

2ej
120



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**" ESTABILIDAD DE TALUDES
EN SUELOS "**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
MIGUEL ANGEL LOZANO GAZGA

DIRECTOR DE TESIS
M. I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

México, D. F.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

INDICE

ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1.-	Introducción	1
1.2.-	factores de los que depende la estabilidad de los taludes	2

CAPITULO 2

ALGUNAS FALLAS DE TALUDES EN SUELOS

11.1.-	Fallas ligadas a la estabilidad de las la- deras naturales.....	3
11.2.1.-	Fallas relacionadas con la estabilidad de taludes artificiales.....	7

CAPITULO III

SUELOS FRICCIONANTES

111.1.-	Definición de suelos friccionantes	16
111.2.-	Análisis de estabilidad.....	16

CAPITULO IV

SUELOS COHESIVOS Y COHESIVOS-FRICCIONANTES

IV.1.-	Suelos cohesivos.....	19
IV.1.1.-	Análisis de estabilidad	19
IV.1.1.1.-	Método Sueco.....	20
IV.1.1.2	Método de Taylor	23
IV.2.-	Suelos cohesivos-friccionantes	26
IV.2.1.-	Análisis de estabilidad	26
IV.2.1.1.-	Método Sueco	27
IV.2.1.2.-	Método Janbu	31
Anexo IV.1.-	Análisis de estabilidad por falla de traslación	35

CAPITULO V

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES CON FLUJO DE AGUA

V.1.-	Finalidad	37
V.2.-	Análisis de estabilidad	37

V.2.1.-	Método Sueco	37
V.2.2.-	Método Janbu	42
V.2.2.1.-	Sumersión parcial	45
V.2.2.2.-	Combinación de sobrecarga, grietas de tensión, sumersión y flujo establecido.....	47
V.2.3.-	Método de las dovelas diferenciales	50
Anexo V-1.-	Pruebas de laboratorio para análisis de la estabilidad.	56
Anexo V.2.-	Recomendaciones prácticas para taludes.....	58
CAPITULO VI		
ALGUNOS METODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS.		
VI.1.-	Método de Elusión.....	64
VI.2.-	Método de excavación.....	64
VI.3.-	Empleo de bermas laterales o frontales.....	65
VI.4.-	Abatimiento de taludes.....	66
VI.5.-	Empleo de escalonamiento.....	66
VI.6.-	Empleo de materiales ligeros.....	67
VI.7.-	Empleo de materiales estabilizantes.....	67
VI.8.-	Empleo de estructura de retención.....	68
VI.9.-	Empleo de pilotes.....	68
VI.10.-	Empleo de contrapeso al pie de la falla.....	68
VI.11.-	Anclajes.	69
VI.12.-	Empleo de vegetación.....	69
VI.13.-	Consolidación previa de suelos comprensibles.....	70
Anexo VI.1.-	Recomendaciones adicionales.....	71

**CAPITULO VII
DRENÁJE PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES**

VII.1.-	Finalidad.....	74
VII.2.-	Drenaje superficial.....	75
VII.2.1.-	Drenaje superficial longitudinal.....	76
VII.2.2.-	Drenaje superficial transversal.....	78
VII.3.-	Drenaje subterráneo.....	80
VII.3.1.-	Drenaje subterráneo longitudinal.....	80
VII.3.2.-	Drenaje subterráneo transversal.....	85

**CAPITULO VIII
EJERCICIOS SOBRE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN
SUELOS.**

VIII.1.-	Ejercicios resueltos.....	90
VIII.2.-	Ejercicios propuestos.....	125

**CAPITULO IX
CONCLUSIONES.....** 131

BIBLIOGRAFIA..... 134

I. GENERALIDADES

1.1.-Se comprende bajo el nombre genérico de talud a cualquier su perficie inclinada respecto a la horizontal que haya de adoptar permanentemente la estructura de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista, los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

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

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

Comenzaremos por conocer las partes esenciales de un talud, las cuales se pueden observar en la Fig. I.1.

1.2.-También es importante conocer los factores de que depende la estabilidad de los taludes en suelos, los cuales son, (Rico y del Castillo, 1976):

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.

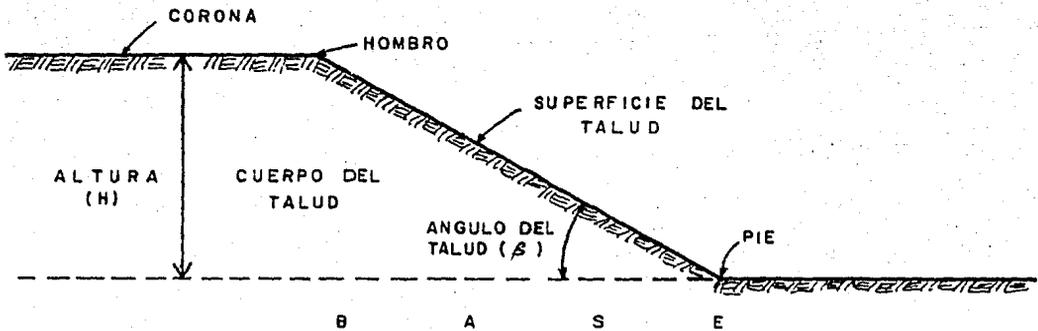


FIG. I.1 NOMENCLATURA DE UN TALUD

II. ALGUNAS FALLAS DE TALUDES EN SUELOS

Durante mucho tiempo se ha observado el mecanismo por el cual han fallado los taludes y se ha tratado de agruparlos con el fin de estudiarlos y poder dar alguna solución; por eso es indispensable conocer cuáles son esos tipos de falla (Rico y del Castillo, 1976). En la tabla 2.1 se muestra una clasificación de los tipos de fallas más comunes que se presentan en laderas naturales y taludes artificiales.

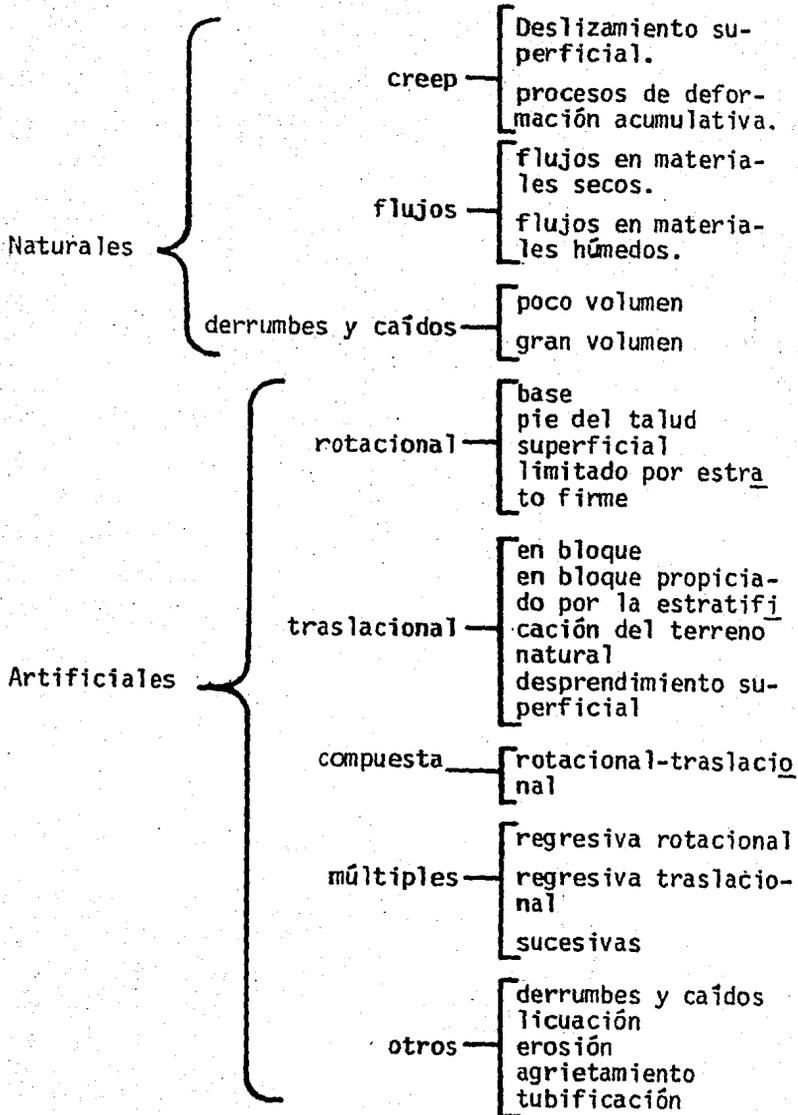
II.1 Fallas ligadas a la estabilidad de las laderas naturales.

II.1.1 Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (Creep). Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales, como se muestra en la Fig. II.1

II.1.2 Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa, generalmente relacionada con perfiles geológicos desfavorables.

Tipo de fallas que se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo, como se muestra en la fig. II.2

Tabla 2.1. Clasificación de algunas fallas de taludes en suelos.



