

43



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

293353

CONCEPTOS GENERALES PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES

T E S I S

QUE PARA OBTENER AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

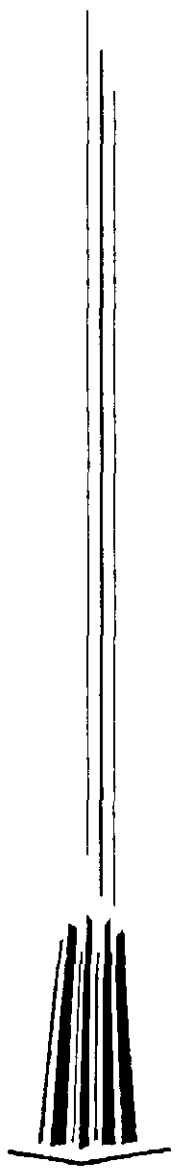
P R E S E N T A:

MIGUEL ANGEL SÁNCHEZ CARLOS

ASESOR: ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

MÉXICO

2001





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central

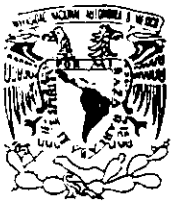


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

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.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**MIGUEL ÁNGEL SÁNCHEZ CARLOS
P R E S E N T E .**

En contestación a la solicitud de fecha 16 de junio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "CONCEPTOS GENERALES PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 7 de julio de 2004
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/VSE/lla.

A mi padre.

Sr. Jacobo Sánchez Juárez.

Por su abnegación y confianza
que depositó siempre en mí.

A mi madre.

Sra. Flora Carlos Aquino.

Por su cariño y apoyo en todo
el periodo de mi carrera.

En memoria de mi hermano.
Sabino Sánchez Carlos.

A quien recuerdo con mucho
cariño. Que en paz descanse.

A mis queridos hermanos.
Rocio, Jacobo y Carmen.

Por su gran espíritu de lucha
y creer siempre en mí.

A mi sobrino.
Carlos Alberto Sánchez Rendón.

Por el gran cariño que le tengo.

A la familia.
Viveros Juárez.

Por su invaluable apoyo
y por los consejos que
siempre me brindaron.

A mi asesor.

Ing. Gabriel Álvarez Bautista.

A quien le debo todo mi agradecimiento,
por el apoyo y dedicación que siempre
me brinda para la elaboración de este trabajo.

Mi agradecimiento a todas las personas
que de alguna manera contribuyeron en mi
formación profesional.

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

A mi adorada Escuela Nacional de Estudios Profesionales.

Campus Aragón.

A todos mis Profesores y Compañeros.

CONCEPTOS GENERALES PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS

INDICE

	PAGINAS
ASIGNACION DE TESIS.....	II
DEDICATORIAS Y RECONOCIMIENTOS.....	III
INDICE DE FIGURAS.....	IX
CAPITULOS	
1. INTRODUCCION.....	1
2. GENERALIDADES.....	6
2.1 BOSQUEJO HISTORICO.....	6
2.2 CONSIDERACIONES GENERALES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES.....	8
2.3 CAUSAS QUE PROVOCAN LA INESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS.....	10
2.4 FACTORES DE QUE DEPENDE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN SUELOS.....	13
2.5 CONSIDERACION DE LOS SISMIOS.....	13
3. PROCEDIMIENTOS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD.....	17
3.1 CLASIFICACION DE LOS METODOS.....	17
3.1.1 METODOS BASADOS EN UNA EXPLORACION DEL ESTADO DE ESFUERZOS.....	18
3.1.2 METODOS BASADOS EN LA SUPOSICION DE UNA SUPERFICIE POTENCIAL DE FALLA PLASTICA.....	30
3.2 PROCEDIMIENTO GENERAL DEL ANALISIS.....	39
3.3 METODOS DE ANALISIS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS.....	40
3.3.1 ANALISIS DE ESTABILIDAD EN SUELOS FRICCIONANTES.....	40
3.3.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD EN SUELOS COHESIVOS.....	44

3.3.2.1 METODO SUECO.....	45
3.3.2.2 METODO DE TAYLOR.....	47
3.3.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD EN SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES.....	50
3.3.3.1 METODO SUECO.....	51
3.3.3.2 METODO DE JAMBU.....	54
3.3.4 ANALISIS DE ESTABILIDAD EN SUELOS ESTRATIFICADOS.....	57
3.4 FALLAS POR TRASLACION.....	58
3.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES CON FLUJO DE AGUA.....	60
3.5.1 METODO SUECO.....	60
3.5.2 FORMULAS MODIFICADAS PARA CONDICIONES DE ESFUERZOS NEUTRALES SIMPLES (JAMBU 1954).....	64
3.5.2.1 SUMERSION PARCIAL.....	67
3.5.2.2 COMBINACION DE SOBRECARGA, GRIETAS DE TENSION, SUMERSION Y FLUJO ESTABLECIDO CUANDO $\Phi > 0$	69
3.5.3 METODO DE DOVELAS DIFERENCIALES.....	73
4. PROCESOS RECOMENDABLES PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.....	79
4.1 METODO DE ELUSION.....	80
4.2 METODO DE EXCAVACION.....	80
4.3 EMPLEO DE BERMAS LATERALES O FRONTALES.....	81
4.4 ABATIMIENTO DE TALUDES.....	82
4.5 EMPLEO DE ESCALONAMIENTO.....	82
4.6 EMPLEO DE MATERIALES LIGEROS.....	83
4.7 EMPLEO DE MATERIALES ESTABILIZANTES.....	83
4.8 EMPLEO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION.....	83
4.9 EMPLEO DE PILOTES.....	84
4.10 EMPLEO DE CONTRAPESO AL PIE DE LA FALLA.....	84
4.11 ANCLAJES.....	84
4.12 EMPLEO DE VEGETACION.....	85
4.13 CONSOLIDACION PREVIA DE SUELOS COMPRESIBLES.....	85
ANEXO 4.1. PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE.....	85
ANEXO 4.2. RECOMENDACIONES.....	87

5. APLICACION DE ALGUNOS METODOS DE ANALISIS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES..	89
5.1 METODOS DE ANALISIS APLICADO A SUELOS COHESIVOS.....	89
5.1.1 METODO SUECO.....	89
5.1.2 METODO DE TAYLOR.....	93
5.2 METODO SUECO APLICADO A SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES.....	96
5.2.1 METODO SUECO.....	96
5.2.2 METODO DE JAMBU.....	98
5.3 METODO SUECO APLICADO A SUELOS ESTRATIFICADOS.....	101
5.4 ANALISIS POR FALLA TRASLACIONAL.....	103
5.5 METODO SUECO APLICADO A SUELOS CON FLUJO DE AGUA.....	105
5.6 APLICACION DE LAS FORMULAS PARA CONDICIONES DE ESFUERZOS NEUTRALES SIMPLES (JAMBU 1954).....	107
5.7 APLICACION DEL METODO DE LAS DOVELAS DIFERENCIALES.....	118
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	120
6.1 CONCLUSIONES.....	120
6.2 RECOMENDACIONES.....	123
ANEXO 6-1. TALUDES RECOMENDADOS EN CORTES	125
BIBLIOGRAFIA.....	130

INDICE DE FIGURAS E ILUSTRACIONES.

Figura.

1.1 Nomenclatura de un talud.....	2
1.2 Fallas rotacionales. Secciones típicas.....	5
2.1 Consideración de la fuerza de un temblor como fuerza de un cuerpo.....	14
3.1 El estado de esfuerzos Rankine-Résal.....	19
3.2 Esfuerzo crítico vertical en el talud infinito de Résal.....	20
3.3 Esbozo de las superficies de deslizamiento en el estado de esfuerzos Rankine-Résal.....	20
3.4 Concepción de Frontard de una falla de talud.....	21
3.5 Métodos de Brabtz.....	24
3.6 Zonas de Glover.....	28
3.7 Plano de falla de Culmann.....	31
3.8 Método de las Rebanadas.....	32
3.9 Círculo de fricción de Krey.....	34
3.10 Método de la espiral de Rendulic.....	35
3.11 Análisis de Gilboy de una presa de tierra.....	36
3.12 Concepción de Váky.....	37
3.13 Superficie de falla de un talud en suelos friccionantes.....	41
3.14 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente "cohesivo".....	46
3.15 Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes de materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación.....	48
3.16 Círculo de falla en un talud en material "cohesivo" cuando en el terreno de cimentación hay un estrato resistente.....	49
3.17 Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente.....	50

3.18 Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius.....	51
3.19 Números de estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambú.....	55
3.20 Coordenadas de los centros de círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambú.....	56
3.21 Contribución de la "fricción" y la "cohesión" al factor de seguridad, según N. Jambú.....	56
3.22 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.....	57
3.23 Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación....	58
3.24 Sección transversal mostrando las dovelas y las fuerzas neutrales.....	61
3.25 Sección aislada de la dovela mostrando las fuerzas que intervienen en el análisis.....	61
3.26 Cálculo de las presiones en el agua, en el interior de un talud.....	64
3.27 Sección transversal mostrando los diferentes casos bajo condiciones de esfuerzos neutrales simples.....	66
3.28 Talud parcialmente sumergido.....	67
3.29 Gráfica para determinar el factor de reducción μ_1' , cuando la relación H'/H y el valor β son conocidos.....	69
3.30 Talud bajo condiciones de sobrecarga, grietas de tensión, sumersión y establecido.....	69
3.31 Gráfica para determinar el factor de reducción μ_2 , cuando la relación $q/\gamma H$ y el valor de β son conocidos.....	72
3.32 Gráfica para determinar el factor de reducción μ_3 , cuando la relación H_i/H y el valor de β son conocidos.....	72
3.33 Procedimiento de las dovelas diferenciales.....	73
3.34 Área bajo la curva.....	77

1. INTRODUCCION.

El presente trabajo se ha realizado con el objeto de proporcionar los conceptos básicos en el cálculo de estabilidad de taludes, pretendiendo facilitar, en lo posible, la comprensión de los conocimientos que sobre este tema adquieren los alumnos de Ingeniería Civil.

Desde que la Mecánica de Suelos hizo su aparición, se ha tratado de dar explicación a las fallas de taludes ocurridas en distintos lugares del mundo.

En la práctica, los cálculos de estabilidad sirven para revisar y proyectar taludes que han fallado, o bien para determinar, antes de iniciar la obra, los ángulos de talud adecuados a los requerimientos de seguridad especificados.

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como canales, caminos o ferrocarriles, así como el impulso que la construcción de presas de tierras ha recibido en todo el mundo en los últimos años y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de ríos, por medio de bordos, etc., han puesto al diseño y construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden.

Los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista debido al aspecto de inversión, como por el de consecuencias derivadas de su falla.

Por lo anterior se requiere conocer como han sido formados, y las hipótesis en que se basa el análisis de la estabilidad de taludes.

Es necesario conocer las partes esenciales de un talud, las cuales se pueden observar en la figura 1.1.

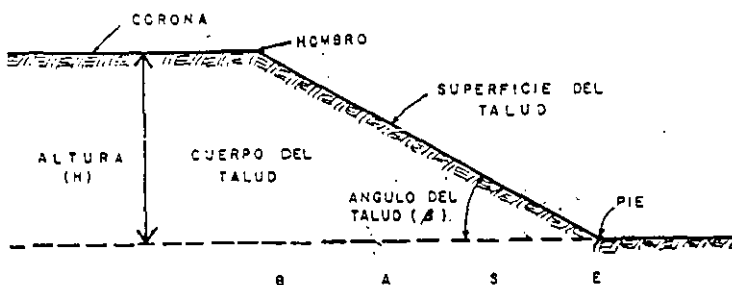


Figura 1.1 Nomenclatura de un talud

Se entiende como talud a toda superficie inclinada respecto a la horizontal que haya de adoptar permanentemente la estructura de tierra.

Se distinguen dos clases de taludes que son los artificiales como los cortes y terraplenes, los cuales se deben a la intervención de la mano del hombre y los taludes llamados laderas, los cuales son de carácter natural.

La esencia del problema de estabilidad de taludes radica en definir un criterio de estabilidad que les proporcione buenos resultados desde el punto de vista técnico y económico. El criterio más apropiado es el que propone el talud más escarpado y que se sostenga el tiempo necesario, este criterio trae consigo el riesgo de una posible falla del talud, sin embargo, en el aspecto económico es muy favorable, pues como se tiene el talud muy escarpado, el movimiento de tierras a realizar es mínimo y por lo tanto el costo también. Se puede obtener un talud muy tendido, en el que el riesgo de una posible falla fuese mínimo, sin embargo, en este caso se tendrá en alto costo por la razón antes mencionada, ya que estas estructuras deben funcionar desde todos los puntos de vista, excepto el económico. Pues de ser así su empleo sería incosteable.

En muchas ocasiones pueden realizarse excavaciones a cielo abierto dejando un cierto talud en el terreno, bien por que no preocupan edificaciones próximas o bien por que la resistencia del terreno no es considerable y no se pierde mucha superficie con esta solución.

En estos casos la eliminación del terreno del lado excavado, descomprime el restante, desequilibrándolo: Mientras permanece la acción vertical (gravedad más cargas próximas), ha desaparecido la acción lateral que ~~los mantenía~~.

Ello supone un nuevo equilibrio del estado tenso-deformaciones inicial, con la inducción de desplazamientos que tienden a movilizar la resistencia al esfuerzo tangencial del terreno para llegar a un nuevo equilibrio.

Si esta movilización de resistencia es solo parcial, el talud se mantendrá estable, con un cierto coeficiente de seguridad, F_s , que será función de la proporción de la resistencia disponible. En caso contrario, el terreno no tendrá suficiente resistencia como para compensar el desequilibrio desencadenado y el talud será inestable, lo que se materializa con un desprendimiento de una masa del terreno hacia la excavación.

Debe entenderse como deslizamiento a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa en el mismo.

Los deslizamientos pueden producirse casi de todas las maneras concebibles: lenta o rápidamente, con o sin provocación aparente. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie de un talud. Hay casos, sin embargo, en que son originados por la desintegración gradual de la estructura del suelo, desintegración que, iniciándose en fisuras capilares, termina por dividir la masa de suelo en fragmentos angulares.

En otros casos se producen como consecuencia del aumento de la presión del agua que llevan algunas capas excepcionalmente permeables, o bien por efecto de choques que licúan el suelo situado debajo del talud o por la existencia de grietas de tensión en la corona del talud.

Es importante hacer notar que los problemas de estabilidad de taludes que se presentan en la ladera difieren en gran medida de los que se manifiestan en los taludes artificiales y esto se debe a varios factores entre los que se encuentran la naturaleza del material involucrado, la historia geológica, el clima existente durante dicha historia, el estado de esfuerzos a la que ha sido sometida la estructura, todos estos factores definen aspectos como la configuración de los suelos y roca, o el flujo de aguas subterráneas a través de los suelos, influyendo en forma determinante en la estabilidad de laderas y taludes.

Para el análisis de taludes se creo un método de análisis de los llamados límite, el cual se basa en la suposición de un mecanismo de falla cinemática de carácter empírico, mediante el cual se analiza las fuerzas tendientes a producirlo llamados fuerzas motoras; las fuerzas que se desarrollan y cuya tendencia es evitar que el mecanismo de falla que se produzca, se denomina fuerzas resistentes y se calculan en función de los parámetros de resistencia del suelo la relación de estas dos fuerzas arroja como resultado un valor que se denomina factor de seguridad que nos indicara la condición de estabilidad del talud.

La superficie de falla tiene la forma de la concavidad de una cucharita de café o de la mitad de un huevo que se haya cortado longitudinalmente, con el extremo menor en la parte superior del talud y el mas ancho en la parte inferior, como se muestra en la figura 1.2.

La falla ocurre corrientemente en una de las tres formas que se presentan en la figura 1.2. La falla de base o profunda se produce en arcillas blandas o que tengan numerosas vetas blandas. La parte superior del talud se cae dejando un escarpe vertical mientras que el terreno a nivel situado mas allá del pie del talud se levanta en comba. La falla de pie de talud, se produce en taludes de gran pendiente y en suelos que tienen un ángulo de fricción interna apreciable. La parte superior del talud cae formando frecuentemente una serie de escalones, mientras que el terreno situado cerca del extremo inferior del talud se comba hacia afuera cubriendo el pie del talud.

La falla de talud o de frente es un caso especial de falla de pie de talud en el que la presencia de un estrato duro limita la extensión de la superficie de falla. Además pueden presentarse las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales.

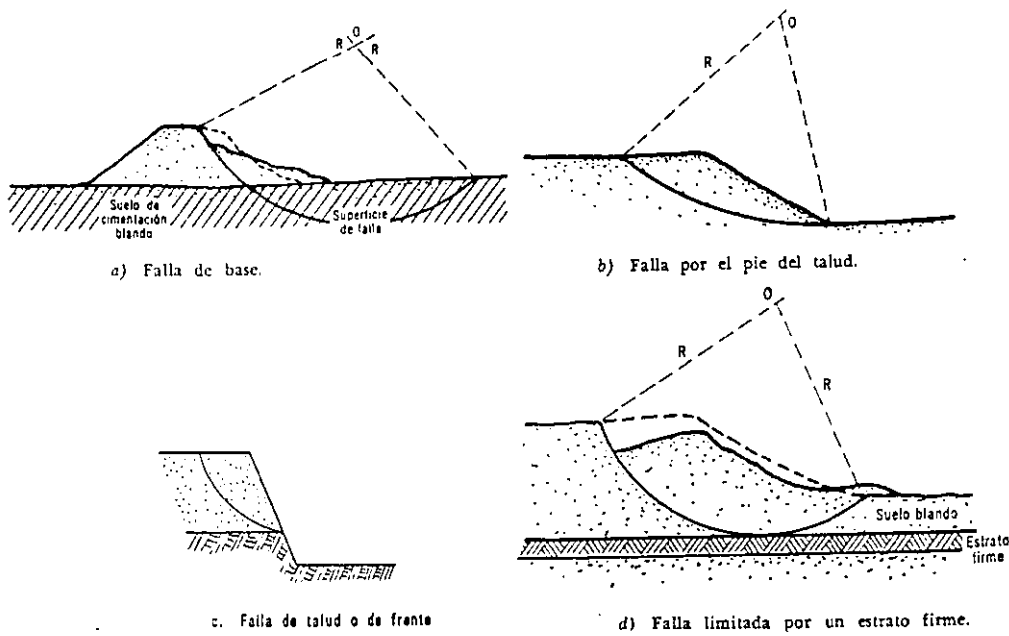


Figura 1 2 Fallas rotacionales. Secciones típicas

El método ha proporcionado resultados satisfactorios en la práctica, aunque no del todo en el aspecto teórico, sin embargo, hoy en día se proyectan taludes de gran altura y mediante la aplicación en forma cuidadosa del método y una buena investigación de las propiedades del suelo, se reduce enormemente la posibilidad de una falla de consecuencia.

El capítulo cuatro se dedicará a una explicación resumida de los procesos que han comprobado su valor práctico para mejorar la estabilidad de taludes cuyas condiciones originales no sean satisfactorias.

Todos los procesos correctivos siguen una o más de las siguientes líneas de acción:

- a) Evitar la zona de falla
- b) Reducir las fuerzas motoras
- c) Aumentar las fuerzas resistentes.

Por lo anterior, la línea de acción que ofrece más variantes es la que persigue aumentar las fuerzas resistentes; algunas de estas son: el subdrenaje, la construcción de estructuras de retención y el uso de tratamientos, generalmente químicos, todos estos para aumentar la resistencia de los suelos a los deslizamientos.

2. GENERALIDADES.

2.1 Bosquejo histórico.

La construcción de presas de tierra con fines de almacenamiento ha sido practicada desde hace dos mil años, por lo menos. Según parece, hasta el año 1500 la altura de estas presas no era mayor de 21m. En esa época se construyó la presa Mudduk Masur, con una altura de 33m, en la provincia de Madras, India, misma que no fue rebasada durante varios siglos. Posteriormente, en el siglo XVII se construyó en España una presa de tierra, con una altura sin precedente de 46m, pero falló al llenarse por primera vez, en 1802. Así, los experimentadores se desanimaron y hubo un estancamiento durante casi medio siglo.

Es obvio que la construcción de estas estructuras es probablemente tan antigua como la misma humanidad; sin embargo, durante casi toda la época histórica han constituido un problema al margen de toda investigación científica; hasta hace relativamente pocos años, los taludes se manejaron con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizador de las experiencias adquiridas.

Todos los procesos correctivos siguen una o más de las siguientes líneas de acción:

- a) Evitar la zona de falla
- b) Reducir las fuerzas motoras
- c) Aumentar las fuerzas resistentes.

Por lo anterior, la línea de acción que ofrece más variantes es la que persigue aumentar las fuerzas resistentes; algunas de estas son: el subdrenaje, la construcción de estructuras de retención y el uso de tratamientos, generalmente químicos, todos estos para aumentar la resistencia de los suelos a los deslizamientos.

2. GENERALIDADES.

2.1 Bosquejo histórico.

La construcción de presas de tierra con fines de almacenamiento ha sido practicada desde hace dos mil años, por lo menos. Según parece, hasta el año 1500 la altura de estas presas no era mayor de 21m. En esa época se construyó la presa Mudduk Masur, con una altura de 33m, en la provincia de Madras, India, misma que no fue rebasada durante varios siglos. Posteriormente, en el siglo XVII se construyó en España una presa de tierra, con una altura sin precedente de 46m, pero falló al llenarse por primera vez, en 1802. Así, los experimentadores se desanimaron y hubo un estancamiento durante casi medio siglo.

Es obvio que la construcción de estas estructuras es probablemente tan antigua como la misma humanidad; sin embargo, durante casi toda la época histórica han constituido un problema al margen de toda investigación científica; hasta hace relativamente pocos años, los taludes se manejaron con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizador de las experiencias adquiridas.

La expansión del ferrocarril y el canal primero y de la carretera después, provocaron los primeros intentos para un estudio racional de este campo; pero no fue sino hasta el advenimiento de la actual *Mecánica de Suelos* cuando fue posible aplicar al diseño de taludes normas y criterios, que sistemáticamente tomaran en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos, obteniendo experiencia sobre bases firmes y desarrollando las ideas teóricas que permiten conocer cada vez más detalladamente el funcionamiento particular de estas estructuras.

La historia del desarrollo de la técnica constructiva de presas de tierra y de los métodos de análisis de las mismas es uno de tantos ejemplos en apoyo de la afirmación anterior; hoy gracias a los aportes de la *Mecánica de Suelos* al análisis de taludes, entre otras razones, se construyen doquiera presas que apenas 30 o 40 años se estimarían imposibles de realizar.

En el campo del estudio de los taludes existen pioneros de labor muy meritoria. Las suposiciones de las condiciones de estabilidad de un talud de tierra corresponden a Coulomb (1773), así como Français (1820), que supusieron el deslizamiento en una superficie recta. Fue hasta 1846 cuando Collin, por medio de laboriosas investigaciones descubrió que la falla era curva. Desdichadamente sus ideas, obtenidas de una observación muy objetiva de la realidad, se vieron obstaculizadas por opiniones anteriores y contradictorias de Ch. Coulomb quien por el hecho de su mayor prestigio y autoridad, vio impuestas sus ideas.

Más adelante estas teorías fueron comprobadas y desarrolladas por K.E. Petterson (1916), quien al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gottemburgo dedujo que la ruptura había ocurrido en una superficie curva y fueron impulsadas principalmente por W. Fellenius (1927), uno de los investigadores más importantes del campo de los taludes. El procedimiento desarrollado por estos últimos en Suecia, se conoce con el nombre de *Método Sueco* (hipótesis de falla circular) y forma la base de los procedimientos de cálculo de nuestros días.

En 1935 L. Rendulio propuso la espiral logarítmica para sustituir el arco circular, pero D. W. Taylor en 1937, demostró que los resultados obtenidos con ambas curvas son muy semejantes y solo se complican los cálculos.

Cabe hacer notar, que mientras los problemas teóricos de la estabilidad de los taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos, incluso cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente, tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente muy pequeña.

Las computadoras han permitido la aplicación y desarrollo del método del elemento finito, de hasta aplicación en varios campos de la ingeniería.

2.2 Consideraciones generales en la estabilidad de taludes

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento es lo que se llama su estabilidad y debe considerarse no sólo en el proyecto de estructuras de tierra sino también en la reparación y corrección de las que han fracasado. Los proyectos de los taludes de los cortes abiertos y la sección transversal de los terraplenes, diques de tierra, están basados principalmente en los estudios de estabilidad, a menos que el proyecto sea tan pequeño que se puedan tolerar las fallas ocasionales.

Los taludes se pueden clasificar en naturales como las laderas de montañas o artificiales en los cuales interviene el hombre, como en:

- a) Cortes y rellenos para carreteras y vías férreas.
- b) Presas de tierra.
- c) Márgenes de canales y otras estructuras para la conducción de agua.

