(setq filtro (ssget (list (cons 8 "FILTRO"))))
(prompt "\nSeleccione toda la capa del núcleo: ")
(setq nucleo (ssget (list (cons 8 "NUCLEO"))))
```

```
:=Niveles de agua y redes de flujo
```

```
(setq namo nil)
(while (= namo nil) (setq namo (car (entsel "\nSeleccione el NAMO:
"))))
(setq namo (entget namo))
(while (/= (cdr (assoc 8 namo)) "WATER")
(prompt "\nEl NAMO debe tener capa WATER. ")
(setq namo (entget (car (entsel "\nSeleccione el NAMO: ")))))
)
(setq lscnamo nil)
(while (= lscnamo nil) (setq lscnamo (car (entsel "\nSeleccione la
línea superior de corriente de la red de flujo al NAMO: ")))))
(while (/= (cdr (assoc 8 (entget lscnamo))) "WATER")
(setq lscnamo (car (entsel "\nDebe tener capa WATER. Seleccione la
línea superior de corriente al NAMO: ")))))
)
(command ".layer" "on" "red-namo" "off" "red-name" "")
(prompt "\nSeleccione SOLO las EQUIPOTENCIALES de la red de flujo
para el NAMO (sin tomar el paramento de a. arriba): ")
(setq rednamo (ssget (list (cons 8 "RED-NAMO"))))

(setq name nil)
(while (= name nil) (setq name (car (entsel "\nSeleccione el NAME:
"))))
(setq name (entget name))
(while (/= (cdr (assoc 8 name)) "WATER")
(prompt "\nEl NAME debe tener capa WATER. ")
```

```

    (setq name (entget (car (entsel "\Seleccione el NAME: "))))
  )
  (setq lscname nil)
  (while (= lscname nil) (setq lscname (car (entsel "\nSeleccione la
línea superior de corriente de la red de flujo al NAME: "))))
  (while (/= (cdr (assoc 8 (entget lscname))) "WATER")
    (setq lscname (car (entsel "\nDebe tener capa WATER. Seleccione la
línea superior de corriente al NAME: "))))
  )
  (command ".layer" "on" "red-name" "off" "red-namo" "")
  (prompt "\nSeleccione SOLO las EQUIPOTENCIALES de la red de flujo
para el NAME (sin tomar el paramento de a. arriba): ")
  (setq redname (ssget (list (cons 8 "RED-NAME"))))
  (command ".layer" "off" "red-name" "")

```

:=Propiedades mecánicas de los materiales

```

  (setq datdcl (load_dialog "sueco"))
  (if (not (new_dialog "datos" datdcl))
    (progn (prompt "\nNo se encuentra el archivo SUECO.DCL") (quit))
  )
  (defecto_datos)
  (mode_tile "gnucd" 2)
  (action_tile "accept" "(aceptar_datos)")
; (action_tile "cancel" "(quit)")
  (if (/= 1 (start_dialog)) (quit))

```

:=Superficie de falla

```

  (setq valido 0 arcl nil arc2 nil)
  (while (/= valido 1) ;Para obtener círculo válido
    (setq centro (getpoint "\nCentro del círculo de falla: ")
      radio (getdist centro "\nRadio: ")
      x (list (car centro) (+ (car (cdr centro)) radio)))
    (setq arcl "ARC")
    (command ".circle" centro radio)
    (setq circfalla (entget (entlast)))
    (command ".zoom" "all")
    (command ".trim" "enrocamiento" "" x "")
    (setq falla (entget (entlast))
      fallatot falla)
    (if (= (cdr (assoc 0 falla)) "ARC")
      (setq iniangnr (cdr (assoc 50 falla))
        endangnr (cdr (assoc 51 falla))
        inifalla (polar centro iniangnr radio)
        endfalla (polar centro endangnr radio)
        arc2 "ARC")
    )
    (if (and arcl arc2 (>= iniangnr pi))
      (setq valido 1)
    )
  )

```



```

        (progn (command ".erase" "l" "")
              (prompt "\nImposible analizar ese círculo. Intente otra
vez.")
              (command ".zoom" "p")
            )
        )
    )
    (command ".zoom" "p")

```

```

;=Número de columnas (para que sea variable habría que quitar los ";")
  (setq numcol 50)
; (initget 7)
; (setq numcol (getint "\nNúmero de columnas diferenciales: "))
; (while (not (>= numcol 10))
;   (setq numcol (getint "\nEl número de columnas diferenciales debe
ser por lo menos 10: "))
; )

```

```

;====Ejecución del análisis de estabilidad

```

```

  (talud)

```

```

;====Reset

```

```

  (setq *error* olderror) ;Este renglón se debe anular para poder
                           ;ver el listado de error completo

```

```

  (princ)
)

```

```

;;;=====Fin de SUECO=====
;;;=====Programa Principal=====

```

```

;;;=====DEFECTO_DATOS=====
;;;argumentos: NO NECESITA

```

```

(defun defecto_datos ()
  (if gnucd ( ) (setq gnucd 0))
  (set_tile "gnucd" (rtos gnucd 2 2))
  (if gfild ( ) (setq gfild 0))
  (set_tile "gfild" (rtos gfild 2 2))
  (if grezd ( ) (setq grezd 0))
  (set_tile "grezd" (rtos grezd 2 2))
  (if genrd ( ) (setq genrd 0))
  (set_tile "genrd" (rtos genrd 2 2))
)

```

```

(if gnuch ( ) (setq gnuch 0))
(set_tile "gnuch" (rtos gnuch 2 2))
(if gfilh ( ) (setq gfilh 0))
(set_tile "gfilh" (rtos gfilh 2 2))
(if grezh ( ) (setq grezh 0))
(set_tile "grezh" (rtos grezh 2 2))
(if genrh ( ) (setq genrh 0))
(set_tile "genrh" (rtos genrh 2 2))
(if gnucw ( ) (setq gnucw 0))
(set_tile "gnucw" (rtos gnucw 2 2))
(if gfilw ( ) (setq gfilw 0))
(set_tile "gfilw" (rtos gfilw 2 2))
(if grezw ( ) (setq grezw 0))
(set_tile "grezw" (rtos grezw 2 2))
(if genrw ( ) (setq genrw 0))
(set_tile "genrw" (rtos genrw 2 2))
(if conuc ( ) (setq conuc 0))
(set_tile "conuc" (rtos conuc 2 2))
(if cofil ( ) (setq cofil 0))
(set_tile "cofil" (rtos cofil 2 2))
(if corez ( ) (setq corez 0))
(set_tile "corez" (rtos corez 2 2))
(if coenr ( ) (setq coenr 0))
(set_tile "coenr" (rtos coenr 2 2))
(if conucfin ( ) (setq conucfin 0))
(set_tile "conucfin" (rtos conucfin 2 2))
(if cofilfin ( ) (setq cofilfin 0))
(set_tile "cofilfin" (rtos cofilfin 2 2))
(if corezfin ( ) (setq corezfin 0))
(set_tile "corezfin" (rtos corezfin 2 2))
(if coenrfin ( ) (setq coenrfin 0))
(set_tile "coenrfin" (rtos coenrfin 2 2))
(if finuc ( ) (setq finuc 0))
(set_tile "finuc" (angtos finuc 0 1))
(if fifil ( ) (setq fifil 0))
(set_tile "fifil" (angtos fifil 0 1))
(if firez ( ) (setq firez 0))
(set_tile "firez" (angtos firez 0 1))
(if fienr ( ) (setq fienr 0))
(set_tile "fienr" (angtos fienr 0 1))
(if finucfin ( ) (setq finucfin 0))
(set_tile "finucfin" (angtos finucfin 0 1))
(if fifilfin ( ) (setq fifilfin 0))
(set_tile "fifilfin" (angtos fifilfin 0 1))
(if firezfin ( ) (setq firezfin 0))
(set_tile "firezfin" (angtos firezfin 0 1))
(if fienrfin ( ) (setq fienrfin 0))
(set_tile "fienrfin" (angtos fienrfin 0 1))
(if lamb ( ) (setq lamb 0))
(set_tile "lamb" (rtos lamb 2 2))
)

```

```
;;;=====Fin de DEFECTO_DATOS=====
```

```
;;;=====ACEPTAR_DATOS=====
```

```
;;;argumentos: NO NECESITA
```

```
(defun aceptar_datos ()
  (setq gnucd (atof (get_tile "gnucd")))
  gfile (atof (get_tile "gfile"))
  grezd (atof (get_tile "grezd"))
  genrd (atof (get_tile "genrd"))
  gnuch (atof (get_tile "gnuch"))
  gfilh (atof (get_tile "gfilh"))
  grezh (atof (get_tile "grezh"))
  genrh (atof (get_tile "genrh"))
  gnucw (atof (get_tile "gnucw"))
  gfilw (atof (get_tile "gfilw"))
  grezw (atof (get_tile "grezw"))
  genrw (atof (get_tile "genrw"))
  conuc (atof (get_tile "conuc"))
  cofil (atof (get_tile "cofil"))
  corez (atof (get_tile "corez"))
  coenr (atof (get_tile "coenr"))
  conucfin (atof (get_tile "conucfin"))
  cofilfin (atof (get_tile "cofilfin"))
  corezfin (atof (get_tile "corezfin"))
  coenrfin (atof (get_tile "coenrfin"))
  finuc (angtof (get_tile "finuc") 0)
  fifil (angtof (get_tile "fifil") 0)
  firez (angtof (get_tile "firez") 0)
  fienr (angtof (get_tile "fienr") 0)
  finucfin (angtof (get_tile "finucfin") 0)
  fifilfin (angtof (get_tile "fifilfin") 0)
  firezfin (angtof (get_tile "firezfin") 0)
  fienrfin (angtof (get_tile "fienrfin") 0)
  lamb (atof (get_tile "lamb"))
)
  (setq fi45 (* 45 (/ pi 180)))
  (cond ((or (< gnucd 0) (> gnucd 5) (< gnuch 0) (> gnuch 5) (< gnucw
0) (> gnucw 5)
        (< gfile 0) (> gfile 5) (< gfilh 0) (> gfilh 5) (< gfilw
0) (> gfilw 5)
        (< grezd 0) (> grezd 5) (< grezh 0) (> grezh 5) (< grezw
0) (> grezw 5)
        (< genrd 0) (> genrd 5) (< genrh 0) (> genrh 5) (< genrw
0) (> genrw 5))
    (mode_tile "gnucd" 2)
    (set_tile "error" "Algún Peso volumétrico está fuera de
rango")))
```

```

((or (< conuc 0) (> conuc 5) (< conucfin 0) (> conucfin 5)
      (< cofil 0) (> cofil 5) (< cofilfin 0) (> cofilfin 5)
      (< corez 0) (> corez 5) (< corezfin 0) (> corezfin 5)
      (< coenr 0) (> coenr 5) (< coenrfin 0) (> coenrfin 5))
(mode_tile "conuc" 2)
(set_tile "error" "Algún valor de Cohesión está fuera de
rango"))
((or (< finuc 0) (> finuc fi45) (< finucfin 0) (> finucfin
fi45)
      (< fifil 0) (> fifil fi45) (< fifilfin 0) (> fifilfin
fi45)
      (< firez 0) (> firez fi45) (< firezfin 0) (> firezfin
fi45)
      (< fienr 0) (> fienr fi45) (< fienrfin 0) (> fienrfin
fi45))
(mode_tile "finuc" 2)
(set_tile "error" "Algún valor del Angulo fi está fuera de
rango"))
((or (< lamb 0) (> lamb 0.25))
(mode_tile "lamb" 2)
(set_tile "error" "Coeficiente sísmico fuera de rango"))
(1 (done_dialog 1))
)
)

```

;;;=====Fin de ACEPTAR_DATOS=====

;;;=====TALUD=====
;;;argumentos: NO NECESITA

```
(defun talud ())
```

```
;====Settings
```

```

(setvar "osmode" 0)
(setvar "pickbox" 1)
(setq zoompt1 (polar inifalla (* 0.75 pi) 10)
zoompt2 (polar endfalla (* 1.75 pi) 10))
(command ".zoom" "w" zoompt1 zoompt2)
(command ".layer" "lock" "enrocamiento" "lock" "transicion" "lock"
"filtro" "lock" "nucleo" "")
(command ".layer" "off" "water" "")
(prepara_arch)

```

;====Reconocimiento del material de cada cambio de capa, según el Layer

```

(setq angl0cm (/ 0.1 radio)
      ang3cm (/ 0.03 radio))

(command ".zoom" "c" endfalla "0.4"
        ".trim" transicion filtro nucleo "" (polar centro (-
endangenr angl0cm) radio) "")
        ".zoom" "c" inifalla "0.4"
        ".trim" transicion filtro nucleo "" (polar centro (+
iniangenr angl0cm) radio) "")
(setq iniangcap1 (cdr (assoc 50 (entget (entlast))))
      endangcap1 (cdr (assoc 51 (entget (entlast))))
(setq inicapa1 (polar centro (cdr (assoc 50 (entget (entlast))))
radio)
      endcapal (polar centro (cdr (assoc 51 (entget (entlast))))
radio))

(command ".zoom" "c" endcapal "0.4"
        ".trim" transicion filtro nucleo "" (polar centro (-
endangcap1 angl0cm) radio) "")
        ".zoom" "c" inicapa1 "0.4"
        ".trim" transicion filtro nucleo "" (polar centro (+
iniangcap1 angl0cm) radio) "")
(setq iniangcap2 (cdr (assoc 50 (entget (entlast))))
      endangcap2 (cdr (assoc 51 (entget (entlast))))
(setq inicapa2 (polar centro (cdr (assoc 50 (entget (entlast))))
radio)
      endcapa2 (polar centro (cdr (assoc 51 (entget (entlast))))
radio))

(command ".trim" transicion filtro nucleo "" endcapa2 inicapa2 "")
(command ".zoom" "c" endcapa2 "0.4"
        ".trim" transicion filtro nucleo "" (polar centro (-
endangcap2 angl0cm) radio) "")
        ".zoom" "c" inicapa2 "0.4"
        ".trim" transicion filtro nucleo "" (polar centro (+
iniangcap2 angl0cm) radio) "")
(setq iniangcap3 (cdr (assoc 50 (entget (entlast))))
      endangcap3 (cdr (assoc 51 (entget (entlast))))
(setq inicapa3 (polar centro (cdr (assoc 50 (entget (entlast))))
radio)
      endcapa3 (polar centro (cdr (assoc 51 (entget (entlast))))
radio))

(limpiar)
(command ".zoom" "w" zoompt1 zoompt2)

(setq ininuc nil)

(setq capala2 (cdr (assoc 8 (entget (car (nentselp inicapa1))))))
(cond ((= capala2 "TRANSICION") (setq fil2 firez fil2fin firezfin
                                         col2 corez col2fin corezfin))
      ((= capala2 "FILTRO") (setq fil2 fifil fil2fin fifilfin)

```

```

col2 cofil col2fin cofilfin))
((= capa2a2 "NUCLEO") (setq fil2 finuc fil2fin finucfin
col2 conuc col2fin conucfin
ininuc inicapa1 endnuc inicapa2)))

(setq capa2a3 (cdr (assoc 8 (entget (car (nentselp inicapa2))))))
(cond ((= capa2a3 "TRANSICION") (setq fi23 firez fi23fin firezfin
co23 corez co23fin corezfin))
((= capa2a3 "FILTRO") (setq fi23 fifil fi23fin fifilfin
co23 cofil co23fin cofilfin))
((= capa2a3 "NUCLEO") (setq fi23 finuc fi23fin finucfin
co23 conuc co23fin conucfin
ininuc inicapa2 endnuc inicapa3)))

(setq capa2a1 (cdr (assoc 8 (entget (car (nentselp endcapa1))))))
(cond ((= capa2a1 "TRANSICION") (setq fi21 firez fi21fin firezfin
co21 corez co21fin corezfin))
((= capa2a1 "FILTRO") (setq fi21 fifil fi21fin fifilfin
co21 cofil co21fin cofilfin))
((= capa2a1 "NUCLEO") (setq fi21 finuc fi21fin finucfin
co21 conuc co21fin conucfin)))

(setq capa3a2 (cdr (assoc 8 (entget (car (nentselp endcapa2))))))
(cond ((= capa3a2 "TRANSICION") (setq fi32 firez fi32fin firezfin
co32 corez co32fin corezfin))
((= capa3a2 "FILTRO") (setq fi32 fifil fi32fin fifilfin
co32 cofil co32fin cofilfin))
((= capa3a2 "NUCLEO") (setq fi32 finuc fi32fin finucfin
co32 conuc co32fin conucfin)))

(setq capa3a3 (cdr (assoc 8 (entget (car (nentselp endcapa3))))))
(cond ((= capa3a3 "TRANSICION") (setq fi33 firez fi33fin firezfin
co33 corez co33fin corezfin))
((= capa3a3 "FILTRO") (setq fi33 fifil fi33fin fifilfin
co33 cofil co33fin cofilfin))
((= capa3a3 "NUCLEO") (setq fi33 finuc fi33fin finucfin
co33 conuc co33fin conucfin
ininuc inicapa3 endnuc endcapa3)))

(if ininuc (setq iniangnuc (angle centro ininuc)))
(command ".layer" "on" "water" "")

```

;====Fuerzas de cohesión

```

(setq fzacini (+ (* (- iniangcap1 iniangenr) radio coenr)
(* (- iniangcap2 iniangcap1) radio col2)
(* (- iniangcap3 iniangcap2) radio co23)
(* (- endangcap3 iniangcap3) radio co33)
(* (- endangcap2 endangcap3) radio co32)
(* (- endangcap1 endangcap2) radio co21)
(* (- endangenr endangcap1) radio coenr)

```

```

    )
)
(setq fzacfin (+ (* (- iniangcap1 iniangenr) radio coenrfin)
                (* (- iniangcap2 iniangcap1) radio col2fin)
                (* (- iniangcap3 iniangcap2) radio co23fin)
                (* (- endangcap3 iniangcap3) radio co33fin)
                (* (- endangcap2 endangcap3) radio co32fin)
                (* (- endangcap1 endangcap2) radio co21fin)
                (* (- endangenr endangcap1) radio coenrfin)
                )
)

;===Lista de puntos a analizar

;=Lista de puntos forzosos (cambios de material y 1.5pi)

(setq angrlist nil)
(if (< iniangenr (* 1.5 pi) iniangcap1) (setq angrlist (cons (* 1.5
pi) angrlist)))
(if (< iniangenr iniangcap1) (setq angrlist (cons iniangcap1
angrlist)))
(if (< iniangcap1 (* 1.5 pi) iniangcap2) (setq angrlist (cons (* 1.5
pi) angrlist)))
(if (< iniangcap1 iniangcap2) (setq angrlist (cons iniangcap2
angrlist)))
(if (< iniangcap2 (* 1.5 pi) iniangcap3) (setq angrlist (cons (* 1.5
pi) angrlist)))
(if (< iniangcap2 iniangcap3) (setq angrlist (cons iniangcap3
angrlist)))
(if (< iniangcap3 (* 1.5 pi) endangcap3) (setq angrlist (cons (* 1.5
pi) angrlist)))
(if (< endangcap3 endangcap2) (setq angrlist (cons endangcap3
angrlist)))
(if (< endangcap3 (* 1.5 pi) endangcap2) (setq angrlist (cons (* 1.5
pi) angrlist)))
(if (< endangcap2 endangcap1) (setq angrlist (cons endangcap2
angrlist)))
(if (< endangcap2 (* 1.5 pi) endangcap1) (setq angrlist (cons (* 1.5
pi) angrlist)))
(if (< endangcap1 endangenr) (setq angrlist (cons endangcap1
angrlist)))
(if (< endangcap1 (* 1.5 pi) endangenr) (setq angrlist (cons (* 1.5
pi) angrlist)))
(setq angrlist (reverse angrlist))