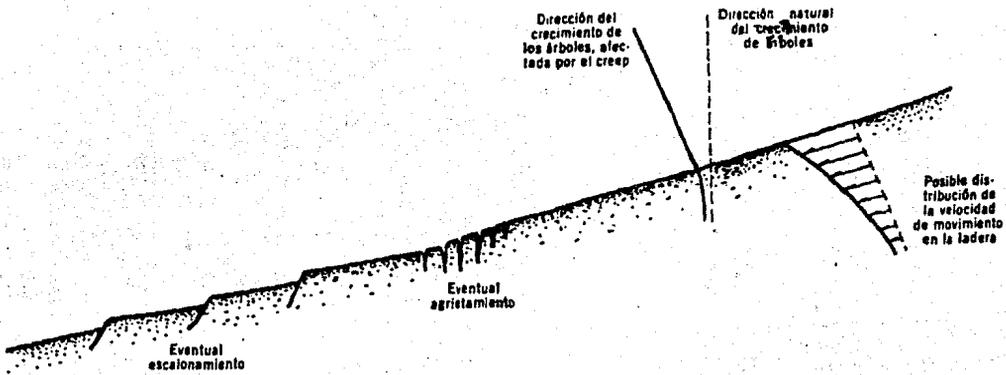


Figura II.1 Signos del deslizamiento superficial.

II.1.3- Flujos

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamiento recuerda el comportamiento de un líquido viscoso.

La superficie de deslizamiento no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente breve.

II.1.3.1 Flujo de materiales relativamente secos.

En este grupo quedan comprendidos, en primer lugar, los flujos de fragmentos de roca, desde los más rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente.

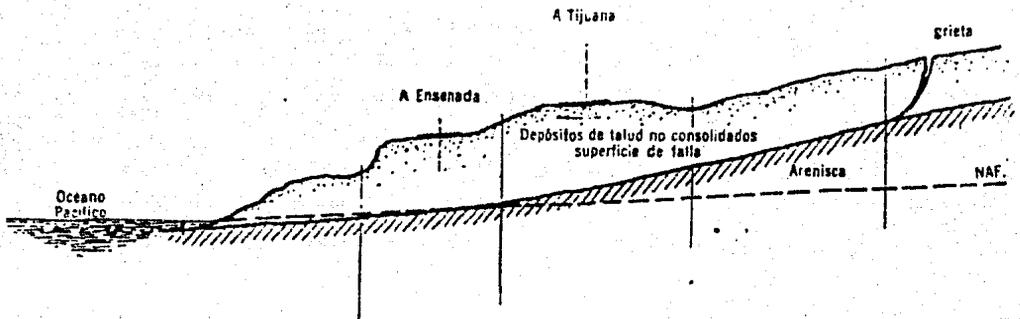


Figura II.2 Superficie de falla formada en una ladera natural.

En segundo lugar los flujos en suelos relativamente secos han ocurrido en "loess", asociados muchas veces a temblores. Véase en la Fig. II.3 dos tipos de flujos en suelos secos.

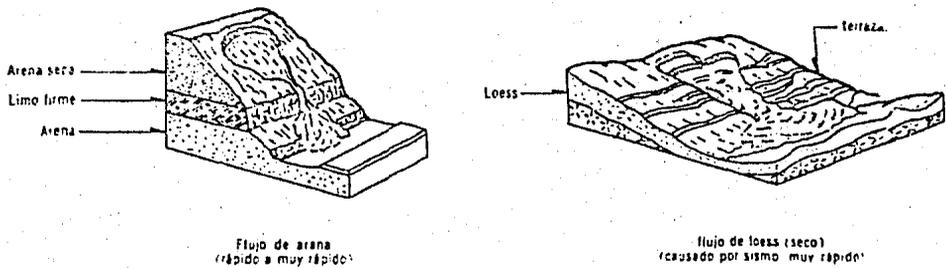


Figura II.3 Flujos en suelos secos (Ref. 8..)

II.1.3.2- Flujos en materiales húmedos.

Sin flujos que requieren una proporción apreciable de agua contenido en el suelo, la cual desempeña un papel en la génesis y

naturaleza de la falla.

Se habla de 3 tipos de flujos húmedos.

1.- Flujos de lodos

2.- flujos de tierra

3. flujos de detritus

Véanse en la Fig. II.4 los flujos en materiales húmedos.

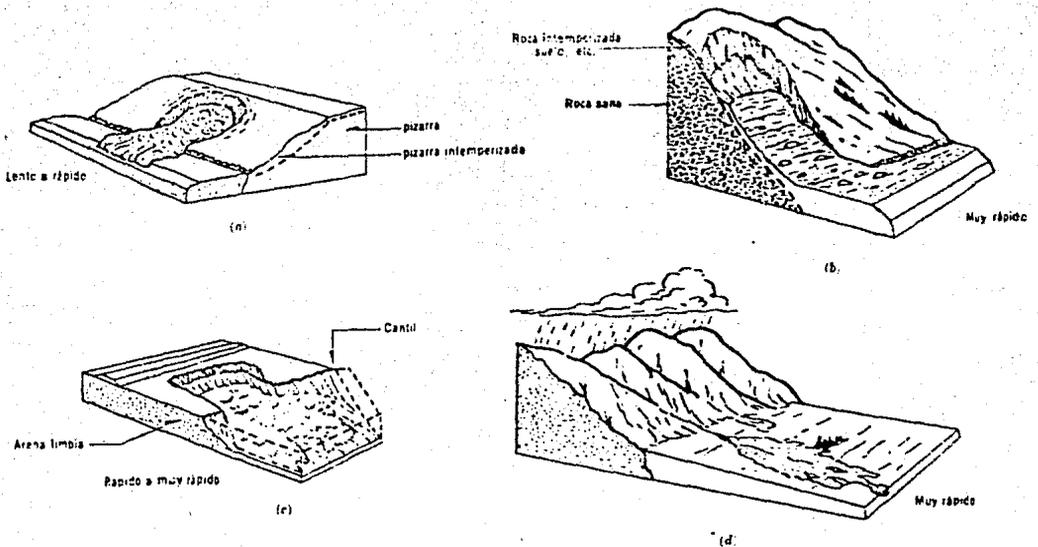


Figura II.4 Flujos en materiales húmedos

II.2.- Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales.

II.2.1- Falla rotacional.

Se describe ahora los movimientos rápidos o prácticamente ins

tantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamiento a lo largo de la superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud, interesando o no al terreno de cimentación.

Se considera que la superficie de falla se forma cuando en ella actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material.

La Fig. II.5 muestra el perfil de algunas fallas típicas del tipo rotacional.

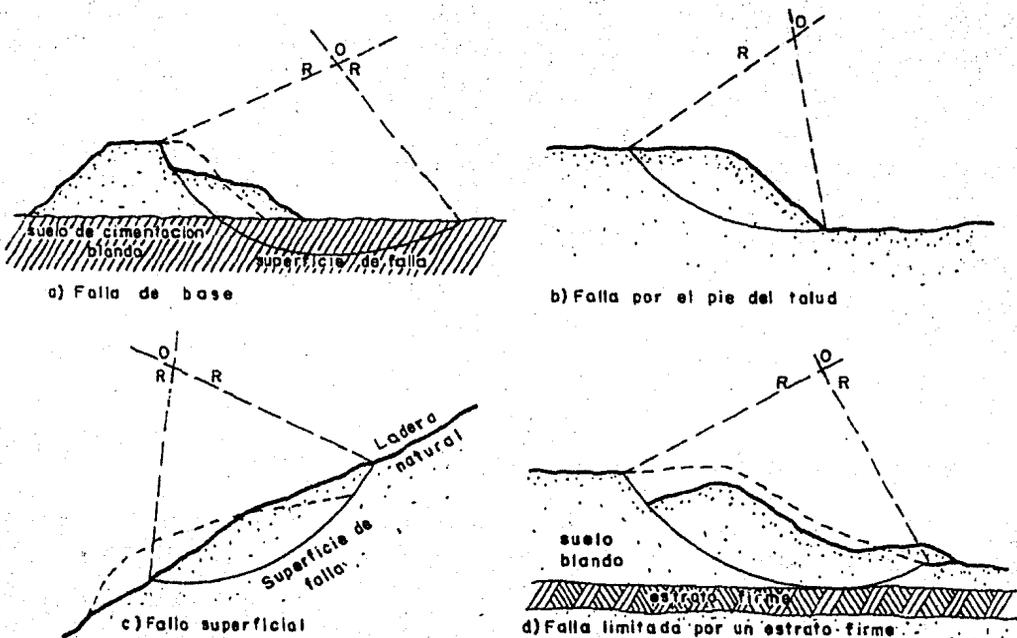


FIG. II.5 FALLAS ROTACIONALES

II.2.2- Falla traslacional

Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre su superficie de falla básicamente plana, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud, como se ilustra en la Fig. II.6.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por dos cantiles; por lo general es por agrietamiento.

II.2.3- Fallas con superficie compuesta.

Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de fallas compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares, como se puede observar en la Fig. II.7.

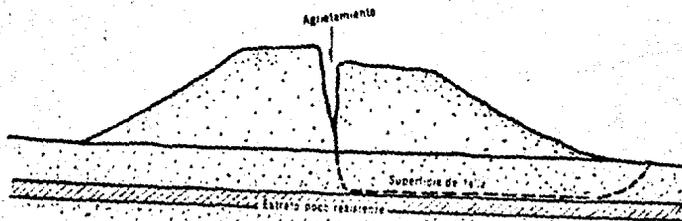
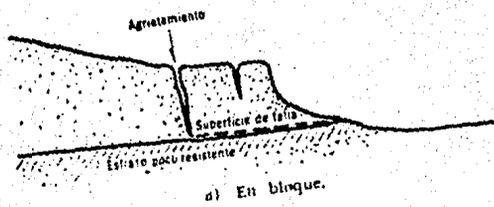
En general, estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud.

II.2.4- Fallas múltiples.