D) Diques fluviales.

e) Bordos para retener el agua, incluyendo el almacenamiento de aguas negras.

f) Excavaciones para cimentaciones.

g) Trabajos de obras de tierra con fines de desarrollo industrial u otros.

En cualquiera de los casos anteriores, al tener el suelo una inclinación, existen fuerzas gravitacionales que tienden a producir la inestabilidad de los taludes.

Un factor que contribuye a la falla de taludes en suelos saturados sujetos a un gradiente, es la fuerza de filtración ocasionada por el flujo.

Algunas veces las fuerzas sísmicas pueden llegar a ser importantes aspectos en el análisis de estabilidad.

Estas fuerzas producen esfuerzos cortantes a través de la masa del suelo ocasionando un desplazamiento, a menos que la resistencia al esfuerzo cortante en toda la superficie de falla sea capaz de contrarrestar el efecto de las fuerzas motrices que generan el deslizamiento.

El valor total de la resistencia al esfuerzo de una masa de suelo, toma en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y otros factores naturales, tales como la presencia en un instante dado de infiltración interna y de lluvia, así como raíces, lentes de hielo, congelamiento del suelo y planos de falla de las rocas en la superficie de deslizamiento. Los huecos que dejan las raíces o bien los producidos por algunos roedores y otros animales, pueden producir mecanismos por medio de los cuales se inicia la falla de un talud.

El principal factor es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que se puede calcular:

a) En suelos no drenados para algunas condiciones de carga.

- b) Para esfuerzos efectivos en ciertas condiciones de carga.
- c) Considerando que aumenta con el tiempo (consolidación) o con la profundidad.
- d) Considerando que disminuye con el tiempo debido a saturación posterior, desarrollándose excesos de presión de poro.

En un análisis de estabilidad se debe partir de la forma de la superficie de falla y estimar la resistencia al esfuerzo cortante.

Es importante definir las condiciones de trabajo de la masa del suelo, para determinar su resistencia al esfuerzo cortante, puesto que valores demasiado conservadores en un problema dado, conducirían a soluciones antieconómicas.

2.3 Causas que provocan la inestabilidad de taludes en suelos y roca.

Tanto en taludes artificiales como los cortes y aquellos formados por desmontes y excavaciones, como en los taludes naturales o laderas se presenta el fenómeno de la tendencia al deslizamiento de la masa del suelo situada debajo de la superficie de estas estructuras por efecto de su propio peso, siendo este deslizamiento hacia abajo y hacia afuera.

Cuando esta tendencia es contrarrestada por la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se evita el mismo, en caso contrario ocurre la falla. Los deslizamientos ocurren en forma rápida o lenta, con o sin provocación aparente.

El deslizamiento de un talud producto de su inestabilidad, se presenta por diversas causas, las cuales se clasifican en externas e internas. Las externas producen aumento en los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. El aumento en la altura del talud o el hacerlo más escarpado, son causas de este tipo, como también lo son la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos.

Las causas internas son las que ocurren sin cambio en las condiciones exteriores del talud. Deben ligarse siempre a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material constitutivo. El aumento de la presión de poro o la disipación de la cohesión son causas de este tipo.

A continuación se presentan una lista de los factores que causan los deslizamientos, así como el mecanismo por el cual actúan:

a).- La erosión y el transporte son agentes que actúan por medio de procesos constructivos o erosiones.

b).- Los esfuerzos tectónicos producidos por movimientos del mismo género.

c).- Existen también esfuerzos tectónicos producidos por el uso de explosivos.

d).- El mismo peso del material del talud por la forma en que se fue constituyendo, este es causante de un deslizamiento.

e).- El agua es en gran parte la causa de que se produzca un deslizamiento, debido a que son diversos los procesos que hacen que el agua actúe: lluvias o fusión de nieves; congelación del terreno, periodo de sequía, vaciado rápido, fluctuaciones en la elevación del NAF, ascenso del NAF en un acuífero distante, flujo interno de agua.

Así también es importante mencionar los procesos constructivos que más comúnmente causan problemas de estabilidad de taludes:

a).- Modificación de las condiciones naturales de flujo interno de agua al colocar rellenos o hacer zanjas o excavaciones.

b).- Sobrecarga de estratos débiles por relleno, a veces de desperdicio.

c).- Remoción, por corte, de algún estrato delgado de material permeable que funcionara como un manto natural drenante de estratos de arcilla suave.

d).- Aumento de presiones de filtración u orientación desfavorables de fuerzas de filtración al producir cambios en la dirección del flujo interno del agua, por haber practicado cortes o construido rellenos.

e).- Exposición al aire y al agua, por corte, de arcillas duras fisuradas.

f).- Remoción de capas superficiales de suelo por corte, lo que puede causar el deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba sobre mantos subyacentes de suelo más duro o roca.

g).- Incremento de cargas hidrostáticas o niveles piezométricos bajo superficie de un corte al cubrir la cama del mismo con una capa impermeable.

En lo referente a las causas internas, a continuación se representan los factores que más comúnmente contribuyen a disminuir la resistencia al esfuerzo cortante en taludes:

1.- Factores inherentes a la naturaleza de los materiales.

a).- Composición.

b).- Estructuración.

c).- Estructuras secundarias o heredadas.

d).- Estratificación desfavorable.

2.- Cambios por meteorización y actividad físico-química.

a).- Procesos de humedecimiento y secado.

b).- Hidratación.

c).- Remoción de cementantes.

3.- Efecto de las presiones de poro, incluyendo las debidas al flujo de agua.

4.- Cambios en la estructura, incluyendo la fisuración por liberación de esfuerzos y degradación estructural bajo los esfuerzos cortantes previamente actuantes.

2.4 Factores de que depende la estabilidad de los taludes en suelos

También es importante conocer los factores de que depende la estabilidad de taludes en suelos, los cuales son:

a).- Factores geomorfológicos.

a.1).- Topografía de los alrededores y geometría del talud.

a.2).- Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.

b).- Factores internos.

b.1).- Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.

b.2).- Estados de esfuerzos actuantes.

c).- Factores climáticos

c.1).- Aguas superficiales y subterráneas.

2.5 Consideración de los sismos.

Los temblores pueden ser causa de fallas de taludes de tierra de los cuales bajo condiciones normales serian completamente seguros. Sin embargo, se conoce relativamente poco sobre las fuerzas introducidas por los temblores.

Un temblor en realidad aplica o impone deslizamientos y no fuerzas, y las fuerzas resultantes de los deslizamientos dependen en una forma sumamente complicada de la relación dinámica esfuerzos-deformación de los materiales de los taludes.

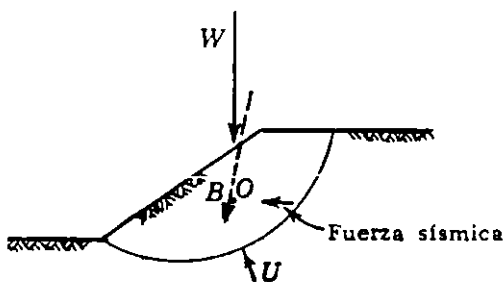


Figura 2.1 Consideración de la fuerza de un temblor como fuerza de un cuerpo

Un procedimiento empírico que ha sido usado en aquellas regiones donde los temblores son frecuentes, consiste en suponer que el temblor impone una aceleración horizontal de variación sinusoidal, con una amplitud que es igual a un porcentaje determinado de la gravedad. Esto es probablemente, una concesión bastante cruda para edificios y estructuras, y aun cuando pueda usarse para edificios, no es siquiera razonable para taludes. El porcentaje de gravedad que mejor representa el caso, probablemente dependerá mucho de las condiciones específicas, pero un valor de un 10% ha sido usado en ciertas ocasiones.

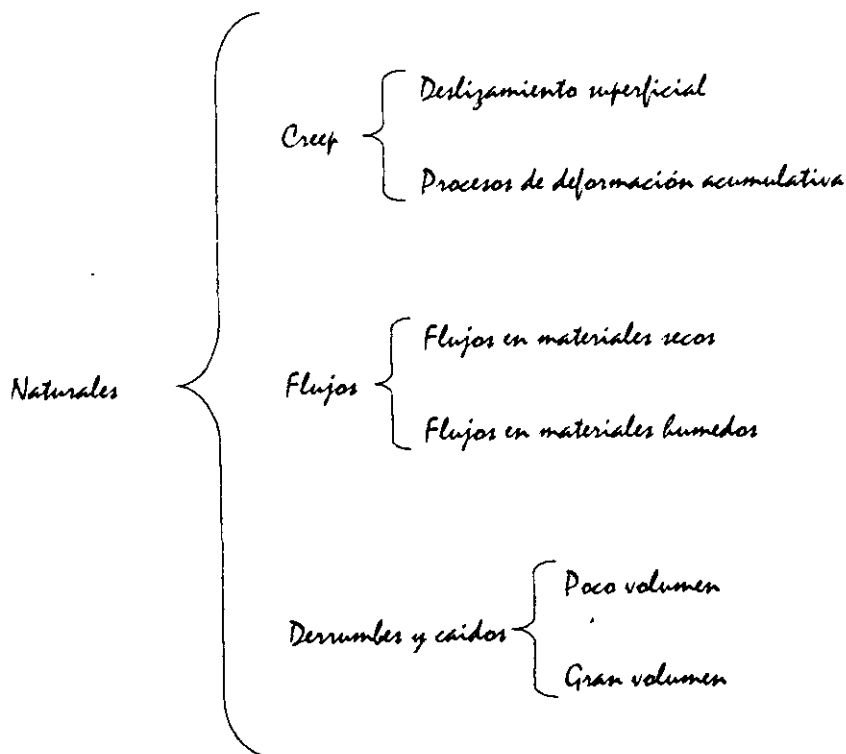
Si se supone que una aceleración horizontal máxima del 0.1 de la gravedad es lo razonable para una concesión para temblor en una talud de tierra, podrá determinarse una idea de los efectos del temblor. En la figura 1.3 las fuerzas actuantes son el peso total W , la fuerza neutral límite U , y la fuerza del temblor que es igual a $0.1W$ y actúa horizontalmente a través del centro de gravedad de la masa de falla. La resultante de estas tres fuerzas es la fuerza de cuerpo B .

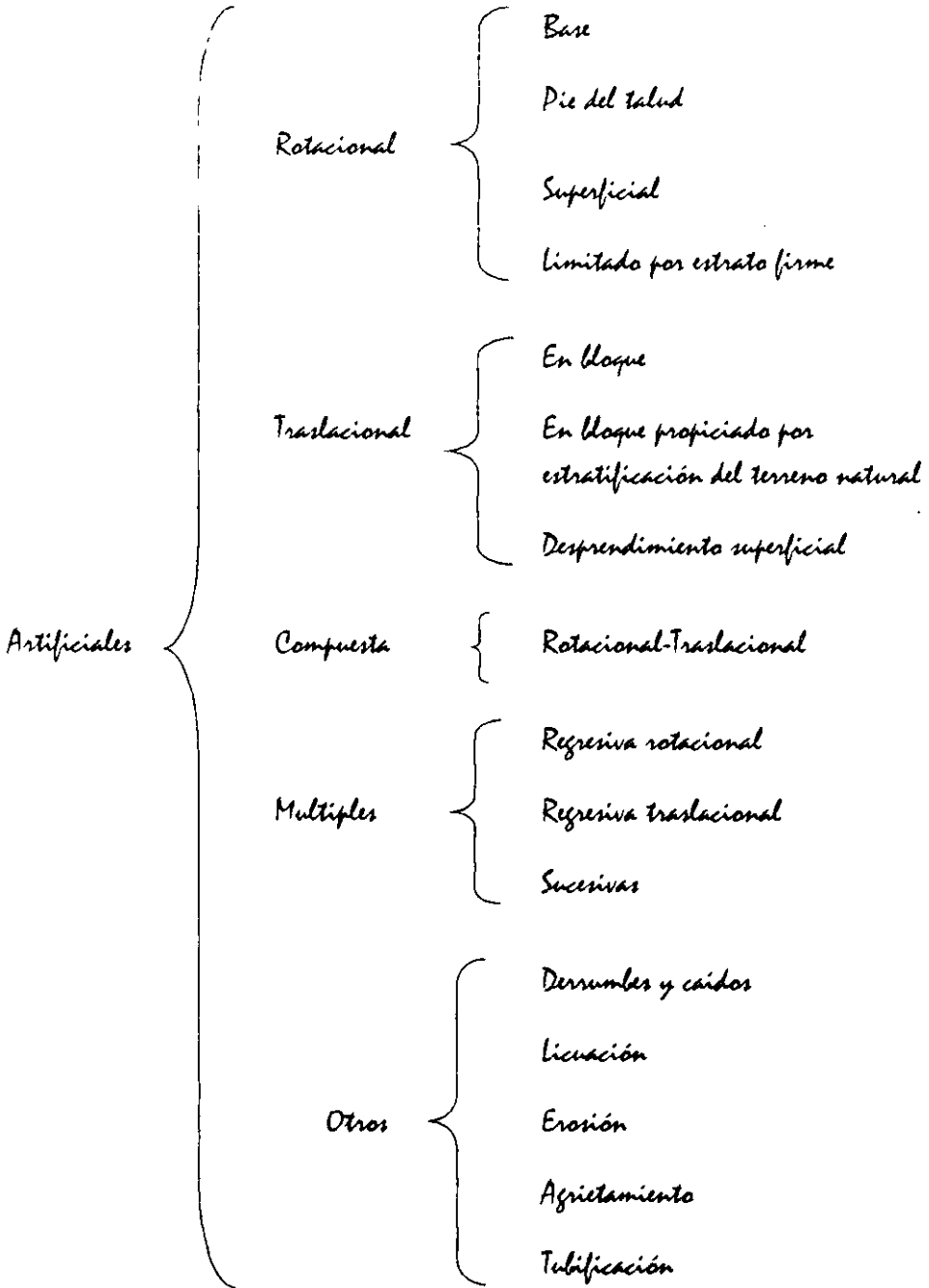
Más aún, las propiedades del suelo, tales como c y ϕ casi siempre tendrán diferentes valores bajo condiciones de temblor que bajo condiciones normales. Las fallas causadas por los temblores casi siempre ocurren súbitamente, no permitiendo ningún drenaje del agua de la masa aun cuando se trate de suelos altamente permeables.

En adición pueden ocurrir grados mayores de falla progresiva, ya que los impactos sucesivos pueden causar que las cuarteaduras penetren gradualmente mas adentro en la tierra. Las arenas en estado de licuación y un temblor violento seguramente representa la condición necesaria para causar esto.

Debido al peligro que representan, deben estudiarse cuidadosamente los efectos de los temblores o sismos. Como sucede en casi todos los estudios de la acción dinámica del suelo, las relaciones físicas involucradas son complejas, y, por lo tanto, el progreso hacia un entendimiento satisfactorio de estos problemas ha sido bastante limitado.

Tabla No. 1 Clasificación de algunas fallas de taludes en suelos.





3. PROCEDIMIENTOS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD.

Por serlas pertinentes se harán algunas notas introductorias adicionales desde un punto de vista ingenieril.

Prácticamente en todas las investigaciones teóricas sobre estabilidad de taludes se evidencian, inmediatamente, dos criterios: o se investiga la distribución de esfuerzos en el suelo, con o sin el auxilio de la teoría de la elasticidad; o, si no, se supone la existencia de una superficie de falla plástica. Estos dos son los criterios que han inspirado las investigaciones que se presentan en este inciso.

3.1 Clasificación de los métodos

Toda investigación en este campo supone que la resistencia del material se gobierna por la ecuación de la falla de Coulomb:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad \text{_____ (1)}$$

En donde s es la resistencia al corte; σ el esfuerzo normal que actúa en el plano de falla; y c y ϕ son dos constantes llamadas cohesión y ángulo de fricción interna, respectivamente. No se discute la suposición precedente por ser cuestión fuera del propósito de esta tesis.

Debe decirse, sin embargo, que los valores de c y ϕ que tienen que usarse al estudiar la estabilidad de una estructura de suelo dada, no deben considerarse como unas constantes bien fijadas del suelo, sino más bien como unos parámetros extremadamente delicados, particularmente en conexión con las arcillas. Nunca se exagerará al recomendar el ejercicio del máximo cuidado y buen juicio en la aplicación de la ecuación de Coulomb.

Todas las contribuciones en este campo caen, prácticamente, en una u otra de las siguientes categorías:

1. Métodos basados en una exploración del estado de esfuerzos.
2. Métodos basados en la suposición de una superficie potencial de falla de plástica.

De las dos concepciones la primera es, con mucho, la más ambiciosa, quizás demasiado ambiciosa dado el estado inmaduro de nuestra información. Una indicación de las dificultades implicadas, en la exploración de los esfuerzos en un talud, es el hecho de que nunca se ha resuelto un problema, comparativamente tan simple, como el de determinar la distribución de los esfuerzos en un talud de un material perfectamente elástico, homogéneo e isotrópico.

3.1.1 Métodos basados en una exploración del estado de esfuerzos.

a. Método francés

Résal desarrolló en Francia un método teórico con Frontard y Caquot. El método original estaba basado en la generalización, realizada por Résal, del estado de esfuerzos de Rankine, que mencionaremos primero.

El estado de esfuerzos de Rankine-Résal

Résal concibió:

1. Una masa homogénea semi-infinita limitada por un plano inclinado, sujeta a su propio peso y en equilibrio. Los esfuerzos que actúan en cualquier plano paralelo a la superficie libre son verticales y directamente proporcionales a la profundidad Z , puesto que las condiciones son las mismas en todos los planos verticales (figura 3.1).

2. La masa está a punto de fallar en todos los puntos sobre la base de la ecuación de falla de Coulomb. Hay dos estados de equilibrio límite: (a) el que da valor mínimo para los esfuerzos conjugados que actúan en los planos verticales; y (b) el que da valor máximo para los esfuerzos que actúan en los planos verticales. Terzaghi ha llamado a estos dos casos el "estado activo de Rankine" y el "estado pasivo de Rankine", y ha asociado el primero con una extensión de la masa, y al último con una compresión. La distribución de los esfuerzos conjugados que para los estados pasivo y activo de Rankine se muestran en las figuras 3.1-C y 3.1-B, respectivamente.

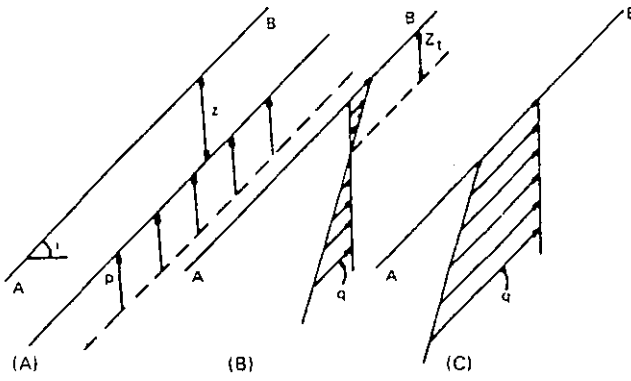


Figura 3.1 El estado de esfuerzos de Rankine-Résal.

Profundidad crítica en el estado de esfuerzos de Résal.

Debe de notarse que cuando la inclinación i del talud es mayor que Φ , único caso para el que se requiere el análisis de estabilidad, el estado de Résal no puede extenderse indefinidamente hacia abajo. La figura 3.2 muestra el valor crítico de p , mas allá del cual la masa no puede estar en equilibrio. La profundidad crítica correspondiente es:

$$z_c = \frac{c \cos \phi}{\gamma \cos i \sin (i - \phi)} \quad (2)$$

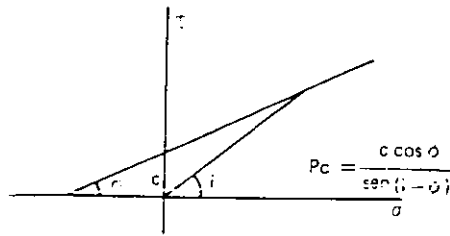


Figura 3.2 Esfuerzo crítico vertical en el talud infinito de Résal

En otras palabras, el concepto de un talud infinito en equilibrio solo puede existir si la profundidad no excede un cierto valor finito, un hecho que es muy descorazonador.

Superficies de deslizamiento.

En todo punto del estado de esfuerzos de Rankine-Résal hay dos planos de falla, que forman entre sí un ángulo de $(90^\circ - \Phi)$. La dirección de los planos de falla es función de la profundidad. En la figura 3.3 se muestra un esbozo de las superficies de deslizamiento para cada caso. Puede notarse que en ambos casos, las superficies de deslizamiento hacia abajo y hacia afuera son paralelas a la superficie del talud en la profundidad crítica.

Suposiciones de Frontard.

Frontard demostró que las líneas de falla hacia abajo y hacia afuera son cicloides, deformadas homologicamente, y supuso que:

1. El estado de Rankine-Résal es aplicable a un talud de altura finita.

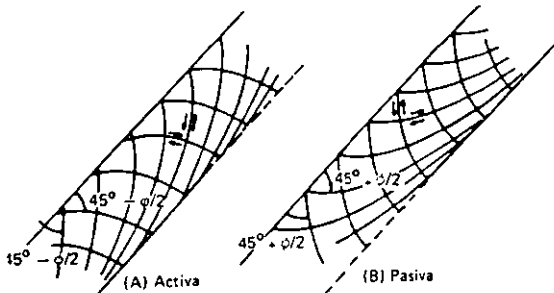


Figura 3.3 Esbozo de las superficies de deslizamiento en el estado de esfuerzos de Rankine-Résal.

2. Para un talud de altura crítica (figura 3.4), la línea de falla esta constituida por: (a) un arco \widehat{AC} de falla pasiva; (b) un arco \widehat{CD} de falla activa; (c) una grieta de tensión vertical DB , correspondiente a la zona de tensión del estado activo de Rankine.

La teoría de Frontard fue criticada de la manera siguiente por Terzaghi:

1. Los estados de esfuerzo pasivo y activo de Rankine no pueden coexistir en un talud. La suposición de Frontard implica una discontinuidad de los esfuerzos en el plano vertical CE (figura 3.4).

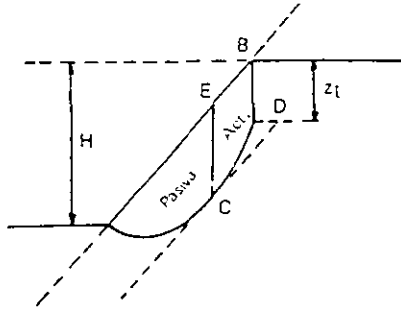


Figura 3.4 Concepción de Frontard de una falla de talud.

2. El estado de Rankine-Résal no puede soportarse por taludes finitos.

3. En materiales cohesivos, aunque -con limitaciones- pueda verificarse la ecuación de Coulomb, el ángulo entre los planos de falla no es de $(90^\circ - \phi)$.

Suposiciones de Caquot.

Caquot abandonó la concepción del talud infinito y supuso, en lugar de ello, que los esfuerzos en cualquier plano paralelo al talud son uniformes y forman un ángulo constante $j < i$ con la normal. Esta suposición no introduce mejora alguna, pues mientras que el caso de $j = i$ puede sostenerse bajo la suposición de un talud infinito, el caso de $j > i$ es una concepción absolutamente arbitraria.

Comentarios adicionales sobre el método francés.

Además de las críticas de Terzaghi, pueden plantearse las siguientes objeciones del método francés:

1. La superficie crítica de ruptura no siempre pasa a través del pie del talud.
2. La inclinación de la superficie de falla en el pie es indeterminada y no es igual a $(i + \phi/2 - 45^\circ)$ como se supone en el método francés.

b. Métodos del Bureau of Reclamation.

Dos ingenieros del Bureau of Reclamation, John H. A. Brabtz y Robert E. Glover han desarrollado en tiempo reciente y en forma independiente métodos de análisis. Ambos enfoques son interesantes intentos teóricos para investigar la estabilidad de presas de tierra.

1. Método de Brabtz

Primer método

Brabtz concibió dos planteamientos diferentes. El primero lo presentó en el Segundo Congreso de Grandes Presas celebrado en Washington en 1936, y, a grandes rasgos, puede bosquejarse como sigue:

Considérese la sección ABCD de una presa de tierra (figura 3.5-A), siendo H la profundidad mayor posible del agua en el vaso. Brabtz considera separadamente los casos de un embalse vacío y el de uno lleno.

Suposiciones de Brabtz.

1. Estado de esfuerzos en la presa

a. Embalse vacío

El estado de esfuerzos en la sección ABCD se obtiene por superposición de los siguientes estados:

1. Un sistema básico (1) $\sigma_x = 0$; $\sigma_z = \gamma h$; $\sigma_{xz} = 0$; donde γ es el peso unitario del suelo saturado, y h es la profundidad con respecto a la frontera libre ABCD.