(setq forzpt (length angrlist))

;=Incremento del ángulo para el resto de las columnas diferenciales

(setq angsupini iniangenr

```

```
anginc (/ (- endangenr angsupini) (- (1+ numcol) forzpt))
```

```
;====Caso: NAMO, condiciones iniciales
```

```
;=Columnas diferenciales y diagramas Normal y Tangencial
```

```
(setq lscnamolist (entget lscnamo)
      lscnamelist (entget lscname))
(command ".erase" lscnamo lscname "")
(command ".layer" "lock" "water" "")

(conds_ini namo)
(limpiar)

(command ".layer" "u" "water" "")
(entmake lscnamolist)
(setq lscnamolist (entget (entlast))
      lscnamo (cdr (assoc -1 lscnamolist)))
(entmake lscnamelist)
(setq lscnamelist (entget (entlast))
      lscname (cdr (assoc -1 lscnamelist)))
```

```
;=Empuje hidrostático
```

```
{empuje)
(limpiar)
```

```
;=Factor de seguridad (A)
```

```
(setq mr (+ areanorfi fzacini ehnorfi)
      mm (+ areatan ehtan)
      fsl (/ mr mm))
(fsl_arch)
```

```
;====Caso: NAMO, condiciones finales
```

```
;=Columnas diferenciales y diagramas Normal y Tangencial
```

```
(setq lscnamelist (entget lscname))
(command ".erase" lscname "")
(command ".layer" "lock" "water" "")

(conds_fin namo lscnamo)
(limpiar)
```

```
;=Presión de poro
```



```

(command ".layer" "on" "red-namo" "")
(presion_poro rednamo lscnamo)
(limpiar)
(command ".layer" "off" "red-namo" "")

;=Fuerzas de filtración

(fzas_filt)
(limpiar)

(command ".layer" "u" "water" "")
(entmake lscnamelist)
(setq lscnamelist (entget (entlast))
  lscname (cdr (assoc -1 lscnamelist)))

;=Factor de seguridad (B)

(setq mr (+ areanorfi (- areaufi) fzacfin ffilnorfi)
  mm (+ areatan ffilntan)
  fs2 (/ mr mm))
(fs2y4_arch 2)

;=Factor de seguridad (C)

(setq mr (+ areanorfi (- areaufi) (- areatansis) fzacfin ffilnorfi)
  mm (+ areatan areanorsis ffilntan)
  fs3 (/ mr mm))
(fs3_arch)

;===Caso: NAME, condiciones finales

;=Columnas diferenciales y diagramas Normal y Tangencial

(setq lscnamolist (entget lscnamo))
(command ".erase" lscnamo "")
(command ".layer" "lock" "water" "")

(conds_fin name lscname)
(limpiar)

;=Presión de poro

(command ".layer" "on" "red-name" "")
(presion_poro redname lscname)
(limpiar)
(command ".layer" "off" "red-name" "")

```

```
:=Fuerzas de filtración
```

```
(fzas_filt)  
(limpiar)  
(command ".layer" "u" "water" "")  
(entmake lscnamolist)  
(setq lscnamolist (entget (entlast))  
      lscnamo (cdr (assoc -1 lscnamolist)))
```

```
:=Factor de seguridad (D)
```

```
(setq mr (+ areanorfi (- areaufi) fzacfin ffilnorfi)  
      mm (+ areatan ffilntan)  
      fs4 (/ mr mm))  
(fs2y4_arch 4)
```

```
====Muestra de resultados
```

```
(command ".zoom" "e")  
(close fsfile)  
(resultados)
```

```
====Reset
```

```
(setvar "osmode" oom)  
(setvar "pickbox" opbx)  
(setvar "cmdecho" 1)  
(setvar "clayer" oldlayer)  
)
```

```
;;;=====Fin de TALUD=====
```

```
;;;=====CONDS_INI=====  
;;;argumentos: nam
```

```
(defun conds_ini (nam)
```

```
:=Valores iniciales de las áreas normal y tangencial
```

```
(setq areanor 0.0 areanorfi 0.0 areatan 0.0)  
(setq columna 0)  
(setq forzcnt 0)
```

```

(setq angsup angsupini)

(if (> (cadr (assoc 11 nam)) (cadr (assoc 10 nam)))
  (setq endnam (cdr (assoc 11 nam))) (setq endnam (cdr (assoc 10
nam))))))

;====Peso de cada columna diferencial

(repeat numcol
  (setq columna (1+ columna))

  (if (<= forzcnt forzpt)
    (if (< angsup (nth forzcnt anglist) (+ angsup anginc))
      (setq angcol (nth forzcnt anglist) forzcnt (1+ forzcnt))
      (setq angcol (+ angsup anginc) angsup (+ angsup anginc))
    )
    (setq angcol (+ angsup anginc) angsup (+ angsup anginc))
  )
)

;=Medición de alturas

(setq ptc (polar centro angcol radio)
  ptc2 (polar ptc (* 0.5 pi) 0.1))
(command ".line" ptc ptc2 "")
(command ".zoom" "c" ptc "1")
(command ".extend" nucleo "" ptc2 "")
(setq col (entget (entlast)))
(if (/= (cadr ptc2) (caddr (assoc 11 col)))
  (progn (setq nuch (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10 col)))
    ptc2 (cdr (assoc 11 col)))
  )
  (setq nuch 0.0)
)
(setq sobra nuch)

(command ".zoom" "c" ptc2 "1")
(command ".extend" filtro "" (polar ptc2 (* 1.5 pi) 0.03) "")
(setq col (entget (entlast)))
(if (/= (cadr ptc2) (caddr (assoc 11 col)))
  (progn
    (setq agua (inters (cdr (assoc 10 nam)) (cdr (assoc 11 nam)) ptc2
(cdr (assoc 11 col))))
    (cond
      ((/= agua nil)
        (setq fild (- (caddr (assoc 11 col)) (cadr agua))
          filw (- (cadr agua) (caddr (assoc 10 col))
sobra)))
      ((and (< (caddr (assoc 11 col)) (cadr endnam))
        (< (cadr (assoc 11 col)) (car endnam)))
        (setq fild 0.0

```

```

                                filw (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)))
                                ((= agua nil)
                                (setq fild (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)
                                filw 0.0))
                                )
                                (setq ptc2 (cdr (assoc 11 col)))
                                )
                                (setq fild 0.0 filw 0.0)
                                )
                                (setq sobra (+ sobra fild filw))

                                (command ".zoom" "c" ptc2 "1")
                                (command ".extend" transicion "" (polar ptc2 (* 1.5 pi) 0.03) "")
                                (setq col (entget (entlast)))
                                (if (/= (cadr ptc2) (caddr (assoc 11 col)))
                                (progn
                                (setq agua (inters (cdr (assoc 10 nam)) (cdr (assoc 11 nam)) ptc2
(cdr (assoc 11 col))))
                                (cond
                                ((/= agua nil)
                                (setq rezd (- (caddr (assoc 11 col)) (cadr agua))
                                rezw (- (cadr agua) (caddr (assoc 10 col))
sobra)))
                                ((and (< (caddr (assoc 11 col)) (cadr endnam))
                                (< (cadr (assoc 11 col)) (car endnam))
                                (setq rezd 0.0
                                rezw (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)))
                                ((= agua nil)
                                (setq rezd (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)
                                rezw 0.0))
                                )
                                (setq ptc2 (cdr (assoc 11 col)))
                                )
                                (setq rezd 0.0 rezw 0.0)
                                )
                                (setq sobra (+ sobra rezd rezw))

                                (command ".zoom" "c" ptc2 "1")
                                (command ".extend" enrocamiento "" (polar ptc2 (* 1.5 pi) 0.03) "")
                                (setq col (entget (entlast)))
                                (if (/= (cadr ptc2) (caddr (assoc 11 col)))
                                (progn
                                (setq agua (inters (cdr (assoc 10 nam)) (cdr (assoc 11 nam)) ptc2
(cdr (assoc 11 col))))
                                (cond
                                ((/= agua nil)
                                (setq enrd (- (caddr (assoc 11 col)) (cadr agua))

```

```

                                enrw (- (cadr agua) (caddr (assoc 10 col))
sobra)))
    ((and (< (caddr (assoc 11 col)) (cadr endnam))
          (< (cadr (assoc 11 col)) (car endnam)))
      (setq enrd 0.0
            enrw (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)))
    ((= agua nil)
      (setq enrd (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)
            enrw 0.0))
  )
)
(setq enrd 0.0 enrw 0.0)
)
(command ".zoom" "e")

```

:=Peso de la columna y descomposición Normal y Tangencial

```

(setq wcol (+ (* nuch gnuch) (* fild gfile) (* filw (1- gfile))
             (* rezd grezd) (* rezw (1- grezw)) (* enrd genrd)
             (* enrw (1- genrw))))
(setq angvert (- (* 1.5 pi) (angle centro ptc)))
(setq wtancol (* wcol (sin angvert))
      wnorcol (* wcol (cos angvert)))

```

:=Elección del fi para usar en el Area Normal

```

(cond
  ((and (< iniangnr angcol) (<= angcol iniangcap1)) (setq fi fi1nr))
  ((and (< iniangcap1 angcol) (<= angcol iniangcap2)) (setq fi fi12))
  ((and (< iniangcap2 angcol) (<= angcol iniangcap3)) (setq fi fi23))
  ((and (< iniangcap3 angcol) (<= angcol endangcap3)) (setq fi fi33))
  ((and (< endangcap3 angcol) (<= angcol endangcap2)) (setq fi fi32))
  ((and (< endangcap2 angcol) (<= angcol endangcap1)) (setq fi fi21))
  ((and (< endangcap1 angcol) (<= angcol endangnr)) (setq fi fi1nr))
)

```

:=Area Normal y Tangencial

```

(if (= columna 1)
  (setq anorpt1 (list (car inifalla) 0.0)
        anorpt2 (list (car inifalla) 0.0)
        atanpt1 (list (car inifalla) 0.0)
        atanpt2 (list (car inifalla) 0.0))
  (setq anorpt1 anorpt4
        anorpt2 anorpt3
        atanpt1 atanpt4)
)

```

```

        atanpt2 atanpt3)
)
(if (= columna numcol)
  (setq anorpt3 (list (car ptc) wnorcol)
        anorpt4 (list (car endfalla) 0.0)
        atanpt3 (list (car ptc) wtancol)
        atanpt4 (list (car endfalla) 0.0))
  (setq anorpt3 (list (car ptc) wnorcol)
        anorpt4 (list (car ptc) 0.0)
        atanpt3 (list (car ptc) wtancol)
        atanpt4 (list (car ptc) 0.0))
)
(command ".area" anorpt1 anorpt2 anorpt3 anorpt4 "")
(setq areanor (+ areanor (getvar "area")))
(setq areanorfi (+ areanorfi (* (getvar "area") (/ (sin fi) (cos
fi))))))

(command ".area" atanpt1 atanpt2 atanpt3 atanpt4 "")
(if (>= wtancol 0)
  (setq areatan (+ areatan (getvar "area")))
  (setq areatan (- areatan (getvar "area")))
)
)
)      ;=Fin del repeat numcol
)

;;;=====Fin de CONDS_INI=====

;;;=====CONDS_FIN=====
;;;argumentos: nam, lscnam

(defun conds_fin (nam lscnam)

;=Valores iniciales de las áreas normal y tangencial

  (setq areanor 0.0 areanorfi 0.0 areanorsis 0.0 areatan 0.0 areatansis
0.0)
  (setq columna 0)
  (setq forzcnt 0)
  (setq angsup angsupini)

  (if (> (cadr (assoc 11 nam)) (cadr (assoc 10 nam)))
    (setq endnam (cdr (assoc 11 nam))) (setq endnam (cdr (assoc 10
nam))))))

;====Peso de cada columna diferencial

```

```

(repeat numcol
  (setq columna (1+ columna))

  (if (<= forzcnt forzpt)
    (if (< angsup (nth forzcnt anglist) (+ angsup anginc))
      (setq angcol (nth forzcnt anglist) forzcnt (1+ forzcnt))
      (setq angcol (+ angsup anginc) angsup (+ angsup anginc))
    )
    (setq angcol (+ angsup anginc) angsup (+ angsup anginc))
  )
)

;=Medición de alturas

(setq ptc (polar centro angcol radio)
      ptc2 (polar ptc (* 0.5 pi) 0.1))
(command ".line" ptc ptc2 "")
(command ".zoom" "c" ptc "0.5")
(command ".extend" lscnam "" ptc2 "")
(setq col (entget (entlast)))
(if (/= (cadr ptc2) (caddr (assoc 11 col)))
  (progn (setq nucw (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10 col)))
                    ptc2 (cdr (assoc 11 col)))
  )
  (setq nucw 0.0)
)
(setq sopra nucw)

(command ".zoom" "c" ptc2 "0.5")
(command ".extend" nucleo "" (polar ptc2 (* 1.5 pi) 0.03) "")
(setq col (entget (entlast)))
(if (/= (cadr ptc2) (caddr (assoc 11 col)))
  (progn
    (if (< (cadr (assoc 11 col)) (car endnam))
      (setq nucw (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10 col)))
                ptc2 (cdr (assoc 11 col)))
      (setq nuch (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10 col)))
    )
  )
  (setq nuch 0.0)
)
(setq sopra (+ sopra nuch))

(command ".zoom" "c" ptc2 "1")
(command ".extend" filtro "" (polar ptc2 (* 1.5 pi) 0.03) "")
(setq col (entget (entlast)))
(if (/= (cadr ptc2) (caddr (assoc 11 col)))
  (progn
    (setq agua (inters (cdr (assoc 10 nam)) (cdr (assoc 11 nam)) ptc2
                      (cdr (assoc 11 col))))
  )
)

```

```

      (cond
        ((/= agua nil)
          (setq fild (- (caddr (assoc 11 col)) (cadr agua))
                filw (- (cadr agua) (caddr (assoc 10 col))
                sobra)))
        ((and (< (caddr (assoc 11 col)) (cadr endnam))
              (< (cadr (assoc 11 col)) (car endnam)))
          (setq fild 0.0
                filw (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)))
        ((= agua nil)
          (setq fild (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)
                filw 0.0))
      )
      (setq ptc2 (cdr (assoc 11 col)))
    )
    (setq fild 0.0 filw 0.0)
  )
  (setq sobra (+ sobra fild filw))

  (command ".zoom" "c" ptc2 "1")
  (command ".extend" transicion "" (polar ptc2 (* 1.5 pi) 0.03) "")
  (setq col (entget (entlast)))
  (if (/= (cadr ptc2) (caddr (assoc 11 col)))
    (progn
      (setq agua (inters (cdr (assoc 10 nam)) (cdr (assoc 11 nam)) ptc2
(cdr (assoc 11 col))))
      (cond
        ((/= agua nil)
          (setq rezd (- (caddr (assoc 11 col)) (cadr agua))
                rezw (- (cadr agua) (caddr (assoc 10 col))
                sobra)))
        ((and (< (caddr (assoc 11 col)) (cadr endnam))
              (< (cadr (assoc 11 col)) (car endnam)))
          (setq rezd 0.0
                rezw (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)))
        ((= agua nil)
          (setq rezd (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)
                rezw 0.0))
      )
      (setq ptc2 (cdr (assoc 11 col)))
    )
    (setq rezd 0.0 rezw 0.0)
  )
  (setq sobra (+ sobra rezd rezw))

  (command ".zoom" "c" ptc2 "1")
  (command ".extend" enrocamiento "" (polar ptc2 (* 1.5 pi) 0.03) "")
  (setq col (entget (entlast)))

```



```

(if (/= (cadr ptc2) (caddr (assoc 11 col)))
  (progn
    (setq agua (inters (cdr (assoc 10 nam)) (cdr (assoc 11 nam)) ptc2
(cdr (assoc 11 col))))
    (cond
      ((/= agua nil)
        (setq enrd (- (caddr (assoc 11 col)) (cadr agua))
          enrwl (- (cadr agua) (caddr (assoc 10 col))
sobra)))
      ((and (< (caddr (assoc 11 col)) (cadr endnam))
        (< (cadr (assoc 11 col)) (car endnam)))
        (setq enrd 0.0
          enrwl (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)))
      ((= agua nil)
        (setq enrd (- (caddr (assoc 11 col)) (caddr (assoc 10
col)) sobra)
          enrwl 0.0))
    )
  )
  (setq enrd 0.0 enrwl 0.0)
)

(command ".zoom" "e")

```

:=Peso de la columna y descomposición Normal y Tangencial

```

(setq wcol (+ (* nuch gnuch) (* nucw gnucw) (* fild gfile)
  (* filw (1- gfile)) (* rezd grezd) (* rezw (1- grezw))
  (* enrd genrd) (* enrwl (1- genrwl))))
(setq angvert (- (* 1.5 pi) (angle centro ptc)))
(setq wtancol (* wcol (sin angvert))
  wncol (* wcol (cos angvert)))

```

:=Elección del fi para usar en el Area Normal

```

(cond
  ((and (< iniangnr angcol) (<= angcol iniangcap1)) (setq fi
fienrfin))
  ((and (< iniangcap1 angcol) (<= angcol iniangcap2)) (setq fi
fi12fin))
  ((and (< iniangcap2 angcol) (<= angcol iniangcap3)) (setq fi
fi23fin))
  ((and (< iniangcap3 angcol) (<= angcol endangcap3)) (setq fi
fi33fin))
  ((and (< endangcap3 angcol) (<= angcol endangcap2)) (setq fi
fi32fin))
  ((and (< endangcap2 angcol) (<= angcol endangcap1)) (setq fi
fi21fin))
)

```

```

    ((and (< endangcap1 angcol) (<= angcol endangenr)) (setq fi
fienrfin))
)

```

```

;=Area Normal y Tangencial

```

```

(if (= columna 1)
  (setq anorpt1 (list (car inifalla) 0.0)
        anorpt2 (list (car inifalla) 0.0)
        atanpt1 (list (car inifalla) 0.0)
        atanpt2 (list (car inifalla) 0.0))
  (setq anorpt1 anorpt4
        anorpt2 anorpt3
        atanpt1 atanpt4
        atanpt2 atanpt3)
)
(if (= columna numcol)
  (setq anorpt3 (list (car ptc) wnorcol)
        anorpt4 (list (car endfalla) 0.0)
        atanpt3 (list (car ptc) wtancol)
        atanpt4 (list (car endfalla) 0.0))
  (setq anorpt3 (list (car ptc) wnorcol)
        anorpt4 (list (car ptc) 0.0)
        atanpt3 (list (car ptc) wtancol)
        atanpt4 (list (car ptc) 0.0))
)
(command ".area" anorpt1 anorpt2 anorpt3 anorpt4 "")
(setq areanor (+ areanor (getvar "area")))
(setq areanorfi (+ areanorfi (* (getvar "area") (/ (sin fi) (cos
fi))))))
(setq areanorsis (+ areanorsis (* (getvar "area") lamb)))

(command ".area" atanpt1 atanpt2 atanpt3 atanpt4 "")
(if (>= wtancol 0)
  (setq areatan (+ areatan (getvar "area"))
        areatansis (+ areatansis (* (getvar "area") (/ (sin fi) (cos
fi)) lamb)))
  (setq areatan (- areatan (getvar "area"))
        areatansis (- areatansis (* (getvar "area") (/ (sin fi) (cos
fi)) lamb)))
)
) ;=Fin del repeat numcol
)

```