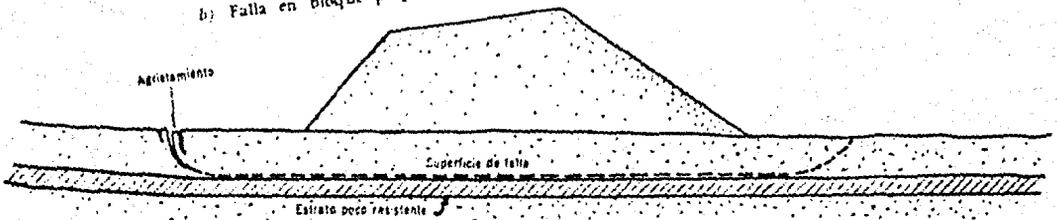
Se trata ahora de fallas que se producen con varias superficies de deslizamientos, sean simultáneas o en rápida sucesión, como se muestra en la Fig. II.8

Es conveniente observar los tres tipos de fallas.

- a) fallas regresivas rotacional
- b) fallas regresivas traslacional
- c) fallas sucesivas.



b) Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural.



c) Desprendimiento superficial.

Figura II.6 Fallas traslacionales.

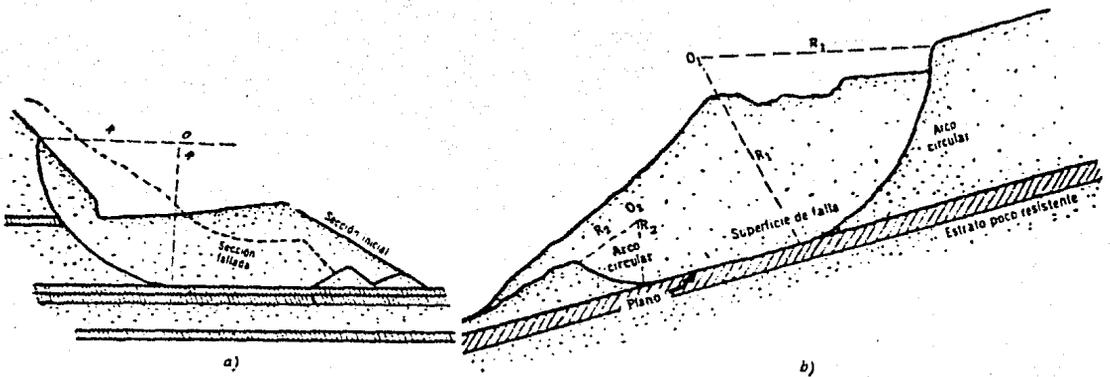


Figura II.7 Fallas compuestas.

11.1.4 Derrumbes y caídos.

Estas fallas son típicas tanto de las laderas naturales como de los cortes practicados en aquéllas.

Por lo general consisten en desprendimientos locales de no muy gran volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes.

La Fig. II-9 muestra este tipo de fallas.

11.2.5 Fallas por licuación.

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitivo. Tal pérdida conduce al colapso a cualquier estructura vial edificada sobre o necha de un material que entre en licuación.

La licuación casi instantánea ha ocurrido en arcillas saturadas muy sensibles y en arenas finas sueltas, sobre todo en condiciones saturadas.

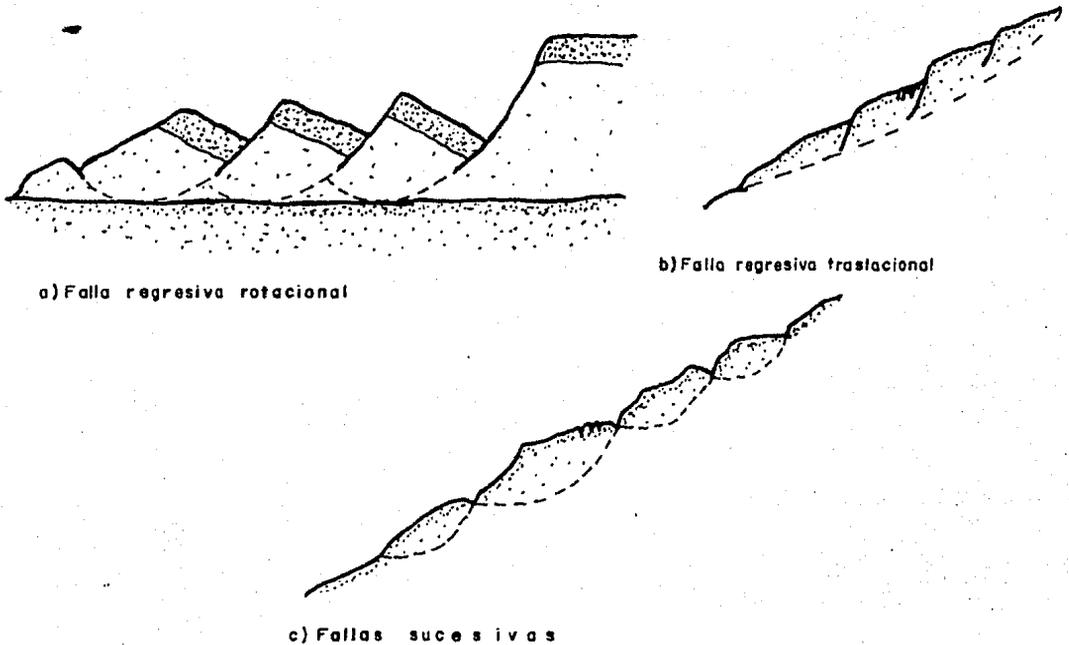
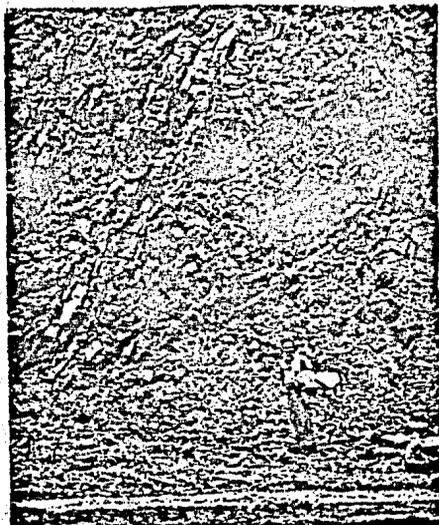


FIG. II.8 FALLAS MÚLTIPLES

11.2.6 Otros tipos de fallas, no directamente asociadas a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

Mencionaremos tres tipos especiales de fallas, cuyo mecanismo no depende, por lo menos directa y casi exclusivamente de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esto no quiere decir que tan importante propiedad no influye en mayor o menor grado en la generación y desarrollo de estas fallas.



Formación de calizas que propicia caídas y derrumbes (carretera Puebla-Orizaba). ✓



Un gran derrumbe en un corte para ferrocarril. (Vía férrea Viborillas, Villa de Reyes.)

FIG. II. 9

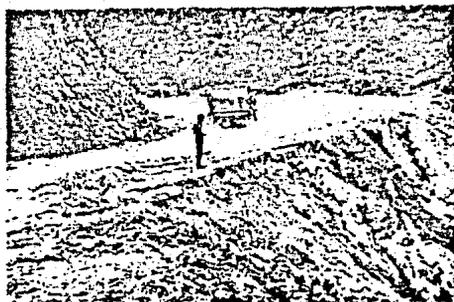
11.2.6.1 Fallas por erosión: este tipo de fallas es frecuente y dañinas en los terraplenes y cortes en las vías terrestres. Se trata del resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud.

La Fig. II-10 muestra una falla por erosión.

11.2.6.2 Fallas por tubificación: son fallas que si bien no se consideran frecuentes en las vías terrestres, quizá han sido causa de mayor número de problemas de los que usualmente se estima.



Efecto de la erosión de una corriente fluvial.



Efecto de la erosión. Nótese que al perderse material en el pie del talud y en su cuerpo, comienza a desarrollarse una falla rotacional.

FIG. II.10

La tubificación comienza cuando hay arrastre de partículas de suelos en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas generadas por el flujo de agua.

11.2.63- Fallas por agrietamiento:

Tienen importancia especial en el caso de terraplenes.

Se presentan agrietamientos tanto en el sentido transversal como en el longitudinal.

Los primeros ocurrirán por asentamiento diferencial a lo largo del eje del camino y sólo serán de consideración en el caso de terraplenes construidos sobre suelos blandos. Lo segundo suele aparecer en lugares en que el terreno de cimentación es predominantemente arcilloso, blando y compresible. La sucesión de lluvias y sequías produce fuertes cambios volumétricos en este suelo, que se

manifiesta en elevaciones y descensos de su nivel, como muestra la fig. II.11



Crietas longitudinales en un terraplén.
(Carretera Apaseo-Irapuato.)

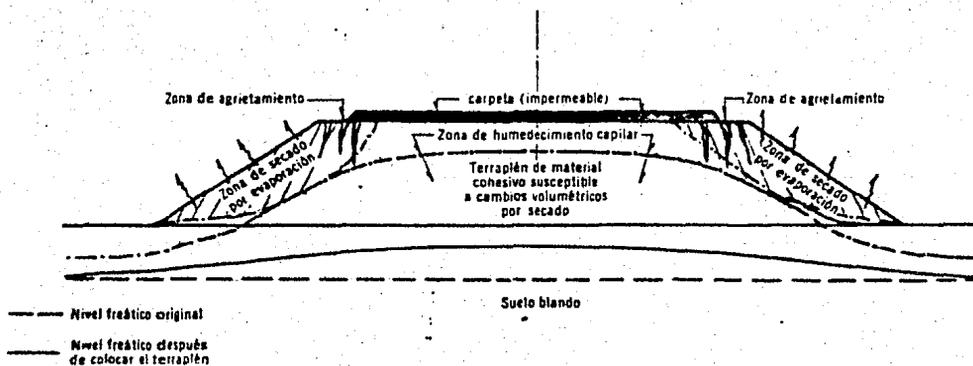


Figura II.11 Mecanismo del agrietamiento longitudinal de terraplenes (Ref. 20).