2. Un sistema de esfuerzos, (2) compatible con las ecuaciones diferenciales de equilibrio y conteniendo cuatro constantes arbitrarias. Estas constantes se determinan de modo que el sistema (1) + (2) satisfaga aproximadamente las siguientes condiciones: (a) que la frontera ABCD este libre de esfuerzos extremos e internos; (b) en todos los puntos de la sección en el eje z , la relación $\sigma_x : \sigma_z$ es igual a un coeficiente abstracto empírico K . Dice Brabtz que en una empresa propiamente consolidada, K no debe ser menor que (50 lbs/pie² / γ) en donde γ es el peso unitario en libras por pie cúbico de suelo saturado.

Debe de notarse que el sistema de esfuerzos (2) no satisfaga las consideraciones de compatibilidad elásticas de material. El sistema (2) es meramente un estado arbitrario de equilibrio estático y su, aparentemente única, justificación se halla en la declaración siguiente: "El tipo de las funciones empleadas asegura que se cumpla el equilibrio y que las distribuciones sean continuas, suaves y libres de concentraciones irrazonables. Se cree que con condiciones de frontera similares, la distribución de esfuerzos en una presa real o en un modelo de laboratorio será aproximado muy cercanamente por sistema matemático de aquí en adelante establecido". El coeficiente empírico K se supone que sea una medida de "la acción de arco en la presa".

b. Embalse lleno.

El estado de esfuerzos para un embalse lleno se determina a partir del de uno vacío superponiendo, sobre el precedente, los siguientes estados:

1. Un segundo sistema básico (3): $(\tau_v = p; \sigma_u = 0; \tau_{uv} = 0$ (véase figura 3.5-A), en donde p es la presión del agua ejercida en la frontera, en la línea de acción de σ_v .

2. Un sistema de esfuerzos (4), compatible con la ecuación diferencial de equilibrio y que contiene cuatro constantes arbitrarias. Estas constantes se determinan de modo que el sistema (3) + (4) satisfaga aproximadamente las siguientes condiciones: (a) que la frontera EBCD este libre de esfuerzos externos e internos; (b) que en cualquier punto de la frontera AE, los esfuerzos principales externos e internos sean iguales a la presión del agua p que se ejerza en el punto.

Debe de notarse nuevamente que el sistema (4), como el sistema (2), es meramente uno de los posibles entre una infinita variedad de estados de equilibrio estático.

2. Estado de esfuerzo en el cimiento.

Los esfuerzos encontrados por el método precedente para la base AD de la presa (figura 3.5-A), se usan para determinar los esfuerzos en la cimentación por medio de la teoría de la elasticidad.

3. Presiones en el agua.

Utilizando los conceptos ordinarios sobre redes de flujo, se investigan las presiones del agua de la presa considerando un vaciado rápido (embalse vacío) y un estado de flujo uniforme (embalse lleno).

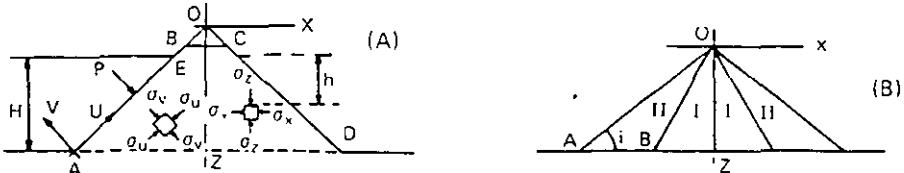


Figura 3.5 Métodos de Brahtz.

4. Análisis de estabilidad.

Los esfuerzos efectivos en la presa, obtenidos restando de los esfuerzos totales las presiones del agua, se analizan a la luz de un factor de seguridad, basada en la ecuación de Coulomb y definida como la relación entre la resistencia media disponible en un punto, considerándose todos los planos, dividida por el esfuerzo medio al corte computado. Esto es, en vez de considerar la relación entre la resistencia y el esfuerzo para el plano más peligroso, se hace una comparación entre los valores medios de la resistencia y el esfuerzo para el plano más peligroso, se hace una comparación entre los valores medios de la resistencia y el esfuerzo.

Para el caso de un vaso vacío, las fórmulas de Brabtz dan generalmente un valor mínimo del factor de seguridad cerca del pie aguas arriba. Para un vaso lleno, el factor de seguridad más pequeño aparece cerca del pie aguas abajo. Si el factor de seguridad fuera cercano a uno, o menor, el autor sugiere el empleo de "colchones" de material no cohesivo (cascos) para aumentar la seguridad de la presa. Si esto no da resultado, debe revisarse la sección.

Comentarios sobre el primer método de Brabtz.

El autor se inclina a hacer la siguiente crítica sobre el primer método de Brabtz:

1. La determinación propuesta de la distribución de esfuerzos parece ser arbitraria, puesto que: (a) la única base de las fórmulas sugeridas es el equilibrio estático, lo que es necesario, pero insuficiente; (b) la influencia de las condiciones en la frontera AD (base de la presa) se ignora en el análisis de esfuerzos de la sección; esto es, sólo se consideran parcialmente las condiciones de frontera; y (c) la concepción de una relación constante $K = 50/\gamma$ entre los esfuerzos normales, horizontal y vertical, que actúan en todo punto del eje y no está propiamente justificado.

2. Las presiones de poro dadas por las redes ordinarias de flujo no representan necesariamente las presiones de agua en el momento de falla, particularmente en suelos impermeables y cohesivos como los que se emplean generalmente en las presas de tierra.

3. El método de Brabtz está inspirado por el criterio familiar de la ingeniería estructural: primero se investiga el estado más severo que se haya encontrado con el esfuerzo tolerable aceptado para el material. Este criterio de seguridad es satisfactorio para materiales frágiles tales como el concreto, para los cuales la falla destruye la resistencia. Los núcleos de las presas de tierra, sin embargo, fallan plásticamente; de aquí que el criterio de seguridad de Brabtz sea aparentemente demasiado conservador.

4. La definición que da Brabtz de un factor de seguridad no está en el lado seguro. Es muy concebible un estado de esfuerzos en un punto para el cual el factor de seguridad de Brabtz es mayor que uno, y, sin embargo, la resistencia al cortante queda excedida por el esfuerzo en un número infinito de planos.

La concepción de un factor de seguridad por Brabtz de la impresión de ser un intento para equilibrar el muy conservador criterio de seguridad, criticado antes. En la práctica, parece que el método de Brabtz siempre da resultados del lado seguro, lo que como dice Krzyzine es un rasgo recomendable. A pesar de todo, es probable que el método sea demasiado conservador.

Una observación final se refiere a la complicada naturaleza del método de Brabtz, comparado a otros análisis, particularmente con el método sueco que se presenta después. Esta impresión parece ser la del propio autor cuando dice que "un hombre experimentado (un hombre familiarizado con el análisis matemático) puede efectuar el primer análisis completo en unas dos semanas".

Segundo método de Brabtz.

En 1939, Brabtz concibió un segundo planteo, que se resumirá para el caso de una sección simétrica. Considérese la sección ADA' de una presa de tierra, supuesta simétrica respecto al eje z (figura 3.5-B).

Suposiciones de Brabtz.

1. En cada una de las zonas I y II, separadas por la línea recta OB, cuya pendiente inicialmente es desconocida, los esfuerzos totales son funciones lineales de las coordenadas x , z .
2. En ambas zonas I y II, se satisfacen las ecuaciones diferenciales de equilibrio.
3. En la línea OA y el eje Oz , los esfuerzos totales satisfacen la ecuación de falla de Coulomb, con $c = 0$ y $\Phi = i$, en donde i es el ángulo de inclinación de las caras de la presa.

Las suposiciones presentes fijan la pendiente de la línea OB y determinan los esfuerzos totales de la presa. Finalmente, las presiones de poro que son de esperarse en la presa. Después, los valores "reales" de c y Φ se utilizan para computar las presiones de poro que producirían la falla en todos los puntos de la sección de la presa. Finalmente, las presiones de poro se computan para todos los puntos y estas presiones se comparan con las presiones críticas del agua, determinadas en el paso previo. La estructura se considera segura si las condiciones de falla no se alcanzan en ningún punto de la sección.

Comentarios sobre el segundo método de Brabtz.

1. La determinación propuesta de los esfuerzos totales está basada aparentemente en concepciones arbitrarias para las que no se ofrece justificación alguna.

Por tanto, debemos considerar la distribución de esfuerzos de Brabtz como un estado de equilibrio estático escogido a capricho.

2. Las presiones de poro en la falla, como ya se dijo antes en conexión con el primer método de Brabtz, no coinciden necesariamente con las presiones de agua calculadas por los análisis ordinarios de redes de flujo.

3. La concepción de que la existencia de un punto crítico es decisiva en la estabilidad de una presa de tierra, es, como ya se declaró antes, verosíblemente demasiado conservadora.

2. Método de Glover.

Independientemente de Brabtz, Glover desarrolló en los últimos años un método teórico para determinar la estabilidad de una presa de tierra o de un talud.

Suposición de Glover.

Glover hace las siguientes consideraciones:

1. La sección de la presa, tomada como un triángulo, y su cimiento (véase figura 3.6) se divide arbitrariamente en una serie de regiones elásticas y plásticas. Las zonas I, III, V y VII se suponen plásticas y las zonas II, IV, y VI se suponen elásticas.

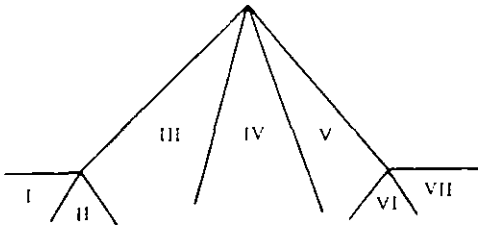


Figura 3.6 Zonas de Glover

2. En cada zona, se supone que las componentes de esfuerzo varían linealmente, y en las fronteras se supone que hay continuidad en los esfuerzos.

3. Las zonas I, III, V y VII se supone que están a punto de fallar, de acuerdo con la ley de Coulomb, despreciando la cohesión.

Las suposiciones precedentes permiten una determinación única de la dirección de las fronteras y del estado completo de los esfuerzos.

4. La estabilidad se supone asegurada a menos que la zona II o la IV se anulen y haya la posibilidad de un deslizamiento.

5. Para el caso de un embalse lleno, se supone que la red de flujo es en toda la zona un sistema de líneas paralelas equidistantes y rectas.

Criticas del método de Glover.

Se sugieren las siguientes consideraciones por el planteamiento de Glover:

1. No hay evidencia de que la distribución real de zonas elásticas y plásticas se asemeje a la descripción de Glover.

2. La suposición de un suelo no cohesivo es demasiado restrictiva. Los suelos no cohesivos no admiten ser tratados por la teoría de la elasticidad.

3. En un último análisis, el planteamiento de Glover da la impresión de ser un instrumento complicado para probar la posibilidad de una falla plástica a lo largo de una línea quebrada.

Parece entonces preferible, encarar directamente el problema considerando la posibilidad de una superficie de falla curvada, lo que ofrece mucha mayor libertad, y debe naturalmente permitir aproximaciones más cercanas.

Notas finales sobre los métodos del primer grupo.

La impresión dada por la teoría francesa y por las investigaciones de Brabtz y Glover es la de que la naturaleza del problema es tan compleja que deben introducirse un gran número de suposiciones arbitrarias. Esta es una característica muy desalentadora de este tipo de enfoque al problema de la estabilidad de taludes.

3.1.2 Métodos basados en la suposición de una superficie de falla plástica.

a. Método de Culmann.

Probablemente el más temprano análisis de la estabilidad de un talud en un suelo cohesivo fue sugerido por K. Culmann en 1866. El supuesto:

1. La línea de falla pasa a través del pie del talud y es recta (figura 3.7).

Es un asunto de matemática elemental el demostrar que la línea recta crítica de falla AC (figura 3.7), biseca al ángulo entre el talud y el plano AD en el "ángulo de reposo". Esto es, $\alpha = (i + \phi)/2$ conociendo esto, por simple estática, se obtiene la altura crítica H. Así pues, Culmann encontró que:

$$H = \frac{4c}{\gamma} \frac{\sin i \cos \phi}{1 - \cos(i - \phi)} \quad (3)$$

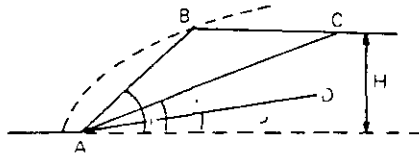


Figura 3.7 Plano de falla de Culmann

Esta ecuación tiene una interpretación geométrica muy sencilla: el lugar geométrico del punto B, cuando l cambia, es una parábola de foco en A y parámetro

$$\frac{4c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Comentarios sobre el método de Culmann.

La solución de Culmann es considerada de interés histórico solamente. Las objeciones a su uso son:

1. La suposición de que la línea de falla es una recta, es demasiado rígida y no puede justificarse ni teórica ni experimentalmente.
2. No quedan incluidas las fallas bajo el pie.
3. Los resultados quedan del lado inseguro.

3. Método sueco.

Este, que es el método empírico más común de analizar fallas de taludes, fue sugerido por K.E. Petterson como resultado de sus observaciones sobre una falla muy impresionante del muro de un muelle en la dársena de Goteborg, Suecia, en 1916, que fueron respaldadas por la Comisión Geotécnica Sueca. Los puntos básicos del método sueco son:

1. La línea de falla se supone circular.
2. El círculo más peligroso se determina por ensayos.

Las fuerzas resistentes que actúan en cualquier círculo no pueden determinarse estáticamente y tiene que hacerse, entonces, varias suposiciones adicionales.

Suposiciones originales.

Originalmente, el método suponía que el peso w de una rebanada elemental de la superficie de deslizamiento, figura 3.8, se resistía solamente por la fuerza F que actuaba en el elemento EH de la línea de deslizamiento. Entonces la resistencia potencial se determina por la fórmula de Coulomb usando las componentes normales de las fuerzas F . La estabilidad se determina comparando el momento respecto a O de las fuerzas resistentes y el del peso de la zona $ACBA$. Es evidente la siguiente crítica:

1. La falla supuesta no es de naturaleza plástica. Los esfuerzos a lo largo del arco \widehat{AC} no corresponden a una resistencia totalmente movilizada, y el círculo crítico determinado de esta manera mostraría que la resistencia era excedida en un segmento del arco.

2. No pueden despreciarse los esfuerzos actuantes en planos verticales.

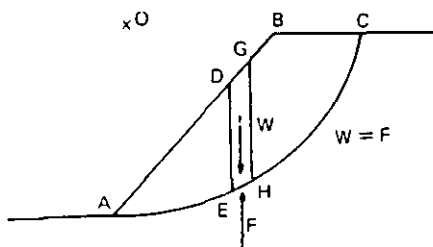


Figura 3.8 Método de las Rebanadas.

Análisis de Fellenius.

Fellenius supuso varios sistemas de reacciones laterales e hizo una minuciosa investigación sobre la ubicación de los círculos críticos. Compiló los resultados de muchas series de análisis gráficos.

Aunque las suposiciones de Fellenius no eran rigurosas, se reconocen como muy valiosas contribuciones sus investigaciones. Sus resultados demostraron ser de lo más esclarecedor a investigaciones posteriores.

Círculo de fricción.

Krey ideó para el análisis de la capacidad de carga un método "círculo de fricción", que después fue aplicado por Casagrande, Gilboy y Taylor al análisis de taludes. El método de Krey supone:

1. La resultante de las fuerzas de fricción, que actúan en el arco circular de falla de radio R , es tangente a un círculo concéntrico de radio $R \sin \phi$, llamado el "círculo de fricción".

Es claro que si en todos los puntos del círculo se dan condiciones de equilibrio, de acuerdo con la fórmula de Coulomb, el esfuerzo en cualquier elemento ds (figura 3.9), puede considerarse formado de una cohesión constante c , y un esfuerzo de fricción f , con inclinación ϕ respecto a la normal.

Todos los esfuerzos f son tangentes al círculo de fricción. La suposición de que la fuerza resultante de los elementos f es tangente al círculo de fricción implica un error del lado de la seguridad, el cual, de acuerdo con las investigaciones de Taylor es despreciable. Entonces, el método de Krey se aplica así:

1. Se trazan el peso W de la zona deslizante y la fuerza C de cohesión resultante. El peso no ofrece dificultad. La fuerza de cohesión es paralela a la cuerda \widehat{AC} ; su valor es $c \cdot \widehat{AC}$, y su distancia a O es $R \cdot AC/\widehat{AC}$ como puede demostrarse fácilmente.

2. Se dibuja la resultante P de los esfuerzos f concurrente con W y C , y tangente al círculo de fricción.

3. Se dibuja el triángulo de fuerzas (figura 3.9), permitiendo que C tenga el valor necesario para el equilibrio. Comparando esta C con la, máxima fuerza posible de cohesión, se determina el grado de seguridad.

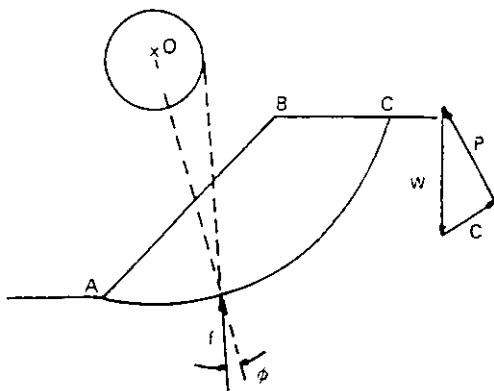


Figura 3.9 Círculo de fricción de Krey

Suposición de la espiral logarítmica.

Rendulic abandonó la suposición de una falla circular e introdujo una espiral logarítmica. En la curva de Rendulic (figura 3.10), cualquier esfuerzo f pasa a través del origen O de la espiral. Por tanto, la fuerza resultante P pasa también por O , y puede hacerse un análisis estático de W , C y P como en el método de Krey.

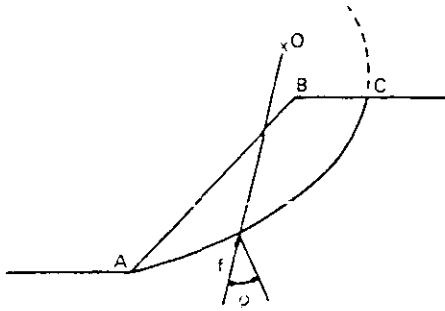


Figura 3 10 Método de la espiral de Rendulic.

Efecto del agua en la estabilidad.

Taylor hizo una investigación de diferentes estados de saturación, llegando a la conclusión de que las peores condiciones ocurren tras un vaciado rápido.

Refiriéndonos a la figura 3.9, un vaciado rápido introduce un peso adicional de agua W_o debe resistirse por el de una fuerza cohesiva adicional C_o , puesto que no pueden desarrollarse inmediatamente en el arco \widehat{AC} fuerzas de fricción debidas al aumento del peso. La resistencia cohesiva requerida es, entonces, $C + C_o$.

Comentarios sobre el Método Sueco.

Una discusión detallada de los méritos relativos del Método Sueco en sus diferentes variaciones es de interés puramente académico, y se omitirá, puesto que en la práctica todas ellas proporcionan aproximadamente los mismos resultados.

Mejor criticaremos el Método Sueco en su conjunto como un todo.

1. La sencillez del método es una ventaja sobresaliente, aunque en general se requiere ensayos, y a veces se necesita desarrollar una considerable y tediosa labor.

2. Una buena característica es que la presencia de sobrecargas no implica la aplicación del método.

c. Método de Gilboy para presas de tierra.

Gilboy sugirió en 1934 un método para analizar la estabilidad de una presa de tierra, aplicable particularmente al caso de presas por relleno hidráulico. Consideró una sección ideal (figura 3.11), en la cual el núcleo cohesivo y los cascos no cohesivos son triángulos. Las suposiciones de Gilboy son:

1. El núcleo actúa como un líquido.

2. El casco sólo puede fallar a lo largo de superficies planas, tales como AB. Gilboy demostró que todos los planos paralelos en los cascos son igualmente fuertes, y determinó la inclinación de los planos críticos. Halló así que, para una sección a punto de falla:

$$\sqrt{R} = \frac{(C - A)\sqrt{1 + B^2} + \sqrt{C - A} \sqrt{C - B} \sqrt{1 + A^2}}{(1 - C)^2 - (C - A)(C - B)} \quad \text{----- (4)}$$

en donde:

$A = \cot \beta$

$\beta = \text{cotangente del ángulo de fricción interna del material del casco.}$

$C = \cot \alpha.$

$R = \text{relación entre los pesos unitarios del núcleo y del casco.}$

La teoría de Gilboy de falla plana se suplementó con experimentos de laboratorio.

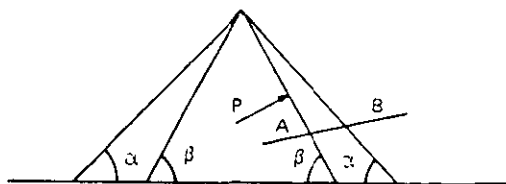


Figura 3.11 Análisis de Gilboy de una presa de tierra.

Como consecuencia de estas suposiciones, se requiere un sistema de espaldas normales externas en la sujeción libre superficial AB. En otras palabras, por encima de D, el material debe jalarne para que la palle tal como se construyó y después de D debe empujarse al material para mantenerlo en equilibrio límite. La distribución de espaldas externas llamada para AB es lineal. Para el círculo DE de radio R₀, dado por la fórmula complicada, la presión externa es cero. Entonces, la altura crítica del talud se supone igual al doble de la profundidad del punto D.

Críticas a las suposiciones de Vaky.

Pueden sostenerse las siguientes objeciones:

1. Los espaldas externos requeridos para mantener la resistencia en todos los puntos de la zona de deslizamiento no pueden justificarse en talud libre.

2. El ángulo entre la línea crítica de palle y el talud libre en su pie no es de $(45^\circ - \phi/2)$ con el talud AB, todos los puntos en la zona límite, y todos los arcos de mayor radio requieren una creciente resistencia en el material.

Por consiguiente, el arco \widehat{DE} y no el \widehat{AQ} debe ser la altura crítica. Lo que demuestra que si suponemos, con Vaky, que la línea crítica es un círculo que hace un ángulo de $(45^\circ - \phi/2)$ con el talud libre, las fórmulas de Vaky son un tanto por ciento erróneas. El hecho de que los resultados de Vaky, comparados con los de otros métodos, sean conservadores, pero no excesivamente, nos dice que los errores involucrados en este método, de algún modo, se compensan unos con otros.

Observaciones finales sobre los métodos del segundo grupo.

En contraste con los métodos de la primera categoría, la efectividad de ambos una superficie de palle en los análisis de estabilidad de taludes se requiere por la consistencia de los resultados.

Aun el mismo método de Culmann, con todo y ser bastante crudo, da aproximaciones satisfactorias para taludes escarpados.

El método de Jaky ha estado sujeto a más críticas porque introdujo la suposición de que existe el equilibrio límite, no solo a lo largo de una superficie sino también en todos los puntos de la cuña deslizante.

El método sueco queda como el más destacado de esta categoría, debido a la sencillez de su aplicación, y a causa del número de casos prácticos que permite incluir, no quedando restringido a un simple talud. Además, las incertidumbres que contiene no son exclusivamente del método.

3.2 Procedimiento General de Análisis.

Los métodos clásicos de análisis de estabilidad de taludes, se basan en el estudio del equilibrio límite de la supuesta masa deslizante. Por ello necesitan:

- 1.- La definición de una superficie potencial de deslizamiento a analizar.
- 2.- La definición de las fuerzas exteriores actuantes, unidas a la masa en deslizamiento.
- 3.- El cálculo previo de las presiones del agua que actúan en la supuesta superficie de rotura.

Con estas condiciones, se establece el equilibrio límite entre las fuerzas que inducen el deslizamiento y las resistentes, de forma que se determina la resistencia al esfuerzo cortante, S , que sería necesario movilizar en el equilibrio límite o estricto, o sea, en el momento en que se inicia el deslizamiento.

De esa forma, el coeficiente de seguridad de esa supuesta superficie de rotura podría definirse con la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante disponible realmente, a lo largo de dicha superficie, S , y la que sería necesario movilizar para el equilibrio estricto, S_i .

Posteriormente es necesario analizar otras superficies de deslizamiento, cinemáticamente posibles, hasta encontrar o acotar aquella que tenga el menor coeficiente de seguridad posible, F_{min} , la cual se admite como superficie potencial de rotura del talud y cuyo coeficiente de seguridad se toma como el del talud en cuestión.

Como métodos más sencillos y clásicos pueden considerarse los siguientes:

1.- Los correspondientes a roturas planas en taludes indefinidos, utilizadas para el análisis de estabilidad de laderas naturales.

2.- Los que analizan el equilibrio total de una masa deslizante, de desarrollo circular.

3.- Los que suponen que la superficie de rotura da lugar al movimiento concentrado de varios bloques de terreno, con una superficie de rotura de tipo poligonal.