```

;;;=====Fin de CONDS_FIN=====

```

```

;;;=====EMPUJE=====

```

```
;;;argumentos: NO NECESITA
```

```
(defun empuje ()
```

```
  (setq distctrnam (distance centro endnam))
  (if (> radio distctrnam)
      (progn
        (entmake circfalla)
        (setq circfalla (entget (entlast))
              circulo (cdr (assoc -1 circfalla)))
        (setq distemp (distance ininuc endnam)
              hemp (~ (cadr endnam) (cadr ininuc))
              angemp (+ (angle ininuc endnam) (* 1.5 pi))
              aplptemp (polar ininuc (angle ininuc endnam) (/ distemp 3))
              auxpt (polar aplptemp angemp 1))
        (command ".line" aplptemp auxpt "")
        (command ".zoom" "c" auxpt "5")
        (command ".extend" circulo "" auxpt "")
        (setq linemp (entget (entlast)))
        (setq ptempfal (cdr (assoc 11 linemp))
              angempfal (~ angemp (angle centro ptempfal))
              emph (* 0.5 distemp hemp))
        (setq ehtan (* emph (sin angempfal)))
        (if (<= (angle centro ptempfal) endangnr)
            (setq ehnor (* emph (cos angempfal))
                  ehnorfi (* ehnor (/ (sin firez) (cos firez))))
            (setq ehnor 0.0 ehnorfi 0.0))
        )
      )
  (setq hemp 0.0 distemp 0.0 emph 0.0 ehtan 0.0 ehnor 0.0 ehnorfi
0.0)
)
```

```
;;;=====Fin de EMPUJE=====
```

```
;;;=====PRESION_PORO=====
```

```
;;;argumentos: rednam lscnam
```

```
(defun presion_poro (rednam lscnam)
```

```
  (setq angl0cm (/ 0.1 radio)
        ang3cm (/ 0.03 radio)
        areau 0.0)
  (setq distctrnam (distance centro endnam))
  (if (>= radio distctrnam)
      (progn
        (setq iniptu ininuc)
```

```

(setq endangarcu (+ iniangnuc angl0cm))
(setq qbippar (inters endnam (polar endnam 0.0 1.0) centro iniptu
nil)
      distqqbippar (distance iniptu qbippar))
(setq uareapt4 (list (car iniptu) 0.0)
      uareapt3 (list (car iniptu) distqqbippar))
(command ".zoom" "c" iniptu "0.4")
(command ".arc" "c" centro iniptu (polar centro endangarcu
radio))
(command ".extend" rednam "" (polar centro endangarcu radio) "")
(setq arcu (entget (entlast)))
)
(progn
  (entmake fallatot)
  (setq falla (entget (entlast)))
  (command ".zoom" "c" inifalla "1")
  (command ".trim" lscnam "" inifalla "")
  (setq falla (entget (entlast)))
  (setq iniptu (polar centro (cdr (assoc 50 falla)) radio)
            endangarcu (+ (cdr (assoc 50 falla)) angl0cm))
  (command ".erase" (cdr (assoc -1 falla)) "")
  (if (not (equal iniptu inifalla))
      (progn
        (setq uareapt4 (list (car iniptu) 0.0)
              uareapt3 (list (car iniptu) 0.0))
        (command ".zoom" "c" iniptu "0.4")
        (command ".arc" "c" centro iniptu (polar centro endangarcu
radio))
        (command ".extend" rednam "" (polar centro endangarcu radio)
"")
        (setq arcu (entget (entlast)))
        )
      (setq arcu nil areau 0.0 areaufi 0.0)
    )
  )
)
(if arcu
  (progn
    (setq eqang endangarcu)
    (while (< eqang (cdr (assoc 51 arcu)))
      (setq eqang (cdr (assoc 51 arcu)))
      (setq equipt (polar centro eqang radio))
;=punto final de la equipotencial: qp
      (command ".layer" "off" "suecoauxlayer" "y" "")
      (command ".zoom" "c" equipt "4")
      (setq eqline (entget (car (nentselp equipt))))
      (setq listpts (member (assoc 10 eqline) eqline))
      (setq eqend1 (cdr (assoc 10 listpts)))
      (setq listpts (reverse listpts))
      (setq eqend2 (cdr (assoc 10 listpts)))
      (if (> (cadr eqend1) (cadr eqend2))
          (setq qp eqend1) (setq qp eqend2))
    )
  )
)

```

```

        (command ".layer" "on" "suecoauxlayer" "")
;=fin
        (setq qbip (inters qp (polar qp 0.0 1.0) centro equipt nil)
          distqqbip (distance equipt qbip))
        (setq uareapt1 uareapt4
          uareapt2 uareapt3
          uareapt3 (list (car equipt) distqqbip)
          uareapt4 (list (car equipt) 0.0))
        (command ".area" uareapt1 uareapt2 uareapt3 uareapt4 "")
        (setq areau (+ areau (getvar "area")))
        (command ".zoom" "c" equipt "0.4")
        (command ".extend" rednam "" (polar centro (- eqang ang3cm)
radio) "")
        (setq arcu (entget (entlast)))
    )
    (command ".extend" lscnam nucleo "" (polar centro (- eqang
ang3cm) radio) "")
    (setq arcu (entget (entlast)))
    (setq eqang (cdr (assoc 51 arcu)))
    (setq eqfinpt (polar centro eqang radio))
    (setq uareapt1 uareapt4
      uareapt2 uareapt3
      uareapt3 (list (car eqfinpt) 0.0))
    (command ".area" uareapt1 uareapt2 uareapt3 "")
    (setq areau (+ areau (getvar "area")))
      areaufi (* areau (/ (sin finucfin) (cos finucfin))))
  )
)
)

```

;;;=====Fin de PRESION_PORO=====

;;;=====FZAS_FILT=====

;;;argumentos: NO NECESITA

```
(defun fzas_filt ())
```

```

  (if arcu
    (progn
      (entmake circfalla)
      (setq circfalla (entget (entlast))
        circulo (cdr (assoc -1 circfalla)))
      (setq zoomptff (list (car iniptu) (cadr endnam)))
      (command ".zoom" "w" zoomptff eqfinpt)
      (setq distaux (distance iniptu eqfinpt))
      (setq angaux (angle iniptu eqfinpt))
      (setq auxpt (polar iniptu angaux (* 0.5 distaux)))
      (command ".boundary" auxpt "a" "o" "r" "" ""))
    )
  )

```

```

(setq filreg (entlast))
(setq filtprop (strcat (getvar "dwgprefix") "filtprop.mpr"))
(command "massprop" filreg "" "y" filtprop)
(setq filtfile (open "filtprop.mpr" "r"))
(repeat 4 (setq areafilt (read-line filtfile)))
(setq areafilt (substr areafilt 26))
(setq areafilt (atof areafilt))
(repeat 4 (setq ctrx (read-line filtfile)))
(setq ctrx (substr ctrx 26))
(setq ctrx (atof ctrx))
(setq ctry (read-line filtfile))
(setq ctry (substr ctry 26))
(setq ctry (atof ctry))
(close filtfile)
(setq ctrfilt (list ctrx ctry 0.0))
(command ".line" ctrfilt (polar ctrfilt angaux (* 0.1 distaux))
""
(command ".extend" filreg "" ctrfilt (polar ctrfilt angaux (* 0.1
distaux)) "")
(setq flujomed (entget (entlast)))
(if (>= radio distctrnam)
  (setq dh (- (cadr endnam) (caddr (assoc 11 flujomed))))
  (setq dh (- (cadr iniptu) (caddr (assoc 11 flujomed))))
)
(setq dl (distance (cdr (assoc 10 flujomed)) (cdr (assoc 11
flujomed))))
(setq grad (/ dh dl))
(setq auxpt (polar (cdr (assoc 11 flujomed)) angaux (- (* 0.1
distaux))))
(command ".extend" circulo "" auxpt "")
(setq linfilt (entget (entlast)))
(setq ptfiltfal (cdr (assoc 11 linfilt))
  angfiltfal (- angaux (angle centro ptfiltfal))
  ffilt (* grad areafilt))
(setq ffiltan (* ffilt (sin angfiltfal)))
(if (<= (angle centro ptfiltfal) endangenr)
  (setq ffilnor (* ffilt (cos angfiltfal))
    ffilnorfi (* ffilnor (/ (sin firezfin) (cos firezfin))))
  (setq ffilnor 0.0 ffilnorfi 0.0)
)
)
)
(setq dh 0.0 dl 0.0 areafilt 0.0 ffilt 0.0 ffiltan 0.0 ffilnor 0.0
ffilnorfi 0.0)
)
)
;;;=====Fin de FZAS_FILT=====

```

```
;;;=====LIMPIAR=====
```

```
;;;argumentos: NO NECESITA
```

```
(defun limpiar ())
```

```
  (setq conj (ssget "x" '((8 . "suecoauxlayer"))))  
  (command ".erase" conj "")
```

```
)
```

```
;;;=====Fin de LIMPIAR=====
```

```
;;;=====PREPARA_ARCH=====
```

```
;;;argumentos: NO NECESITA
```

```
(defun prepara_arch ())
```

```
  (setq fspath (strcat (getvar "dwgprefix") "fs-presa.txt"))
```

```
  (setq fsfile (open fspath "w"))
```

```
  (repeat 5 (princ " " fsfile))
```

```
  (princ "==== FACTOR DE SEGURIDAD DE UNA PRESA DE MATERIALES GRADUADOS  
====" fsfile)
```

```
  (princ (chr 10) fsfile)
```

```
  (princ "\nDatos:" fsfile)
```

```
  (princ (chr 10) fsfile)
```

```
  (princ "\nDibujo analizado:          " fsfile)
```

```
  (princ (strcat (getvar "dwgprefix") (getvar "dwgname")) fsfile)
```

```
  (princ "\nCentro de la falla (m):  " fsfile)
```

```
  (prinl centro fsfile)
```

```
  (princ "\nRadio de la falla (m):  " fsfile)
```

```
  (prinl radio fsfile)
```

```
  (princ "\nNúmero de columnas:      " fsfile)
```

```
  (prinl numcol fsfile)
```

```
  (princ "\nCoeficiente sísmico, cs: " fsfile)
```

```
  (prinl lamb fsfile)
```

```
  (princ "\nPropiedades de los materiales:" fsfile)
```

```
  (princ "\n          Peso volumétrico (t/m3)  Conds. iniciales
```

```
Conds. finales" fsfile)
```

```
  (princ "\n          Seco    Hum.    Sat.    Ang. fi  C(t/m2)
```

```
Ang. fi  C(t/m2)" fsfile)
```

```
  (princ "\nEnrocamiento      " fsfile)
```

```
  (princ (rtos genrd 2 2) fsfile)
```

```
  (princ "      " fsfile)
```

```
  (princ (rtos genrh 2 2) fsfile)
```

```
  (princ "      " fsfile)
```

```
  (princ (rtos genrw 2 2) fsfile)
```

```
  (princ "          " fsfile)
```

```
  (princ (angtos fiendr 0 1) fsfile)
```

```
  (princ "          " fsfile)
```

```

(princ (rtos coenr 2 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (angtos fierfin 0 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos coenrfin 2 1) fsfile)
(princ "\nTransición      " fsfile)
(princ (rtos grezd 2 2) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos grezh 2 2) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos grezw 2 2) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (angtos firez 0 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos corez 2 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (angtos firezfin 0 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos corezfin 2 1) fsfile)
(princ "\nFiltro      " fsfile)
(princ (rtos gfild 2 2) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos gfilh 2 2) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos gfilw 2 2) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (angtos fifil 0 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos cofil 2 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (angtos fifilfin 0 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos cofilfin 2 1) fsfile)
(princ "\nNúcleo      " fsfile)
(princ (rtos gnucd 2 2) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos gnuch 2 2) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos gnucw 2 2) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (angtos finuc 0 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos conuc 2 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (angtos finucfin 0 1) fsfile)
(princ "      " fsfile)
(princ (rtos conucfin 2 1) fsfile)
(princ (chr 10) fsfile)
(princ "\nEl factor de Seguridad (FS) está definido como la suma de
los
momentos resistentes entre la suma de los momentos motores:
FS = Mr / Mm\n" fsfile)

```



```
)  
;;;=====Fin de PREPARA_ARCH=====
```

```
;;;=====FS1_ARCH=====  
;;;argumentos: NO NECESITA
```

```
(defun fs1_arch ()  
  (princ "\n\nA) Condiciones iniciales, con agua al NAMO:  
\n    Fuerzas Resistentes:  
\nDiagrama de fuerzas normales:  
Anor (t/m):    " fsfile)  
  (prinl areanor fsfile)  
  (princ "\n    Anor tan(fi) (t/m):    " fsfile)  
  (prinl areanorfi fsfile)  
  (princ "\n\nFuerzas de cohesión:  
    C*L (t/m):    " fsfile)  
  (prinl fzacini fsfile)  
  (princ "\n\nEmpuje Hidrostático:  
h (m):    " fsfile)  
  (prinl hemp fsfile)  
  (princ "\nd (m):    " fsfile)  
  (prinl distemp fsfile)  
  (princ "\nEH (t/m):    " fsfile)  
  (prinl emph fsfile)  
  (princ "\nEHnor (t/m): " fsfile)  
  (prinl ehnor fsfile)  
  (princ "\n    EHnor tan(fi) (t/m):    " fsfile)  
  (prinl ehnorfi fsfile)  
  (princ "\n\n    Fuerzas Motoras:  
\nDiagrama de fuerzas tangenciales:  
    Atan (t/m):    " fsfile)  
  (prinl areatan fsfile)  
  (princ "\n\nEmpuje Hidrostático:  
    EHTan (t/m):    " fsfile)  
  (prinl ehtan fsfile)  
  (princ "\n\n    FACTOR DE SEGURIDAD:  
    ** FS: " fsfile)  
  (prinl fsl fsfile)  
  (princ "    **\n" fsfile)  
)
```

```
;;;=====Fin de FS1_ARCH=====
```

```
;;;=====FS2y4_ARCH=====
```

```

;;;argumentos: caso

(defun fs2y4_arch (caso)

  (if (= caso 2)
      (princ "\n\nB) Condiciones finales, con agua al NAMO:" fsfile)
      (princ "\n\nD) Condiciones finales, con agua al NAME:" fsfile)
  )
  (princ "\n\n      Fuerzas Resistentes:
\nDiagrama de fuerzas normales:
Anor (t/m):      " fsfile)
  (princ "\n\n      Anor tan(fi) (t/m):      " fsfile)
  (princ "\n\nDiagrama de presión de poro:
U (t/m):        " fsfile)
  (princ "\n\n      U tan(fi) (t/m):        " fsfile)
  (princ "\n\nFuerzas de cohesión:
C*L (t/m):      " fsfile)
  (princ "\n\nFuerzas de filtración:
Dh (m):         " fsfile)
  (princ "\n\nDL (m):          " fsfile)
  (princ "\n\nAfilt (m2):       " fsfile)
  (princ "\n\nFf (t/m):         " fsfile)
  (princ "\n\nFfnor (t/m):      " fsfile)
  (princ "\n\n      Ffnor tan(fi) (t/m):      " fsfile)
  (princ "\n\n      Fuerzas Motoras:
\nDiagrama de fuerzas tangenciales:
Atan (t/m):     " fsfile)
  (princ "\n\nFuerzas de filtración:
Fftan (t/m):    " fsfile)
  (princ "\n\n      FACTOR DE SEGURIDAD:
** FS: " fsfile)
  (if (= caso 2)
      (princ "\n\n      FS2: " fsfile)
      (princ "\n\n      FS4: " fsfile)
  )
  (princ "\n\n      **\n" fsfile)
)

;;;=====Fin de FS2_ARCH=====

```

```
;;;=====FS3_ARCH=====
```

```
;;;argumentos: NO NECESITA
```

```
(defun fs3_arch ()
```

```
  (princ "\n\nC) Condiciones finales, con agua al NAMO y sismo:
```

```
  \n    Fuerzas Resistentes:
```

```
  \nDiagrama de fuerzas normales:
```

```
Anor (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl areanor fsfile)
```

```
  (princ "\n    Anor tan(fi) (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl areanorfi fsfile)
```

```
  (princ "\n\nDiagrama de presión de poro:
```

```
U (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl areau fsfile)
```

```
  (princ "\n    U tan(fi) (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl areaufi fsfile)
```

```
  (princ "\n\nFuerzas sísmicas:
```

```
cs: " fsfile)
```

```
  (prinl lamb fsfile)
```

```
  (princ "\n    Atan cs tan(fi) (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl areatansis fsfile)
```

```
  (princ "\n\nFuerzas de cohesión:
```

```
    C*L (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl fzacfin fsfile)
```

```
  (princ "\n\nFuerzas de filtración:
```

```
Dh (m): " fsfile)
```

```
  (prinl dh fsfile)
```

```
  (princ "\nDL (m): " fsfile)
```

```
  (prinl dl fsfile)
```

```
  (princ "\nAfilt (m2): " fsfile)
```

```
  (prinl areafilt fsfile)
```

```
  (princ "\nFf (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl ffilt fsfile)
```

```
  (princ "\nFfnor (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl ffilnor fsfile)
```

```
  (princ "\n    Ffnor tan(fi) (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl ffilnorfi fsfile)
```

```
  (princ "\n\n    Fuerzas Motoras:
```

```
\nDiagrama de fuerzas tangenciales:
```

```
  Atan (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl areatan fsfile)
```

```
  (princ "\n\nFuerzas sísmicas:
```

```
  Anor cs (t/m): " fsfile)
```

```
  (prinl areanorsis fsfile)
```

```
  (princ "\n\nFuerzas de filtración:
```

```
  Fftan (t/m): " fsfile)
```

```

(prinl ffile fsfile)
(princ "\n\n      FACTOR DE SEGURIDAD:
      **   FS: " fsfile)
(prinl fs3 fsfile)
(princ "      **\n" fsfile)
)

;;;=====Fin de FS3_ARCH=====

;;;=====RESULTADOS=====
;;;argumentos: NO NECESITA

(defun resultados ()

  (new_dialog "results" datdcl)
  (ddresultados)
  (if (= 1 (start_dialog)) (startapp "notepad" fspath))
  (unload_dialog datdcl)
)

;;;=====Fin de RESULTADOS=====

;;;=====DDRESULTADOS=====
;;;argumentos: NO NECESITA

(defun ddresultados ()

  (set_tile "dibujo" (strcat (getvar "dwgprefix") (getvar "dwgname")))
  (set_tile "centro" (strcat "(" (rtos (car centro) 2 2) ", " (rtos
(cadr centro) 2 2) ")"))
  (set_tile "radio" (rtos radio 2 2))
  (set_tile "fs1" (rtos fs1 2 2))
  (set_tile "fs2" (rtos fs2 2 2))
  (set_tile "fs3" (rtos fs3 2 2))
  (set_tile "fs4" (rtos fs4 2 2))
  (set_tile "fspath" fspath)
)

;;;=====Fin de DDRESULTADOS=====

```

```

;;;=====ERRORES=====
;;;argumentos: mens

(defun errores (mens)

  (if (/= mens "Function cancelled")
      (princ (strcat "\nError: ** " mens " **")))
    (setq *error* olderror)
    (setvar "osmode" oom)
    (setvar "pickbox" opbx)
    (setvar "cmdecho" 1)
    (setvar "clayer" oldlayer)
    (princ)
  )

;;;=====Fin de ERRORES=====

(prompt "Aplicación SUECO cargada")
(princ)

```

Cuadros de diálogo (Archivo: "Sueco.dcl")

```

/** SUECO.DCL
/**
/** Cuadros de diálogo del programa SUECO.LSP
/** Carlos Rábago, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2000
/**