III. SUELOS FRICCIONANTES

III.1 Son aquéllos suelos en donde las partículas que lo integran forman una estructura simple, en las cuales la fuerza de fricción entre partículas es fundamental.

Son suelos gruesos que dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), serán aquéllos que no pasan la malla No.200 (0.074 mm), además de los limos no plásticos; en cuyos suelos predominan las fuerzas gravitacionales.

III.2 Se ha observado que la superficie de falla de un talud en suelos friccionantes (arena) corresponde a una superficie plana. Analicemos la estabilidad de un talud en estas condiciones, tal como se indica en la Fig. III.1.

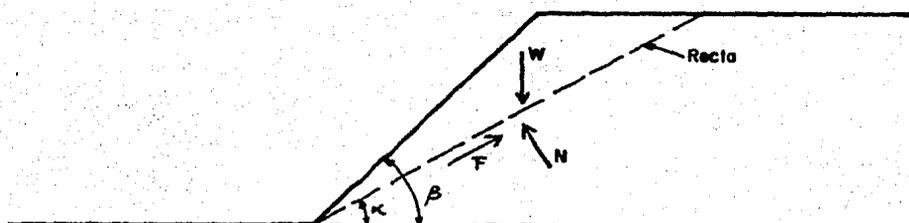


FIG. III.1

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

$$F_s = \frac{F_R}{F_a} \quad (3-1)$$

Pero:

$$F_R = N \tan \theta ; N = W \cos \alpha ; F_R = W \cos \alpha \tan \theta ; F_a = W \sin \alpha$$

$$F_R = \frac{F_R}{F_a} = \frac{W \cos \alpha \operatorname{tg} \theta}{W \operatorname{sen} \alpha} \quad (3-2)$$

$$F_S = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{cos} \alpha}} = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (3-3)$$

Para $\alpha = \beta$

$$F_S = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg} \beta} \quad (3-4)$$

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

$$F_S = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg} \alpha}$$

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

$$F_S \text{ min} = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg} \beta}$$

Lo anterior indica que la superficie crítica de falla 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, aparte de que el confinamiento sobre la arena en esta zona es nulo. Esto conduce a que la arena en la cara del talud se encuentre en general en estado suelto.

Considerando una arena en estado suelto con un $\phi = 34^\circ$ se obtiene de la ecuación (3-4), despejando $\text{tg}\beta$, teniendo un $F_s=1.1$ nos da:

$$\text{tg}\beta \frac{\text{tg}\phi}{F_s} = \frac{\text{tg } 34^\circ}{1.1} = 0.613$$

$$\beta = \text{ang tg } 0.613 = 32^\circ$$

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 menores 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, zampeado, suelo-cemento, etc.

IV. SUELOS COHESIVOS Y COHESIVOS-FRICCIONANTES

IV.1 Los suelos cohesivos son aquellos donde las partículas que lo integran forman 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 No. 200 (01074mm), con excepción de los limos no plásticos, en cuyos suelos predominan las fuerzas electromagnéticas.

IV.1.A continuación presento dos procedimientos para el análisis de la estabilidad de los suelos cohesivos.

El método sueco el método 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 de un 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 la falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma 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 podrán 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.

IV.1.1.1 Método Sueco

Las principales hipótesis que se utilizan 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 red 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 el pie del talud como fallas de base. El procedimiento se describe con base en la Fig. IV.1.

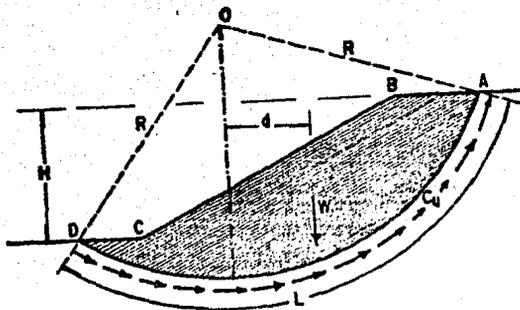


Figura IV.1 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Suelto a un talud puramente cohesivo.

Considérese el arco de circunferencia de radio (R) y de centro (O) como la traza 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:

$$M_m = \Sigma w_d \quad (4-1)$$

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 en relación al mismo polo o será:

$$M_r = CLR \quad (4-2)$$

En el instante de la falla incipiente, $M_m = M_r$

y, por lo tanto, se podrá escribir para ese instante:

$$\Sigma w_d = CLR \quad (4-3)$$

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{CLR}{\Sigma w_d} \quad (4-4)$$

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, 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.

IV.1.1.2-

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:

$$N_e = \frac{C_n}{\gamma_m H} \quad (4-5)$$

donde: C_n = cohesión,

γ_m = peso volumétrico del material,

H = altura del cuerpo del talud.

Demostró 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, β , (Fig. IV.2), el valor $\beta = 53^\circ$ tie-

ne 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 más crítico posible corresponde siempre a falla de base. Si la inclinación del talud es mayor de 53° , el número de estabilidad es variable, con 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 más crítico posible corresponde a falla por el pie de talud.

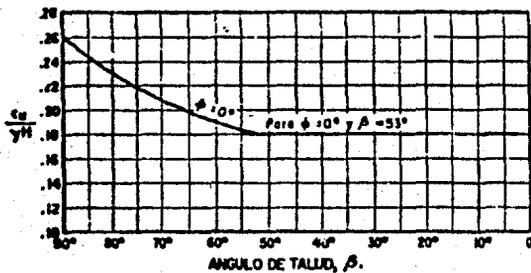


Figura IV.2 Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes de materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación.

La gráfica de la Fig. IV.2 evita ya todo el cálculo al ingeniero proyectista, al proporcionarle el N_e 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:

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

Taylor también estudió el importante caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de cimentaciones puramente cohesivo exista un estrato resistente horizontal que limite el problema. La Fig. IV.3 ilustra el caso de manera gráfica.

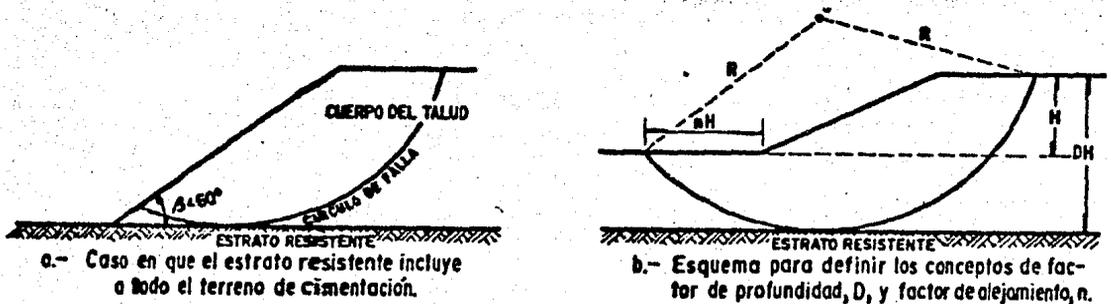


Figura IV.3. Círculo de falla en talud en material "cohesivo" cuando en el terreno de cimentación hay un estrato resistente.

Ahora el círculo más crítico será tangente al estrato resistente (a 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 Fig. IV.3 ilustra los conceptos de factor de profundidad y factor de alejamiento, que se utilizan en el ábaco de la Fig. IV.4 que permite resolver estos problemas sin necesidad de cálculos al proporcionar el número de estabilidad a cada condición geométrica.

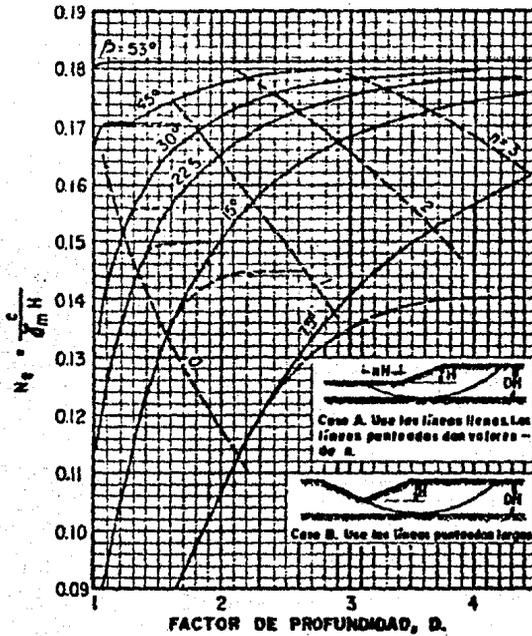


Figura IV.4 - Gráficas de mayor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente

IV.2.- Los suelos cohesivos-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 (S) 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.

IV.2.1 A continuación presento dos procedimientos para el análisis de la estabilidad de los suelos cohesivos-friccionantes:

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

IV 2.1.1

Método Sueco

Método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $S = C + \sigma \text{Tang } \phi$

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

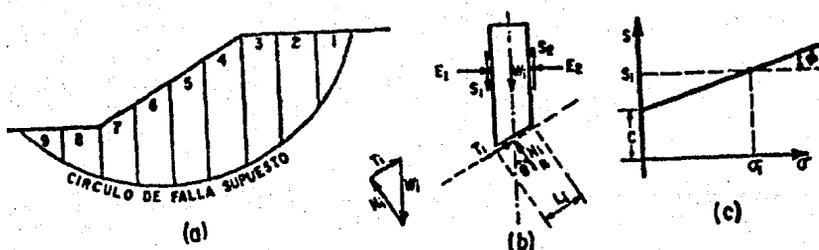


Figura IV-5 Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius.

la descripción de este método se hará con base en la Fig. IV-5. En primer lugar en el talud de la Fig. IV-5 (a) 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 una dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el nivel freático 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, dependen 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 Fellenius en el procedimiento de cálculo original que presento, 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 (Fig. IV.5).