3.3 Métodos de análisis para la estabilidad de taludes en suelos.

3.3.1 Análisis de estabilidad en suelos friccionantes.

Son aquellos suelos en donde las partículas que la integran forma una estructura, en las cuales la fuerza de fricción entre partículas es fundamental. Son suelos gruesos que dentro del SUSEC, serán aquellos que no pasan la malla # 200 (0.074 mm), además de los limos no plásticos, en cuyos suelos predominan las fuerzas gravitacionales.

Se ha observado que la superficie de falla de un talud en los suelos friccionantes (arena) corresponde a una superficie plana. Analicemos la estabilidad de un talud en estas condiciones, tal como se indica en la figura 3.13.

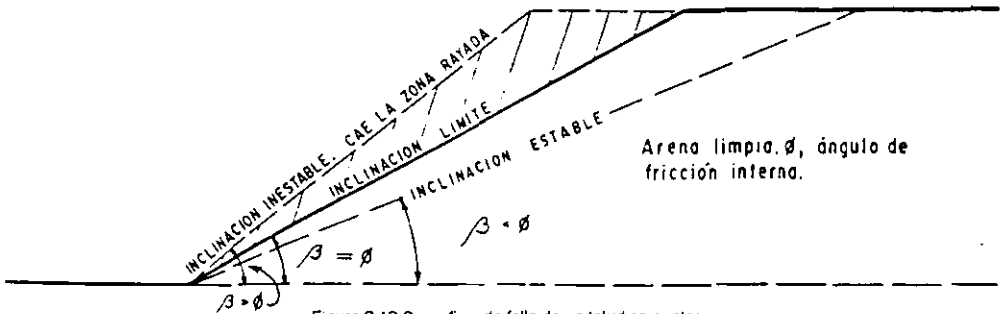


Figura 3.13 Superficie de falla de un talud en suelos friccionantes

Definamos el factor de seguridad como el cociente entre la fuerza resistente y la fuerza actuante:

$$F_s = \frac{FR}{F_a}$$

Pero:

$$FR = N \tan \phi; \quad N = W \cos \alpha; \quad FR = W \cos \alpha \tan \phi; \quad F_a = W \sin \alpha$$

$$F_s = \frac{FR}{F_a} = \frac{W \cos \alpha \tan \phi}{W \sin \alpha}$$

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\sin \alpha / \cos \alpha} = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

Para $\alpha = \beta$

$$* F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Vemos que para la superficie de falla cuya inclinación es α el factor de seguridad vale:

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

De esta expresión vemos que el factor de seguridad mínimo se obtiene cuando el valor de α es máximo, es decir $\alpha = \beta$ por lo tanto:

$$F_s \text{ min.} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Lo anterior indica que la superficie crítica es la que corresponde a la cara del talud, por lo que la falla de talud en arenas ocurre de la superficie del talud hacia dentro del mismo.

En la práctica, en general la superficie del talud resulta difícil de compactar, a parte de que el confinamiento sobre la arena en esta zona es nula.

Esto conduce a que la arena en estado suelto con un $\phi = 34^\circ$ se obtiene de la ecuación (*), despejando $\tan \beta$, teniendo un $F_s = 1.1$ nos da:

$$\tan \beta = \frac{\tan \phi}{F_2} = \frac{\tan 34^\circ}{1.1} = 0.613$$

$$\beta = \arctan 0.613 = 32^\circ$$

Este ángulo de inclinación del talud corresponde a una pendiente de 1.6 horizontal por 1 vertical. En la práctica, una de las mayores dificultades consiste en la determinación del ángulo de fricción interna en la superficie del talud, la cual, como ya vimos, es la superficie crítica de deslizamiento.

Por esta razón la inclinación de los taludes en suelos friccionantes se fija de acuerdo con la experiencia obtenida del comportamiento de obras reales. Por ejemplo, en carreteras es usual usar taludes de pendiente de 1.5 horizontal a 1 vertical, valor que por otro lado resulta de una inclinación mayor que la arrojada por la teoría.

Por lo tanto, sería conveniente que los taludes de suelos friccionantes en carreteras tuvieran inclinaciones mayores a la dada por una pendiente de 1.6 horizontal por 1 vertical, es decir, inclinaciones menores a 32° .

Uno de los principales problemas en suelos de grano pequeño de tipo de arena media, fina y limo plástico, es el de la erosión por agua, por viento o por algún otro agente de transporte. Por lo tanto conviene proteger los taludes en estos suelos de los agentes anteriores por medio de obras de drenaje como cunetas, contracunetas, bordillos, lavaderos etc. también resulta recomendable proteger la cara del talud con pasto, riego de asfalto, zampado suelo-cemento, etc.

3.3.2 Análisis de estabilidad en suelos cohesivos.

Los suelos cohesivos son aquellos donde las partículas que la integran forman una estructura flocculenta, compuesta, castillo de naipes y dispersa, en las cuales la fuerza de adherencia entre partículas es fundamental.

Son suelos finos que dentro del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), serán aquellos que pasan la malla # 200 (0.075 mm), con excepción de los limos no plásticos, en cuyos suelos predominan las fuerzas electromagnéticas.

A continuación presento dos procedimientos para el análisis de la estabilidad de los suelos cohesivos. El método seco, el de Taylor, los cuales han probado su utilidad en la práctica.

Son métodos de análisis límite para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional en el cuerpo del talud; al igual que prácticamente todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, siguen tres pasos fundamentales:

- 1.- Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de falla que se producirá. Ello incluye tanto la rama de la superficie de falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis detallado de las fuerzas motoras.
- 2.- Se adopta una ley de resistencia para el suelo. Con base a tal ley se podrá analizar las fuerzas resistentes disponibles.
- 3.- Se establece algún procedimiento matemático de "confrontación", para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes.

3.3.2.1 Método Sueco.

Las principales hipótesis bidimensionales en el método sueco son las siguientes:

- 1.- Superficie de falla circular.
- 2.- Se hace un análisis bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana.
- 3.- Se considera válida la ley de resistencia Mohr-Coulomb.
- 4.- Se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en todos los puntos de la superficie de deslizamiento.
- 5.- En los análisis con flujo de agua, se acepta que el suelo se encuentra consolidado bajo la condición de régimen establecido, siendo la presión de poro de la pared de flujo la única actuante.

El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $S = c$ (parámetro de resistencia comúnmente llamado cohesión).

Se estudiará el caso de un talud de altura h , excavado en arcilla, en que existe homogeneidad completa de material en el talud y en el terreno de cimentación, hasta una profundidad ilimitada.

El procedimiento de cálculo que se propone para este caso fue establecido primeramente por A. Casagrande y en principio se puede utilizar para estudiar tanto fallas por pie del talud como fallas de base.

El procedimiento se describe con base en la figura 3.14.

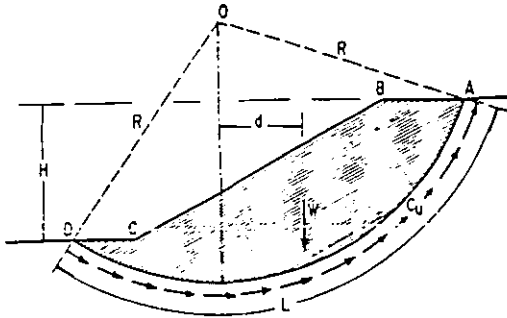


Figura 3.14 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo

Considérese el arco de circunferencia de radio (R) y de centro (C) como la rama de una superficie hipotética de falla, en la que se movilizaría la zona rayada de la figura. Las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento, serán el peso (W) del área ABCDA, más cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona del talud. El peso W se calcula considerando un espesor de la sección unitaria en la dirección normal al plano del papel. El momento de las fuerzas motoras podrá expresarse como:

$$M_m = \sum W d \quad \text{_____} \quad (5)$$

que incluye el peso de tierra más las sobrecargas que pudieran existir.

Las fuerzas resistentes las generará la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta y su momento con relación al mismo polo o será:

$$M_r = C L R \quad \text{_____} \quad (6)$$

En el instante de la falla incipiente, $M_m = M_r$ y, por lo tanto, se podrá escribir para ese instante:

$$\sum W d = C L R \quad \text{_____} \quad (7)$$

Si se define un factor de seguridad, F_s , como:

$$F_s = \frac{M_s}{M_m} = \frac{CIR}{\sum Wd} \quad (8)$$

Se podrá expresar la seguridad del talud en términos del valor F_s , siendo evidente que la condición de falla incipiente es $F_s = 1$.

Desde luego, que no existe ninguna garantía de que el círculo escogido para efectuar el análisis sea el que conduce al factor de seguridad mínimo, por lo que el procedimiento anterior desembocará en un cálculo a base de tanteos, en el que se probará el número suficiente de círculos, hasta obtener una garantía razonable de haber encontrado el que produce el mínimo factor de seguridad susceptible de presentarse (círculo crítico); en este proceso de cálculo se analizarán tanto los círculos por el pie del talud como los correspondientes a falla de base, hasta garantizar la determinación del factor de seguridad mínimo en cualquier condición.

3.3.2.2 Método de Taylor.

Taylor relacionó la estabilidad de un talud cohesivo homogéneo con el terreno de cimentación, a un número, denominado número de estabilidad y definido por la expresión:

$$N_e = \frac{C_n}{\gamma_m H} \quad (9)$$

donde:

C_n = cohesión.

γ_n = peso volumétrico del material.

H = altura del cuerpo del talud.

Demostó teóricamente que en una gráfica que tenga en el eje de las ordenadas, valores de N_e y en el de las abscisas valores del ángulo de inclinación del talud, (figura 3.15), el valor $\beta = 53^\circ$ tiene una importancia especial.

Todas las inclinaciones de taludes menores de 53° tienen las mismas condiciones de estabilidad (mismo $N_e = 0.181$); en tales condiciones el círculo mas crítico posible corresponde siempre a falla de base. Si la inclinación del talud es mayor de 53° , el número de estabilidad es variable, con la ley aproximadamente lineal entre $N_e = 0.181$ para $\beta = 53^\circ$ y $N_e = 0.26$ para $\beta = 90^\circ$; en este caso el círculo mas crítico posible corresponde a falla por el pie de talud.

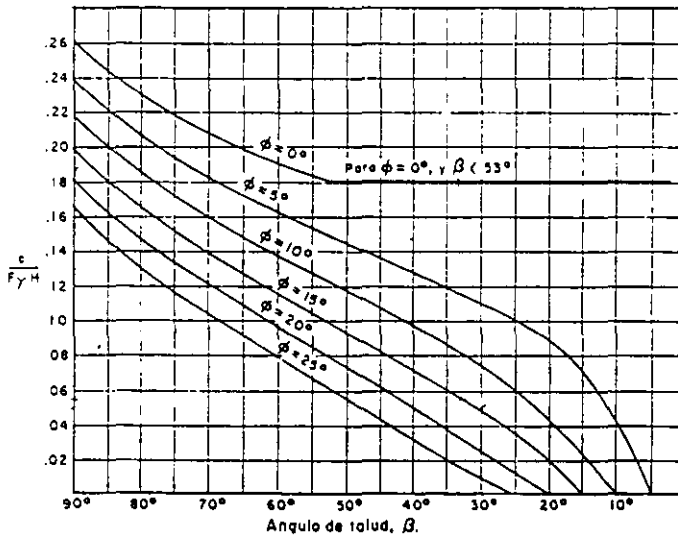


Figura 3.15 Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en Taludes de materiales cohesivos, homogéneos con el terreno de cimentación

La gráfica de la figura 3.15 evita ya todo el cálculo al ingeniero proyectista, al proporcionar el N_c ligado a cada inclinación, de donde se podrá despejar un valor C_n necesario para el equilibrio en condición crítica, el cual podrá compararse con la cohesión disponible en el suelo con que se trabaja. Ahora el factor de seguridad se podrá definir como:

$$F_s = \frac{C_c \text{ (disponible)}}{C_n \text{ (necesario)}} \quad \text{--- (10)}$$

Taylor también estudió el importante caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de cimentaciones puramente cohesivo existía un estrato resistente horizontal que limita el problema. La figura 3.16 ilustra el caso de manera gráfica.

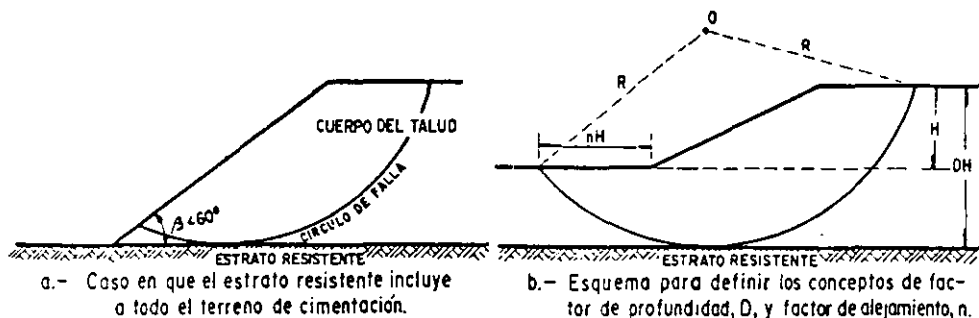


Figura 3.16 Círculo de falla en un talud en material cohesivo cuando en el terreno de cimentación hay un estrato firme

Ahora el círculo más crítico será tangente al estrato resistente (la condición de que éste esté a una profundidad máxima de cuantas veces la altura del talud, pues a una profundidad mayor prácticamente no ejerce efectos y el caso se confunde con el terreno de cimentación homogéneo). Si el estrato resistente está muy aproximado a la superficie, el círculo más crítico se va pareciendo cada vez más a un círculo de falla por el pie del talud.

La figura 3.16, ilustra los conceptos de factor de profundidad y el factor de alejamiento, que se utilizan en el ábaco de la figura 3.17 que permite resolver estos problemas sin necesidad de cálculos al proporcionar el número de estabilidad a cada condición geométrica

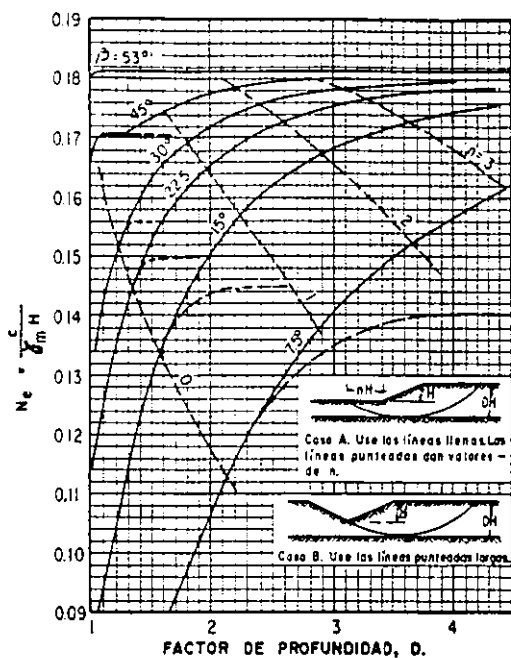


Figura 3.17 Gráfica de Taylor para determinar el número de y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente.

3.3.3 Análisis de estabilidad en suelos cohesivo-friccionantes.

Los suelos cohesivo-friccionantes son aquellos, en los cuales su resistencia al corte se debe a la suma de dos componentes:

La cohesión y la fricción, donde la ley de resistencia (τ) está dada por la siguiente expresión:

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

donde:

c = cohesión del suelo.

ϕ = ángulo de fricción.

σ = esfuerzo normal en el plano de falla.

A continuación presento dos procedimientos para el análisis de estabilidad de los suelos cohesiono-friccionantes:

El método sueco y el de jambi, han probado su utilidad en la práctica.

3.3.3.1 Método Sueco.

Aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $s = c + \sigma \tan \phi$.

Se trata ahora del caso de un análisis que se hace con esfuerzos totales para suelos situados sobre el nivel de aguas freáticas.

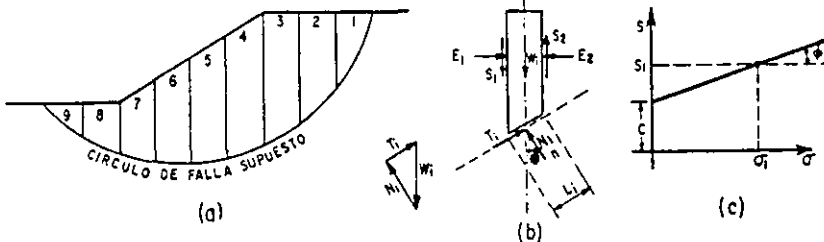


Figura 3 18 Procedimiento de las Dovelas o de Fellenius

La descripción de este método se hará con base en la figura 3.18. En primer lugar en el talud de la figura 3.18 se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura. En la parte (b) de la misma figura aparece el conjunto de fuerzas que actúan en la dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el nivel práctico y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas E y S, actuantes en los lados de las dovelas, depende de las características de esfuerzo deformación del material y no se puede evaluar rigurosamente; para poder manejarlas es preciso hacer una hipótesis razonable sobre su valor.

La hipótesis más simple a este respecto es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que, por lo tanto, esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis; de hecho esta fue la hipótesis de Jellenius en el procedimiento de cálculo original que presentó, que equivale a considerar que cada dovela actúa independientemente de las demás y que las componentes N_i y T_i , equilibran el peso W_i de la dovela i -ésima (figura 3.18).

Para cada dovela se puede calcular el coeficiente N_i/L_i , el cual se considera una buena aproximación al valor de T_i , esfuerzo normal total medio actuante en la base de la dovela. Con este valor de T_i puede entrarse a la ley de resistencia, al esfuerzo constante que se haya encontrado para el material y determinar en ella el valor de S_i , resistencia al esfuerzo constante media disponible en el arco L_i .

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto O, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas; este momento será:

$$M_{\text{om}} = R \sum T_i \text{ (suma algebraica) } \quad \text{--- (11)}$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela, N_i , no da momento respecto a O por ser la superficie circular y pasar por O su línea de acción. Si hubiese sobrecargas en la corona del talud, en efecto se incluirá en la suma de la ecuación.

Nótese también que la suma (11) es algebraica, pues para las dovelas situadas por O , la componente del peso actúa en forma contraria, tendiendo a equilibrar a la masa.

El momento de resistencia depende de la resistencia al esfuerzo cortante S_i que se desarrolla en la base de las dovelas, vale:

$$M_r = R \sum S_i l_i \text{ (suma algebraica)} \quad \text{_____} \quad (12)$$

que es la suma aritmética, pues la resistencia siempre actúa en el mismo sentido.

Calculados M_m y M_r se podrá definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{R \sum S_i l_i}{R \sum T_i} \quad \text{_____} \quad (13)$$

Recordando que la ley de resistencia al esfuerzo cortante es:

$$S_i = C + T_i \tan \phi \text{ y que } \sigma_i = N_i / l_i; C = cl \text{ y } N_i = W_i \cos \delta_i; T_i = W_i \sin \delta_i$$

sustituyendo estos valores en la ecuación (13) y si anulamos R , nos queda:

$$F_s = \frac{Cl + \sigma \tan \phi \sum W_i \cos \delta_i}{\sum W_i \sin \delta_i} \quad \text{_____} \quad (14)$$

El método de cálculo desemboca naturalmente en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, el factor de seguridad mínimo. Se deberán analizar tanto los círculos de falla de pie del talud como los de fallas de base. En la tabla No. 2 se propone una manera de disponer los cálculos para la aplicación del método.

TABLA No. 2

DOVELA	AREA (m ²)	W _i (ton)	δ _i (°)	N _i W _i cosδ _i	T _i W _i senδ _i	l _i (m)	c N _i /l _i	S _i	S _i × l _i
I									
II									
III									
n									
$\Sigma = M_m$									$\Sigma = M_b$

3.3.3.2 Método de Jambú.

Para taludes simples y homogéneos Jambú expresa el factor de seguridad asociados a círculos correspondientes a fallas por el pie del talud, y los expresa por medio de la fórmula:

$$F_s = \frac{N_e C}{\gamma_m H} \quad (15)$$

donde N_e es un número de estabilidad que puede obtenerse de la figura 3.19 a condición de conocer el valor del parámetro b o c , el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda c \phi = \frac{\gamma_m H}{c} \tan \phi \quad (16)$$

donde.

γ = peso volumétrico del material.

H = altura del cuerpo del talud.

ϕ = ángulo de fricción interna.

c = cohesión del material.

También proporciona la figura 3.20 los parámetros X_0 y Y_0 que definen la posición de los centros de los círculos críticos por el pie del talud y que se calculan por medio de las relaciones:

$$X = X_0 H ; \quad Y = Y_0 H.$$

Por último, en la figura 3.21 se da una gráfica en la que puede verse qué fracción del factor de seguridad total asociado a un círculo dado se refiere a la "cohesión" del suelo y la cual a la fricción del mismo.

Cabe decir que la gráfica y fórmulas anteriores se refieren solamente a taludes en que no hay presiones neutrales de agua en el interior del talud.

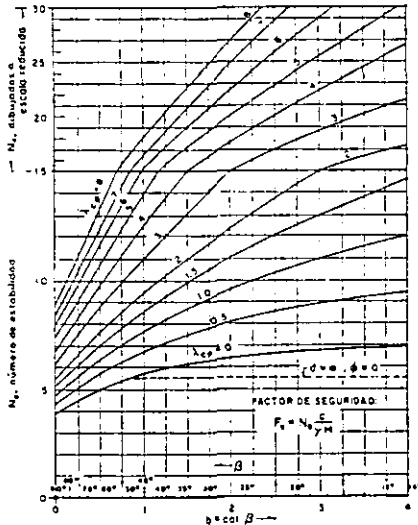


Figura 3 19 Números de estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambú

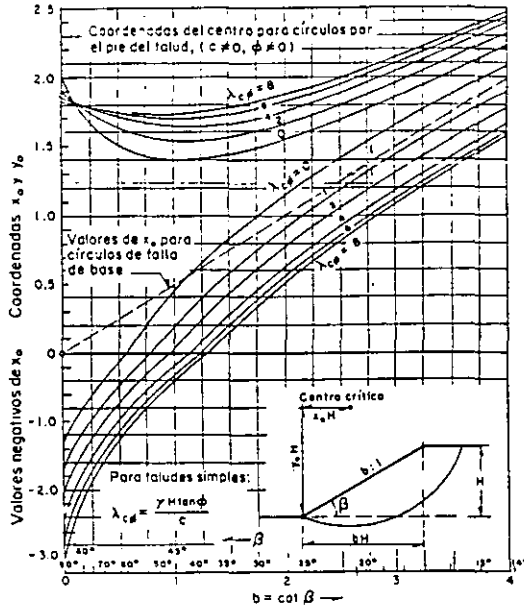


Figura 3 20 Coordenadas de los centros de círculos críticos por el pie del talud, según N. Jambú.

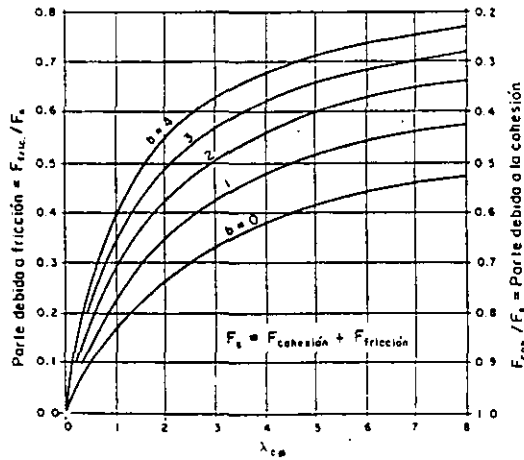


Figura 3 21 Contribución de la "fricción" y la "cohesión" al factor de seguridad, según N. Jambú.

El número de dobles es, basta cierto punto, cuestión de decisión, si bien, a mayor número, los resultados del análisis se hacen más confiables. Al hacer el análisis se considera que cada doble es totalmente independiente de los colindantes; no se desarrolla ningún efecto entre ellos y las presiones normales en cada lado de la doble producidas por los colindantes son iguales.

En la figura se supone n estratos, los cuales tendrán sus parámetros bien definidos (c , ϕ y γ). Puede considerarse a la masa de suelo delgado, correspondiente a un círculo supuesto, la zona de falla se divide en dobles verticales, de modo que ninguna base de doble caiga entre dos estratos, no es necesario que todas tengan el mismo ancho y para facilitar los cálculos se hace que sus límites coincidan con las intersecciones de la circunferencia con los estratos de suelo por elapso y con el parámetro del talud por arriba.

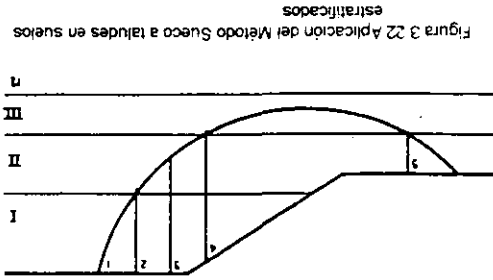


Figura 3.22 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

Para un mejor entendimiento respecto a su análisis, tratemos de ejemplificarlo partiendo de la siguiente figura 3.22.