/**
/** DATOS, Cuadro para introducir los datos de los materiales
/**

datos :dialog {
  label = "Propiedades de los materiales";
  :row {
    :boxed_column {
      label = "Capas";
      fixed_width = true;
      spacer_1;
      :text {
        label = "Mat. impermeable:";
      }
      :text {
        label = "Filtro:";
      }
      :text {

```

```

        label = "Mat. permeable:";
    }
    :text {
        label = "Enrocamiento:";
    }
}
:boxed_column {
    label = "Peso volumétrico (t/m3)";
    fixed_width = true;
    :row {
        :column {
            :text {
                label = "Seco";
            }
            :edit_box {
                edit_width = 4;
                edit_limit = 4;
                value = "0";
                key = "gnucd";
            }
            :edit_box {
                edit_width = 4;
                edit_limit = 4;
                value = "0";
                key = "gfile";
            }
            :edit_box {
                edit_width = 4;
                edit_limit = 4;
                value = "0";
                key = "grezd";
            }
            :edit_box {
                edit_width = 4;
                edit_limit = 4;
                value = "0";
                key = "genrd";
            }
        }
        /* Fin column p. secos
    :column {
        :text {
            label = "Húmedo";
            alignment = right;
        }
        :edit_box {
            edit_width = 4;
            edit_limit = 4;
            value = "0";
            key = "gnuch";
        }
        :edit_box {
            edit_width = 4;

```

```

        edit_limit = 4;
        value = "0";
        key = "gfilh";
    }
    :edit_box {
        edit_width = 4;
        edit_limit = 4;
        value = "0";
        key = "grezh";
    }
    :edit_box {
        edit_width = 4;
        edit_limit = 4;
        value = "0";
        key = "genrh";
    }
} /* Fin column p. húmedos
:column {
    :text {
        label = "Saturado";
        alignment = right;
    }
    :edit_box {
        edit_width = 4;
        edit_limit = 4;
        value = "0";
        key = "gnucw";
    }
    :edit_box {
        edit_width = 4;
        edit_limit = 4;
        value = "0";
        key = "gfilw";
    }
    :edit_box {
        edit_width = 4;
        edit_limit = 4;
        value = "0";
        key = "grezw";
    }
    :edit_box {
        edit_width = 4;
        edit_limit = 4;
        value = "0";
        key = "genrw";
    }
} /* Fin column p. saturados
} /* Fin row pesos
} /* Fin boxed_column pesos volumétricos

:boxed_column {
    label = "Cohesión (t/m2)";

```

```

fixed_width = true;
:row {
  :column {
    :text {
      label = "Cond. Ini.";
      alignment = right;
    }
    :edit_box {
      edit_width = 4;
      edit_limit = 4;
      value = "0";
      key = "conuc";
    }
    :edit_box {
      edit_width = 4;
      edit_limit = 4;
      value = "0";
      key = "cofil";
    }
    :edit_box {
      edit_width = 4;
      edit_limit = 4;
      value = "0";
      key = "corez";
    }
    :edit_box {
      edit_width = 4;
      edit_limit = 4;
      value = "0";
      key = "coenr";
    }
  } /* Fin column cohesión inicial
:column {
  :text {
    label = "Cond. Fin.";
    alignment = right;
  }
  :edit_box {
    edit_width = 4;
    edit_limit = 4;
    value = "0";
    key = "conucfin";
  }
  :edit_box {
    edit_width = 4;
    edit_limit = 4;
    value = "0";
    key = "cofilfin";
  }
  :edit_box {
    edit_width = 4;
    edit_limit = 4;

```



```

        value = "0";
        key = "corezfin";
    }
    :edit_box {
        edit_width = 4;
        edit_limit = 4;
        value = "0";
        key = "coenrfin";
    }
} /* Fin column cohesión final
} /* Fin row cohesión
} /* Fin boxed_column cohesión

```

```

:boxed_column {
    label = "Angulo fi (°)";
    fixed_width = true;
    :row {
        :column {
            :text {
                label = "Cond. Ini.";
                alignment = right;
            }
            :edit_box {
                edit_width = 4;
                edit_limit = 4;
                value = "0";
                key = "finuc";
            }
            :edit_box {
                edit_width = 4;
                edit_limit = 4;
                value = "0";
                key = "fifil";
            }
            :edit_box {
                edit_width = 4;
                edit_limit = 4;
                value = "0";
                key = "firez";
            }
            :edit_box {
                edit_width = 4;
                edit_limit = 4;
                value = "0";
                key = "fienr";
            }
        } /* Fin column fi inicial
    :column {
        :text {
            label = "Cond. Fin.";
            alignment = right;
        }
    }
}

```

```

        :edit_box {
            edit_width = 4;
            edit_limit = 4;
            value = "0";
            key = "finucfin";
        }
        :edit_box {
            edit_width = 4;
            edit_limit = 4;
            value = "0";
            key = "fifilfin";
        }
        :edit_box {
            edit_width = 4;
            edit_limit = 4;
            value = "0";
            key = "firezfin";
        }
        :edit_box {
            edit_width = 4;
            edit_limit = 4;
            value = "0";
            key = "fienrfin";
        }
    } /* Fin column fi final
} /* Fin row fi
} /* Fin boxed_column fi

} /*fin row inicial
spacer_1;
:row {
    :edit_box {
        label = "Coeficiente sísmico:";
        edit_width = 4;
        edit_limit = 4;
        value = "0";
        key = "lamb";
    }
    :column {:text {label = "                                "}}
    ok_cancel;
    :column {:text {label = "                                "}}
}
errtile;
}

/**
/** RESULTADOS, Cuadro para mostrar los resultados del análisis
/**
ver_button : retirement_button {

```

```

        label          = "&Abrir archivo de resultados...";
        key            = "verfile";
        is_default     = true;
    }
    terminar_button : retirement_button {
        label          = "&Terminar";
        key            = "terminar";
        is_cancel      = true;
    }
    ver_terminar : column {
        :row {
            fixed_width = true;
            alignment = centered;
            children_alignment = centered;
            ver_button;
            :spacer {width = 2;}
            terminar_button;
        }
    }

    results :dialog {
        label = "Resultados del análisis";
        :boxed_column {
            label = "Datos";
            :row {
                :column {
                    fixed_width = true;
                    :text {
                        label = "Dibujo analizado:";
                    }
                    :text {
                        label = "Centro del círculo de falla:";
                    }
                    :text {
                        label = "Radio del círculo de falla:";
                    }
                }
                // :text {
                //     label = "No. de columnas diferenciales:";
                // }
            }
            :column {
                fixed_width = true;
                :text {
                    key = "dibujo";
                    width = 40;
                }
                :text {
                    key = "centro";
                }
                :text {
                    key = "radio";
                }
            }
        }
    }

```

```

//      :text {
//          label = "27";
//      }
    }
} /*Fin row
} /*Fin boxed_column
:boxed_column {
    label = "Factores de seguridad";
    :row {
        fixed_width = true;
        children_alignment = left;
        :column {
            fixed_width = true;
            :text {
                label = "A) Condiciones iniciales, NAMO:";
            }
            :text {
                label = "B) Condiciones finales, NAMO:";
            }
            :text {
                label = "C) Condiciones finales, NAMO, sismo:";
            }
            :text {
                label = "D) Condiciones finales, NAME:";
            }
        }
    }
    :column {
        :text {
            key = "fsl";
            width = 6;
        }
        :text {
            key = "fs2";
        }
        :text {
            key = "fs3";
        }
        :text {
            key = "fs4";
        }
    }
} /*Fin row
} /*Fin boxed_column
spacer_1;
:paragraph {
    :text_part {
        label = "Los resultados detallados han sido guardados en:
";
    }
    :text_part {
        key = "fspath";
    }
}

```