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

$$M_m = R \sum T_i \quad (\text{suma algebraica}) \quad (4-6)$$

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, su efecto se incluirá en la suma de la ecuación. Nótese también que la suma (4-6) es algebraica, pues para las dovelas situadas por 0, la componente del peso actúa en forma contraria, tendiendo a equilibrar a la masa.

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

$$M_r = R \sum S_i L_i \text{ (suma aritmética)} \quad (4-7)$$

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

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

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{R \sum S_i L_i}{R \sum T_i} \quad (4-8)$$

Recordando que la ley de resistencia al esfuerzo cortante es:

$$S_i = C + \sigma_i \tan \phi \text{ y que } \sigma_i = N_i/L_i, C = cL \text{ y}$$

$$N_i = w_i \cos \theta_i ; T_i = w_i \sin \theta_i$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (4-8) y si anulamos R , nos da:

$$F_s = \frac{CL + \sigma \tan \phi \sum W_i \cos \theta_i}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (4-9)$$

El método de cálculo desemboca naturalmente en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con 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 IV.a se propone una manera de disponer los cálculos para la aplicación del método.

TABLA IV.a

Dovela No.	w_i (ton)	θ_i (°)	$\cos \theta_i$	$\sin \theta_i$	$w_i \cos \theta_i$	$w_i \sin \theta_i$	α_i (°)	L_i (m)	$\sigma_i = \frac{N_i}{L_i}$	$S_i = c + \sigma_i \tan \phi$ (ton)	$S_i \cdot L_i$ (ton-m)

IV.2.1.2

Método de Janbu

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

$$F_s = \frac{N_e c}{\gamma_m H} \quad (4-10)$$

Donde N_e es un número de estabilidad que puede obtenerse de la Fig. IV.6 a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda c \phi$, el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda c \phi = \frac{\gamma_m H}{c} \quad \text{tg} \phi \quad (4-11)$$

donde: λ_m = pesos volumétrico del material

H = altura del cuerpo del talud

ϕ = ángulo de fricción del talud

c = cohesión del material

También proporciona la Fig. IV.7 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 Fig. IV.8 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 cual a la fricción del mismo.

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

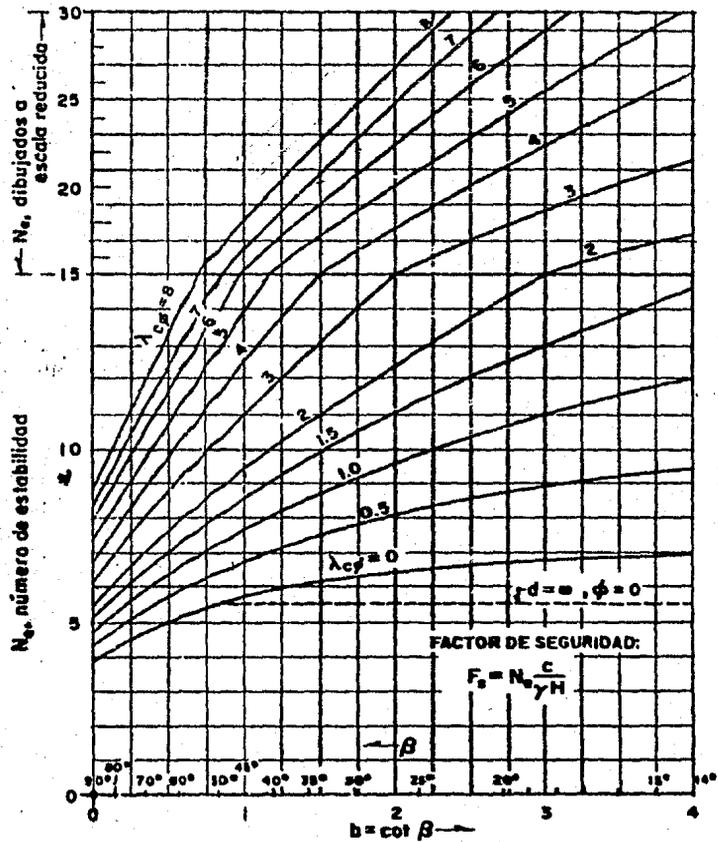


FIG. IV.6. Números de estabilidad asociados a círculos críticos por el pie del talud.

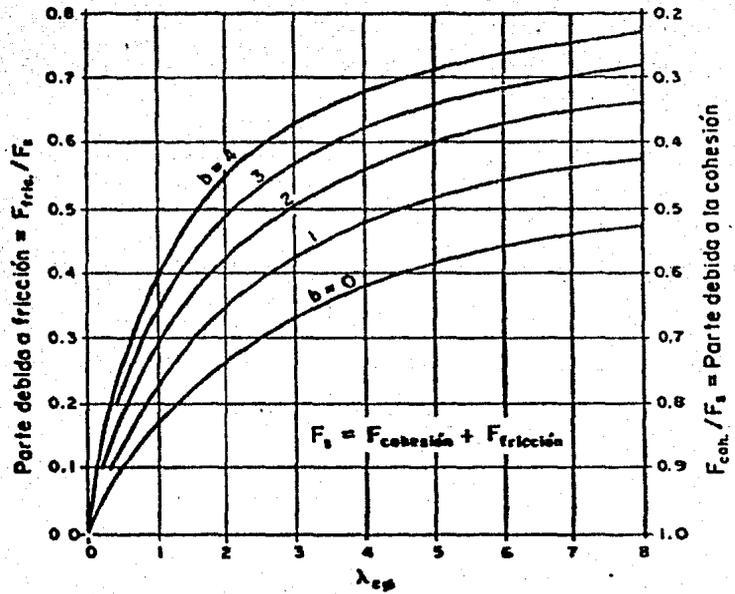


FIG.V18. Contribución de la "fricción" y la "cohesión" al factor de seguridad. *gr. 2*

FALLA TRASLACIONAL

El modelo matemático de este tipo de falla se ilustra esquemáticamente en la fig. IV.9

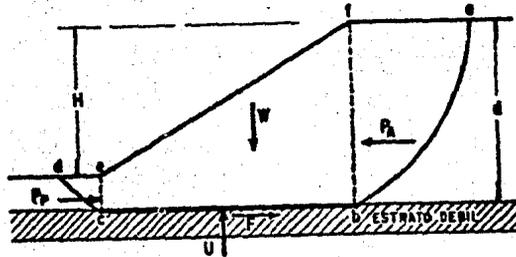


Figura IV.9 Superficie de falla correspondiente a una falla de traslación.

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

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

La curva bte c se moverá hacia la izquierda a causa del empuje de tierra en el plano bf; puede aceptarse que este empuje sea el 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:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma w H^2 \quad (4-12) \quad P_p = \frac{1}{2} \gamma w H^2 K_p + 2CH. \quad k_p \quad (4-13)$$

Así la fuerza F será simplemente igual a:

$$F=Cu.\bar{c}b$$

(4-14)

y el factor de seguridad que indique el riesgo de falla pue de escribirse como

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_A}$$

(4-15)

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 pla-- nos tb y ec para el cálculo de los empujes de tierra y de la fuer za F conduce al factor de seguridad mínimo , en el caso de la --- fig. IV.9, 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 sí b o c se mueven hacia la parte inclinada del - talud, F disminuye como función lineal de H, pero el empuje acti- vo como función de d^2 (si b mueve hacia la izquierda) el empuje - pasivo aumenta también como función de d^2 (si se mueve a la dere- cha) de lo que fácilmente puede deducirse un factor de seguridad mayor que el correspondiente al caso que se muestra en la fig.

No conviene tomar P_p para fines prácticos, cuando el estra- to débil esté a poca profundidad.

V. ESTABILIDAD DE TALUD EN SUELOS CON FLUJO DE AGUA.

V.I 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 capítulo 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.

V.2.1. METODO SUECO

Consideremos un talud con flujo de agua en un suelo cohesivo friccionante.