En lo que se refiere a valores estratificadores, debe decirse que estos se encuentran constituidos por diferentes estratos de suelos distintos.

3.3.4 Análisis de estabilidad en suelos estratificados.

Ahora para obtener el peso de cada dovela, debe calcularse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente. Las dovelas cuya base caiga en los diferentes estratos, deberán tratarse según el método de Fellenius (suelos cohesivo-friccionante y friccionantes $M_m = R \sum T_i$ y $M_r = R \sum S_i \Delta L_i$) y el método de Casagrande (suelos cohesivos $M_m = W d$ y $M_r = c L R$); y trabajando en cada caso con la ley de resistencia al esfuerzo constante del material que se trate. Así se obtienen momentos motores y resistentes parciales.

Los momentos motor y resistente totales se obtienen, naturalmente, con suma de los parciales calculados y con ellos puede calcularse el F_s correspondiente al círculo de falla elegido; usando otros arcos de circunferencia se podrá llegar al F_s \min que no debe ser menor de 1.5, al igual que en los casos anteriores.

3.4 Fallas por Traslación

El modelo matemático de este tipo de falla se ilustra esquemáticamente en la figura 3.23.

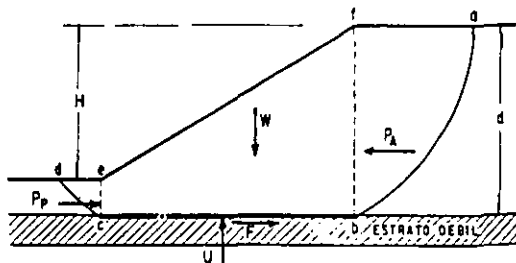


Figura 3.23 Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación.

Si el talud forma parte de un terraplén continuo sobre una ladera natural o un terreno de cimentación cualquiera, la condición más crítica será la inicial si el estrato débil es arcilla.

El procedimiento de cálculo se puede plantear como se indica a continuación:

La curva (e c f b) se moverá hacia la izquierda a causa del empuje de tierra en el plano bf; puede aceptarse que este empuje sea activo. Las fuerzas resistentes son el efecto de un empuje pasivo en el plano ec y la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento cb (F). Los empujes de tierra podrán calcularse así:

$$P_A = 1/2 \gamma W H^2 \quad \text{_____} \quad (18)$$

$$P_D = 1/2 \gamma W H^2 K_D + 2 c H K_D \quad \text{_____} \quad (19)$$

Así la fuerza F será simplemente igual a:

$$F = c \bar{cb} \quad \text{_____} \quad (20)$$

y el factor de seguridad que indique el riesgo de falla puede escribirse como:

$$F_s = \frac{F + P_D}{P_A} \quad \text{_____} \quad (21)$$

En los diseños prácticos probablemente no será prudente aceptar un factor de seguridad menor que 1.5.

Debe notarse que en este caso la consideración de los planos fb y ec para el cálculo de los empujes de tierra y de la fuerza F conduce al factor de seguridad mínimo, en el caso de la figura pues cualquier movimiento del punto b hacia la derecha o del c hacia la izquierda aumenta la fuerza F con los mismos empujes de tierra o si b ó c se mueven hacia la parte inclinada del talud, F disminuye como función lineal de H, pero el empuje activo como función de d (si b mueve hacia la izquierda) el empuje pasivo aumenta también como función de d (si c se mueve a la derecha) de lo que fácilmente puede deducirse un factor de seguridad mayor que el correspondiente al caso que se muestra en la figura 3.23.

No conviene tomar P_D para fines prácticos, cuando el estrato débil este a poca profundidad.

3.5 Análisis de estabilidad de taludes con flujo de agua.

El efecto de flujo de agua en un talud es en general desfavorable para su estabilidad, debido fundamentalmente a la generación de presiones en el agua, la cual disminuye la resistencia al corte en el suelo. En este inciso nos basaremos al estudio de la estabilidad de un talud cuando se presenta flujo de agua dentro del mismo. Para lo cual mencionaremos los siguientes métodos de análisis.

3.5.1 Método Suro.

Consideremos un talud con flujo de agua en un suelo cohesivo friccionante. De manera análoga a como lo vimos en el inciso 3.3.3.1 suponemos una cierta superficie de falla, dividamos el cuerpo del talud en dovelas y tracemos una red de flujo en el mismo, como se muestra en la figura 3.24.

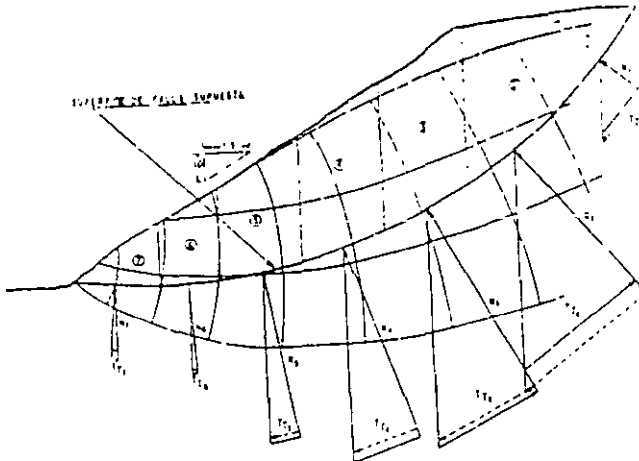


Figura 3.24 Sección transversal mostrando las dovelas y las fuerzas neutrales

Analicemos la estabilidad de una dovela, despreciando el efecto de las fuerzas laterales en la dovela, tal como se indicó en el inciso 3.3.3.1 por ejemplo dovela No. 2, como se muestra en la figura 3.25.

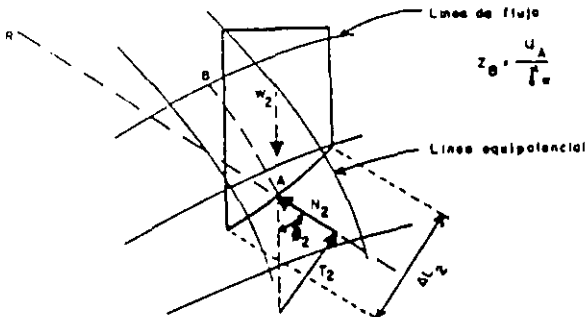


Figura 3.25 Sección aislada de la dovela, mostrando las fuerzas que intervienen en el análisis.

El momento motor de la dovela 2 valdrá:

$$Mm_2 = w_2 d_2 = w_2 \sin \delta_2 R \quad (22)$$

El momento resistente de la dovela 2 valdrá:

$$M_2 = R S_2 \Delta L_2 \quad \text{_____} \quad (23)$$

donde:

$$S_2 = C_2 + \bar{\sigma}_2 \tan \phi_2 \quad \text{_____} \quad (24)$$

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_2 - U_2 \quad \text{_____} \quad (25)$$

$$\sigma_2 = N_2 / \Delta L_2 \quad \text{_____} \quad (26)$$

$$N_2 = w_2 \cos \delta_2 \quad \text{_____} \quad (27)$$

Así sustituyendo las expresiones: 24, 25, 26 y 27 en 23, el momento resistente nos da:

$$M_2 = R C_2 + [(w_2 \cos \delta_2 / \Delta L_2) - U_2] \tan \phi_2 \sigma L_2 \quad \text{_____} \quad (28)$$

Basándose en la expresión anterior, podemos observar que es necesario como primer paso calcular la presión en el agua. Para ello tracemos desde el punto A (punto sobre el centroide y la superficie de falla de la dovela) una equipotencial paralela a las 2 equipotenciales que están más próximas al punto A (figura 3.25) y la prolongamos hasta cortar la línea superior de flujo con la que se tendrá un punto que se denominará punto B. Los puntos A y B deben tener la misma carga hidráulica, puesto que pertenecen a la misma equipotencial, si por el punto A se hace pasar una paralela al plano horizontal de referencia, tiene carga de posición nula y toda su carga de presión corresponde a la presión del agua de la diferencia de alturas entre el punto A y el punto B; el punto A tiene carga de presión nula, pues está en contacto con la atmósfera y por ello toda su carga es de posición.

donde:

$$H_A = \text{carga hidrúlica total} = \text{carga de altura } (Z_A) + \text{carga de presión } (U_A/\lambda_w).$$

Aquí, la carga de altura también se le llama carga de posición. Sobre la base de lo anterior tenemos:

$$(\text{Carga de posición}) B = (\text{carga de presión}) A \text{ o sea:}$$

$$h_B = Z_B; \quad Z_B = U_A / \lambda_w \text{ por lo tanto } h_B = h_A \quad \text{_____ (29)}$$

$$\text{por lo tanto } U_A = Z_B \lambda_w \quad \text{_____ (30)}$$

Luego la presión en B puede calcularse gráficamente, trazando una paralela al plano horizontal y lo mismo hacemos con el punto A y la diferencia entre estos puntos es la presión del agua en la dovela, como se ve en la figura 3.26.

El momento resistente sería igual a:

$$M_s = \sum_{i=1}^n [(C + (w_i \cos \delta_i / \Delta l_i) - U_i) \tan \phi \Delta l_i R] \quad \text{_____ (31)}$$

$$M_s = R \sum_{i=1}^n C \Delta l_i + (w_i \cos \delta_i - U_i \Delta l_i) \tan \phi \quad \text{_____ (32)}$$

Finalmente el factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_s}{M_m} \quad \text{_____ (33)}$$

Sustituyendo valores :

$$F_s = \frac{[R Cl + \tan \phi \sum_{i=1}^n (w_i \cos \delta_i - U_i \Delta l_i)]}{R \sum_{i=1}^n w_i \sin \delta_i} \quad (34)$$

Amplando R en ambos términos, finalmente:

$$F_s = \frac{[Cl + \tan \phi \sum_{i=1}^n (w_i \cos \delta_i - U_i \Delta l_i)]}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \delta_i} \quad (35)$$



Figura 3.26 Cálculo de las presiones en el agua, en el interior de un talud.

3.5.2 Fórmulas modificadas para condiciones de esfuerzos neutrales simples (Wambli 1954).

Previas investigaciones han demostrado que es muy difícil, sino imposible hacer cálculos rigurosos de la influencia de las presiones de poro del agua en la estabilidad de los taludes, particularmente cuando el agua se filtra a través de los poros. Sin embargo mediante suposiciones aproximadas referidas a los esfuerzos efectivos, pueden obtenerse estimaciones aproximadas.

Jambi señala que el análisis de las siguientes condiciones es útil en muchas ocasiones.

- Caso I Sumersión total.
- Caso II Vaciado rápido.
- Caso III Flujo establecido.
- Caso IV Fuerza neutral de frontera cero.

El análisis de estas cuatro condiciones de frontera, las cuales se muestran en la figura 3.27, son obtenidas mediante el siguiente procedimiento, en el cual las fórmulas necesarias son:

$$F_s = \frac{Nc\phi C}{\gamma_s H} \quad \text{--- (36)}$$

$$\gamma_{c\phi} = \frac{\gamma_s H \tan \phi}{c} \quad \text{--- (37)}$$

Aquí, los significados de γ_s y γ_c (peso unitario efectivo) son los siguientes:

Caso I; $\gamma_s = \gamma_c = \gamma' = \gamma - \gamma_w$

Caso II; $\gamma_s = \gamma = \gamma_c = \gamma'$

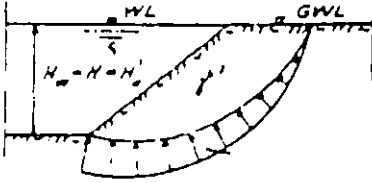
Caso III; $\gamma_s = \gamma$; $\gamma_c = \gamma - \frac{H' + D}{H = D} \gamma_w$

Caso IV; $\gamma_s = \gamma_c = \gamma$

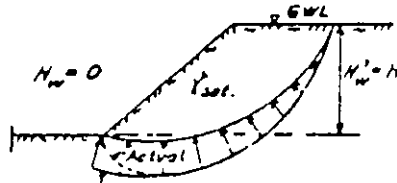
donde:

$$\gamma = \gamma_{sat}$$

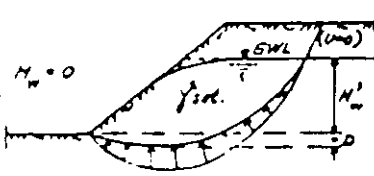
Case I:



Case II:



Case III:



Case IV:

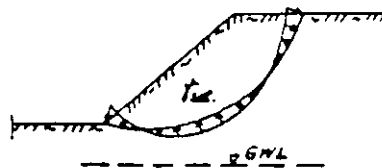


Figura 3.27 Sección transversal mostrando los diferentes casos bajo condiciones de esfuerzos neutrales simples

La ilustración de la forma de aplicación de los cuatro casos anteriores viene contenida en el problema No. 12 del inciso 5.6.

El valor numérico para el caso I, define un factor de seguridad como límite superior.

El factor de seguridad para inmersión parcial y flujo establecido puede ser estimado por medio de la siguiente fórmula.

$$F_s = \frac{\mu_w N_{c\phi}}{\gamma_{sat} H - \gamma_w H_w} \quad (38)$$

Donde el valor de μ_w es igual a la reducción del factor trazado en la figura 3.29. El número de estabilidad $N_{c\phi}$ es obtenido de la figura 3.19, donde β y $\lambda_{c\phi}$ son conocidos.

Para conocer el valor de $\lambda_{c\phi}$ se emplea la fórmula siguiente:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(\gamma_{sat} H - \gamma_w H'_{w'})}{C \mu'_{w'}} \quad (39)$$

Aquí, $\mu'_{w'}$ se obtiene de la figura 3.29 donde la relación $H'_{w'}/H$ y el valor de β son conocidos.

Para el vaciado lento, de esta condición, la reducción gradual del nivel del agua se realiza fuera del talud, están siempre localizados a la misma altura, esto es $H'_{w'} = H_w$, por lo tanto: $\mu'_{w'} = \mu_w$.

Para el vaciado rápido de esta condición, la reducción del agua es tan rápida que no permite ningún cambio en los esfuerzos neutrales, esto es $H'_{w'} = H$. Por lo tanto $\lambda_{c\phi}$ permanece constante durante el vaciado y su valor comprende al de un estado de inmersión completa.

Para ambas condiciones el factor de seguridad se mide con relación a la proporción H_w/H , como se muestra en la figura 3.29.

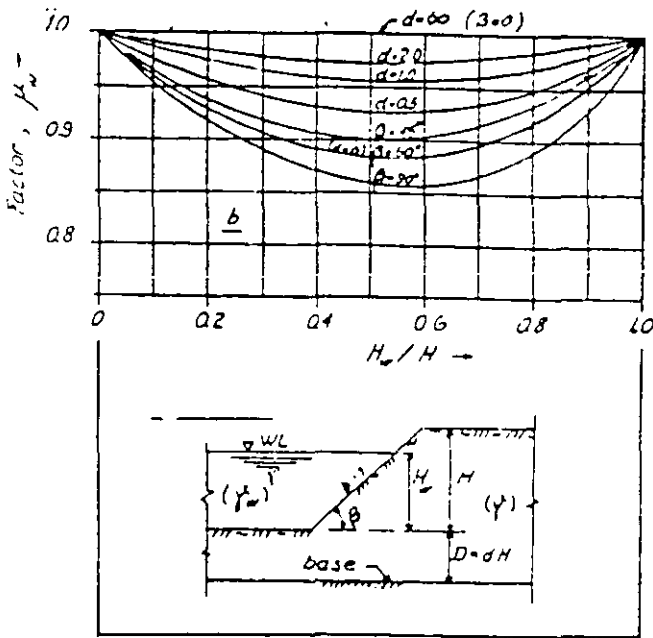


Figura 3.29 Grafica para determinar el factor de reducción μ_w cuando la relación H_w/H y el valor de β son conocidos.

3.5.2.2 Combinación de sobrecarga, grietas de tensión, inmersión y flujo establecido cuando $\Phi > 0$ (Jambli 1954).

La figura 3.30, representa una sección transversal de un talud con sobrecarga y parcialmente sumergido. En la parte superficial se observan grietas de tensión y el flujo establecido se mantiene bajo una superficie libre localizada sobre el nivel práctico fuera del talud.

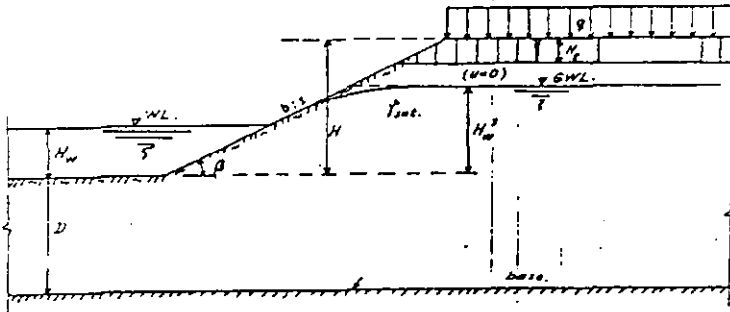


Figura 3.30 Talud bajo condiciones de sobrecarga, grietas de tensión, inmersión y flujo establecido

El factor de seguridad para tales condiciones se estima por medio de las fórmulas:

$$F_s = \frac{N_{co} C}{P_d} \quad (40)$$

$$N_{co} = \frac{P_c \tan \phi}{C} \quad (41)$$

Donde, el número de estabilidad, N_{co} es obtenido de la figura 3.19, cuando el ángulo del talud, β y el parámetro adimensional, λ_{co} son conocidos.

Para encontrar P_d , la fórmula es la siguiente:

$$P_d = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d} \quad (42)$$

Aquí, para encontrar el parámetro μ_d , se utiliza la siguiente fórmula:

$$\mu_d = \mu_w \mu_g \mu_i \quad (43)$$

donde:

μ_w , es un factor de reducción, el cual es obtenido de la figura 3.29 cuando la relación H_w/H y el ángulo de inclinación β son conocidos.

μ_1 , es un factor de reducción, el cual es obtenido de la figura 3.31, cuando la relación $q/\lambda H$ y el ángulo de inclinación β son conocidos.

μ_2 , es un factor de reducción, el cual es obtenido de la figura 3.32, cuando la relación H_1/H y el ángulo de inclinación β son conocidos.

Si el suelo es completamente consolidado bajo la sobrecarga q , el valor de P_c es:

$$P_c = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_c} \quad (44)$$

$$\mu_c = \mu_1 \mu'_w \quad (45)$$

Aquí, μ_w es un factor de reducción que es interpolado de la figura 3.29, cuando la relación H'_w/H y el ángulo de inclinación β son conocidos.

Si la sobrecarga es tomada exclusivamente por el agua (normalmente consolidado) entonces, aparentemente $q = 0$ y $\mu_1 = 1$, en la ecuación (42) se mantiene sin cambio alguno.

Las fórmulas que se emplean se cumplen para $H_1 = 0$ y $q = 0$. Si q y H_1 son ambos diferentes de cero, las fórmulas tenderán ligeramente a estimar un valor conservador del factor de seguridad, debido a una escasa aproximación matemática.

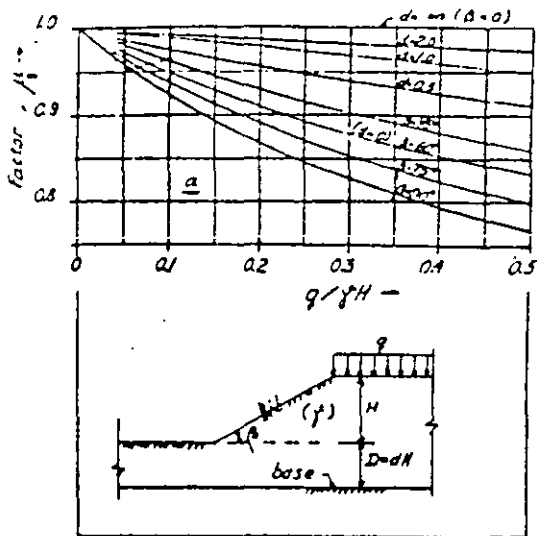


Figura 3.31 Grafica para determinar el factor de reducción μ , cuando la relación $q/\gamma H$ y el valor de β son conocidos

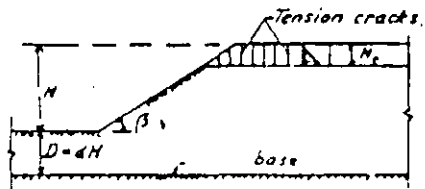
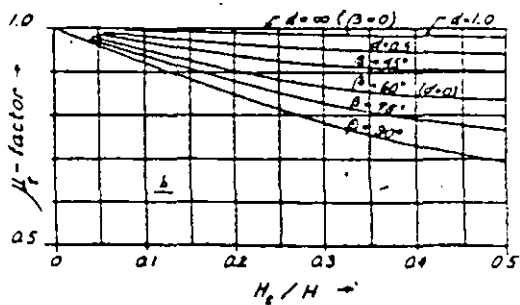
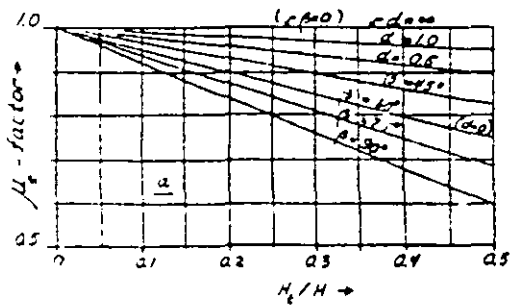


Figura 3.32 Grafica para determinar el factor de reducción μ cuando la relación H_c/H y el valor de β son conocidos

3.5.3 Método de dovelas diferenciales

Dentro de los métodos que existen para el análisis de la estabilidad de taludes, podemos mencionar el método de las dovelas diferenciales. Dicho método tiene la ventaja de que se puede graficar y obtener rápidamente, para dicho talud, el factor de seguridad mediante una integración.

Este método se apoya en la hipótesis del método usco anteriormente mencionado, en el inciso 3.3.3.1.

A continuación se describe en que consiste dicho método:

Considérese una dovela de ancho diferencial " de ", cuyo peso es " dw ". Si descomponemos este peso diferencial en una componente normal y otra tangencial, se obtiene dos fuerzas: " dn " y " dt " que son fuerzas diferenciales actuantes, normal y tangencial respectivamente, en la base de la dovela diferencial, como se muestra la figura 3.33.

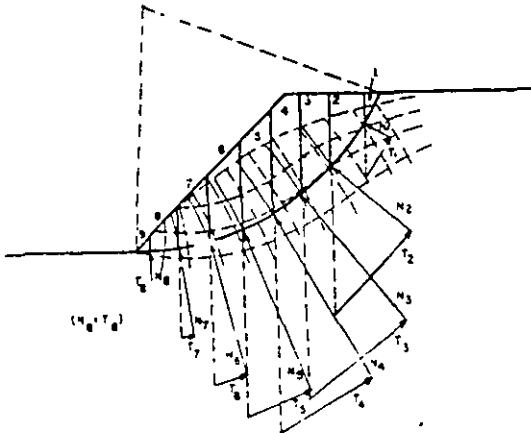


Figura 3.33 Procedimiento de las dovelas diferenciales

Conociendo al factor de seguridad como:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} \quad \text{--- (46)}$$

donde:

M_r = Momento resistente

M_m = Momento motor

Si expresamos al momento resistente y al momento motor en forma diferencial, se tiene:

$$dM_r = s R dl \times 1 \text{ (ancho unitario)} \quad \text{--- (47)}$$

$$dM_m = R dl \quad \text{--- (48)}$$

Siendo "s" la ley de resistencia de un suelo cohesivo - friccionante, que está dada por la siguiente fórmula:

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad \text{--- (1)}$$

donde:

c = cohesión

$\bar{\sigma}$ = esfuerzos efectivos

ϕ = ángulo de fricción interna

sustituyendo (48) en (46)

$$\Delta M_2 = (c + \bar{\sigma} \tan \phi) R \Delta L \quad (49)$$

siendo $\bar{\sigma} = (\Delta N / \Delta L) - U \Delta L \quad (50)$

donde:

$$\Delta N = dw \cos \delta = \gamma h \cos \delta dx$$

y considerando la presión de poro se tiene:

$$\bar{\sigma} = \frac{\gamma h \cos \delta dx - U \Delta L}{\Delta L} \quad (51)$$

si sustituimos (51) en (49) se tiene:

$$\Delta M_2 = \left[c + \frac{\gamma h \cos \delta dx - U \Delta L}{\Delta L} \right] \tan \phi R \Delta L$$

$$\Delta M_2 = [c R \Delta L + (R \gamma h \cos \delta dx - U \Delta L)] \tan \phi \quad (52)$$

de la ecuación (48)

$$dM_m = dt R$$

en donde:

$$dt = dw \operatorname{sen} \delta = \gamma h \operatorname{sen} \delta dx$$

entonces:

$$dM_m = R \gamma h \operatorname{sen} \delta dx \quad \text{-----} \quad (53)$$

sustituyendo (52) y (53) en (46), se tiene:

$$F_s = \frac{R \left[\int_0^L S_0 c dl + \left(\int_0^x S_0 \gamma h \cos \delta dx - \int_0^L S_0 U dl \right) \right] \tan \phi}{R \int_0^x S_0 \gamma h \operatorname{sen} \delta dx} \quad \text{-----} \quad (54)$$

para la dovela diferencial.