```
}  
spacer_1;  
ver_terminar;  
}
```

7. APLICACIÓN PRÁCTICA

Para probar la eficacia del programa "Sueco.lsp" es conveniente resolver un caso particular mediante la utilización del programa y resolver ese mismo ejemplo efectuando de manera personal todos los cálculos para después poder comparar los resultados y sacar conclusiones.

Aunque en realidad convendría hacer un análisis estadístico para probar la hipótesis de que los resultados obtenidos por cada uno de los caminos mencionados son iguales, se tomará como prueba suficiente la comparación de los resultados de un sólo ejemplo resuelto de las dos maneras.

Supóngase que se tiene una sección máxima de una presa de materiales graduados (Fig. 7.1) formada por cuatro tipos de materiales cuyas propiedades mecánicas se muestran a continuación (Tabla 7.1):

Tabla 7.1 – Propiedades mecánicas de los materiales de la presa a analizar.

Capa	Peso volumétrico (t/m^3)			Conds. Iniciales		Conds. Finales	
	Seco	Húmedo	Saturado	ϕ ($^\circ$)	C (t/m^2)	ϕ ($^\circ$)	C (t/m^2)
Material impermeable	1.54	1.68	1.96	5.4	2.6	15.2	2.4
Filtro	2.02	–	2.27	32	–	33	–
Material permeable	1.94	–	2.23	38	–	38	–
Enrocamiento	1.59	–	2.00	45	–	45	–

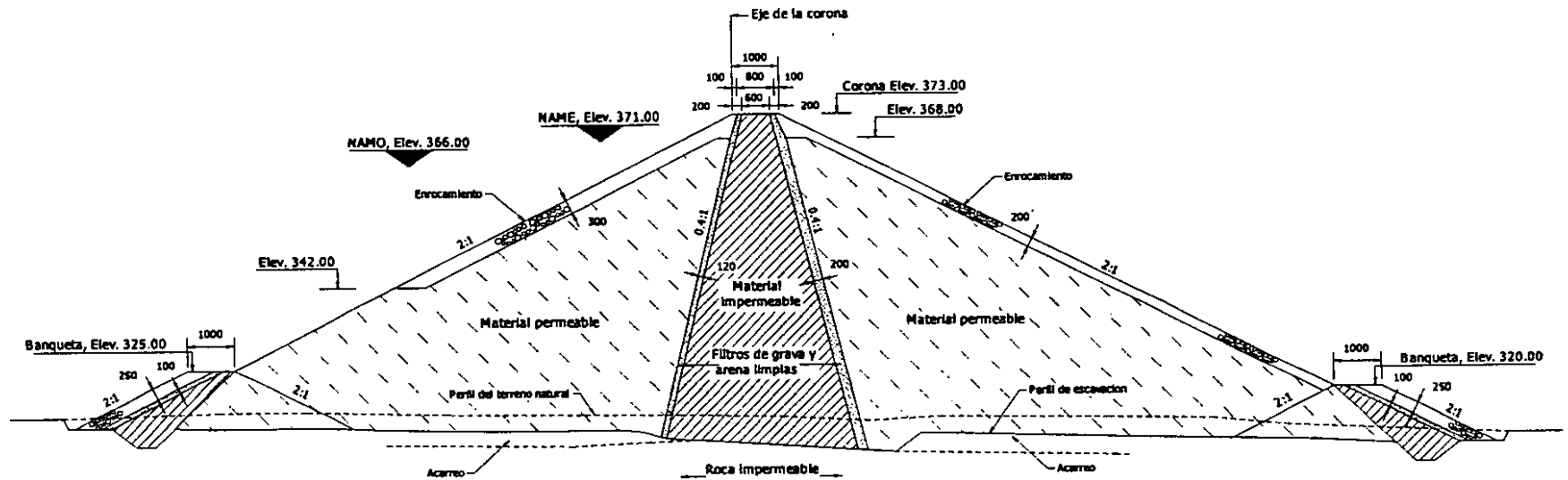
Como se mencionó en el Capítulo 5, para obtener el factor de seguridad crítico de la presa es necesario verificar la estabilidad del talud para todas las superficies de falla más probables (cfr. 5.1) en cada una de las condiciones más desfavorables que se presentan en la vida útil de la presa (cfr. 5.6). Sin embargo, para efectos prácticos, en este caso sólo se analizará una superficie de falla profunda para el talud de aguas abajo.

La ubicación de la superficie circular de falla a analizar tiene un centro que se encuentra a una elevación de 416.5 m y a 56.5 m del hombro de aguas abajo de la corona, con un radio de 105 m.

El coeficiente sísmico que se utilizará es de $\lambda = 0.15 g$.

Las condiciones que interesa analizar son:

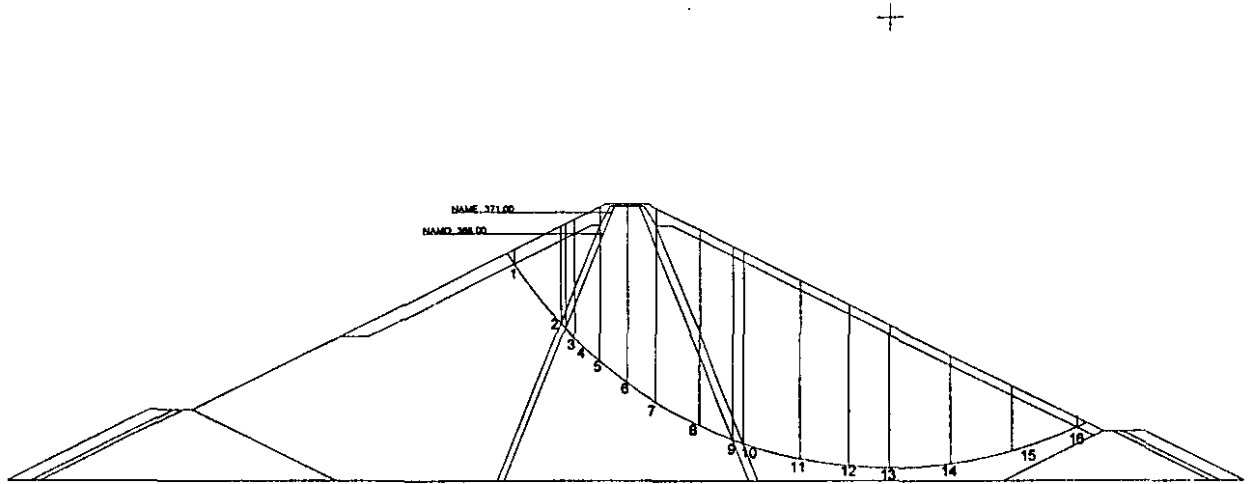
- iniciales al NAMO
- finales al NAMO
- finales al NAMO con sismo
- finales al NAME



Ejemplo. Sección transversal máxima de la presa a analizar.
Fig. 7.1

7.1 Análisis de un Caso Particular Utilizando el Método Tradicional

Una vez trazada la superficie de falla se tomarán 16 puntos de análisis sobre ella, eligiendo los puntos donde se presenta cambio de material y el punto que se encuentra justo debajo de la vertical del centro del círculo. Los demás puntos se repartirán de manera arbitraria sobre la superficie de falla (Fig. 7.2).



Puntos de análisis sobre la superficie de falla.

Fig. 7.2

Posteriormente se calculan los pesos de cada columna diferencial y se descomponen gráficamente en Normal y Tangencial a la superficie de falla y se trasladan estos valores a escala a su correspondiente diagrama en un plano horizontal para obtener después las áreas bajo la curva de cada una de ellas.

En las páginas siguientes se muestran estos cálculos y las figuras correspondientes a cada uno de los análisis gráficos, mostrando además, cuando es el caso, el diagrama correspondiente a la presión de poro y la descomposición de la fuerza del empuje hidrostático o de las fuerzas de filtración.

Pesos.

A) Condiciones iniciales, NAMO.

Peso volumétrico de los materiales (t/m^3)

	Seco	Húmedo	Saturado
Enrocamiento	1.59	-	2
Mat. Permeable	1.94	-	2.23
Filtro	2.02	-	2.27
Mat. Impermeable	1.54	1.68	1.96

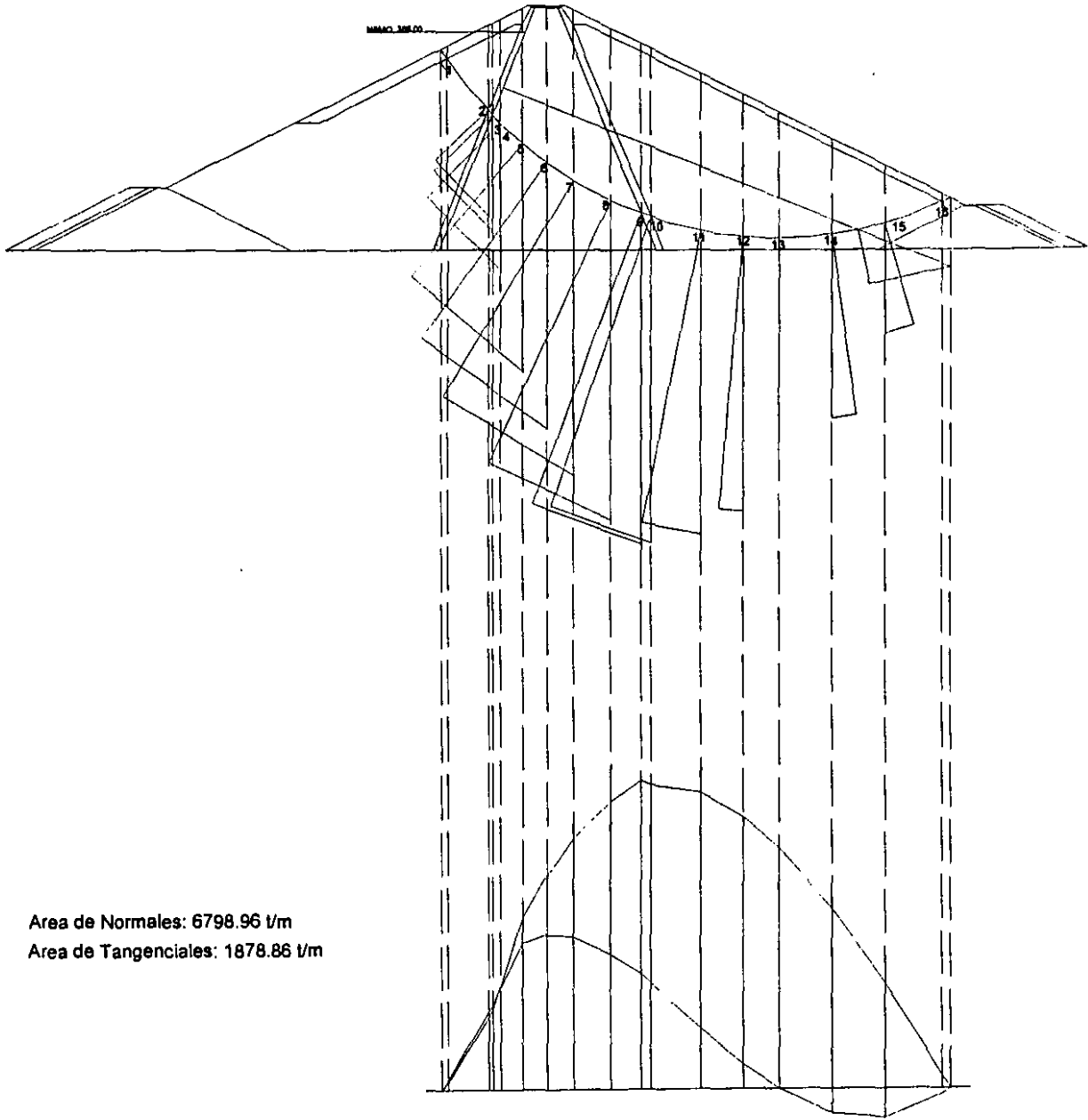
Alturas h (m)

Punto	Enrocamiento			Material Permeable			Filtro			Mat. Impermeable	Peso (t/m^3)
	Seco	Saturado	Sumergido	Seco	Saturado	Sumergido	Seco	Saturado	Sumergido	Húmedo	$P_i = \sum(\gamma_i h_i)$
1	0	0	3.354	0	0	0	0	0	0	0	3.354
2	1.726	0	1.629	0	0	19.205	0	0	0	0	27.994
3	2.292	0	1.062	0	0	16.938	0	0	4.039	0	30.670
4	3.354	0	0	0	0	12.691	0	0	4.039	7.468	38.619
5	4.292	0	0	0	0	0	2.000	0	2.039	27.539	59.720
6	0.500	0	0	0	0	0	0	0	0	41.104	69.850
7	4.023	0	0	0	0	0	5.385	0	0	35.835	77.478
8	2.236	0	0	21.575	0	0	5.385	0	0	16.412	83.862
9	2.236	0	0	37.364	0	0	5.385	0	0	0	86.919
10	2.236	0	0	42.395	0	0	0	0	0	0	85.801
11	2.236	0	0	39.359	0	0	0	0	0	0	79.911
12	2.236	0	0	35.338	0	0	0	0	0	0	72.111
13	2.236	0	0	31.014	0	0	0	0	0	0	63.722
14	2.236	0	0	22.973	0	0	0	0	0	0	48.122
15	2.236	0	0	12.969	0	0	0	0	0	0	28.715
16	2.236	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.555

Mediciones obtenidas de la descomposición gráfica de los pesos para la construcción de los diagramas de normales y tangenciales (Fig. 7.3):

A) Condiciones iniciales, NAMO.

Punto	Peso (t/m²)	N (t/m²)	T (t/m²)
1	3.354	1.838	2.806
2	27.994	19.018	20.542
3	30.670	21.188	22.175
4	38.619	27.474	27.141
5	59.720	45.545	38.628
6	69.850	56.615	40.912
7	77.478	66.203	40.249
8	83.862	75.901	35.663
9	86.919	81.419	30.428
10	85.801	80.398	27.990
11	79.911	78.314	15.895
12	72.111	71.815	6.532
13	63.722	63.722	0.000
14	48.122	47.682	-6.491
15	28.715	27.651	-7.743
16	3.555	3.238	-1.467



Area de Normales: 6798.96 t/m
Area de Tangenciales: 1878.86 t/m

Análisis gráfico para condiciones iniciales al NAMO. Incluye la descomposición de la fuerza resultante del empuje hidrostático.

Fig. 7.3

Factor de Seguridad.

A) Condiciones iniciales, NAMO.

FUERZAS RESISTENTES

Del diagrama de Normales:

Material	ϕ	A_N	$\text{Tan}\phi A_N$
Enrocamiento	45	1.56	1.56
Mat. Permeable	38	113.04	88.31
Filtro	32	22.79	14.24
Mat. Impermeable	5.4	2344.91	221.66
Filtro	32	203.53	127.18
Mat. Permeable	38	4113.13	3213.53
Enrocamiento	45	3.92	3.92
$\Sigma =$		6798.96	3670.40 (t/m)

Cohesión:

	C (t/m ²)	L (m)	CL (t/m)
Mat. Impermeable	2.6	47.65	123.88

Empuje Hidrostático:

$EH=1/2\gamma_a h d$	h (m)	d (m)	EH (t/m)
	22.04	23.74	261.61

EH_N (t/m)	144.87		
ϕ_{EH}	38	$EH_N \text{tan}\phi_{EH}$	113.18 (t/m)

FUERZAS MOTORAS

Del diagrama de Tangenciales:

$$A_T \text{ (t/m)} = 1878.86$$

Empuje Hidrostático:

$$EH_T \text{ (t/m)} = 217.84$$

FACTOR DE SEGURIDAD

$$FS = \frac{\sum (A_{N_i} \text{tan}\phi_i + C_i L_i) + EH_N \text{tan}\phi_{EH}}{A_T + EH_T}$$

$$FS = 1.864$$

Pesos.

B) Condiciones finales, NAMO y

C) Condiciones finales, NAMO con sismo.

Peso volumétrico de los materiales (t/m^3)

	Seco	Húmedo	Saturado
Enrocamiento	1.59	-	2
Mat. Permeable	1.94	-	2.23
Filtro	2.02	-	2.27
Mat. Impermeable	1.54	1.68	1.96

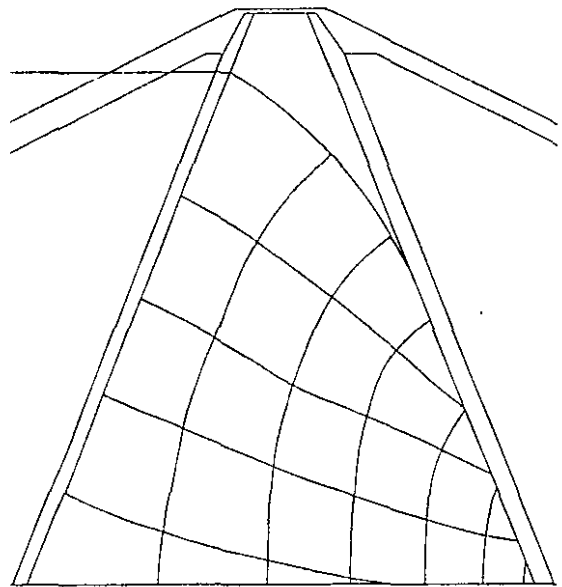
Alturas h (m)

Punto	Enrocamiento			Material Permeable			Filtro			Mat. Impermeable		Peso (t/m^3) $P_i = \sum(\gamma_i h_i)$
	Seco	Saturado	Sumergido	Seco	Saturado	Sumergido	Seco	Saturado	Sumergido	Húmedo	Saturado	
1	0	0	3.354	0	0	0	0	0	0	0	0	3.354
2	1.726	0	1.629	0	0	19.205	0	0	0	0	0	27.994
3	2.292	0	1.062	0	0	16.938	0	0	4.039	0	0	30.670
4	3.354	0	0	0	0	12.691	0	0	4.039	0	7.468	40.710
5	4.292	0	0	0	0	0	2.000	0	2.039	0	27.539	67.431
6	0.500	0	0	0	0	0	0	0	0	10.567	30.538	78.401
7	4.023	0	0	0	0	0	5.385	0	0	7.528	28.308	85.404
8	2.236	0	0	21.575	0	0	5.385	0	0	0	16.412	88.457
9	2.236	0	0	37.364	0	0	5.385	0	0	0	0	86.919
10	2.236	0	0	42.395	0	0	0	0	0	0	0	85.801
11	2.236	0	0	39.359	0	0	0	0	0	0	0	79.911
12	2.236	0	0	35.338	0	0	0	0	0	0	0	72.111
13	2.236	0	0	31.014	0	0	0	0	0	0	0	63.722
14	2.236	0	0	22.973	0	0	0	0	0	0	0	48.122
15	2.236	0	0	12.969	0	0	0	0	0	0	0	28.715
16	2.236	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.555

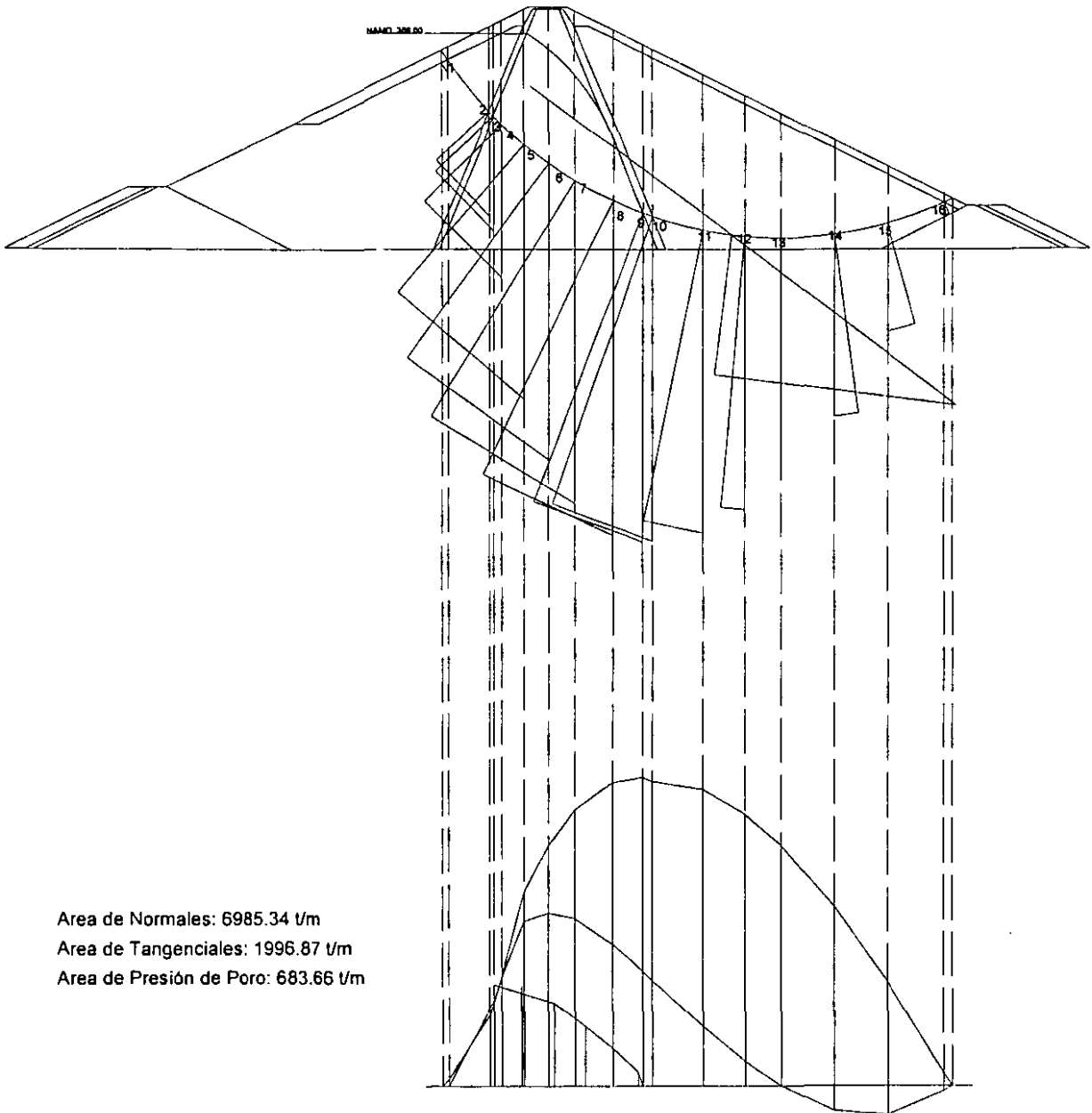
Mediciones obtenidas de la descomposición gráfica de los pesos para la construcción de los diagramas de normales y tangenciales (Fig. 7.5):

- B) Condiciones finales, NAMO y
- C) Condiciones finales, NAMO con sismo.

Punto	Peso (t/m ²)	N (t/m ²)	T (t/m ²)
1	3.354	1.838	2.806
2	27.994	19.018	20.542
3	30.670	21.188	22.175
4	40.710	28.961	28.610
5	67.431	51.426	43.615
6	78.401	63.545	45.921
7	85.404	72.976	44.366
8	88.457	80.060	37.617
9	86.919	81.419	30.428
10	85.801	80.398	27.990
11	79.911	78.314	15.895
12	72.111	71.815	6.532
13	63.722	63.722	0.000
14	48.122	47.682	-6.491
15	28.715	27.651	-7.743
16	3.555	3.238	-1.467



Red de flujo utilizada para las condiciones de NAMO finales.
Fig. 7.4



Area de Normales: 6985.34 t/m
Area de Tangenciales: 1996.87 t/m
Area de Presión de Poro: 683.66 t/m

Análisis gráfico para condiciones finales al NAMO. Incluye diagrama de presión de poro y descomposición de la fuerza resultante de las filtraciones.

Fig. 7.5

Factor de Seguridad.

B) Condiciones finales, NAMO.

FUERZAS RESISTENTES

Del diagrama de Normales (tomando presión de poro):

Material	ϕ	A_N	A_U	$\text{Tan}\phi (A_N - A_U)$
Enrocamiento	45	1.56	0	1.56
Mat. Permeable	38	113.04	0	88.31
Filtro	33	22.79	0	14.80
Mat. Impermeable	15.2	2527.37	683.66	500.93
Filtro	33	203.53	0	132.18
Mat. Permeable	38	4113.13	0	3213.53
Enrocamiento	45	3.92	0	3.92
$\Sigma =$		6985.34	683.66	3955.22 (t/m)

Cohesión:

	C (t/m ²)	L (m)	CL (t/m)
Mat. Impermeable	2.4	47.65	114.35

Fuerza de Filtración:

$Ff = \gamma(\Delta h/L)A_f$	Δh (m)	L (m)	A_f (m ²)
	36.00	38.80	807.01

Ff (t/m) 748.77

Ff_N (t/m) 372.28

ϕ_{Ff} 38 $F_{fN} \tan\phi_{Ff}$ 290.86 (t/m)

FUERZAS MOTORAS

Del diagrama de Tangenciales:

A_T (t/m) 1996.87

Fuerza de Filtración:

Ff_T (t/m) 649.66

FACTOR DE SEGURIDAD

$$FS = \frac{\sum ((A_{N_i} - A_{U_i}) \tan\phi_i + C_i L_i) + Ff_N \tan\phi_{Ff}}{A_T + Ff_T}$$

$$FS = 1.648$$

Factor de Seguridad.

C) Condiciones finales, NAMO con sismo.

FUERZAS RESISTENTES

Del diagrama de Normales (tomando presión de poro),
y del diagrama de Tangenciales (para tomar en cuenta el sismo):

$$\lambda = 0.15$$

Material	ϕ	A_N	A_U	A_T	λA_T	$\text{Tan}\phi (A_N - A_U - \lambda A_T)$
Enrocamiento	45	1.56	0	0	0	1.56
Mat. Permeable	38	113.04	0	110.84	16.63	75.32
Filtro	33	22.79	0	24.21	3.63	12.44
Mat. Impermeable	15.2	2527.37	683.66	1541.43	231.21	438.11
Filtro	33	203.53	0	73.48	11.02	125.02
Mat. Permeable	38	4113.13	0	246.92	37.04	3184.59
Enrocamiento	45	3.92	0	0	0	3.92
$\Sigma =$		6985.34	683.66			3840.96 (t/m)

Cohesión:

	C (t/m ²)	L (m)	CL (t/m)
Mat. Impermeable	2.4	47.65	114.35

Fuerza de Filtración:

$F_f = \gamma(\Delta h/L)A_v$	Δh (m)	L (m)	A_v (m ²)
	36.00	38.80	807.01
F_f (t/m)	748.77		
F_N (t/m)	372.28		
ϕ_{Fi}	38	$F_N \tan\phi_{Fi}$	290.86 (t/m)

FUERZAS MOTORAS

Del diagrama de Tangenciales (+ sismo):

	A_T (t/m)	λA_N (t/m)	
A_N (t/m)	6985.34	1047.80	1996.87

Fuerza de Filtración:

$$F_f \text{ (t/m)} = 649.66$$

FACTOR DE SEGURIDAD

$$FS = \frac{\sum ((A_{N_i} - A_{U_i} - \lambda A_{T_i}) \tan\phi_i + C_i L_i) + F_f \tan\phi_{Fi}}{A_T + \lambda A_N + F_f}$$

$$FS = 1.149$$

Pesos.

D) Condiciones finales, NAME.

Peso volumétrico de los materiales (t/m^3)

	Seco	Húmedo	Saturado
Enrocamiento	1.59	-	2
Mat. Permeable	1.94	-	2.23
Filtro	2.02	-	2.27
Mat. Impermeable	1.54	1.68	1.96

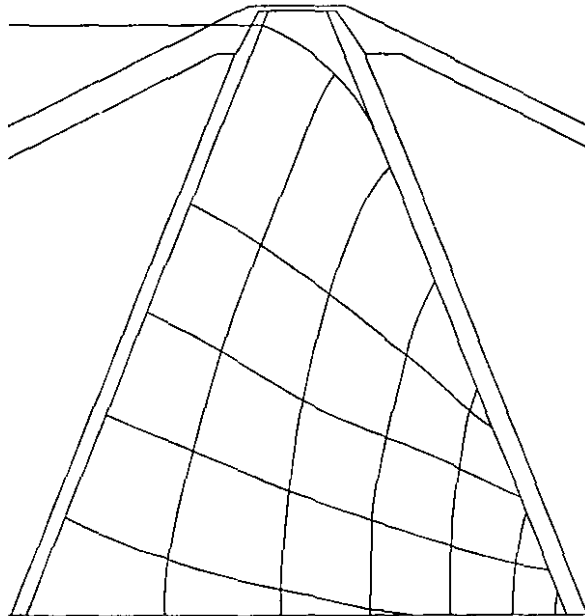
Alturas h (m)

Punto	Enrocamiento			Material Permeable			Filtro			Mat. Impermeable		Peso (t/m^2) $P_i = \sum(\gamma_i h_i)$
	Seco	Saturado	Sumergido	Seco	Saturado	Sumergido	Seco	Saturado	Sumergido	Húmedo	Saturado	
1	0	0	3.354	0	0	0	0	0	0	0	0	3.354
2	0	0	3.354	0	0	19.205	0	0	0	0	0	26.976
3	0	0	3.354	0	0	16.938	0	0	4.039	0	0	29.317
4	0	0	3.354	0	0	12.691	0	0	4.039	0	7.468	38.731
5	1.292	0	3.000	0	0	0	0	0	4.039	0	27.539	64.161
6	0.500	0	0	0	0	0	0	0	0	3.294	37.827	80.470
7	4.023	0	0	0	0	0	5.385	0	0	0.935	34.901	87.250
8	2.236	0	0	21.575	0	0	5.385	0	0	0	16.412	88.457
9	2.236	0	0	37.364	0	0	5.385	0	0	0	0	86.919
10	2.236	0	0	42.395	0	0	0	0	0	0	0	85.801
11	2.236	0	0	39.359	0	0	0	0	0	0	0	79.911
12	2.236	0	0	35.338	0	0	0	0	0	0	0	72.111
13	2.236	0	0	31.014	0	0	0	0	0	0	0	63.722
14	2.236	0	0	22.973	0	0	0	0	0	0	0	48.122
15	2.236	0	0	12.969	0	0	0	0	0	0	0	28.715
16	2.236	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.555

Mediciones obtenidas de la descomposición gráfica de los pesos para la construcción de los diagramas de normales y tangenciales (Fig. 7.7):

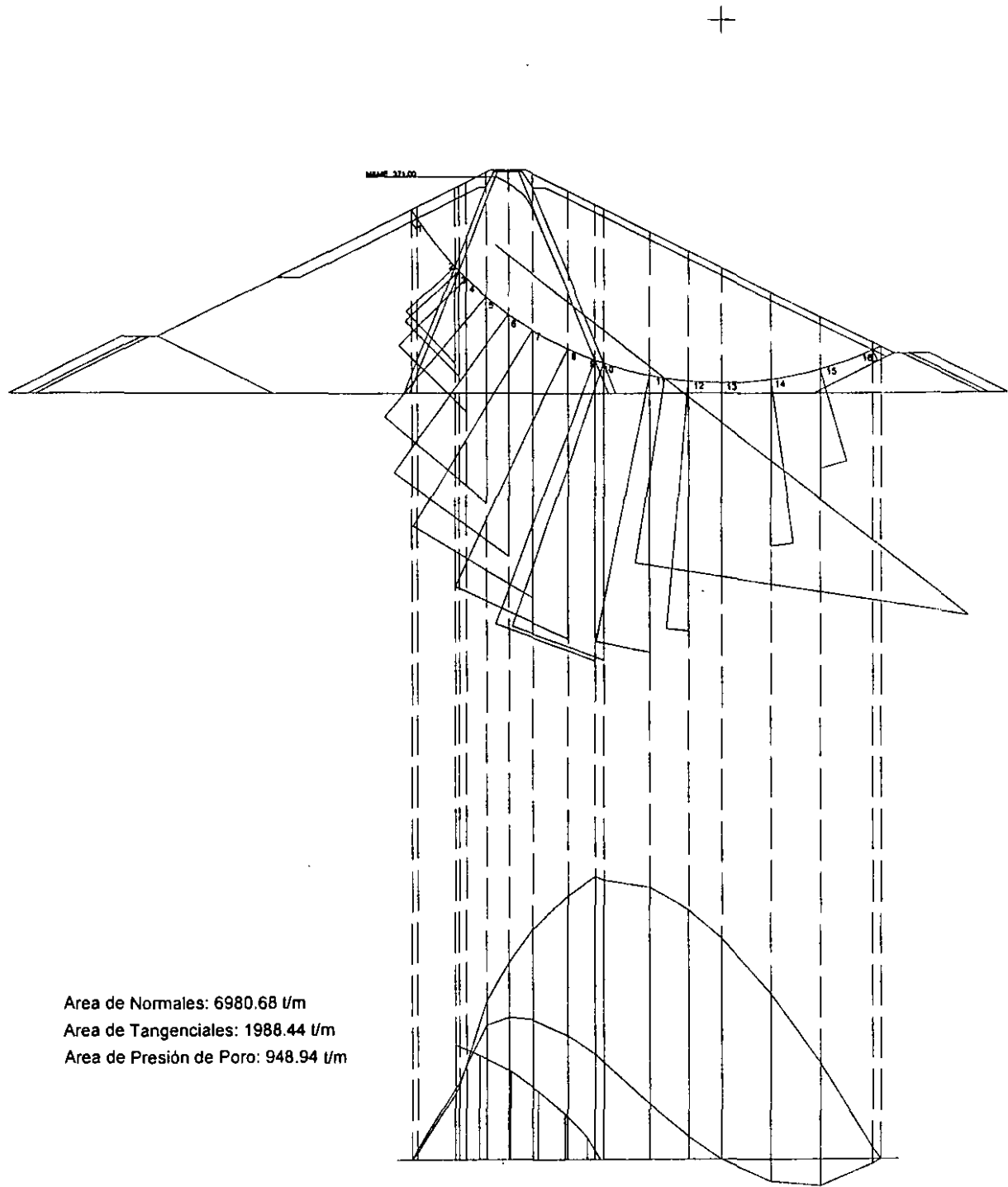
D) Condiciones finales, NAME.

Punto	Peso (t/m ²)	N (t/m ²)	T (t/m ²)
1	3.354	1.838	2.806
2	26.976	18.327	19.795
3	29.317	20.254	21.196
4	38.731	27.554	27.219
5	64.161	48.932	41.500
6	80.470	65.222	47.132
7	87.250	74.553	45.325
8	88.457	80.060	37.617
9	86.919	81.419	30.428
10	85.801	80.398	27.990
11	79.911	78.314	15.895
12	72.111	71.815	6.532
13	63.722	63.722	0.000
14	48.122	47.682	-6.491
15	28.715	27.651	-7.743
16	3.555	3.238	-1.467



Red de flujo utilizada para las condiciones de NAME finales.

Fig. 7.6



Análisis gráfico para condiciones finales al NAME. Incluye diagrama de presión de poro y descomposición de la fuerza resultante de las filtraciones.

Fig. 7.7

Factor de Seguridad.

D) Condiciones finales, NAME.

FUERZAS RESISTENTES

Del diagrama de Normales (tomando presión de poro):

Material	ϕ	A_N	A_U	$\text{Tan}\phi (A_N - A_U)$
Enrocamiento	45	1.56	0	1.56
Mat. Permeable	38	106.75	0	83.40
Filtro	33	21.87	0	14.20
Mat. Impermeable	15.2	2529.92	948.94	429.54
Filtro	33	203.53	0	132.18
Mat. Permeable	38	4113.13	0	3213.53
Enrocamiento	45	3.92	0	3.92
$\Sigma =$		6980.68	948.94	3878.33 (t/m)

Cohesión:

	$C (t/m^2)$	$L (m)$	$CL (t/m)$
Mat. Impermeable	2.4	47.65	114.35

Fuerza de Filtración:

$Ff = \gamma(\Delta h/L)A_f$	$\Delta h (m)$	$L (m)$	$A_f (m^2)$
	38.00	36.00	912.25

$Ff (t/m)$ 962.93

$Ff_N (t/m)$ 483.82

ϕ_{Ff} 38 $Ff_N \tan\phi_{Ff}$ 378.00 (t/m)

FUERZAS MOTORAS

Del diagrama de Tangenciales:

$A_T (t/m)$ 1988.44

Fuerza de Filtración:

$Ff_T (t/m)$ 832.55

FACTOR DE SEGURIDAD

$$FS = \frac{\sum ((A_{N_i} - A_{U_i}) \tan\phi_i + C_i L_i) + Ff_N \tan\phi_{Ff}}{A_T + Ff_T}$$

FS= 1.549

Resumen de resultados

La tabla 7.2 muestra los factores de seguridad obtenidos para cada una de las condiciones analizadas para el círculo de falla propuesto.

Tabla 7.2 – Factores de seguridad obtenidos utilizando el método tradicional.

Condiciones	Factor de seguridad obtenido	Factor de seguridad mínimo (recomendado por CNA)
Iniciales, NAMO	1.86	1.50
Finales, NAMO	1.65	1.50
Finales, NAMO con sismo	1.15	1.30
Finales, NAME	1.55	1.45

La conclusión de este análisis al observar los resultados es que esta superficie de falla resulta estable aún cuando el factor de seguridad obtenido para la condición con sismo ha quedado por debajo del recomendado para el caso de sismo (cfr. 5.6, d), pues se supone que la capacidad mecánica resistente de la sección es 15% mayor que el momento producido por las fuerzas favorables al deslizamiento. Si se tratara del círculo crítico de falla quedaría a criterio del ingeniero aceptar este valor y, por lo tanto, la sección, o rechazar la sección y proponer otra cuyo valor para el caso del sismo estuviera por encima de 1.30.

7.2 Análisis del Mismo Caso Particular Utilizando el Programa de Cómputo "Sueco.lsp"

Como se mencionó en 6.1, el programa "sueco.lsp" proporciona los factores de seguridad calculados a través de un cuadro de diálogo y además genera un archivo de texto llamado "fs-presa.txt" con los resultados parciales del análisis que son de más interés de manera que se pueda tener una mejor visión del papel que juegan los diferentes factores que intervienen en dicho cálculo. A continuación se muestra una impresión de dicho archivo después de haber ejecutado el programa con los datos dados al inicio de este capítulo:

Resultados obtenidos por "Sueco.lsp" (Archivo: "fs-presa.txt")

==== FACTOR DE SEGURIDAD DE UNA PRESA DE MATERIALES GRADUADOS ====

Datos:

Dibujo analizado: C:\cl\Carolus\Tesis\Pininos\Presasfin.dwg
 Centro de la falla (m): (202.5 416.5 0.0)
 Radio de la falla (m): 105.0
 Número de columnas: 50
 Coeficiente sísmico, cs: 0.15