De manera análoga a como lo vimos en el inciso IV.2.1) supongamos 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 V.1

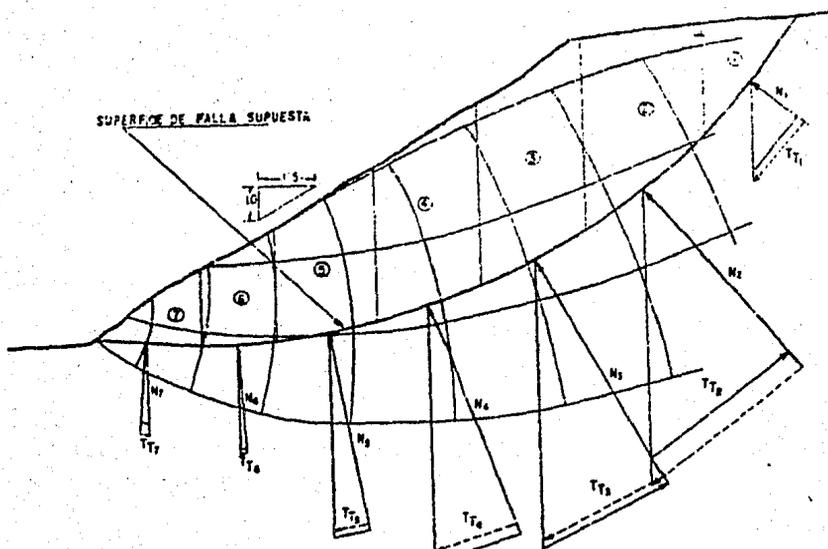
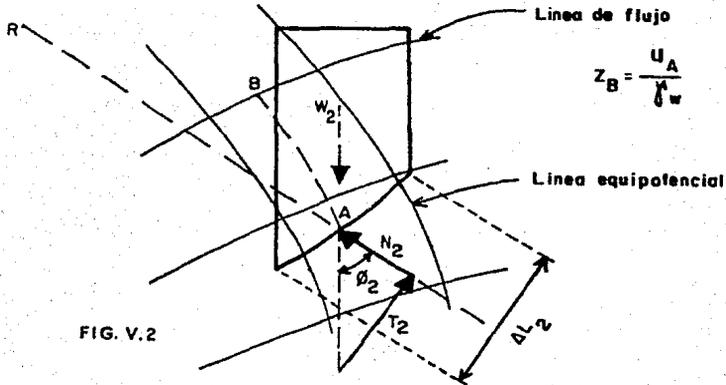


FIG. V.1

Analicemos la estabilidad de una dovela, despreciando el efecto de las fuerzas laterales en la dovela, tal como se indicó en el inciso IV.2.1.1 por ejemplo dovela No. 2, como se muestra en la figura V.2.



El momento motor de la dovela 2 valdrá:

$$Mm_2 = \omega_2 d_2 = \omega_2 \text{ sen } \theta_2 R \quad (5-1)$$

El momento resistente de la dovela 2 valdrá:

$$Mr_2 = RS_2 \Delta L_2 \quad (5-2)$$

Donde:

$$S_2 = C_2 + \bar{\sigma}_2 \tan \phi_2 \quad (5-3)$$

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_2 - U_2 \quad (5-4)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{\Delta L_2} \quad (5-5)$$

$$N_2 = \omega_2 \cos \theta_2 \quad (5-6)$$

Así sustituyendo las expresiones: 5-3, 5-4, 5-5 y 5-6 en 5-2, el momento resistente nos da:

$$M_{r2} = R C_2 + \left(\frac{\omega_2 \cos \theta_2}{\Delta L_2} - U_2 \right) \tan \phi_2 \sigma L_2 \quad (5-7)$$

En base a 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 V.2) 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 = carga hidráulica total = carga de altura (Z_A) + carga de presión $\left(\frac{U_A}{\gamma_w} \right)$.

Aquí, la carga de altura también se le llama carga de posición.

En base a lo anterior tenemos:

(Carga de posición) B = (carga de presión) A o sea:

$$h_B = Z_B; \quad Z_B = \frac{U_A}{\gamma_w} \quad \therefore h_B = h_A \quad (5-8)$$

$$\therefore U_A = Z_B \gamma_w \quad (5-9)$$

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 V.3.

El momento resistente sería igual a:

$$M_r = \sum_{i=1}^n \left(C + \frac{\omega_i \cos \theta_i}{\Delta L_i} - U_i \right) \tan \phi \Delta L_i R \quad (5-10)$$

$$M_r = R \sum_{i=1}^n C \Delta L_i + (\omega_i \cos \theta_i - U_i \Delta L_i) \tan \phi \quad (5-11)$$

$$M_r = R \left[C L + \tan \phi \sum_{i=1}^n (\omega_i \cos \theta_i - U_i \Delta L_i) \right] \quad (5-12)$$

Finalmente el factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m}$$

Sustituyendo valores:

$$F_s = \frac{R \left[C L + \tan \phi \sum_{i=1}^n (\omega_i \cos \theta_i - U_i \Delta L_i) \right]}{R \sum_{i=1}^n \omega_i \sin \theta_i} \quad (5-13)$$

Anulando R en ambos términos, finalmente:

$$F_s = \frac{C L + \tan \phi \sum_{i=1}^n (\omega_i \cos \theta_i - U_i \Delta L_i)}{\sum_{i=1}^n \omega_i \sin \theta_i} \quad (5-14)$$

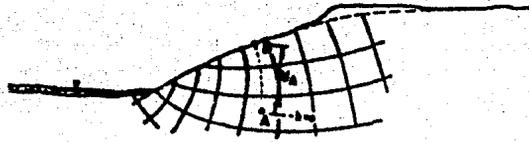


Figura V.3 Cálculo de las presiones en el agua, en el interior de un talud.

V.2.2 FORMULAS MODIFICADAS PARA CONDICIONES DE ESFUERZOS NEUTRALES SIMPLS (JANBU 1954).

Previas investigaciones han mostrado 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.

Janbu 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 fig. V.4, son obtenidas mediante el siguiente procedimiento, en el cual las fórmulas necesarias son:

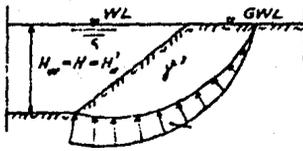
$$F_s = \frac{N_c \phi C}{\gamma_d H} \quad (5-15); \quad \lambda c \phi = \frac{\gamma_e H \tan \phi}{C} \quad (5-16)$$

Aquí, los significados de γ_d y γ_e (peso unitario efectivo) -- son los siguientes:

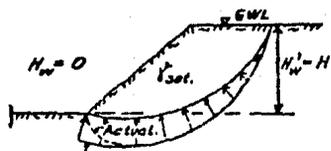
- CASO I ; $\gamma_d = \gamma_e = \gamma' = \gamma - \gamma_w$
- CASO II; $\gamma_d = \gamma = \gamma_e = \gamma'$
- CASO III; $\gamma_d = \gamma; \gamma_e = \gamma - \frac{H' \omega + D}{H = D} \gamma_w$
- CASO IV; $\gamma_d = \gamma_e = \gamma$

Donde: $\gamma = \gamma_{\text{Sat.}}$

Case I:



Case II:



Case III:



Case IV:



FIG. V. 4

La ilustración de la forma de aplicación de los cuatro casos anteriores viene contenida en el problema No. 14 de los ejercicios resueltos.

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

Durante el vaciado los esfuerzos neutros son reducidos gradualmente, particularmente cerca de la cara del talud. Sin embargo, si la permeabilidad del suelo es baja y si el vaciado es instantáneo, la diferencia podría ser pequeña entre las áreas de los diagramas de los esfuerzos neutrales a lo largo de la superficie de deslizamiento para el caso I y II. Entonces, si el peso unitario efectivo γ' es usado para el valor γ_e , de alguna manera se emplea una estimación conservadora del factor de seguridad. El caso II, define un factor de seguridad como límite inferior.

El valor de γ_e sugerido para la condición de flujo establecido bajo la superficie libre definida por $H'\omega$ (caso III) representa una interpolación lineal en $H'\omega$. El valor numérico de γ_e está localizado entre γ' (caso II) y γ (caso IV). La fórmula lineal no es segura para la etapa intermedia entre el caso II y el caso IV, pero el margen de error debe ser pequeño, ya que la diferencia total entre los valores del factor de seguridad para los casos II y IV es relativamente pequeña. Ver ejemplo No. 15 de los ejercicios resueltos.

A continuación se presentan la manera de calcular el factor de seguridad, utilizando el método de JANBU, para los casos de sumersión parcial, la combinación de sobrecarga, grietas de tensión, sumergencia y flujo establecido. Se recomienda al lector consultar los problemas No. 15, 16, 17 de los ejercicios resueltos, en los cuales viene ilustrada la aplicación de estos procedimientos.

V 2 2 ,

V.2.2.1 SUMERSION PARCIAL.

La figura V.5 muestra esquemáticamente un talud parcialmente sumergido, donde se mantiene un flujo establecido bajo una superficie libre, localizada sobre el nivel del agua.

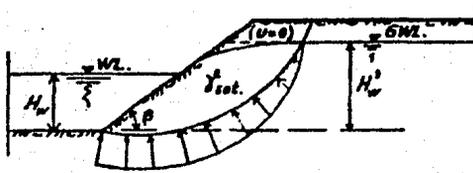


FIG. V.5

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

$$F_s = \frac{\mu_{\omega} N c \phi}{\gamma_{\text{Sat}} H - \gamma_{\omega} H'_{\omega}} \quad (5-18)$$

Donde el valor de μ_{ω} es igual a la reducción del factor trazado en la figura V.6. El número de estabilidad $N c \phi$ es obtenido de la figura IV.6, donde β y $\lambda c \phi$ son conocidos.

Para conocer el valor de $\lambda c \phi$ se emplea la fórmula siguiente:

$$\lambda c \phi = \frac{(\gamma_{\text{Sat}} H - \gamma_{\omega} H'_{\omega})}{C \mu'_{\omega}} \quad (5-19)$$

Aquí, μ'_{ω} se obtiene de la figura V.6 donde la relación $\frac{H'_{\omega}}{H}$ y el valor de β son conocidos.

Para el vaciado lento, de esta condición, la reducción gradual del nivel del agua se realiza tan lentamente que el nivel del agua del suelo y el nivel del agua fuera del talud, están siempre localizados a la misma altura, esto es $H'_{\omega}=H_{\omega}$, por lo tanto: $\mu'_{\omega}=\mu_{\omega}$.

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 $H'_{\omega}=H$. Por lo tanto $\lambda c\phi$ permanece constante durante el vaciado y su valor comprende al de un estado de sumersión completa.

Para ambas condiciones el factor seguridad se mide con relación a la proporción H_{ω}/H , como se muestra en la figura V.6.