El factor de seguridad del talud será entonces:

$$F_s = \frac{\int_0^L S_0 c dl + \left(\int_0^x S_0 \gamma h \operatorname{sen} \delta dx - \int_0^L S_0 U dl \right) \tan \phi}{\int_0^x S_0 \gamma h \operatorname{sen} \delta dx} \quad \text{-----} \quad (55)$$

En estas ecuaciones puede observarse que cada una de las integrales son áreas por la cual, se pueden representar gráficamente. El área bajo las curvas se pueden medir con un planimetro o bien integrarse por incrementos finitos, como se muestra en la figura 3.34.

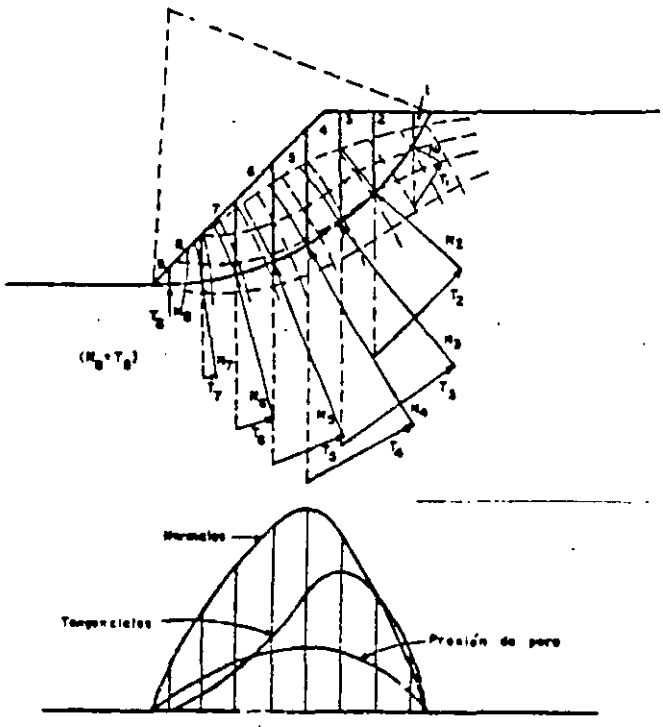


Figura 3.34 Area bajo la curva

De acuerdo con las consideraciones anteriores, para resolver gráficamente la ecuación (55), 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. Es conveniente elegir siempre el punto por donde pasa la vertical trazada por el centro del círculo de falla.

2.- Por cada uno de los puntos elegidos trázese la vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándose hasta interceptar a una línea horizontal.

3.- A escala, determinese la altura h del material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada uno multiplíquese por el peso volumétrico para obtener el valor γh ; pudiendo ser γh formado de varias partes cuando se interceptan diferentes materiales con distinto peso volumétrico. El valor final de γh será la suma de los materiales interceptados en la línea vertical que pasa, por el punto en cuestión. Llévase en cada punto de círculo, a una escala arbitrariamente elegida, el valor γh correspondiente y descompóngase cada uno de estos sectores en una componente normal y otra tangencial al círculo, utilizando como guía el radio del círculo.

4.- Teniendo a escala los valores $\gamma h \cos \delta$ y $\gamma h \sin \delta$, representense gráficamente y a la misma escala sobre la línea horizontal AB, en la proyección del punto correspondiente. Uniendo todos los puntos así obtenidos con una curva se tendrán las integrales:

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

de la ecuación (55). De igual manera puede hacerse un diagrama de las presiones de poro, calculadas para cada punto a partir de la línea de saturación, previo trazo de la red de flujo, y se tendrá el área que representa a la integral.

$$\int_0^L S_0 u \, dl$$

5.- Midanse, con un planímetro, todas las áreas bajo la cada una de las curvas y se obtendrán así los valores de las integrales de la ecuación (55). El término Cl es el producto de la cohesión por la longitud total del arco de círculo, medida gráficamente sobre el dibujo. Sustituyendo estos valores en la ecuación (55) se tiene el valor del factor de seguridad para el círculo analizado.

Este procedimiento gráfico es aún más rápido que el procedimiento de las dovelas y permite el ahorro de tiempo en la ejecución de los análisis de estabilidad de taludes, el problema No. 16, ilustra el procedimiento de cálculo.

4. PROCESOS RECOMENDABLES PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS.

Todos los métodos correctivos siguen una o más de las siguientes líneas de acción (Rico y del Castillo 1974):

- a) Evitar la zona de falla.
- b) Reducir las fuerzas motoras.
- c) Aumentar las fuerzas resistentes.

El evitar la zona de falla suele estar ligado a cambios en el alineamiento de la vía, sea el horizontal o el vertical; a la remoción total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes, tales como puentes o viaductos.

La reducción de las fuerzas motoras se puede lograr, en general, por dos métodos; remoción de material en la parte apropiada de la falla y subdrenaje, para disminuir el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierden agua.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

5.- Midanse, con un planimetro, todas las áreas bajo la cada una de las curvas y se obtendrán así los valores de las integrales de la ecuación (55). El término Cl es el producto de la cohesión por la longitud total del arco de círculo, medida gráficamente sobre el dibujo. Sustituyendo estos valores en la ecuación (55) se tiene el valor del factor de seguridad para el círculo analizado.

Este procedimiento gráfico es aún más rápido que el procedimiento de las dovelas y permite el ahorro de tiempo en la ejecución de los análisis de estabilidad de taludes, el problema No. 16, ilustra el procedimiento de cálculo.

4. PROCESOS RECOMENDABLES PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS.

Todos los métodos correctivos siguen una o más de las siguientes líneas de acción (Rico y del Castillo 1974):

- a) Evitar la zona de falla.
- b) Reducir las fuerzas motoras.
- c) Aumentar las fuerzas resistentes.

El evitar la zona de falla suele estar ligado a cambios en el alineamiento de la vía, sea el horizontal o el vertical; a la remoción total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes, tales como puentes o viaductos.

La reducción de las fuerzas motoras se puede lograr, en general, por dos métodos; remoción de material en la parte apropiada de la falla y subdrenaje, para disminuir el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierden agua.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Por lo común, la línea de acción que ofrece más variantes es la que persigue aumentar las fuerzas resistentes; algunas de éstas son: el subdrenaje, que aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; la eliminación de estratos débiles u otras zonas de falla potencial; la construcción de estructuras de retención u otras restricciones y el uso de tratamientos, generalmente químicos, para elevar la resistencia de los suelos al deslizamiento.

Los principales métodos para corregir fallas en taludes de laderas naturales son:

4.1. Métodos de Elusión.

Indiscutiblemente constituyen los medios más seguros para eliminar los problemas derivados de deslizamientos y fallas, pero no siempre se pueden utilizar. En otras ocasiones se podrán emplear solo parcialmente, en el sentido de que no se puede evitar por completo una zona inestable, pero que un ligero cambio de alineamiento haga posible eludir su peor parte o mucha de la longitud de la vía dentro de la zona; en estos casos este tipo de solución puede ser todavía muy valioso.

Uno de los problemas que mejor responden a la aplicación de estos métodos es el cruzamiento de formaciones inclinadas de suelos o roca, con echado desfavorable a la vía; en estos casos, cambios pequeños del alineamiento horizontal pueden llevar a zonas de mucho menos peligro o inocuas y la elevación de la rasante puede reducir mucho los problemas. Si un lado de un valle tiene echado desfavorable, es muy posible que el otro lado lo tenga incluso favorable.

4.2 Métodos de excavación.

El abatimiento de taludes y el empleo de bermas son métodos que requieren de excavación cuando se construyen cortes, y de rellenos, en terraplenes; estos métodos tratarán por separado mas adelante.

La remoción de material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, hasta llegar a la remoción total, es un método que en la práctica sólo se puede aplicar en fallas ya manifestadas; rara vez se pueden conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad potencial como para que resulte prudente proceder a remover materiales en gran escala. Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan la causa de raíz, si bien en ellas se puede plantear el problema de la inestabilidad de los taludes de la excavación que se produce, los que deben estudiarse siempre cuidadosamente, al igual que las nuevas condiciones de drenaje.

Cabe mencionar que muchas veces al remover material y disminuir las fuerzas motoras también se pueden causar disminuciones en las fuerzas resistentes; esto puede ser cierto sobre todo cuando se trata con suelos friccionantes, en la que la resistencia al corte depende de la presión normal.

La remoción de materiales suele dar lugar a soluciones bastante permanentes, cuando se cuidan en forma conveniente los aspectos de drenaje en las excavaciones que se efectúan.

El método se puede usar prácticamente en toda clase de deslizamiento, pero es eficiente sobre todo en los de tipo rotacional.

4.3 Empleo de bermas laterales o frontales.

Se denomina bermas a masas generalmente del mismo material que el propio talud, que se colocan adecuadamente en el lado exterior del mismo a fin de aumentar su estabilidad.

En general una berma produce un incremento en la estabilidad por dos motivos:

Uno, por su propio peso, en la parte que queda hacia fuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla, disminuyendo el momento resistente. Otro, que aumenta el momento resistente, por el incremento en la longitud del arco de falla por el efecto de la propia bermas.

4.4 Abatimiento de taludes.

Es un método correctivo ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud, consiste en bombear el talud en estudio para aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

En suelos en que sea importante la componente friccionante de la resistencia, abatir los taludes tendrá a ser eficiente; en suelos más cohesivos, quizás resulte mejor otros métodos.

Se debe tener muy presente que el talud abatido es diferente del talud original, con todo lo que ello implica.

No es posible afirmar a priori cuanto beneficiaría a la estabilidad un abatimiento dado; el efecto se ha de calcular en cada caso y la eficiencia de la solución puede ser muy variable.

4.5 Empleo de escalonamiento.

El escalonamiento de taludes constituye una solución similar a la de la bermas. Los escalonamientos en suelos puramente cohesivos, son para buscar transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, pues en este tipo de suelo, este es el factor determinante en la estabilidad, por ello los escalones deberán tener huella suficientemente ancha como para funcionar prácticamente como taludes independientes.

En el caso de taludes en suelos con cohesión y fricción, el escalonamiento se hace sobre todo para provocar un abatimiento del talud; recoger caídos y colectar aguas son funciones secundarias, pero a veces muy importantes, que se asignan también a los escalonamientos.

4.6 Empleo de materiales ligeros.

Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes, y solo será eficiente sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas, pues en terrenos de cimentación friccionantes la ventaja del poco peso se neutraliza mucho por la poca presión normal que se produce, lo que a su vez da lugar a que el terreno responda con baja resistencia.

Lo que se busca con esta solución es la reducción de las fuerzas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de bajo peso volumétrico.

4.7 Empleo de materiales estabilizantes.

El fin de esta solución es mejorar las cualidades de resistencia de los suelos, mezclándoles algunas sustancias que al producir una cimentación entre las partículas del suelo natural o al mejorar sus características de fricción aumente su resistencia. Las sustancias empleadas pueden ser cementos, asfalto y sales químicas, etc.

4.8 Empleo de estructuras de retención.

Cuando un talud es en sí inestable, se ha recurrido con cierta frecuencia a su retención por medio de un muro. La solución, cuando se aplica con cuidado, es correcta aunque, en general costosa.

En general, el muro de retención como elemento estabilizador de taludes, constituye una de las estructuras más delicadas en lo referente a su proyecto y construcción y es recomendable que ambas etapas sean muy cuidadosamente supervisadas por un especialista.

4.9 Empleo de pilotes.

El pilotaje constituye seguramente la solución más controvertida entre las que son usuales para estabilizar mecánicamente deslizamiento en laderas y taludes.

Es probable que el método sólo sea apropiado en deslizamiento superficial; los profundos generan fuerzas muy grandes, que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas harían avanzar al suelo entre pilotes, aun suponiendo que éstos resisten. En abundamiento de lo anterior debe pensarse que en los deslizamientos superficiales los pilotes resultarán cortos.

4.10 Empleo de contrapeso al pie de la falla.

Esta solución consiste en colocar un peso suficientemente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla.

La solución por lo general busca dos efectos; en primer lugar, balancean el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como lo hace la bermá, a la que equivalen en algunos aspectos; en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante.

4.11 Anclajes.

Los anclajes suelen consistir en cables de acero unidos a muros y sólidamente ligados a la estructura de retención.

El anclaje es evidentemente esencial; pilotes poco anclados serán arrancados y volcados, movimientos que, por cierto, provocara alteraciones en la superficie de falla con posibles resultados contraproducentes. No existen reglas fijas en cuanto a la longitud de anclaje, la cual deberá fijar en cada caso.

4.12 Empleo de vegetación.

Es un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. La vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico.

La experiencia ha probado que es más efectivo para defender taludes la plantación continua de pastos y plantas herbáceas.

4.13 Consolidación previa de suelos compresibles.

Cuando los suelos de cimentación de terraplenes sean mantos compresibles saturados de baja resistencia al esfuerzo constante, puede inducirse un proceso de consolidación, acelerado en lo posible, que aumente la resistencia del material.

Al construir terraplenes es frecuente y económico recurrir a construir la estructura por partes, no erigiendo una mientras la anterior no haya producido una consolidación suficiente.

ANEXO 4-1. Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros de resistencia al corte.

En mecánica de suelos existen diferentes tipos de pruebas para determinar la resistencia al corte de suelos, desde el punto de vista de la velocidad de aplicación de la carga y de las condiciones del drenaje. Las pruebas de laboratorio se pueden clasificar en prueba rápida (no consolidada no drenada), prueba consolidada rápida (consolidada no drenada) y prueba lenta (consolidada drenada).

Para determinar los parámetros de resistencia, se pueden utilizar cualquiera de los tipos de pruebas anteriores, dependiendo de las condiciones de estabilidad del talud a corto y largo plazo.

En general, cuando se requiere analizar la estabilidad de un talud a corto plazo (por ejemplo taludes y excavaciones rápidas, taludes provisionales, etc.), conviene determinar los parámetros de resistencia mediante el empleo de pruebas rápidas, ya que esta condición de ensaye es la que más se asemeja a la realidad.

Por el contrario, cuando se requiere analizar la estabilidad de un talud a largo plazo (taludes permanentes de presas, carreteras, etc.), conviene determinar los parámetros de resistencia mediante la ejecución de pruebas lentas, ya que esta condición es la que más se asemeja a las condiciones de campo. La prueba consolidada rápida se utiliza para ciertos casos especiales.

A manera de ejemplo, se menciona que para analizar la estabilidad de un talud de una presa se utiliza el siguiente criterio:

Para estudiar la estabilidad de una presa durante su construcción, es usual utilizar los parámetros de resistencia obtenidos en pruebas rápidas.

Cuando se trata de analizar la estabilidad a largo plazo con la red de flujo ya establecida, es común utilizar los parámetros de resistencia obtenidos de pruebas lentas. obviamente, en este caso se trabaja con esfuerzos efectivos, tomando en cuenta el efecto de la influencia del flujo del agua en la estabilidad del talud.

Para la condición del vaciado rápido, es usual utilizar los resultados de los parámetros de resistencia analizados por pruebas consolidadas rápidas.

Las observaciones anteriores hacen ver la necesidad de seleccionar adecuadamente los parámetros de resistencia (prueba rápida, lenta, etc.), dependiendo de la condición de campo que se quiera analizar.

Se insiste en lo anterior, porque en ocasiones se comete el error de analizar la estabilidad del talud a largo plazo en arcilla saturada con los resultados de pruebas rápidas, lo cual es absurdo.

ANEXO 4-2. Recomendaciones.

1. Derrumbes y caídos.

En este caso los métodos correctivos suelen referirse a algunos de los siguientes criterios:

- a) Relocalización.
- b) Abatimiento de taludes.
- c) Escalonamiento.
- d) Drenaje superficial.

En menor escala se han usado métodos de retención, no tanto con este fin propiamente, sino con el de recubrir materiales fácilmente atacables por el interperismo; dentro de esta línea se constituyen pantallas de mampostería o placas delgadas de concreto. En derrumbes y caídos de escasa magnitud ha rendido magníficos resultados el recubrimiento con gunita, concreto lanzado, mallas de alambre, etc.

Los anclajes se usan cada día más para resolver este tipo de problema. En el caso de cortes en que los caídos y derrumbes se presentan en la zona de coronamiento puede ser una buena política la remoción periódica del material que se va soltando.

2. Deslizamiento de tierras.

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se emplean en problemas conectados con deslizamientos de tierras.

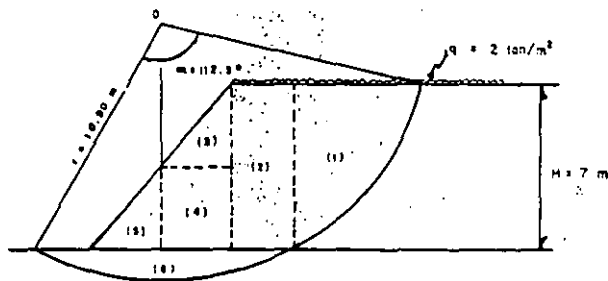
También en este caso el subdrenaje ofrece toda gama de soluciones frecuentemente exitosas. Estas se deberán considerar siempre en problemas relacionados con flujos. Las estructuras de retención sólo se pueden emplear en flujos muy pequeños. El salvar la zona de falla con un viaducto se ha utilizado en flujos más que en otros tipos de fallas, debido a que muchos suelen ser estrechos.

5. APLICACION DE ALGUNOS METODOS DE ANALISIS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

5.1 Métodos de análisis aplicado a suelos cohesivos.

5.1.1 Método Suco.

1.- Determinar el factor de seguridad de un talud en arcilla, cuya resistencia a la compresión no confinada $q_u = 8 \text{ ton/m}^2$, con una $\phi = 0^\circ$, así como un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 , teniendo un ángulo de inclinación de $\beta = 50^\circ$ teniendo el talud una altura de 7 m , y una sobrecarga de 2 ton/m^2 en la corona del mismo.



Solución:

$$q_u = 8 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\beta = 50^\circ$$

$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ ton/m}^2$$

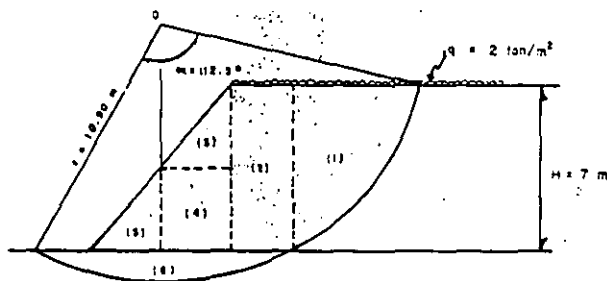
También en este caso el subdrenaje ofrece toda gama de soluciones frecuentemente exitosas. Estas se deberán considerar siempre en problemas relacionados con flujos. Las estructuras de retención sólo se pueden emplear en flujos muy pequeños. El salvar la zona de falla con un viaducto se ha utilizado en flujos más que en otros tipos de fallas, debido a que muchos suelen ser estrechos.

5. APLICACION DE ALGUNOS METODOS DE ANALISIS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

5.1 Métodos de análisis aplicado a suelos cohesivos.

5.1.1 Método Suco.

1.- Determinar el factor de seguridad de un talud en arcilla, cuya resistencia a la compresión no confinada $q_u = 8 \text{ ton/m}^2$, con una $\phi = 0^\circ$, así como un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 , teniendo un ángulo de inclinación de $\beta = 50^\circ$ teniendo el talud una altura de 7 m , y una sobrecarga de 2 ton/m^2 en la corona del mismo.



Solución:

$$q_u = 8 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\beta = 50^\circ$$

$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo del momento motor con respecto al punto O:

w = peso de cada área; d = brazo de palanca de cada área

$w \times d$ = momento de cada área.

No.	AREA (m ²)	γ_m (ton/m ³)	w (ton)	d (m)	$w \times d$ (ton-m)
1	$4.80 \times 7.0 \times 0.5 = 16.80$	1.5	25.20	7.45	187.74
2	$2.50 \times 7.0 = 17.50$	1.5	26.25	4.47	117.33
3	$3.30 \times 3.60 \times 0.5 = 5.94$	1.5	8.91	2.19	19.51
4	$3.3 \times 3.60 = 11.88$	1.5	17.82	1.65	29.40
5	$3.0 \times 3.60 \times 0.5 = 5.40$	1.5	8.10	-1.00	-8.10
6	NO SE CONSIDERA PORQUE NO PRODUCE MOMENTO RESPECTO A (O).				

$$\Sigma_1 = 345.88 \text{ ton-m}$$

Momento motor = $345.88 + 2 (7.45) (6.92)$ por lo tanto:

$$M_m = 449.06 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento resistente (M_r)

$$M_r = c L. r = c. s^2 \alpha$$

donde:

$$L = r \alpha$$

α = ángulo entre radios medido en radianes.

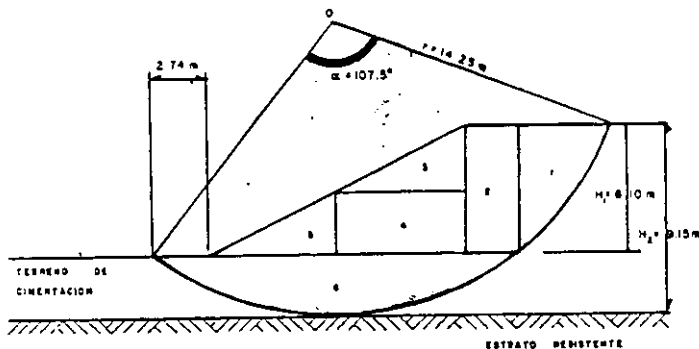
$$\alpha = 112.5^\circ = 1.9634 \text{ rad}$$

$$M_2 = 4 (10.90)^2 (1.9634) = 933.08 \text{ ton-m}$$

Cálculo del factor de seguridad (F_s .)

$$F_s = \frac{M_2}{M_m} = \frac{933.08}{449.06} = 2.07$$

2.- Determinar el factor de seguridad de un talud en arcilla cuyos parámetros de resistencia al corte son $c = 3.18 \text{ ton/m}^2$, $\phi = 0^\circ$, así como un peso volumétrico de 1.76 ton/m^3 . Se excava un corte con taludes 1 vertical a 2 horizontal, a una profundidad de 6.10 m, el estrato resistente se encuentra a una profundidad de 9.15 m, como se muestra en la siguiente figura.



Solución:

$$c = 3.18 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.76 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 0^\circ$$

Cálculo del momento motor con respecto al punto O:

w = peso de cada área; d = brazo de palanca

$w \times d$ = momento de cada área

No.	AREA (m ²)	γ_m (ton/m ³)	w (ton)	d (m)	$w \times d$ (ton-m)
1	$4.40 \approx 6.10 \times 0.5 = 13.42$	1.76	23.61	10.46	246.96
2	$2.85 \times 6.10 = 17.38$	1.76	30.50	7.55	230.27
3	$6.10 \times 3.0 \times 0.5 = 9.15$	1.76	16.10	4.06	65.36
4	$6.10 \times 3.10 = 18.91$	1.76	33.28	3.05	101.50
5	$6.25 \times 3.10 \times 0.5 = 9.68$	1.76	17.03	-2.08	-35.42
6	POR COINCIDIR EL CENTRO DE ESTA AREA CON EL PUNTO (O), EL MOMENTO VALE CERO.				

$$M_m = \sum (w \times d) = 608.67 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento resistente (M_r)

$$M_r = c L_s = c \cdot s^2 \alpha$$

donde:

$$L = r \alpha$$

α = ángulo entre radios medido en radianes.

$$\alpha = 107.5^\circ = 1.87622 \text{ rad}$$

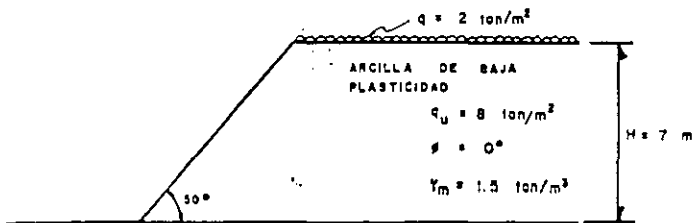
$$M_2 = 3.18 (14.25)^2 1.87622 = 1211.54 \text{ ton-m}$$

Cálculo del factor de seguridad (F_s)

$$F_s = \frac{M_2}{M_m} = \frac{1211.54}{608.67} = 1.99$$

5.1.2 Método de Taylor.

3.- Calcular el factor de seguridad para el problema No. 1 del inciso 5.1.1.