 Propiedades de los materiales:

	Peso volumétrico (t/m3)			Conds. iniciales		Conds. finales	
	Seco	Hum.	Sat.	Ang. fi	C(t/m2)	Ang. fi	C(t/m2)
Enrocamiento	1.59	0.00	2.00	45.0	0.0	45.0	0.0
Transición	1.94	0.00	2.23	38.0	0.0	38.0	0.0
Filtro	2.02	0.00	2.27	32.0	0.0	33.0	0.0
Núcleo	1.54	1.68	1.96	5.4	2.6	15.2	2.4

El factor de Seguridad (FS) está definido como la suma de los momentos resistentes entre la suma de los momentos motores:
 $FS = Mr / Mm$

A) Condiciones iniciales, con agua al NAMO:

Fuerzas Resistentes:

Diagrama de fuerzas normales:

Anor (t/m): 6836.3
 Anor tan(fi) (t/m): 3687.62

Fuerzas de cohesión:

C*L (t/m): 122.984

Empuje Hidrostático:

h (m): 22.0386
 d (m): 23.7363
 EH (t/m): 261.557
 EHnor (t/m): 144.082
 EHnor tan(fi) (t/m): 112.569

Fuerzas Motoras:

Diagrama de fuerzas tangenciales:

Atan (t/m): 1871.32

Empuje Hidrostático:

EHTan (t/m): 218.295

FACTOR DE SEGURIDAD:

** FS: 1.87746 **

B) Condiciones finales, con agua al NAMO:

Fuerzas Resistentes:

Diagrama de fuerzas normales:

Anor (t/m): 7099.25
Anor tan(fi) (t/m): 4182.11

Diagrama de presión de poro:

U (t/m): 676.618
U tan(fi) (t/m): 183.833

Fuerzas de cohesión:

C*L (t/m): 113.524

Fuerzas de filtración:

Dh (m): 34.0796
DL (m): 36.4568
Afilt (m2): 816.637
Ff (t/m): 763.389
Ffnor (t/m): 341.912
Ffnor tan(fi) (t/m): 267.131

Fuerzas Motoras:

Diagrama de fuerzas tangenciales:

Atan (t/m): 2077.17

Fuerzas de filtración:

Fftan (t/m): 682.538

FACTOR DE SEGURIDAD:

** FS: 1.58674 **

C) Condiciones finales, con agua al NAMO y sismo:

Fuerzas Resistentes:

Diagrama de fuerzas normales:

Anor (t/m): 7099.25
Anor tan(fi) (t/m): 4182.11

Diagrama de presión de poro:

U (t/m): 676.618
U tan(fi) (t/m): 183.833

Fuerzas sísmicas:

cs: 0.15
Atan cs tan(fi) (t/m): 116.479

Fuerzas de cohesión:

C*L (t/m): 113.524

Fuerzas de filtración:

Dh (m): 34.0796
DL (m): 36.4568
Afilt (m2): 816.637
Ff (t/m): 763.389

Ffnor (t/m): 341.912
Ffnor tan(fi) (t/m): 267.131

Fuerzas Motoras:

Diagrama de fuerzas tangenciales:
Atan (t/m): 2077.17

Fuerzas sísmicas:
Anor cs (t/m): 1064.89

Fuerzas de filtración:
Fftan (t/m): 682.538

FACTOR DE SEGURIDAD:
** FS: 1.11449 **

D) Condiciones finales, con agua al NAME:

Fuerzas Resistentes:

Diagrama de fuerzas normales:
Anor (t/m): 7144.03
Anor tan(fi) (t/m): 4193.27

Diagrama de presión de poro:
U (t/m): 939.545
U tan(fi) (t/m): 255.269

Fuerzas de cohesión:
C*L (t/m): 113.524

Fuerzas de filtración:
Dh (m): 36.1517
DL (m): 34.2367
Afilt (m²): 918.418
Ff (t/m): 969.791
Ffnor (t/m): 466.065
Ffnor tan(fi) (t/m): 364.13

Fuerzas Motoras:

Diagrama de fuerzas tangenciales:
Atan (t/m): 2119.42

Fuerzas de filtración:
Fftan (t/m): 850.457

FACTOR DE SEGURIDAD:
** FS: 1.48681 **

Resumen de resultados

La tabla 7.3 muestra los factores de seguridad obtenidos para cada una de las condiciones analizadas para el círculo de falla propuesto.

Tabla 7.3 – Factores de seguridad obtenidos utilizando el programa *Sueco.lsp*.

Condiciones	Factor de seguridad obtenido	Factor de seguridad mínimo (recomendado por CNA)
Iniciales, NAMO	1.88	1.50
Finales, NAMO	1.59	1.50
Finales, NAMO con sismo	1.11	1.30
Finales, NAME	1.49	1.45

Se puede observar que nuevamente el análisis resulta ser poco satisfactorio para el caso de condiciones finales con el agua al NAMO con sismo. Las conclusiones serían, por tanto, las mismas que las dadas en 7.2.

7.3 Comparación de Resultados

Para facilitar la comparación de los resultados de las diferentes fuerzas que intervienen en la generación de los momentos resistentes y motores para el círculo de falla, así como los factores de seguridad obtenidos de las dos maneras anteriormente expuestas, se presenta en la tabla 7.4 el valor de cada uno de estos elementos para ambos casos:

Tabla 7.4 – Resumen de fuerzas resistentes, fuerzas motoras y factores de seguridad calculados con el método tradicional y con “*Sueco.lsp*”.

	Método tradicional	“ <i>Sueco.lsp</i> ”
A) Condiciones iniciales, NAMO		
<i>Fuerzas Resistentes (t/m):</i>		
$\Sigma (A_N)$	6798.96	6836.30
$\Sigma (A_N \tan \phi)$	3670.40	3687.62
$\Sigma (C * L)$	123.88	122.98
EH	261.61	261.56
EH _N	144.87	144.08
EH _N tan ϕ_{EH}	113.18	112.57

	Método tradicional	"Sueco.lsp"
Fuerzas Motoras (t/m):		
A_T	1878.86	1871.32
EH_T	217.84	218.30
Factor de Seguridad:	1.86	1.88
B) Condiciones finales, NAMO		
Fuerzas Resistentes (t/m):		
$\Sigma (A_N)$	6985.34	7099.25
$\Sigma (A_U)$	683.66	676.62
$\Sigma [(A_N - A_U) \tan \phi]$	3955.22	3998.28
$\Sigma (C * L)$	114.35	113.52
F_f	748.77	763.39
F_{f_N}	372.28	341.91
$F_{f_N} \tan \phi_{Ff}$	290.86	267.13
Fuerzas Motoras (t/m):		
A_T	1996.87	2077.17
F_{f_T}	649.66	682.54
Factor de Seguridad:	1.65	1.59
C) Condiciones finales, NAMO con sismo		
Fuerzas Resistentes (t/m):		
$\Sigma (A_N)$	6985.34	7099.25
$\Sigma (A_U)$	683.66	676.62
$\Sigma [(A_N - A_U - \lambda A_T) \tan \phi]$	3840.96	3881.80
$\Sigma (C * L)$	114.35	113.52
F_f	748.77	763.39
F_{f_N}	372.28	341.91
$F_{f_N} \tan \phi_{Ff}$	290.86	267.13
Fuerzas Motoras (t/m):		
A_T	1996.87	2077.17
λA_N	1047.80	1064.89
F_{f_T}	649.66	682.54
Factor de Seguridad:	1.15	1.11
D) Condiciones finales, NAME		
Fuerzas Resistentes (t/m):		
$\Sigma (A_N)$	6980.68	7144.03
$\Sigma (A_U)$	948.94	939.55
$\Sigma [(A_N - A_U) \tan \phi]$	3878.33	3938.00
$\Sigma (C * L)$	114.35	113.52
F_f	962.93	969.79
F_{f_N}	483.82	466.07
$F_{f_N} \tan \phi_{Ff}$	378.00	364.13
Fuerzas Motoras (t/m):		

	Método tradicional	"Sueco.lsp"
A_T	1988.44	2119.42
Ff_T	832.55	850.46
Factor de Seguridad:	1.55	1.49

Al comparar cada uno de los resultados parciales, así como el factor de seguridad obtenido se concluye que todos ellos tienen un orden de magnitud muy similar. Las diferencias entre ellos se deben básicamente, como es lógico por ser un método gráfico, a la exactitud con que se hacen las mediciones de los datos que se necesitan para los cálculos. En este método también influye el número de columnas que se incluyen en el análisis, así como su ubicación a lo largo de la superficie de falla; entonces, el tener resultados tan parecidos al utilizar 16 y 50 columnas refuerza lo mencionado en 5.2, donde se dijo que tomando alrededor de 12 puntos o más se obtenían resultados satisfactorios.

La mayor diferencia entre fuerzas se tuvo en el análisis de las condiciones finales con agua al NAME, al integrar las fuerzas normales a la superficie de falla, dicha diferencia tuvo un valor de 163.35 toneladas por metro de profundidad (t/m). ¿Es este valor lo suficientemente pequeño como para afirmar que no existe diferencia significativa entre ambos cálculos de la misma fuerza? Si se toma en cuenta que se está analizando una estructura cuyo peso, que influye directamente en el cálculo, tiene un orden de magnitud de 16000 t/m (para este caso particular) resulta evidente que el tener una diferencia de 170 o incluso más ton/m no implica cambios significativos en los cálculos. Una prueba de ello es que no es necesario incluir en el análisis las estructuras auxiliares que se encuentran sobre la presa, como serían los caminos, los guardacaminos, los muros de contención, el alumbrado, etc. Además se debe tomar en cuenta que, en general, en este análisis todas las fuerzas se descomponen en normal y tangencial, quedando una componente en el numerador y otra en el denominador del factor de seguridad, esto trae como consecuencia que el error final tienda a disminuir más.

En cuanto a la comparación entre los valores de los factores de seguridad, se tiene una diferencia máxima de error del 4% para las condiciones finales tanto para NAMO como para NAME. Este error se puede considerar tolerable.

Así pues, se concluye que no existen diferencias significativas entre ambos métodos.

8. CONCLUSIONES

El objetivo planteado al inicio de este trabajo resultó ser mucho más ambicioso que lo que en un principio se pensó. La idea original consistía en un programa de cómputo que pudiera llevar a cabo el análisis gráfico del método sueco de estabilidad de taludes en presas de materiales graduados sin utilizar métodos numéricos para los cálculos. En este último sentido se puede asegurar que el objetivo se ha alcanzado, pues todo el análisis se hace mediante entidades gráficas. Sin embargo hubo algunos puntos que no se lograron alcanzar o se lograron medianamente. Por ejemplo:

- Sólo se puede analizar una presa compuesta por cuatro capas de materiales. No se pueden tener más capas. Si se desea hacer un análisis de una de menos de cuatro es necesario tomar en cuenta cuatro capas y hacer ciertas consideraciones al meter los datos de éstas. Esto, como es de esperarse, afecta la exactitud de los resultados.
- Sólo se pueden analizar fallas que ocurran en el talud de aguas abajo de la presa. Entonces hace falta realizar por separado el análisis de una probable falla del talud de aguas arriba para una de sus condiciones críticas: el vaciado rápido. Si se intenta introducir una superficie de falla del talud aguas arriba el programa fallará provocando su aborto durante la ejecución.
Aunque dicha falla no está incluida en este trabajo, sí es factible programarla posteriormente. La razón por la que ha quedado fuera de los alcances de la tesis es porque su programación requiere un tiempo más largo de trabajo y a que quizá no valga la pena desarrollarla dado que hay muchos detalles que habría que tomar en cuenta para que la ejecución del programa se pudiera realizar de una manera sólida sin que se produzcan errores que pudieran conducir a abortar el programa.
- Tiene que ejecutarse el programa para cada círculo que se desee analizar. Esto implica que no puede obtenerse de manera directa la superficie crítica de falla y sus factores de seguridad.
En un principio se tuvo la intención de solicitar al usuario una región de posibles centros y sus incrementos en coordenadas entre cada uno de ellos y un rango de variación de radios y sus valores de incremento. Así el programa analizaría todos los círculos generados por las combinaciones de estas dos variables y el resultado que mostraría sería el correspondiente al círculo de falla crítico, es decir, aquel cuyos factores de seguridad fueran los menores de todos.
Esto no se llevó a cabo porque el programa tiene cierta inestabilidad que es fruto, por un lado, de la cantidad de condiciones que se pueden presentar en cada uno de los factores que intervienen en el cálculo, las cuales representan gran dificultad de programación cuando se quieren tomar todas en cuenta; y por otro, por la facilidad que pretende dársele al usuario para que tenga que intervenir lo menos posible.

Aunque en un círculo analizado individualmente, la probabilidad de falla del programa es relativamente baja, ésta quedaría incrementada notablemente si analizara un gran número de fallas de manera continua, entonces, al quedar abortado el programa, se perdería toda la información acumulada y se provocarían mayores pérdidas de tiempo que si se realiza la tarea del modo propuesto.

Sin embargo, se puede considerar satisfactorio el resultado alcanzado en este trabajo pues a pesar de las limitaciones mencionadas, es capaz de realizar adecuadamente los análisis de los casos que quedan comprendidos dentro de esas condiciones, como de hecho se demostró en el Capítulo 7.

En el apéndice se muestra una lista no exhaustiva de presas homogéneas, de materiales graduados o de enrocamiento con capa impermeable de tierra construidas en México para las cuales el programa *Sueco.lsp* es capaz de analizar posibles superficies de falla del talud de aguas abajo.

Otro punto de interés que muestra este trabajo es, como ya se ha esbozado, la búsqueda de una manera distinta de enfrentar el problema del análisis por medio de computadora al proponer que se haga a través del uso de entidades gráficas por tratarse de un método gráfico, dejando de lado los métodos numéricos.

Este trabajo bien podría ser continuado en un futuro próximo por un programador para llegar a cubrir sus limitaciones.

BIBLIOGRAFÍA

- Instituto de Investigaciones Eléctricas. Manual de diseño de Obras Civiles. (Geotecnia, B.3.1. Estabilidad de taludes). México C.F.E, 1980.
- Instituto de Investigaciones Eléctricas. Manual de diseño de Obras Civiles (Estructuras, C.1.3. Diseño por sismo). México C.F.E, 1980.
- Juárez, B. E. y Rico R. A. Mecánica de suelos. Tomos I, II y III. Limusa, México, 1992.
- Marsal, R. J. y Reséndiz, D. Presas de Tierra y Enrocamiento. Limusa, México, 1975.
- S.R.H., Presas Construidas en México. México, 1976.
- Sherard. Woodguard. Gizienski y Clevenger. Earth and Earth-Rock dams. Willey, New York, 1963.
- Tamez, E. Principios del Diseño y Construcción de Presas de Tierra. S. R. H., México, 1964.
- Thomas, H. H. The engineering of large dams. (Australia). Willey, New York, 1966.
- Vega, R. O. y Arreguín, C. F. Presas de Almacenamiento y Derivación. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería. UNAM. México, 1992.
- Apuntes de clase de Presas de Almacenamiento y Derivación, Ing. Oscar Vega R., Facultad de Ingeniería, UNAM
- Autodesk Inc., AutoCAD, R. 14, Manual del Usuario. 1997.
- Burchard, B. et al. AutoCAD 14. Prentice-Hall Hispanoamericana, S. A., México, 1998.
- Tajadura, J., Manso I. y López, J. Programación con AutoCAD. McGraw-Hill Interamericana de España, Madrid, 1999.

Sitios de internet:

AfraLisp. Southern African AutoLisp Website.
AutoLisp Tutorials. Kenny Ramage, 1999.
<http://afralisp.hypermart.net/tutor.htm>

AutoLISP Programming Course in 10 Lessons.

David A. Seibert.

<http://yola.tu-graz.ac.at/autocad/tutorials/>

AutoLisp Tutorial in 9 Steps

From the series of AutoLISP training exercises given on the CompuServe ADESK Forum by the Autodesk, Inc. Training Department.

<http://yola.tu-graz.ac.at/autocad/tutorials/>

AutoLISP Programming

Ronald W. Leigh, 1999.

<http://www.netcom.com/~rogh/autolisp.htm>

ANEXO

SUECO.LSP Manual del usuario.

El programa *Sueco.lsp* está diseñado para analizar en AutoCAD la estabilidad del talud de aguas abajo de una presa de materiales graduados mediante el Método Sueco de análisis de estabilidad de taludes.

El método que sigue el programa está basado en la solución gráfica (Capítulo 5 de este trabajo).

El modelo de funcionamiento se puede consultar en el Capítulo 6 de este trabajo.

Instalación

El programa *Sueco.lsp* es una aplicación diseñada para ejecutarse dentro de AutoCAD en versiones 14 o posteriores.

Este programa no necesita propiamente una instalación sino ser cargado dentro de AutoCAD. Existen varias maneras de hacer esto. A continuación se explican dos de ellas, de las cuales se sugiere realizar la segunda:

Antes de empezar

Este programa consta de dos archivos llamados "Sueco.lsp" y "Sueco.dcl". Para proceder a su carga en AutoCAD es necesario guardar ambos archivos en un directorio del disco duro. Se sugiere que dicho directorio pertenezca a las bibliotecas de AutoCAD, para evitar problemas de búsquedas. En concreto se sugiere el directorio:

C:\Archivos de programa\AutoCAD R14\Support\

pues en él se encuentran la mayoría de las aplicaciones para AutoCAD

Carga manual

Si se elige esta opción, cada vez que se inicie una nueva sesión de dibujo, se tendrá que cargar el programa al utilizarse por primera vez. Esto se puede hacer de las siguientes maneras:

- *Mediante la línea de comando:*

Para realizar la carga es necesario escribir en la línea de comando:

```
(load "sueco")
```

si los archivos `Sueco.lsp` y `Sueco.dcl` han sido grabados dentro de un directorio perteneciente a una biblioteca de AutoCAD.

Si estos archivos se encontraran en un directorio distinto a los mencionados, por ejemplo: `c:\programas\sueco\`, entonces es preciso indicar el camino completo y la forma de cargarlo podría ser cualquiera de estas:

```
(load "c:\\programas\\sueco\\sueco")  
(load "c:/programas/sueco/sueco")
```

Nótese que esta instrucción, por ser de AutoLISP, no admite directamente como carácter de texto la contrabarra `\`, entonces es necesario indicarla como un código mediante dos contrabarras `\\`. Esto se puede sustituir por una barra inclinada `/` para especificar caminos de directorios.

En ninguna de las instrucciones explicadas es necesario incluir la extensión `.lsp` del archivo.

- *Mediante las opciones de menú*

Un camino más sencillo de realizar la carga manual es mediante el cuadro de diálogo de carga de aplicación que se obtiene del menú de herramientas:

Herr. ► Cargar Aplicación...

Seleccionar el archivo `Sueco.lsp` en su ubicación actual y cargarlo.

Carga automática

AutoCAD puede cargar automáticamente las rutinas de AutoLISP que se requieren mediante un archivo llamado `ACAD.LSP`. Este archivo contiene una serie de instrucciones y definiciones de nuevas rutinas o comandos que serán cargados automáticamente al entrar a un dibujo.

Para que se incluya el programa `Sueco.lsp` en las rutinas de carga automática, es necesario modificar el archivo `ACAD.LSP` mediante un procesador de texto, por ejemplo, el Bloc de Notas o el Word Pad. Los pasos serían:

1. Buscar el archivo ACAD.LSP en los directorios de AutoCAD. Puede ser que el archivo no exista, si no, habrá que crearlo con el procesador de texto.
2. Una vez abierto el archivo será necesario escribir en una nueva línea:

```
(autoload "sueco" `("sueco"))
```

si los archivos "sueco" se encuentran en directorios de AutoCAD; o cualquiera de las siguientes si estuvieran en un subdirectorio distinto, por ejemplo, en c:\programas\sueco\:

```
(autoload "c:\\programas\\sueco\\sueco" `("sueco"))  
(autoload "c:/programas/sueco/sueco" `("sueco"))
```

Si se ha creado el archivo ACAD.LSP, se recomienda guardarlo en el primer subdirectorio de AutoCAD:

```
C:\Archivos de programa\AutoCAD R14\
```

y titularlo de manera clara antes de la instrucción de autocargado (para esto es necesario utilizar ";" antes de cada oración), entonces el listado completo de archivo luciría por ejemplo así:

```
;;; ACAD.LSP    Contiene instrucciones de carga al entrar a un dibujo.  
  
(autoload "sueco" `("sueco"))
```

La gran ventaja de escoger este método de carga es, no sólo que no es necesario preocuparse por su carga cada vez que se necesite el programa, sino que además el programa sólo se cargará en memoria cuando se le llame por primera vez en cada sesión de dibujo en la línea de comando. Con esto se evita ocupar memoria innecesariamente.

Cuando la carga se ha realizado con éxito aparecerá en la línea de comando el texto:

```
Aplicación SUECO cargada
```

sin importar el método que se haya seguido.

Una vez cargado el archivo, todas las variables y las funciones definidas en él, quedan almacenadas en memoria para su uso.

Utilización del programa

Preparación del dibujo

Para utilizar el programa es necesario dibujar previamente la sección que se desea analizar con las siguientes características:

1. Crear las siguientes capas de dibujo (*layers*):

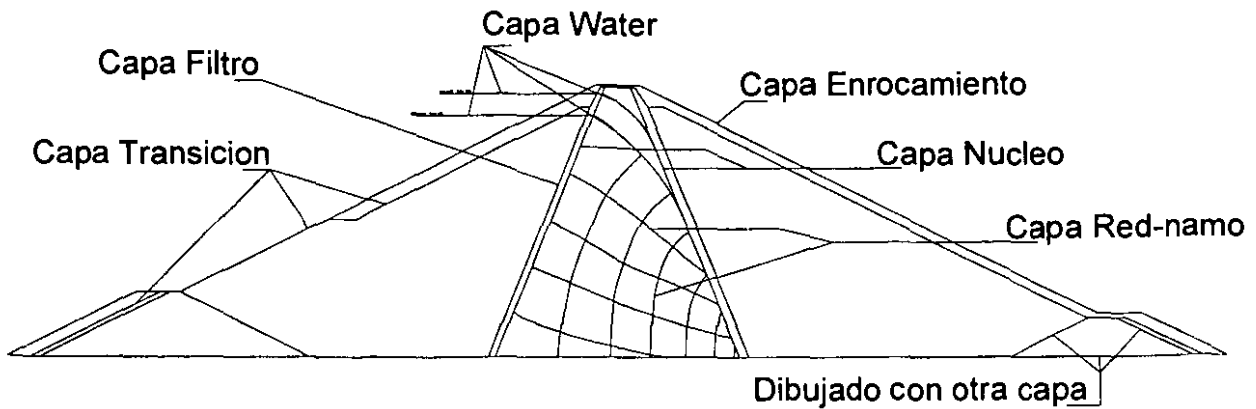
- Enrocamiento
- Transición
- Filtro
- Nucleo
- Water
- Red-namo
- Red-name

El color asignado a cada *layer* puede ser arbitrario. (Nótese que los nombres no llevan acentos).

2. El dibujo deberá estar en metros de manera que una unidad de dibujo corresponda a un m.
3. Dibujar la parte superior de cada capa de material que forma a la presa con su correspondiente *layer*. Puede utilizarse para ello líneas o polilíneas.
4. Dibujar los niveles NAMO y NAME del agua con líneas horizontales que lleguen hasta el comienzo del material impermeable (dibujado con el *layer* Nucleo) y sus correspondientes líneas superiores de corriente a través del material impermeable (éstas pueden ser dibujadas con cualquier tipo de entidad gráfica: arcos, polilíneas, etc.). Todos ellos deben ser dibujados con el *layer* Water.
5. Dibujar las redes de flujo del agua a través del material impermeable correspondientes a condiciones de agua al NAMO y agua al NAME con los *layers* Red-namo y Red-name respectivamente. Cada línea equipotencial y línea de flujo deberán ser dibujadas con polilíneas o polilíneas curvas (*splines*).
6. Si se tienen ataguías de distintos materiales dentro del cuerpo de la presa es mejor no tomar en cuenta sus materiales por separado sino suponer que toda ella pertenece al mismo material que la envuelve.
7. Una vez completado el dibujo conviene desactivar los demás *layers* que hayan sido creados por el usuario con el objeto de quitar del área de trabajo otros objetos gráficos que pudiera haber.

Nota: NO dibujar otros objetos con los *layers* mencionados.

La figura A.1 muestra un ejemplo de cómo se puede preparar el dibujo y cómo deben utilizarse las capas o *layers*. Para hacer más sencilla su comprensión no se ha incluido en ella la red de flujo correspondiente al NAMO.



Condiciones de dibujo de cada capa mediante su correspondiente *layer* para la ejecución del programa *Sueco.lsp*.
Fig. A.1

En el disco de instalación se incluye el archivo "ej-presa.dwg" que contiene la presa de la figura A.1 para ejemplificar cómo debe dibujarse la sección de la presa que se quiere analizar.

Ejecución del programa

- Para comenzar el programa, escribir en la línea de comando:

command: **sueco**

El programa comenzará por pedir la selección de las distintas capas de los materiales y del agua en el siguiente orden:

- Para las capas de materiales se puede utilizar cualquier método de selección, si esta selección abarca otros objetos no pertenecientes a la capa en cuestión, estos últimos serán filtrados, facilitando así la selección al usuario:

Seleccione toda la capa externa del enrocamiento:

Select objects:

Seleccione toda la capa de la transición:

Select objects:

Seleccione toda la capa de los filtros:

Select objects:

Seleccione toda la capa del núcleo:

Select objects:

- Para el caso de los niveles de agua (NAMO y NAME) así como de sus respectivas líneas superiores de corriente la selección sólo se puede hacer sobre un objeto individual creado con el *layer* *Water*. Si se selecciona un objeto de distinto *layer*, pedirá de nuevo el valor, pero si se selecciona un objeto cualquiera creado con *Water*, distinto del correcto, lo tomará como bueno, pero se producirá un error en la ejecución:

Seleccione el NAMO:

Seleccione la línea superior de corriente de la red de flujo al NAMO:

- El programa pedirá que se seleccionen SOLO las líneas equipotenciales de cada red de flujo. La selección también se puede hacer de cualquier manera. Para evitar seleccionar las líneas de flujo, éstas se pueden dibujar con otro *layer* y así quedar filtradas si son seleccionadas o hacer la selección de manera cuidadosa, una forma fácil de hacerlo es mediante la opción *Fence*.
El paramento de aguas arriba del material impermeable, no se debe incluir en esta selección, aunque si se incluye quedará filtrado por estar dibujado con otro *layer*.

Seleccione SOLO las EQUIPOTENCIALES de la red de flujo para el NAMO (sin tomar el paramento de a. arriba):

Select objects:

Seleccione el NAME:

Seleccione la línea superior de corriente de la red de flujo al NAME:

Seleccione SOLO las EQUIPOTENCIALES de la red de flujo para el NAME (sin tomar el paramento de a. arriba):

Select objects:

- A continuación el programa muestra un cuadro de diálogo titulado **Propiedades de los Materiales** en el cual se piden para cada una de las cuatro capas:
 - Peso Volumétrico (t/m^3) para los estados seco, húmedo y saturado.
 - Cohesión (t/m^2) para condiciones iniciales y finales (si aplica).
 - Angulo de fricción interna ($^\circ$) para condiciones iniciales y finales.

Además pide el coeficiente sísmico.

Es importante verificar que estos valores sean proporcionados en las unidades correctas.

El cuadro comienza mostrando todos los valores en cero. Cuando alguno de los conceptos no aplica para un material concreto el valor se dejará en cero. Si el programa se utiliza más de una vez dentro de la misma sesión de dibujo, el cuadro de diálogo conservará los últimos valores introducidos, de manera que no es necesario reintroducirlos si se quieren analizar varios círculos distintos. El

cuadro de diálogo no permitirá su término hasta que todos los datos estén dentro de rangos aceptables.

- Por último es necesario proporcionar los datos del círculo de falla que se desea analizar, es decir, su centro y su radio. El centro se puede introducir como se designa cualquier punto: mediante coordenadas o con un *click* en el punto deseado:

Centro del círculo de falla:

- Una vez que se ha seleccionado un centro el cursor quedará ligado con una línea a dicho punto de manera que el dato del radio se podrá proporcionar numéricamente en la línea de comando o mediante una segunda pulsación en el punto que se desee. Esta última opción tiene la ventaja de que se ve físicamente el radio del círculo antes de introducirlo:

Radio:

Una vez que se han proporcionado todos estos datos, el programa comienza a hacer el análisis, el cual se puede llevar algunos minutos, dependiendo de la capacidad de cada máquina.

Para poder realizar el análisis, el programa creará un *layer* de trabajo llamado *Suecoauxlayer*. Pero no dejará ninguna entidad dibujada por el mismo.

Resultados

Al finalizar el análisis aparecerá otro cuadro de diálogo **Resultados del análisis** en el cual se mostrarán los factores de seguridad calculados para las cuatro condiciones críticas:

- Iniciales, NAMO
- Finales, NAMO
- Finales, NAMO con sismo
- Finales NAME

junto con algunos datos complementarios:

- Dibujo analizado
- Centro del círculo de falla
- Radio del círculo de falla

Además se creará un archivo de texto llamado *fs-presas.txt* el cual quedará guardado en el directorio actual de trabajo de AutoCAD, es decir, donde se encuentre

grabado el dibujo que se está analizando. Si no se ha guardado el dibujo, el directorio elegido será donde AutoCAD inicia por omisión. Este archivo contiene todos los resultados parciales del cálculo que resultan de interés para el ingeniero. De esta manera se puede comprender mejor el resultado del análisis, se pueden detectar posibles errores y se puede comparar con un análisis realizado por separado.

El cuadro de resultados mostrará también una leyenda en la que se informa que los resultados detallados han sido guardados en el archivo de texto mencionado, indicando también la ruta de acceso.

En la parte inferior del cuadro hay dos botones:

- Abrir archivo de resultados...

Iniciará la aplicación del Bloc de Notas y abrirá el archivo de texto `fs-presa.txt` y finalizará la aplicación `Sueco`.

- Terminar

Finalizará directamente la aplicación `Sueco`.

Análisis de secciones de distinto número capas de materiales

Como ya se ha mencionado, el programa sólo analiza secciones de cuatro capas de materiales, sin embargo es factible analizar otras de distinto número sin mucho error si se hacen las siguientes consideraciones:

Menos de cuatro materiales

Es necesario dibujar las cuatro capas, dibujando alguna(s) ficticia(s) en lugares intermedios y asignándoles los mismos valores de propiedades mecánicas. Por ejemplo, si no existe la capa de transición o respaldo, deberá de dibujarse como si fuera la parte más exterior del filtro y la capa de filtro en algún lugar intermedio entre el núcleo y el filtro. A ambos se les deberán asignar las mismas propiedades mecánicas. De esta manera, aunque el programa las tomará como dos capas distintas, el resultado no se verá afectado en lo absoluto.

Aún cuando la presa no tuviera chapa de enrocamiento, como se podría llegar presentar el caso en una presa homogénea, es indispensable dibujar éste de manera que esté presente en los dos puntos donde la falla corta a la presa. Un modo de hacerlo es dibujar los últimos 20 cm de cubierta de la presa con las capas sobrantes (Filtro, Transición y Enrocamiento) y asignarle los mismos valores de propiedades mecánicas, sin embargo la red de flujo sólo podrá estar incluida en el interior de la capa Núcleo, esto generará necesariamente una variación al tomar en cuenta la presión de poro y las fuerzas de filtraciones, sin embargo el error producido es despreciable.

Más de cuatro materiales

Cuando se tienen más de cuatro materiales distintos pero las propiedades mecánicas de los materiales lo permiten se puede tomar dos materiales como si fuera uno mismo ajustando los valores de sus propiedades mecánicas mediante un "promedio". Este caso se puede presentar, por ejemplo, cuando se tiene más de una capa de filtros.

Tratamiento de errores

Los errores en la ejecución del programa se pueden deber a dos causas fundamentales:

1. Los datos introducidos por el usuario son incorrectos. En cuyo caso habría que verificarlos y hacer las correcciones correspondientes antes de ejecutarlo nuevamente.
2. A un error producido por el programa, debidos fundamentalmente al cálculo de algunas intersecciones que pueden ser muy variables. En este caso se recomienda volver a intentar ejecutarlo. Si se vuelve a producir el error se puede intentar probar un círculo con distinta ubicación (con unos centímetros basta). El error también se puede deber a la incorrecta ejecución de un comando interno por lo que si se han intentado las opciones anteriores y el error continúa es mejor terminar la sesión y volver a entrar a AutoCAD y volver a ejecutarlo, entonces no deberá dar problemas.

APÉNDICE

Presas homogéneas, de materiales graduados o de enrocamiento con capa impermeable de tierra construidas en México cuya estabilidad del talud aguas abajo es posible analizarla mediante el programa *Sueco.lsp*.

Nombre de la presa	Localización		Presa			Capacidad total de almacenamiento (10 ³ m ³)
	Corriente	Estado	Altura (m)	Long. de la corona (m)	Volumen (10 ³ m ³)	
Borunda	Arroyo Borunda	Aguascalientes	15	540	250	800
Hipólito	Arroyo El Tullillo	Coahuila	15	550	64	10000
Necaxa	Arroyo Necaxa	Puebla	58	372	3500	43000
Mexapa	Río Xaltepuxtla	Puebla	34	325	500	17000
Purísima, La	Trib. Río Tuxpan	Michoacán	12	400	60	1200
Reyes, Los	Río Apapaxtla	Puebla	24	118	163	32500
Tenango	Río Coacuilá	Puebla	39	2912	1389	50000
Capulín del Batán	Arroyo Agua Fria	Querétaro	15	225	185	2530
Laguan, La (El Tejocotal)	Río Apapaxtla	Puebla/Hidalgo	17	675	458	50000
Jecolúa	Arroyo Jecolúa	Sinaloa	10	200	30	3700
Centenario, El	Río San Diego	Coahuila	13	1000	170	17000
Debodé	Río Actopan	Hidalgo	29	118	75	7750
Tarécuaro	Río Tarécuaro	Michoacán	18	582	87	2750
Quemada II, La	Arroyo La Quemada	Jalisco	10	614	184	1200
Embajomuy	Arros. Cristo y Mayorazgo	México	20	225	52	1500
Volantín	Arroyo Volantín o Rosa Amarilla	Jalisco	12	145	26	19800
José Trinidad Fabela	Arroyo Del Salto	México	19	320	104	10000
Valle de Bravo	Río Valle de Bravo	México	56	148	295	458000
Fresno, Laguna	Río Cachiví	Michoacán	18	650	660	14200

Nombre de la presa	Localización		Presa			Capacidad total de almacenamiento (10 ³ m ³)
	Corriente	Estado	Altura (m)	Long. de la corona (m)	Volumen (10 ³ m ³)	
Lázaro Cárdenas (El Palmito)	Río Nazas	Durango	95	330	5300	4055000
Manuel Ávila Camacho (Valsequillo)	Río Atoyac	Puebla	85	425	740	497330
Pucuatot	Río Pucuatot	Michoacán	15	172	80	11300
Santa Engracia	Río Sta. Engracia	Tamaulipas	10	2240	336	7500
Cacaloapan	Canal Principal Valsequillo	Puebla	16	900	500	22200
Sabaneta	Arroyo Chiquihuite	Michoacán	27	185	52	6500
Sanalona	Río Tamazula	Sinaloa	81	1031	4900	1095000
Concepción, La	Río Tepotzotlán	México	39	422	544	13800
Danxho	Río Coscomate	México	31	620	337	25400
Fuentes, Las	Río Sahuayo	Michoacán	19	440	400	2500
Gonzalo N. Santos (El Peaje)	Arroyo El Peaje	San Luis Potosí	39	300	1000	10300
Leobardo Reynoso (Trujillo)	Río de Los Lazos	Zacatecas	40	580	477	136000
Miguel Alemán (Excámé)	Río Tlaltenango	Zacatecas	48	460	395	76500
Solís	Río Lerma	Guanajuato	52	780	1744	980000
Jaripo	Río Jaripo	Michoacán	20	188	73	13000
Tintero, El	Río Sta. María	Chihuahua	56	137	597	190000
Endhó	Río Tula	Hidalgo	55	1400	1500	208000
Parral	Río Parral	Chihuahua	24	137	237	14000
Mexicacán	Arroyo Mexicacán	Jalisco	24	340	860	1600
Gonzalo, De	Arroyo Las Nutrias	Michoacán	12	2500	372	10800
Agostitlán	Río Agostitlán	Michoacán	25	110	68	17400
Bosque, El	Río Zitácuaro	Michoacán	68	600		248700
Palote, El	Río de Los Gómez	Guanajuato	20	1905	860	11500
Adolfo Ruiz Cortínez (Mocúzari)	Río Mayo	Sonora	72	780	4196	1376000

Nombre de la presa	Localización		Presa			Capacidad total de almacenamiento (10 ³ m ³)
	Corriente	Estado	Altura (m)	Long. de la corona (m)	Volumen (10 ³ m ³)	
Ceja de Bravo	Barranca Ceja de Bravo	Querétaro	12	1000	280	5000
Presidente Alemán	Río Tonto	Oaxaca	76	830	4059	9000000
Soledad, La	Río Sta. Ana	Guanajuato	44	160	280	2600
Cuervo, El	Arroyo La Tejada	Jalisco	14	980	200	4600
Real y Medio	Arroyo San Miguelito	Querétaro	5	750		650
Santa Teresa	Arroyo de Sta. Teresa	Michoacán	14	415	110	7000
Santiago Camarena, Lic. (La Vega)	Río Ameca	Jalisco	18	455	86/3	80000
Támbula	Arroyo Támbula	Guanajuato	13	1200	280	1400
Fresnos, Los	Arroyo Los Fresnos	Michoacán	16	534	213	4700
Rivera, La	Río de La Rivera	San Luis Potosí	16	70	6	1900
Sto. Tomás	Río Tilostoc	México	51	140	414	8900
Tuxpan	Río Tuxpan	Michoacán	25	589		20000
Zicuirán	Río Zicuirán	Michoacán	46	160	278	56000
Cuendó	Arroyo Casandejé	México	10	282	30	1100
Joya, La	Arroyo La Joya	Jalisco	12	406	48	5800
Ojo de Agua	Arroyo Tepehuaje	Jalisco	10	1040	47	3020
Ortiz	Arroyo San Marcial	Sonora	12	4400	900	32000
Partidas	Arroyo Partidas	Jalisco	12	295	29	2900
Tacotán	Río Ayuquila	Jalisco	69	510	1751	169000
Charco Prieto (Chiquihuite)	Arroyo El Chiquihuite	Aguascalientes	13	500	155	800
Grullas, Las	Arroyo San Francisco	Aguascalientes	12	330	27	1470
Magdaleno Aguilar	Arroyo Sta. Lucía	Tamaulipas	16	496	40	1000
Parrita, La	Arroyo El Tulillo	Coahuila	12	870	75	4500
Ocotes, Los (Batería)	Río San Antonio	Guanajuato	5	1060		2500

Nombre de la presa	Localización		Presa			Capacidad total de almacenamiento (10 ³ m ³)
	Corriente	Estado	Altura (m)	Long. de la corona (m)	Volumen (10 ³ m ³)	
San José Atlanga	Río Zahuapan	Tlaxcala	31	530	198	59900
Aguajito, El	Arroyo El Aguajito	Chihuahua	11	560	118	1260
Angeles, Los (Amajac)	Arroyo Omitlán	Hidalgo	20	1140	222	4700
Cedazo, El	Arroyo El Cedazo	Aguascalientes	13	380	106	1200
Concha, La	Arroyo La Providencia	Jalisco	19	340	150	1900
Chihuahua	Río Chuviscar	Chihuahua	58	815	658	37200
Gambuita	Arroyo Gambuita	Guanajuato	17	147	88	1600
San Vicente	Río Omitlán	Hidalgo	14	571	200	580
Sordo, El	Río El Sordo	México	34	110	122	600
Veinte Amigos	Arroyo Yerbaniza	Durango	16	680	230	2100
Benito Juárez Presidente (El Marqués)	Río Tehuantepec	Oaxaca	86	375	3540	1939500
Abraham González (Guadalupe)	Río Papigochic	Chihuahua	40	284	410	92600
Huitzucó	Río Atopula	Guerrero	30	224	200	2060
Olivos, Los	Río Los Otates	Michoacán	35	450	905	22400
Sol y La Luna, El	Arroyo Ixcotla	Tlaxcala	14	860	200	1460
Cañada, La	Arroyo de Axocapa	Tlaxcala	14	252	60	2100
Cupatitzio (Los Cristales)	Río Cupatitzio	Michoacán	74	210	730	6800
Dolores (La Gavia)	Arroyo La Gavia	México	15	322	108	3500
Huatongo	Arroyo Acayuca	Hidalgo	14	840	121	2000
Recoba	Río Totolac	Tlaxcala	18	272	66	1660
San Jacobo	Arroyo Caballos	Durango	12	182	52	1150
Villaverde	Arroyo Villaverde	Sonora	11	502	150	1850
Calera, La	Río Del Oro	Guerrero	32	460	606	66000
Infiernillo, El	Río Balsas	Michoacán	149	350	5130	12000000
Nuevo, Bordo	Arroyo La Mula	Querétaro	11	540	70	900

Nombre de la presa	Localización		Presa			Capacidad total de almacenamiento (10 ³ m ³)
	Corriente	Estado	Altura (m)	Long. de la corona (m)	Volumen (10 ³ m ³)	
Porrizo, El	Río Florido	Chihuahua	16	296	139	2300
Totolica	Río Totolica	México	37	163	172	2100
Urepetiro	Río Tlazazalca	Michoacán	31	550	360	23000
Adolfo López Mateos, Pdte. (El Humaya)	Río Humaya	Sinaloa	106	765	7145	4112000
Boca I, La	Río San Pedro	Tamaulipas	11	1185	67	650
Cazadero, El	Río Aguanaval	Zacatecas	27	940	310	51600
Loma, La (El Sauz)	Río Batha	Hidalgo	19	204	86	14000
Metepec	Arroyo Tortugas	Hidalgo	18	515	177	6900
Netzahualcóyotl (Malpaso)	Río Grijalva	Chiapas	138	478	5077	12960000
Pejo, El	Arroyo El Pejo	Michoacán	29	86	135	8712
Pozuelos	Arroyo San José	Tlaxcala	17	240	26	1250
San Antonio de la Laguna	Arroyo Sta. Clara	Durango	14	986	380	4510
Balerio Trujano (Tepecoacuilco)	Río Tepecoacuilco	Guerrero	33	1230	1116	62000
Boquillas	Arroyo El Grande	Zacatecas	16	137	28	1250
Calera	Arroyo La Calera	Zacatecas	17	400	85	1800
Cuervo, El	Arroyo San Ignacio	Chihuahua	22	164	126	3710
Ignacio Ramírez (La Gavia)	Río La Gavia	México	24	480	225	36300
Peñas de León	Arroyo Agua de Obispo	Jalisco	13	310	265	3000
Rejón, El	Arroyo El Rejón	Chihuahua	33	300	293	7950
Antonio Rodríguez L., Ing. (Ticuitaco)	Arroyo Zináparo	Michoacán	18	570	83	10300
Caballerías	Arroyo San Miguel	Michoacán	12	291	45	2100
Cantil, El	Arroyo Saladillo	Zacatecas	17	1000	500	12500
Codorniz, La	Río La Labor	Aguascalientes	36	400	373	7000

Nombre de la presa	Localización		Presa			Capacidad total de almacenamiento (10 ³ m ³)
	Corriente	Estado	Altura (m)	Long. de la corona (m)	Volumen (10 ³ m ³)	
Quelites, Los	Arroyo El Quelite	México	12	390	71	1600
Rancherías	Arroyo Rancherías	Nuevo León	18	385	203	1250
San José Joya de Calvillo	Arroyo Las Compuertas	Guanajuato	10	584	100	1500
Agualeguas	Arroyo de Vázquez y Boquinetes	Nuevo León	23	1500	399	12000
Alazanas, Las	Arroyo Las Alazanas	Michoacán	15	780	137	6300
Cantera, La	Arroyo La Cantera	Jalisco	16	365	108	1880
Cuquio (Los Gigantes)	Arroyo Achichilco	Jalisco	24	605	352	9000
Encino Mocho	Arroyo Encino Mocho	Zacatecas	15	420	40	1700
Josefa Ortiz de Domínguez (El Sabino)	Río Álamos	Sinaloa	44	2720	4999	607000
Mina, La	Arroyo La Mina	Oaxaca	19	137	91	150
Red, La	Río Calderón	Jalisco	24	770	159	18370
Sta. Fe del Río	Arroyo Sta. Fe o Huarimbondiro	Michoacán	11	623	69	3100
Teometitla	Arroyo Teometitla	Tlaxcala	15	355	67	1850
Aguila, El	Río Blanco	Oaxaca	20	148	113	1200
Arroyo de Enmedio	Arroyo de Enmedio	Zacatecas	16	900	153	3100
Bomba, La	Arroyo La Bomba	Zacatecas	18	450	146	2700
Carmen, El	Arroyo El Carmen	Nuevo León	21	1160	200	1300
Chepas, Las	Río Sta. María	Chihuahua	27	348	292	8400
Izote, El	Arroyo Sta. María La Paz	Zacatecas	19	259	71	1200
Lagunillas	Río Tepatitlán	Jalisco	25	790	318	14000
Lomalarga	Arroyo La Laja	Nuevo León	17	265	150	3500
Nacapa	Arroyo Nacapa	Coahuila	20	230	85	3920
Cinco, El	Arroyo Los Bueyes	Nuevo León	12	1960	203	3900

Nombre de la presa	Localización		Presa			Capacidad total de almacenamiento (10 ³ m ³)
	Corriente	Estado	Altura (m)	Long. de la corona (m)	Volumen (10 ³ m ³)	
Constitución de 1917 (Hidalgo)	Río El Caracol	Querétaro	35	2440	2314	76500
Corralitos	Río Armería	Colima	14	200	61	1220
Estrella, La	Arroyo Chocolate	Nuevo León	19	900	220	4700
Ignacio Aldama (El Potrerito)	Trib. Lerma	Guanajuato	14	685	172	2000
Loba, La (Jiménez)	Arroyo Flechadores	Tamaulipas	25	680	540	34800
María Soto La Marina (El Chamal)	Arroyo Corralejo	Tamaulipas	20	1115	322	11200
Rancho Viejo	Arroyo Agua Zarca	Durango	22	155	49	1300
Sta. Cruz de la Soledad	Arroyo Los Sabinos	Jalisco	14	474	119	2000
Sta. Rosa	Arroyo La Pita	Nuevo León	14	520	117	2600
Tule, El	Río Zula	Jalisco	18	380	122	42000
Achimec II (Vaqueros)	Arroyo El Morillo	Jalisco	31	470	159	9800
Capulín, El	Arroyo Mixtlahuaca	Oaxaca	16	273	138	1400
Cárdenas	Arroyo La Capilla	Tlaxcala	34	277	186	3600
Cofradía, La	Arroyo La Cofradía	Michoacán	26	490	264	11500
Escondida, La	Arroyo El Guardado	Tamaulipas	17	450	90	10300
Francisco García Salinas (Palmarejo)	Arroyo Palmarejo (La Presita)	Zacatecas	18	140	90	2000
Francisco Severo Maldonado (El Bañadero)	Arroyo Xocuixtle	Nayarit	25	93	59	8700
Ignacio López Rayón (La Yerbabuena)	La Yerbabuena	Michoacán	17	662	115	4000
Ignacio R. Alatorre, Gral. (Punta de Agua)	Arroyo Mátape	Sonora	31	1010	560	37100
José Antonio Torres (La Providencia)	Quiringuicharo	Michoacán	14	1260	123	1900

Nombre de la presa	Localización		Presa			Capacidad total de almacenamiento (10 ³ m ³)
	Corriente	Estado	Altura (m)	Long. de la corona (m)	Volumen (10 ³ m ³)	
José María Coss (El Tecolote)	Arroyo El Tecolote	Zacatecas	16	497	115	2600
José María Gudiri y Alcocer (El Techalote)	Arroyo La Cantera	Tlaxcala	14	350	94	1830
Julián Villagrán (El Sabino)	Arroyo de la Vega	Hidalgo	21	254	104	2400
Mariano Abasolo (San Antonio de Aceves)	Río Los Otates	Guanajuato	43	425	622	24700
Mariano Escobedo (Sombretillo)	Arroyo Ídolos	Nuevo León	27	330	229	8300
Peñasco, El	Arroyo Peñasco	Zacatecas	18	700	109	1600
Servando Teresa de Mier (Sta. Rita)	Arroyo Blancas	Nuevo León	14	594	156	2400
Víctor Rosales (Rosales)	Río Rosal y Arroyo San Lucas	Zacatecas	28	869	211	6800
Albino García (Changuitiro)	Arroyo Quiringuicharo	Michoacán	16	297	54	3400
José Francisco Osorno (Arroyo Seco)	Arroyo Seco	Hidalgo	18	225	68	1400
Nicolás Bravo (Piedras Azules)	Arroyo Piedras Azules	Guanajuato	18	329	210	800
Progreso, El	Arroyo Carracas	Durango	16	270	73	830
San Pedro	Arroyo San Pedro	Hidalgo	19	392	60	670
Centenario de Juárez (Galindo)	Arroyo Galindo	Chihuahua	16	420	216	3110
Entronque, El	Arroyo El Chiflón	Coahuila	27	434	281	5600
Guarda, El	Arroyo Puentezuela	México	20	255	140	550

Nombre de la presa	Localización		Presa			Capacidad total de almacenamiento (10 ³ m ³)
	Corriente	Estado	Altura (m)	Long. de la corona (m)	Volumen (10 ³ m ³)	
Juan Bautista Morales (Guadalupe Cieneguitas)	Arroyo La Cueva	Guanajuato	13	876	300	1000
León Guzmán (Peña de Cristal)	Arroyo Santa Rosa	México	20	162	95	630
Melchor Ocampo (El Rosario)	Río Angulo	Michoacán	34	490	373	253000
Ramón Corona, Gral. (La Yerbabuena)	Río Citala	Jalisco	28	230	257	7600
Real Viejo	Arroyo San Rafael	Tamaulipas	34	512	537	78000
San José Palmillas	Arroyo Cerro Viejo	Hidalgo	14	268	102	1000
Basilio Badillo (Las Piedras)	Río San Juan	Jalisco	93	520	4589	182100
Centenario, El	Arroyo Las Maravillas	Tlaxcala	19	270	82	1100
Chichimequillas	Río Silao	Guanajuato	32	575	550	15000
Navaja, La	Arroyo Derramadero	Tamaulipas	11	1020	110	1750
Peña Alta	Arroyo Peña Alta	Hidalgo	27	240	149	4000
Tenexac	Arroyo Tenexac	Tlaxcala	17	108	43	2000
Tilcajete	Río Papaloapan	Oaxaca	16	340	60	800
Marijo, El	Arroyo El Marijo	Jalisco	20	450	181	3500
Mezquites, Los	Arroyo Los Mezquites	Jalisco	22	1300	241	5060
Salto, El	Arroyo San Antonio	Chihuahua	14	291	140	1500
Texcoco	Arroyo Texcoco	Chihuahua	14	221	74	2450
Texcoco	Arroyo Texcoco	Chihuahua	13	216	63	2100