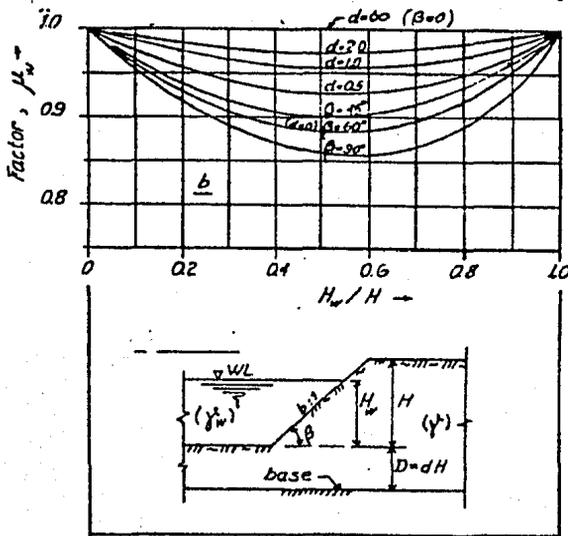


FIG. V. 6

Para encontrar P_d , la fórmula es la siguiente:

$$P_d = \frac{Y_{sat} H + q - \gamma_w H}{\mu_d} \quad (5-22)$$

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

$$\mu_d = \mu_w \mu_q \mu_t \quad (5-23)$$

donde:

μ_w , es un factor de reducción, el cual es obtenido de la figura V.6 cuando la relación $\frac{H_w}{H}$ y el ángulo de inclinación β son conocidos.

μ_q , es un factor de reducción, el cual es obtenido de la figura V.8, cuando la relación $\frac{q}{\gamma H}$ y el ángulo de inclinación β son conocidos.

μ_t , es un factor de reducción, el cual es obtenido de la figura V.9, cuando la relación H_t/H y el ángulo de inclinación β son conocidos.

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

$$P_e = \frac{Y_{sat} H + q - \gamma_w H'}{\mu_e} \quad (5-24)$$

$$\mu_e = \mu_q \mu'_w \quad (5-25)$$

Aquí, μ'_w es un factor de reducción que es interpolado de la figura V.6, cuando la relación $\frac{H'_w}{H}$ y el ángulo de inclinación β son conocidos.

Si la sobrecarga es tomada exclusivamente por el agua (normalmente consolidado) entonces, aparentemente $q = 0$ y $\mu_q = 1$, en la ecuación

(V-22) se mantiene sin cambio alguno.

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

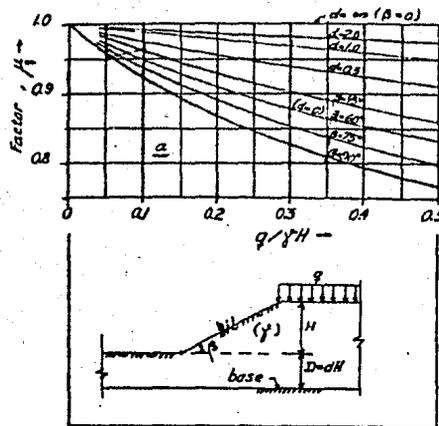


FIG. V. B

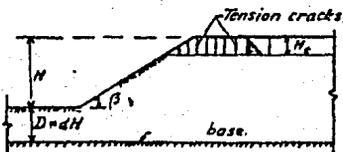
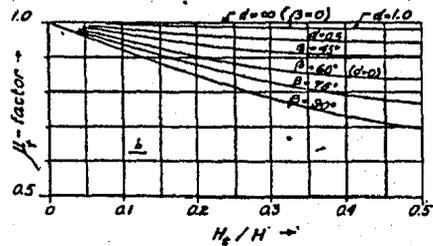
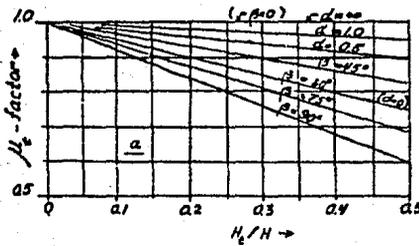


FIG. V. 9

V.2.3 METODO 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 sueco anteriormente mencionado, en el Inciso IV.2.1.1.

A continuación se describe en que consiste dicho método:

Considérese una dovela de ancho diferencial " dx ", 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 muestra la Fig. V.10.

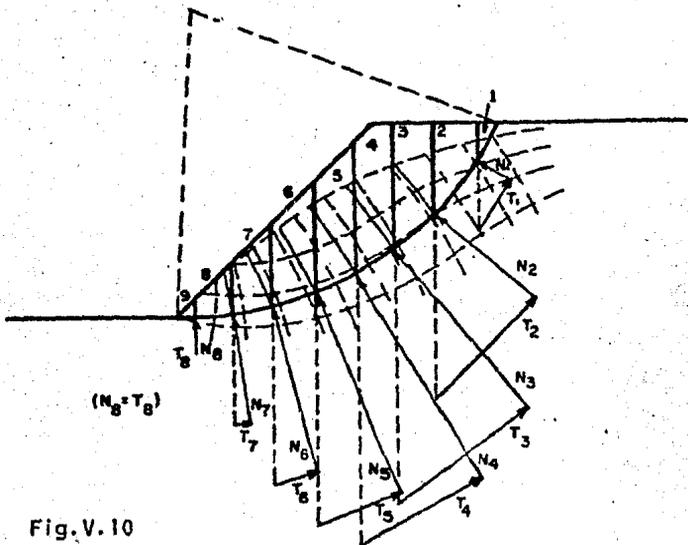


Fig.V.10

Conociendo al factor de seguridad como:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} \quad (5-26)$$

donde:

M_R = Momento Resistente

M_m = Momento Motor

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

$$dM_R = SRdL \cdot 1 \quad (\text{ancho unitario}) \quad (5-27)$$

$$dM_m = Rdt \quad (5-28)$$

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

$$S = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (5-29)$$

donde:

c = cohesión

$\bar{\sigma}$ = esfuerzos efectivos

ϕ = ángulo de fricción interna

sustituyendo (5-28) en (5-26)

$$dM_R = (c + \bar{\sigma} \tan \phi) R dL \quad (5-30)$$

siendo $\bar{\sigma} = \frac{dN}{dL}$, - UDL (5-31)

donde:

$$dN = dw \cos \theta = \gamma h \cos \theta dx$$

y considerando la presión de poro se tiene:

$$\bar{q} = \frac{\gamma h \cos \theta \, dx - U dL}{dL} \quad (5-32)$$

si sustituimos (5-32) en (5-30) se tiene:

$$dM_R = \left\{ c + \frac{\gamma h \cos \theta \, dx - U dL}{dL} \right\} \tan \theta \, R dL$$

$$dM_R = \left\{ c R dL + (R \gamma h \cos \theta \, dx - R U dL) \right\} \tan \theta$$

$$dM_R = R (c dL + \gamma h \cos \theta \, dx - U dL) \tan \theta \quad (5-33)$$

de la ecuación (5-28)

$$d_{mm} = dtR$$

en donde:

$$d_t = dwsen\theta = \gamma h sen\theta \, dx$$

entonces:

$$d_{mm} = R \gamma h sen\theta \, dx \quad (5-34)$$

sustituyendo (5-33) y (5-34) en (5-26), se tiene:

$$FS = \frac{R \left\{ c dL + (\gamma h \cos \theta \, dx - U dL) \right\} \tan \theta}{R \gamma h sen\theta \, dx} \quad (5-35)$$

para la dovela diferencial.

El factor de seguridad del talud será entonces:

$$FS = \frac{\int_0^L c dL + \left(\int_0^x \gamma h \cos \theta \, dx - \int_0^L U dL \right) \tan \theta}{\int_0^x \gamma h sen\theta \, dx} \quad (5-36)$$

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 puede medir con un planímetro o bien integrarse por incrementos finitos, como se muestra en la figura V.11.

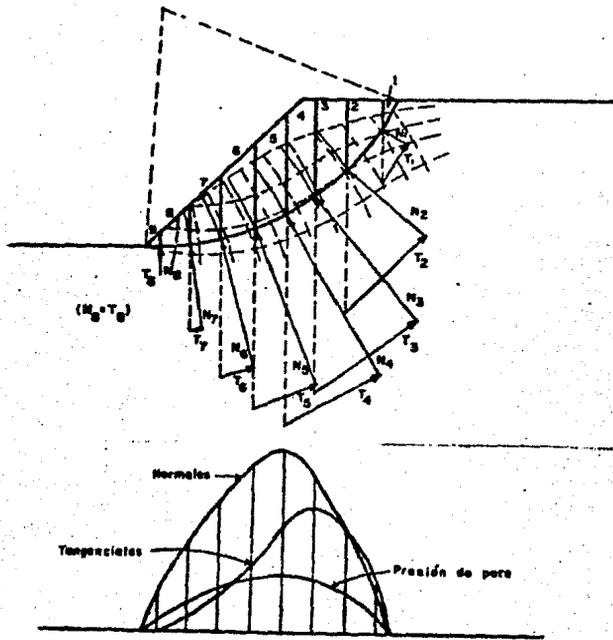


Fig. V.11

De acuerdo con las consideraciones anteriores, para resolver gráficamente la ecuación (5-36), se procede de acuerdo con la siguiente secuela:

1- Elíjase 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 trácese la vertical que intercepte al talud y al círculo, prolongándose hasta interceptar a una línea horizontal.