Solucion:

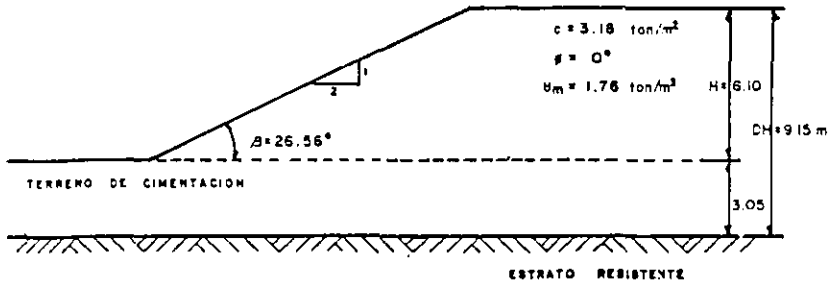
$$c = \frac{q}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ ton/m}^2$$

Con $\beta = 50^\circ$ y $\phi = 0^\circ$ entramos a la figura 3.15 y obtenemos:

$N_e = 0.18$ de aquí que $F_s = \frac{c}{N_e \gamma_m H + q}$, substituyendo valores:

$$F_s = \frac{4.0}{(0.18)(1.5)(7) + 2} = \frac{4.0}{1.89 + 2} = 1.02$$

4.- Calcular el factor de seguridad para el problema No. 2 del inciso 5.1.1.



Solución:

El círculo crítico deberá ser tangente al estrato resistente y con centro en la vertical media.

Para determinar el número de estabilidad (N_e) y la posición del círculo (valor de n), se trabaja en la gráfica de Taylor (3.15), con los valores de β y D . Con $D = 1.5$ y $\beta = 26.56^\circ$ nos da $N_e = 0.158$ y $n = 0.45$.

Para calcular la resistencia requerida, a partir del número de estabilidad (N_e) se aplicará la expresión:

$$N_e = \frac{C_n}{\gamma_m H}$$

de donde:

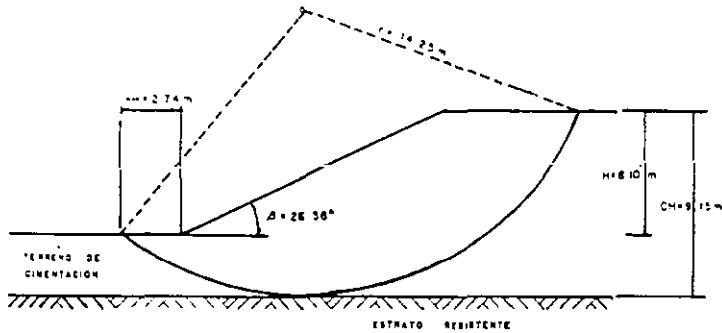
$$C_n = N_e \gamma_m H$$

sustituyendo valores resulta:

$$C_n = 0.158 (1.76) (6.10) = 1.69 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente el factor de seguridad del talud se calcula dividiendo el valor C_c (disponible) entre el C_n (requerida).

$$F_s = \frac{C_c}{C_n} = \frac{3.18}{1.69} = 1.88$$



S.2 Métodos de análisis aplicado a suelos cohesivo-friccionantes.

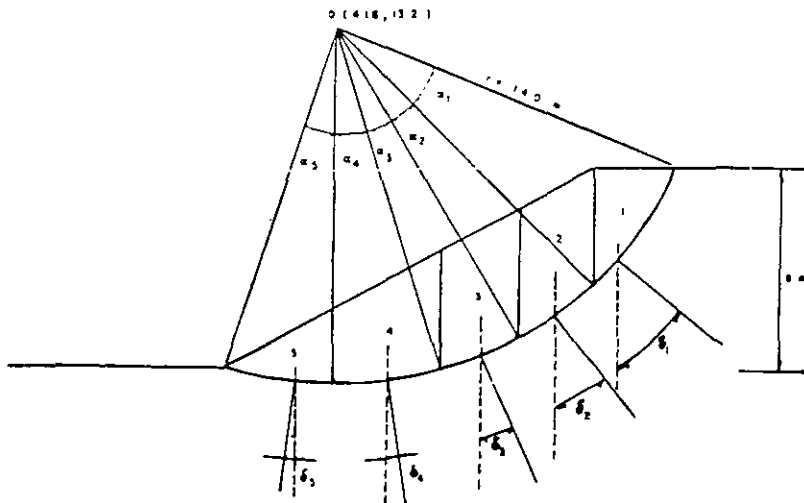
S.2.1 Método méca.

S.- Determinar el factor de seguridad con que trabajará un talud cohesivo-friccionante al pie del mismo, cuyos parámetros de resistencia son de $c = 1370$ kg/cm², $\phi = 17^\circ$, con un peso volumétrico de $\gamma_m = 1930$ kg/m³, cuya altura e inclinación del talud son de $H = 8$ m, $\beta = 30^\circ$ respectivamente.

Solución:

Las fórmulas a utilizar son: $W_i = A_i \gamma_{mi}$, $\sigma_i = \frac{N_i}{T_i}$, $N_i = W_i \cos \delta_i$,

$$T_i = W_i \sin \delta_i; \quad S_i = C_i + \tan \phi_i, \quad F_s = \frac{M_s}{M_m} = \frac{R \sum S_i L_i}{R \sum T_i}$$



ORDEN	A_{m}	h_c	z	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	z_c	T_c	m	l	m	S_c	$S_c \cdot l$
1	6.95	13.46	51.60	0.6211	0.7836	3.360	10.547	23.2	5.56	1.477	1.721	10.206
2	14.50	27.48	37.00	0.7426	0.6648	2.266	16.832	15.1	3.64	4.055	2.021	11.285
3	15.30	24.02	23.8	0.7444	0.4035	27.007	11.411	13.0	3.22	2.327	10.06	32.344
4	15.80	30.44	8.50	0.789	0.1478	30.154	4.560	16.4	4.12	7.212	3.607	14.850
5	4.00	11.52	4.00	0.4465	0.1045	11.516	1.210	7.0	4.15	2.774	2.212	4.004

$$\Sigma = 42.591$$

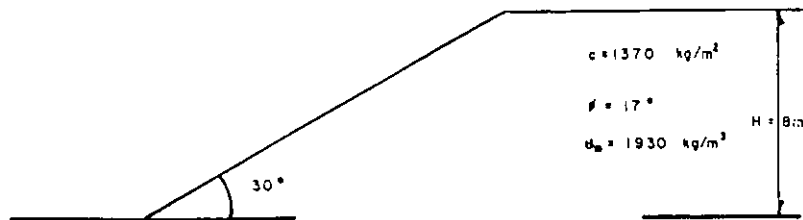
$$\Sigma = 78.645$$

Finalmente, sustituyendo valores:

$$F_s = \frac{M_n}{M_m} = \frac{\Sigma S_c l_i}{\Sigma T_c} = \frac{78.645}{42.591} = 1.84$$

5.2.2 Método de Jambú.

6.- Determinar el factor de seguridad con que trabajará un talud cohesivo friccionante al pie del mismo; los datos del talud se muestran en la figura mostrada.



Solución:

Para encontrar $\lambda c \phi$, utilizamos la fórmula siguiente:

$$\lambda c \phi = \frac{\gamma_s H \tan \phi}{c}$$

Sustituyendo valores valdrá:

$$\lambda c \phi = \frac{1930 (8) (0.306)}{1370}; \lambda c \phi = 3.45$$

Con el valor de $\lambda c \phi$ y el ángulo de inclinación, β entramos a la figura 3.19 y obtenemos el número de estabilidad, N_{co} .

$$N_{co} = 14$$

finalmente, el factor de seguridad valdrá:

$$F_s = \frac{Nc \phi C}{\gamma_m H}$$

Sustituyendo valores:

$$F_s = \frac{14 (1370)}{1930 (8)} = 1.24$$

El centro crítico de falla al pie del talud, lo obtenemos con los valores de λ e ϕ y β entrando a la figura 3.20, nos da:

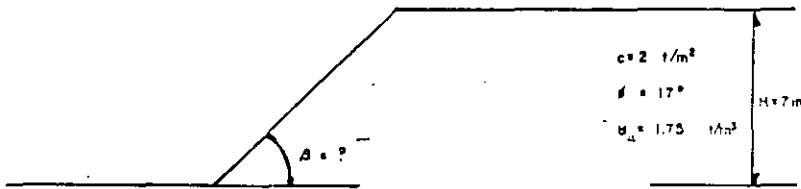
$$X_0 = 0.52 \text{ y } Y_0 = 1.65$$

Los cuales los multiplicamos por la altura del talud y nos da las coordenadas correspondientes al círculo crítico, como se muestra a continuación.

$$X_0 = x_0 H = 0.52 (8) \quad X_0 = 4.16 \text{ m}$$

$$Y_0 = y_0 H = 1.65 (8) \quad Y_0 = 13.20 \text{ m}$$

7.- Determinar la inclinación del talud, cohesivo-friccionante, teniendo un factor de seguridad de 1, al pie del talud (falla), el cual tiene un peso volumétrico de 1.75 ton/m^3 , cuyos parámetros de resistencia al esfuerzo cortante son de $c = 2 \text{ ton/m}^2$, $\phi = 17^\circ$ y con una altura de 7 m de superficie de relleno, como se muestra en la figura siguiente.



Solución:

Contando con un factor de seguridad de 1, despejamos el número de estabilidad y calculando el parámetro $\lambda c \phi$:

$$F_s = \frac{N_{co} c}{\gamma_m H}; \quad N_{co} = \frac{F_s \gamma_m H}{c}; \quad \lambda c \phi = \frac{\gamma_m H}{c} \tan \phi$$

Sustituyendo valores:

$$N_{co} = \frac{1 (1.75)(7)}{2} = 6.125; \quad \lambda c \phi = \frac{1.75 (7)}{2} (0.3057) = 1.87$$

Cálculo del momento motor con respecto al punto O:

DOVELA No.	AREA (m ²)	γ_m (ton/m ³)	w (ton)	d (m)	w x d (ton-m)
1	2.6 x 2.9 x 0.5	1.90	2.76	12.66	34.94
2	2.6 x 10.60	1.90	52.36	6.40	335.10
3	0.60 x 2.60	1.90	2.96	0.80	2.37
4	0.50 x 4.50	1.90	4.28	0.25	1.07
5	0.60 x 1.9 x 0.5	1.90	1.08	0.70	0.75
6	0.50 x 0.72 x 0.5	2.10	0.38	0.16	0.06
7	0.60 x 0.72	2.10	0.90	- 0.30	- 0.27
8	0.60 x 3.78 x 0.50	2.10	2.73	- 0.39	- 0.07
9	14.0 x 4.5	2.10	132.30	- 7.60	- 1005.48
10	1.7 x 4.5 x 0.5	2.10	8.02	- 15.71	- 126.31
11	3.7 x 4.5 x 0.5	1.90	15.80	- 11.68	- 184.54
12	10.45 x 4.5	1.90	89.43	- 5.22	- 466.36
13	NO SE CONSIDERA POR NO PRODUCIR MOMENTO RESPECTO AL PUNTO (O).				

$$M_m = \sum(w \times d) = 1408.73 \text{ ton-m}$$

Nota: $M_m = 1408.73 \text{ ton-m}$ ya que sólo se considera su valor absoluto.

Cálculo del momento resistente:

No	α (grados)	α' (rad)	r (m)	L (m)	c (ton/m)	$c \cdot r \cdot \alpha'$
1	16°	0.279	17.37	4.84	2.93	246.64
2	19°	0.331	17.37	5.74	1.95	194.74
3	82°	1.431	17.37	24.85	1.46	630.36
4	14°	0.244	17.37	4.23	1.95	163.55

$$M_R = \sum(c \cdot r \cdot L) = \sum(c \cdot r \cdot \alpha') = 1215.29 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

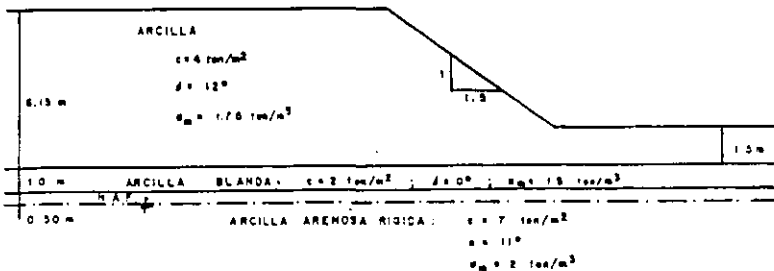
Por lo tanto, el factor de seguridad resulta:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{1215.29}{1408.73} = 0.86 \text{ inestable}$$

5.4 Análisis por falla traslacional

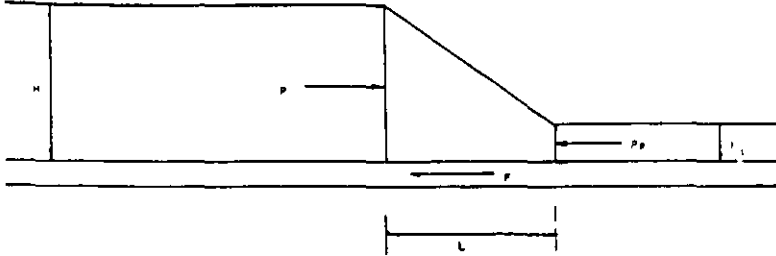
10.- Se desea analizar la estabilidad del talud indicado en la figura.

El estrato superior se compone de una arcilla rígida con grietas en planos verticales, en la que existen desprendimientos de bloques. Las características de los materiales se indican en la figura. En la zona donde está ubicado el talud hay abundantes lluvias durante el otoño.



Solución:

Planteamiento del problema:



Análisis de estabilidad:

Debido a que las grietas están abiertas, la presión activa será nula. Sin embargo, el agua que se filtra en las grietas podrá producir un empuje igual a:

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = \frac{1}{2} (1.00) (6.5)^2 = 21.10 \text{ ton/m}$$

la fuerza F valdrá:

$$F = cL = 2(7.5) = 15 \text{ ton/m}$$

el empuje pasivo será:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 K_0 + 2cH_1 K_0 \text{ por lo tanto } K_0 = 1.52$$

$$P_D = 3.00 + 14.80 = 17.80 \text{ ton/m}$$

finalmente el factor de seguridad será:

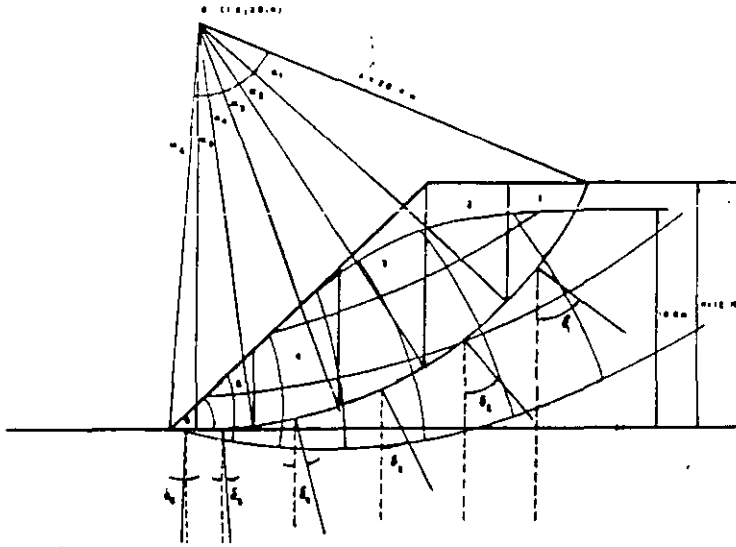
$$F_s = \frac{P_D + F}{P}$$

sustituyendo valores:

$$F_s = \frac{17.80 + 15}{21.10} = 1.55 \text{ el talud es estable.}$$

5.5 Método sueco aplicado a suelos con flujo de agua.

11.- Sea una sección de un camino en taludón como la que se muestra parcialmente en la figura. Dicha sección está sujeta a un flujo de agua desde laderas arriba. El material que se encontró después de haber realizado los trabajos de campo y de laboratorio fue una arcilla firme, la cual tiene un peso volumétrico saturado de 2.08 ton/m^3 y cuyos parámetros de resistencia al esfuerzo cortante son de $c = 2.93 \text{ ton/m}$ y $\phi = 20$. Calcular el factor de seguridad del talud suponiendo una falla al pie del mismo.



Los cálculos del momento motor y resistente se encuentran en la tabla siguiente:

h_i	A_i	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	N_i	T_i	l_{1i}	L_i	l_{2i}	l_{3i}	l_{4i}	S_i	$S_i \times L_i$
29.95	53	0.6018	0.7996	15.02	14.43	21	7476	200	3.0	1.0	2.57	19.18
34.47	34	0.7711	0.6293	52.44	40.58	15	5340	482	6.2	3.82	4.32	23.07
34.27	27	0.8910	0.4539	61.40	31.53	7	2492	2984	7.0	17.84	4.62	25.47
42.59	15	0.4659	0.252	45.0	12.06	17	6052	746	5.2	1.54	3.53	21.34
29.12	4	0.4975	0.0697	24.05	2.03	7	2492	1166	2.4	4.26	6.30	15.70
1.25	1	0.4498	0.0704	1.25	0.02	4	1424	0.28	0.3	0.02	2.44	4.21

$$M_m = \sum T_i = 106.11$$

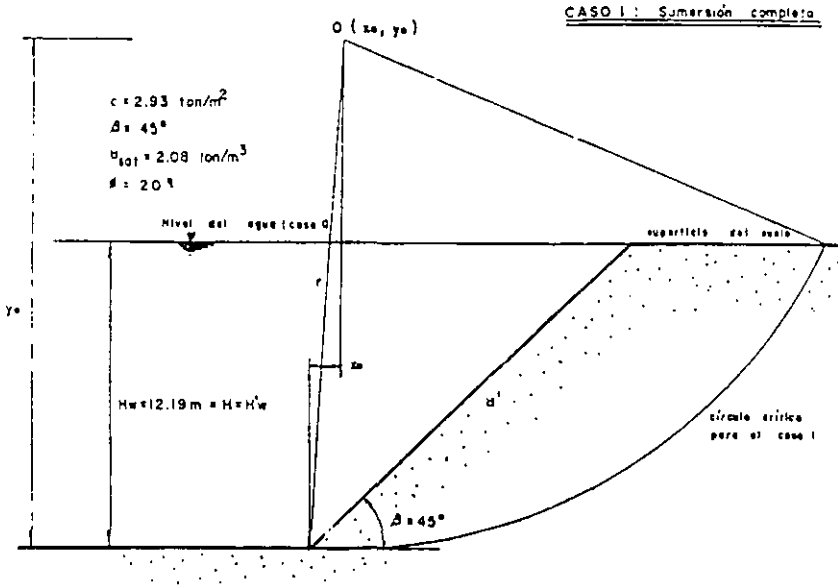
$$M_s = \sum (S_i \times L_i) = 106.97$$

finalmente el factor de seguridad valdrá:

$$F_s = \frac{M_s}{M_m} = \frac{\sum (S_i \times L_i)}{\sum T_i} = \frac{106.97}{106.11} = 1.01$$

5.6 Aplicación de las fórmulas modificadas para condiciones de esfuerzos neutrales simples (Vamli 1954).

12.- En el siguiente talud, mostrado en la figura, calcular los factores de seguridad F_s para las cuatro condiciones de frontera. Para el caso de flujo establecido (III), considerar cuatro distintas posiciones del nivel freático.



Solución:

Cálculo del círculo crítico:

$$\lambda_c \phi = \frac{\gamma_c H}{c} \tan \phi; \text{ para el caso I; } \gamma_c = \gamma_s = \gamma' = \gamma - \gamma_w$$

$\gamma_c = 2.08 - 1.0 = 1.08 \text{ ton/m}^3$; sustituyendo obtenemos:

$$\lambda c \phi = \frac{1.08(12.19)(0.3639)}{2.93} = 1.635$$

Las coordenadas del centro del círculo crítico X_0 y Y_0 , pueden obtenerse de la figura 3.20 usando los valores de $\lambda c \phi$ y β .

$$X_0 = x_c H; \quad Y_0 = y_c H$$

De la figura 3.20 $x_c = 0.10$, $y_c = 1.65$ sustituyendo.

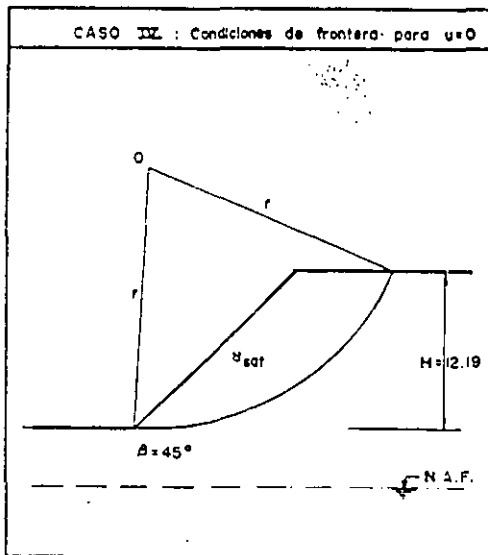
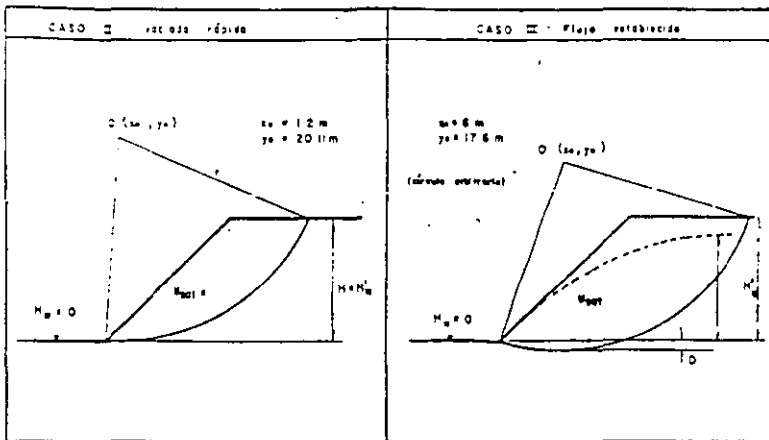
$$X_0 = 0.10 (12.19) = 1.219 \text{ m}; \quad Y_0 = 1.65 (12.19) = 20.11 \text{ m}$$

Usando los valores de $\lambda c \phi$ y β obtenemos de la figura 3.19 el valor de $N_{c\phi}$:

$$N_{c\phi} = 8.9$$

Finalmente, con los valores obtenidos anteriormente encontramos el valor del factor de seguridad:

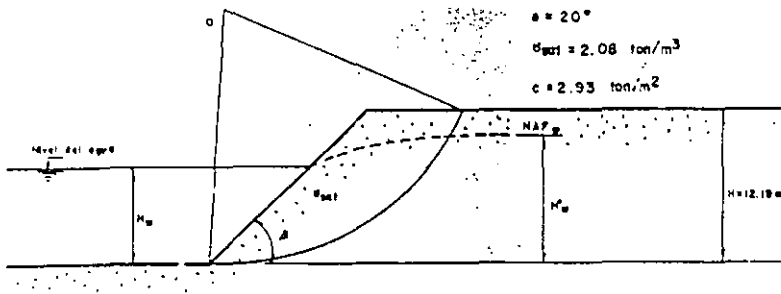
$$F_s = \frac{c N_{c\phi}}{\gamma_s H} = \frac{2.93 (8.9)}{1.08 (12.19)} = 1.95$$



Cálculo del F_s para condiciones de esfuerzo neutral simple cuando $\phi > 0$.

Caso	H'_{w_1} (m)	H_w (m)	γ_1 (ton/m ³)	γ_c (ton/m ³)	N_{c1}	N_{c2}	F_s
I	12.19	12.19	1.08	1.08	1.64	8.80	1.96
II	12.19	0.00	2.08	1.08	1.64	8.80	1.02
III	9.75	0.00	2.08	1.28	1.94	9.40	1.08
III	7.32	0.00	2.08	1.48	2.25	9.90	1.14
III	4.88	0.00	2.08	1.68	2.55	10.30	1.19
III	2.44	0.00	2.08	1.88	2.85	10.80	1.25
IV	0.00	0.00	2.08	2.08	3.15	11.30	1.30

13.- Para la condición del talud (parcialmente sumergido) mostrado en la figura, calcular el factor de seguridad (F_s), para diferentes elevaciones del agua localizadas a cada quinta parte de la altura del talud para los casos de vaciado lento y vaciado rápido.



Solución:

Condición de vaciado lento: $H'_w = H_w$, $\mu'_w = \mu_w$

$$\text{para } \frac{H_w}{H} = 1 = \frac{c}{\gamma_{sat} H - \gamma_w H_w} = \frac{2.93}{2.08(12.19) - (12.19)} = 0.223$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(\gamma_{sat} H - \gamma_w H'_w) \tan \phi}{c \mu'_w}; \text{ aquí } \mu'_w \text{ es obtenida de la figura 3.29 donde}$$

la relación $\frac{H'}{H}$ y son valores conocidos, con los cuales se obtiene que $\mu'_w = 1.00$

sustituyendo los valores en la igualdad de $\lambda_{c\phi}$ resulta:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\{ (2.08 \times 12.19) - (1.0 \times 12.19) \} (0.3639)}{2.93 (1.00)} = 1.64$$

Con los valores de $\lambda_{c\phi}$ y β encontramos las coordenadas del centro del círculo de falla (referidas al pie del talud).

$$X_0 = x_c H; \quad Y_0 = y_c H$$

De la figura 3.20 $x_c = 0.10$, $y_c = 1.65$ sustituyendo.

$$X_0 = 0.10 (12.19) = 1.219 \text{ m}; \quad Y_0 = 1.65 (12.19) = 20.11 \text{ m}$$

Usando los valores de $\lambda_{c\phi}$ y β obtenemos de la figura 3.19 el valor de $N_{c\phi}$:

$$N_{c\phi} = 8.80$$

Finalmente, con los valores obtenidos anteriormente encontramos el valor del factor de seguridad:

$$F_s = \frac{\mu_w N_{c\phi} c}{\gamma_{sat} H - \gamma_w H_w} = \frac{1.0 (8.80)(2.93)}{2.08 (12.19) - 1.0 (12.19)} = 1.96$$

Cálculo del F_s para las condiciones de vaciado lento y rápido, cuando $\phi > 0$.

Vaciado lento: $H'_w = H_w$, $\mu'_w = \mu_w$

Vaciado rápido:
 $\lambda_{c\phi} = 1.04$, $H'_w = H_w$

H_w / H	$\frac{c}{\gamma_{sat} H - \gamma_w H_w}$	$\lambda_{c\phi}$	μ_w	$N_{c\phi}$	F_s	$F_s (N_{c\phi} = 8.8)$
1.0	0.223	1.64	1.00	8.80	1.96 (I)	1.96 (I)
0.8	0.187	2.04	0.95	9.50	1.69	1.56
0.6	0.162	2.47	0.91	10.20	1.50	1.30
0.4	0.143	2.80	0.91	10.60	1.38	1.14
0.2	0.128	3.00	0.95	11.00	1.33	1.07
0.0	0.115	3.15	1.00	11.30	1.30 (IV)	1.02 (III)

14.- Calcular el factor de seguridad de un talud parcialmente sumergido cuyas propiedades del mismo son:

$$\phi = 17^\circ$$

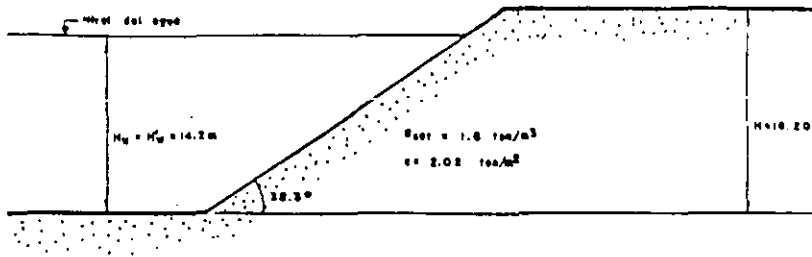
$$c = 2.02 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{sat} = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$\beta = 38.3^\circ$$

$$H = 16.2 \text{ m}$$

$$H_w = H'_w = 14.2 \text{ m}$$



Solución:

$$\mu' = \mu_w = 0.97 \text{ para cuando } \frac{H_w}{H} = 0.88 \text{ y } \beta = 38.3^\circ \text{ (figura 3.29)}$$

$$\gamma_{sat} H - \gamma_w H_w = 1.6(14.2) - 1.0(10.2) = 11.72 \text{ ton/m}^2$$

$$\lambda_{cb} = \frac{(\gamma_{sat} H - \gamma_w H_w) \tan \phi}{c \mu' } = \frac{11.72(0.30573)}{2.02(0.97)} = 1.8287$$

Con $\beta = 38.3^\circ$ y $\lambda_{cb} = 1.8287$, de la figura 3.19 obtenemos que:

$$N_{cb} = 10.20$$

Finalmente, el factor de seguridad resulta:

$$F_s = \frac{\mu_w N_{cb} c}{\gamma_{sat} H - \gamma_w H_w} = \frac{0.97 (10.20)}{11.72} = 0.84$$

Con lo anterior, concluimos que este talud, para las propiedades y condiciones dadas, es inestable.

15.- Calcular el factor de seguridad del talud cuyas propiedades del mismo son:

$$c = 1.46 \text{ ton/m}^2$$

$$H_w = 3.65 \text{ m}$$

$$\phi = 17^\circ$$

$$H_t = 1.22 \text{ m}$$

$$\gamma_{sat} = 1.90 \text{ ton/m}^3$$

$$H = 6.70 \text{ m}$$

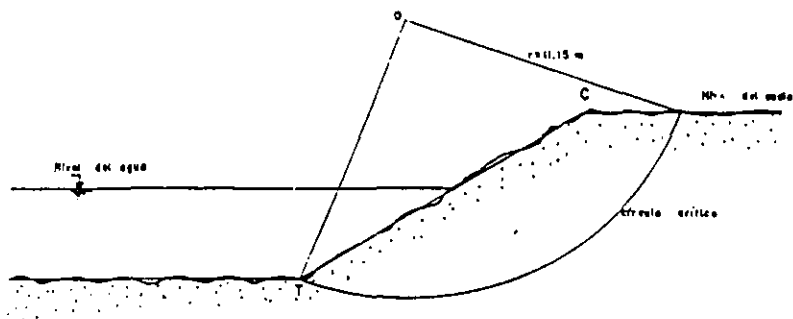
$$\gamma' = 1.00 \text{ ton/m}^3$$

$$\beta = 32^\circ$$

Realizar el análisis para las siguientes condiciones:

a) Durante la época de lluvias el nivel del agua se encuentra en la superficie del terreno, por lo tanto $H'_w = H = 6.70 \text{ m}$ y la presión hidrostática actúa en su totalidad en las grietas de tensión del suelo.

b) Durante la época de estiaje $H'_w = H = 3.65 \text{ m}$, los esfuerzos neutrales se encuentran por encima del nivel freático y la presión hidrostática en las grietas son despreciadas.



c = Hombro del talud; T = pie del talud; O = centro de giro

$$X_o = 0.62 (6.70) = 4.15 \text{ m}$$

$$Y_o = 1.54 (6.70) = 10.32 \text{ m}$$

" O " (4.15, 10.32) coordenadas tomadas a partir T .

Solución:

Cálculo para el caso (a):

$$\frac{H_z}{H} = \frac{1.22}{6.70} = 0.18; \beta = 32^\circ; \text{ con estos valores de la figura 3.30 nos da:}$$

$$\mu_x = 0.95$$

$$\text{con } \frac{H_w}{H} = \frac{3.65}{6.70} = 0.55 \text{ y } \beta = 32^\circ \text{ obtenemos de la figura 3.29:}$$

$$\mu_w = 0.92$$

De la figura 3.31, para $q = 0$ obtenemos:

$$\mu_q = 1.00$$

Por otra parte:

$$\mu_x = \mu_w \times \mu_x = 0.92(95) = 0.872$$

$$\gamma_{sat} H - \gamma_w H_w = 1.90(6.70) - 1.0(3.65) = 9.08 \text{ ton/m}^2$$

$$P_d = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d} = \frac{1.9(6.70) + 0 - 1.0(3.65)}{0.872} = 10.41 \text{ ton/m}^2$$

$$\mu_c = \mu_s \mu'_w = \mu_s \mu_w = 1.00(0.92) = 0.92$$

$$P_c = \frac{\gamma_{sat} H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_c}; \text{ como } q = 0 \text{ y adem\u00e1s } H = H_w, \text{ tenemos que:}$$

$$P_c = \frac{H(\gamma_{sat} - \gamma_w)}{\mu_c} = \frac{6.7(1.90 - 1.00)}{0.92} = 6.55 \text{ ton/m}^2$$

$$\lambda_{cs} = \frac{P_c \tan \phi}{c} = \frac{6.55(0.30573)}{1.46} = 1.371$$

de la figura 3.29 obtenemos $\beta = 32^\circ$ y $\lambda_{cs} = 1.371$ que:

$$N_{cs} = 9.60$$

Finalmente:

$$F_s = \frac{c N_{cs}}{P_d} = \frac{1.46(9.6)}{10.41} = 1.34$$

Cálculo para la condición (b):

Como la relación $\frac{H_i}{H}$ es muy pequeña, μ_s es prácticamente igual para ambas condiciones (a y b).

Por lo tanto, consideramos el mismo valor de P_s al anteriormente calculado.

Para este caso $\mu'_w = \mu_w = \mu_s = 0.92$ y de la misma manera:

$$P_s = \frac{\gamma_{sa} H - \gamma_w H_w}{\mu_s} = \frac{1.9(6.7) - 1.00(3.65)}{0.92} = 9.86 \text{ ton/m}^2$$

así también obtenemos que:

$$\lambda_{co} = \frac{P_s \tan \phi}{c} = \frac{9.86(0.30537)}{1.46} = 2.064$$

Con $\beta = 32^\circ$ y $\lambda_{co} = 2.064$ obtenemos de la figura 3.29 que:

$$N_{co} = 11.40$$

Por último:

$$F_s = \frac{c N_{co}}{P_s} = \frac{1.46 (11.40)}{10.41} = 1.60$$

Donde:

El momento resistente será:

$$M_r = \left[\int_0^L S_0 c \, dl + \left(\int_0^x S_0 \gamma h \cos \delta \, dx - \int_0^L S_0 U \, dl \right) \right] \tan \phi$$

Para la cual, encontrando valores tenemos:

$$\int_0^L S_0 c \, dl = 72.46$$

$$\int_0^x S_0 \gamma h \cos \delta \, dx = 192.70$$

$$\int_0^L S_0 U \, dl = 62.00$$

Tiene valores, en el momento resistente valdrá:

$$M_r = 72.46 + (192.70 - 62.00) 0.3639 = 120.03$$

El momento motor será:

$$M_m = \int_0^x S_0 \gamma h \sin \delta \, dx$$

Haciendo la integral obtenemos:

$$\int_0^x S_0 \gamma h \sin \delta \, dx = 104.12 = M_m$$

Finalmente el factor de seguridad valdrá:

$$F_s = \frac{M_s}{M_m} = \frac{102.03}{104.12} = 1.15$$

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1 Conclusiones.

Al hablarse de la estabilidad de un talud, debe hacerse en términos de probabilidad, ya que por la naturaleza de los materiales con que se trabaja no se puede tener plena seguridad de los resultados.

En este trabajo se ha presentado un panorama general referente a la estabilidad de los taludes. Se ha procurado además presentar diferentes criterios de análisis, con el objeto de que el lector conozca las ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

A continuación incluimos un resumen de estas.

1.- Método Sueco

Ventajas:

- se observa físicamente lo que pasa en un talud.
- toma en cuenta la estratificación, flujo de agua, grietas de tensión y sobrecarga.
- se puede analizar la falla local al pie y por la falla de base al talud.

Finalmente el factor de seguridad valdrá:

$$F_s = \frac{M_s}{M_m} = \frac{102.03}{104.12} = 1.15$$

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1 Conclusiones.

Al hablarse de la estabilidad de un talud, debe hacerse en términos de probabilidad, ya que por la naturaleza de los materiales con que se trabaja no se puede tener plena seguridad de los resultados.

En este trabajo se ha presentado un panorama general referente a la estabilidad de los taludes. Se ha procurado además presentar diferentes criterios de análisis, con el objeto de que el lector conozca las ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

A continuación incluimos un resumen de estas.

1.- Método Sueco

Ventajas:

- se observa físicamente lo que pasa en un talud.
- toma en cuenta la estratificación, flujo de agua, grietas de tensión y sobrecarga.
- se puede analizar la falla local al pie y por la falla de base al talud.

Desventajas:

- a) no define la falla correspondiente, menos el círculo crítico y esto hace que desemboque en tanteos para encontrar dicho círculo y así se convierte este método en uno muy laborioso.
- b) desprecia las fuerzas laterales que existen en cada dovela, así como supone una superficie de deslizamiento circular y no en todos los casos se cumple estas hipótesis.

2.- Método de Taylor

Ventajas:

- a) dicho método es muy práctico.
- b) se puede analizar por falla de base y al pie del talud.
- c) nos dice el tipo de falla que se presenta en el talud.
- d) se puede tomar en cuenta la sobrecarga y la presencia de un estrato resistente.

Desventajas:

- a) no permite observar lo que pasa físicamente en el talud.
- b) no ubica el círculo crítico.
- c) no toma en cuenta el efecto de flujo de agua, grietas de tensión y estratificación.

3.- Método de Jambú

Ventajas:

- a) es muy práctico.
- b) se puede analizar por falla al pie del talud.
- c) nos dice las coordenadas del círculo crítico al pie del talud.
- d) permite tomar en cuenta el efecto de flujo de agua, grietas de tensión y sobrecarga.

Desventajas:

- a) no permite observar físicamente lo que pasa en un talud.
- b) no permite el análisis de falla en la base del talud.

4.- Método de las dovelas diferenciales (gráfico)

Como este método está basado en el método sueco, tiene las mismas ventajas y desventajas.

Este método de dovelas diferenciales es muy práctico debido a que no hay necesidad de hacer tantos cálculos como en el método sueco y poderse graficar fácilmente, así encontrar el factor de seguridad deseado.

Cabe señalar, que todos estos métodos parten de la obtención de los parámetros de resistencia c y Φ ; la determinación de estos parámetros es hasta la fecha aproximada, por lo tanto los procedimientos de análisis de taludes serán tan precisos como aproximados sean los parámetros de resistencia.

De lo tratado en los párrafos anteriores en relación con los diferentes métodos de análisis que se manejan podemos comentar desde el punto de vista de comportamiento de un talud, el procedimiento más recomendable es el método sueco, ya que permite visualizar el efecto de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes, así como la importancia de los elementos de cada una de ellas.

Los demás procedimientos deben su utilidad a la ayuda que prestan al ingeniero para evitarle la ejecución de cálculos muy laboriosos, permitiendo la obtención de un factor de seguridad de una manera explícita.

Es interesante hacer notar que para el análisis de estabilidad de taludes de materiales homogéneos se cuenta con soluciones numéricas para suelos cohesivos (método de Taylor, falla por el pie y falla de base del talud), y para suelos cohesivos friccionantes (método de Janbu, falla al pie del talud, e incluyendo flujo de agua).

Destaca la falta de un método numérico rápido para un suelo cohesivo friccionante por falla de base, así como la falta de una solución expedita para el caso de suelos estratificados o suelos heterogéneos.

Con esto se intuye que más que aplicar ciegamente las fórmulas y métodos existentes, deberá tenerse plena conciencia del problema, lo cual se logra con detenidas observaciones en el sitio de la obra, distintas características tanto físicas como mecánicas que intervengan en el problema y el empleo del sentido común.

6.2 Recomendaciones.

El grado de habilidad ingenieril que se necesita para resolver los problemas que plantea el trazado de un camino, o de un ferrocarril, que requiere la construcción de desmontes, depende en gran parte de la naturaleza del terreno. El proyecto y la construcción de desmontes en terreno favorable están bastante normalizados, pero si la obra pasa por el terreno difícil, para resolver con eficacia los problemas que surgen, el ingeniero debe poseer la más alta capacidad. Esto se debe a la infinita variedad de combinaciones de suelos y condiciones hidráulicas que pueden dar origen al peligro de deslizamientos, y en parte al hecho de que consideraciones económicas exigen con frecuencia sacrificar en forma radical los coeficientes de seguridad corrientes. El ingeniero que hace el estudio debe ser capaz de identificar, en función del aspecto del terreno y de alguna que otra perforación, si el terreno es favorable, desfavorable, muy desfavorable. Debe también de prever cuáles serán las peores dificultades constructivas que pueden presentarse en cada lugar y estimar los costos y plazos de construcción que corresponderán en cada caso.

Si el terreno desfavorable no puede evitarse, el ingeniero debe ejecutar sucesivamente las siguientes operaciones:

- a) Situar los lugares más críticos y estudiarlos con muestras y ensayos.
- b) Elegir los ángulos de los taludes en función de un balance razonable entre los requerimientos de la economía y los de la seguridad.
- c) Proyectar los sistemas de drenaje en caso de ser necesarios.
- d) Preparar el programa de las observaciones que deberán efectuarse durante la construcción, para eliminar tanto las dudas existentes sobre la naturaleza del lugar como los peligros de accidentes.
- e) Estabilizar con la mayor rapidez y el menor gasto aquellos taludes que empiecen a moverse.

Se debe aclarar que no se pueden establecer reglas fáciles y rápidas para ejecutar ninguna de estas tareas. Cuando se trata de otros suelos o de combinaciones de suelos, el ingeniero, para resolver el problema solo puede contar: con su capacidad natural para descubrir los factores que determinan la estabilidad del depósito en consideración, con su habilidad para imaginar las derivaciones que las incertidumbres aun remanentes mientras ejecuta su proyecto tendrán en la estabilidad, y con su ingenio para proveer medios que eliminen dichas incertidumbres a medida que se construye el desmonte.

El desarrollo de estos atributos vitales requiere algún conocimiento de geología y una familiarización completa con las leyes que gobiernan la acción mutua entre el agua y los distintos tipos de suelos.

ANEXOS.

ANEXO 6-1. Taludes recomendados en cortes.

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Granito sano y masivo					Disponer a 1:2 1/2 la parte intemperada si la hay
Granito sano fisurado en bloques					Amacorar taludes según la disposición de las fisuras
Granito refultado, grandes bloques empacados en arena					No se considera recomendable la construcción de bermas en el cimbo de talud.
Granito refultado, grandes bloques empacados en arcilla arenosa.					Se recomienda construir banqueta con el objeto de recibir en ella los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan.
Granito totalmente intemperado (Jucutuguay)					Si el producto de la intemperación del granito es arena fina, limosa o arcillosa, se recomienda proyectar banqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3 m para cortes mayores.
Dioritas	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grado de intemperismo de la roca.				
Andesita fisurada, sin alteración.					Se recomienda amacorar siguiendo los planos de fisuramiento.
Andesita fisurada y poco alterada					Se puede construir bermas de 4 m al cambiar talud a la parte inferior del corte no conviene arcilla en las fisuras y estas están ce readas
Andesita alterada y masiva					Se recomienda descompactar con vapor a 1 la parte superficial mas alterada. Si existe flujo de agua de fuera proveerse un subsistema adecuado

(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Basalto a gran escala fracturado en grandes bloques con algunas de fractura reciente y otras antiguas.					Se recomienda amarrar siguiendo los planos de fracturamiento así como amarrar a 1/2 a parte en temperatura.
Diorita tanqueado muy masiva.					Se recomienda amarrar.
Basalto con fracturas.					Desopertar 1/2 a la parte superior del corte si el fracturamiento es muy reciente. Si hay una caja siempre rasarla desopertar 1/1.
Basalto fracturado en bloques de todas formas.					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o empacados en arena o limo suave con flujos de agua.
Basalto fracturado en bloques de todas formas.					Si los fragmentos están empacados en arena firme sin que existan flujos de agua.
Basalto muy fracturado y en proceso muy avanzado de intemperzación.					En zonas muy lluviosas se recomienda construir al pie del talud una franqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3.0 m para cortes mayores de 15 m.
Corrientes basálticas intercaladas con rocas porfíricas o graníticas.		Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas porfíricas para darle a esta una su talud correspondiente. Las rocas porfíricas requieren talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3:4 si se encuentran compactas o son materiales muy gruesos.			
Granito masivo.					Si el terreno es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el resto de las porfíricas.
Las rocas vecinales, graníticas o porfíricas o basálticas, están muy fragmentadas.					Si están intemperzadas en la parte superior del corte, se recomienda desopertar el corte a 1/2:1.
Las rocas vecinales, graníticas o porfíricas, están muy fragmentadas.					Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir bermas de 1 m a la mitad de la altura, impermeabilizadas.

(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Tobas ligas, distribución reducida, arenosas o en láminas poco interpermeables.					Se recomienda impermeabilizar a 1/3 de la parte superior si el comportamiento es interpermeable.
Tobas, masas de tuffs, rubias, azules o en láminas muy interpermeables.					Cambiar a talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 15 m.
Lutita dura y resistente, con rebajo casi horizontal, poco fracturada.					No construir contra-cunetas si no son bien impermeabilizadas. Desapertar 1/3 la parte superior más interpermeable.
Lutita suave de resistencia media muy fracturada.					No construir contra-cunetas si no son bien impermeabilizadas. Desapertar 1/3 la parte superficial más interpermeable.
Arenisca sana fuertemente cementada, horizontal o a la vez del corte.					Desapertar 1/3 la parte muy interpermeable.
Arenisca poco cementada, muy alterada con flujo de agua.					Desapertar 1/3 la parte superficial muy interpermeable.
Conglomerado lechoso bien cementado con matriz silicea o calcárea.					Se recomienda amarrar el material sobre los fragmentos viejos.
Conglomerado fuertemente cementado con matriz silicea.					Si la matriz arenosa se encuentra saturada o se moja a fuertes cambios de humedad, se recomienda para cortes mayores de 10 m construir subcuerpo de 1 m y bermas de 4 m a la mitad de la altura.
Casta fracturada con echado casi a la vez del corte con intersección gruesa y mal definida.					Se recomienda impermeabilizar 1/3 la parte superior alterada o más fracturada.
Lutitas masas con estratificación casi horizontal a la vez del corte.					Desapertar 1/3

(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza impermeabilizada con flujo de agua					Prever un taludaje con trancas impermeables
Caliza sana con echado y cinta al norte entre 30° y 45° con un taludaje adecuado en el otro costado	Dar el talud preferente al echado de la zona más sana fracturada, prever forma impermeabilizada de 4 m a la mitad de la altura con trancas impermeables				
Caliza muy fracturada e impermeabilizada					Construcción impermeable
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 30° y 45°					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal
Caliza muy poco impermeabilizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte					Despejar la zona más fracturada a 1:1 Construcción impermeabilizada
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Aglomerado medianamente compacto con fines plásticos					Construcción impermeabilizada, para cortes mayores de 10 m construir banquetas de 1.0 m en el pie del talud.
Aglomerado medianamente compacto con fines plásticos					Construcción impermeabilizada. Para corte mayor de 10 m prever banqueta de 2 m a la mitad de la altura y para corte mayor de 15 m aumentar el ancho a 4 m.
Aréas limosas y limon arcillosas					Despejar 1:1 la parte superior más impermeabilizada, si son materiales lacustres consolidados se debe prever talud de 1:1 y prever con pasto
Aréas limosas y limon arcillosas					Construcción impermeabilizada. Despejar a 1:1 a la parte más impermeabilizada. Para cortes menores de 15 m prever banquetas de 3 m al pie del talud.

(Continuación)

TIPO DE SUELO	SALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 3 m	De 3 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayores de 15 m	
Armas limpias y bien compactadas					Desmenuar a una superior celta
Armas con arenas finas homogéneas					Desmenuar a la parte impermeabilizada. Si existe flujo de agua proyectar subdrainaje
Armas con suaves capas de arena impermeabilizadas					* Para corres mayores de 15 m proyectar bermas a la mitad de la altura bien drenada.
Ciellos producto de la impermeabilización de granitos o dioritas					Cubrir con pasto el talud para corres mayores de 8 m proyectar bermas de 8 m bien drenadas. (altura máxima 18 m)
Arenas limpias poco o nada compactas	Su ángulo de fricción interna con banquetas de 1.00 m en la base.				Cubrir los taludes con pasto.

* La construcción de la bermas requiere de una construcción con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que debería ser impermeabilizada, pues si no lo son se podría tener una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.

BIBLIOGRAFIA.

La Ingeniería de suelos en vías terrestres.
Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo.
Volumen 1, tercera reimpresión 1981.

Teoría y aplicación de la mecánica de suelos.
Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez.
Tomo II, sexta reimpresión 1978.

Ingeniería de cimentaciones.
Ralph B. Peck, Walter E. Hanson y Thomas H. Thornburn.
Primera edición 1982.

Mecánica de suelos en Ingeniería práctica.
Karl Terzaghi y Ralph B. Peck.
Segunda edición.

Análisis de estabilidad de taludes en suelos.
Nilmar Jambú, tesis para el grado doctoral de Ingeniería Civil.