3- A escala, determínese la altura h del material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada punto multiplíquese por el peso volumétrico para obtener el valor γh ; pudiendo ser γh formado de varias partes cuando se interceptan 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. llévese 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 $\gamma h \cos \theta$ y $\gamma h \sin \theta$, represéntese 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:

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

de la ecuación 5-36. 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, como se muestra en la figura V-12.

$$\int_0^L U \, dL$$

5.- Mídanse, con un planímetro, todas las áreas bajo cada una de las curvas y se obtendrán así los valores de las integrales de la ecuación (5-36). El término CL es el producto de la cohesión por la longitud total del arco de círculo, medida gráficamente sobre el dibujo. Sustitu-

yendo estos valores en la ecuación (5-36) 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. 18, ilustra el procedimiento de cálculo

ANEXO V-1

PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LOS PARAMETROS 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 consolidadas 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, podemos mencionar que para analizar la estabilidad de un talud de una presa de tierra 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.

Insistimos 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 V-2
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.					Desapertar a 1/2:1 la parte superiorizada si la hay.
Granito sano fisurado en bloques.					Amacizar taludes según la disposición de los bloques.
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arena.					No se considera recomendable la construcción de bermas en el cambio de talud.
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arcilla arcillosa.					Se recomienda construir banqueta con el objeto de recibir en ella los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan.
Granito totalmente intemperizado (tucuruquesy).					Si el producto de la intemperización del granito es arcas finas, limosas o arcillosas, se recomienda proyectar banqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 5 m para cortes mayores.
Diorita.	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grado de intemperismo de la roca.				
Andesita sana, sin alterada.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fisuramiento.
Andesita fracturada y poco alterada.					Se puede construir berma de 4 m al cambiar talud si la parte inferior del corte no contiene arcilla en las fracturas y éstas están cerradas.
Andesita fracturada y alterada.					Se recomienda descompactar con talud 1:1 la parte superficial mas alterada. Si existe flujo de agua deberá proyectarse un subdrenaje 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 sano o fracturado en grandes bloques con sistemas de fracturamiento a 50° horizontal y verticalmente.					Se recomienda ampliar siguiendo los planos de fracturamiento, así como descoquetar a 1:1 la parte interpermeada.
Diabasa sana poco fracturada.					Se recomienda ampliar.
Basalto fracturado, sano.					Descoquetar 1/2:1 la parte superior del corte si el fracturamiento es muy intenso. Si hay una capa interpermeable descoquetar 1:1.
Basalto fracturado en bloques de tacha tamaño.					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o empujados en arcilla o limo suave con flujos de agua.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están empujados en arcilla firme sin que existan flujos de agua.
Basalto muy fracturado y en pedruzcos muy avanzados de interpermeación.					En zonas muy lluviosas se recomienda construir al pie del talud una banqueta 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 piroclásticas y lavas.		Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas piroclásticas para darle a cada uno su talud correspondiente. Las rocas piroclásticas requieren talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3/4:1, si se encuentran compactas o son materiales muy gruesos.			
Tonzonle masiva.					Si el tonzonle es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el caso de las piroclásticas.
Tobas, tobas brechudas, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fracturadas.					Si están interpermeadas en la parte superior del corte, se recomienda descoquetar el corte a 1/2:1.
Tobas, tobas brechudas, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fracturadas.					Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir bermas de 4 m a la mitad de la altura, impermeabilizándola.

(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Tabas, tabas brechoides, silíceas, andalíticas o basálticas poco intemperizadas.					Se recomienda descoquetar a 2/4:1 la parte superior si el fracturamiento o intemperismo es intenso.
Tabas, tabas brechoides, silíceas, basálticas o andalíticas muy intemperizadas.					Cambio de talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 15 m.
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada.					No construir contraconetas si no son bien impermeables. Descoquetar a 3/4:1 la parte superior más intemperizada.
Lutita suave de resistencia media muy fracturada.					No construir contraconetas si no son bien impermeables. Descoquetar 1:1 la parte superficial más intemperizada.
Areniscas azules fuertemente arenolitas, estratificación mal definida horizontal o a favor del corte.					Descoquetar 3/4:1 la parte muy intemperizada.
Areniscas poco cementada, muy alterada con flujos de agua.					Descoquetar 1:1 la parte superficial muy intemperizada.
Conglomerado brechoides bien cementado con matriz silíceas o calcáreas.					Se recomienda amacizar eliminando todos los fragmentos sueltos.
Conglomerado pobremente cementado con matriz arcillosa.					Si la matriz arcillosa se encuentra saturada o sujeta a fuertes cambios de humedad, se recomienda para cortes mayores de 10 m construir banquetas de 1 m y bermas de 4 m a la mitad de la altura.
Caliza fracturada con echado casi a favor del corte y estratificación gruesa o mal definida.					Se recomienda descoquetar 1:1 la parte superior alterada o muy fracturada.
Calizas azules con estratificación fina horizontal o a favor del corte.					Descoquetar 1:1.

(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 intemperizada con flujo de agua.					Proyectar subdrenaje con transectos impermeables.
Caliza sana con echado contra el corte entre 30° y 45° con lubricante arcilloso entre estratos.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar bermas impermeabilizadas de 1 m a la mitad de la altura. Con transectos impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada.					Construcciones impermeables.
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 intemperizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte.					Despejar la zona más fracturada a 1:1. Construcciones impermeabilizadas.
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Aglomerado medianamente compacto con limos no plásticos.					Construcciones impermeabilizadas, para cortes mayores de 10 m construir banquetas de 1.0 m en el pie del talud.
Aglomerado medianamente compacto con limos plásticos.					Construcciones impermeabilizadas. Para corte mayor de 10 m proyectar bermas de 2 m a la mitad de la altura y para corte mayor de 15 m proyectar banquetas de 1.5 m a lo largo del ancho a 4 m.
Arenas limosas y limos compactos.					Despejar 1:1 la parte superior más intemperizada, si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 3:1 y proteger con pasto.
Arenas limosas y limos poco compactos.					Construcciones impermeables. Despejar a 1.5:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15 m proyectar banquetas de 3 m al pie del talud.

(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenas limosas y limos muy compactos (tepetate).					Descompactar la parte superior suelta.
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas).					Descompactar 1:1 la parte incompactada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arcillas muy suaves expansivas y concurables.					*Para cortes mayores de 15 m proyectar bermas a la mitad de la altura bien drenada.
Caoilín producto de la intemperización de granitos o dioritas.					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 8 m proyectar bermas de 6 m bien drenada. (altura máxima 16 m)
Arenas limpias poco o nada compactas.	Se ángulo de fricción interna con banqueta de 1.00 m en la base.				Cubrir los taludes con pasto.

*La construcción de la bermas requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables, 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.

VI. ALGUNOS METODOS PARA MEJORAR 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 revisión 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 pueden lograr, en general, por dos métodos; remoción de material en la parte apropiada de la falla y subdrejane, para disminuir el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierden agua.

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 restric

ciones 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:

VI.1.- Método 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 sólo 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.

VI.2.- Método de excavación

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 balancean 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.

VI.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 la 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 afuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla, disminuyendo el momento resistente. Otro, que aumenta el mo - mento resistentes, por el incremento en la longitud del arco de falla por efecto de la propia berma.

VI.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 tenderá a ser eficiente; en suelos más cohesivos, quizá 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 cuánto 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.

VI.5.- Empleo de escalonamiento

El escalonamiento de taludes constituye una solución similar a la de la berma.

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, éste es el factor determinante en la estabilidad, por ello los escalones deberán tener hue-
lla suficientemente ancha como para que puedan funcionar práctica-
mente 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 a-
signan también a los escalonamientos.

VI.6.- Empleo de materiales ligeros

Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes, y sólo
será eficiente sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcí-
llas blandas o turbas, pues en terrenos de cimentación friccionan-
tes la ventaja del poco peso se neutraliza mucho por la poca pre-
sión normal que se produce, lo que a su vez da lugar a que el terre-
no responda con baja resistencia.

Lo que se busca con esta solución es la reducción de las fuer-
zas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de ba-
jo peso volumétrico.

VI.7.- Empleo de materiales estabilizantes

El fin de esta solución es mejorar las cualidades de resisten-
cia de los suelos, mezclándoles algunas substancias que al producir
una cimentación entre las partículas del suelo natural o al mejorar
sus características de fricción aumente su resistencia. Las substanc

cias empleadas puede ser cementos, asfalto y sales químicas, etc.

VI.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.

VI.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 resultarían cortos.

VI.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 berma, 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.

VI.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, provocará alteraciones en la superficie de falla con posibles resultados contraproducentes. No existen reglas fijas en cuanto a longitud de anclaje, la cual deberá fijar en cada caso.

VI.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 ta

ludes la plantación continua de pastos y plantas herbáceas.

VI.13.- Consolidación previa de suelos compresibles.

Cuando los suelos de cimentación de terraplenes sean mantos compresibles saturados de baja resistencia al esfuerzo cortante, 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 VI-1

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 intemperismo; 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 gunite, 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.- Deslizamientos de tierras

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

- a) Relocalización.
- b) Abatimiento de taludes.
- c) Empleo de bermas.
- d) Remoción de material en la cabeza de la falla.
- e) Drenaje superficial y sellado de grietas.
- f) Modificación de rasante.
- g) Empleo de rasante.
- h) Muro de retención.
- i) Pilotaje.
- j) Uso de explosivos.

Los contrapesos, los muros y el empleo de explosivos deben circunscribirse a deslizamientos pequeños; muy pocas veces han sido efectivos en grandes. Pedraplenes y muros se han usado para prevenir erosión, por ejemplo de corrientes de agua, aun en deslizamientos muy grandes.

En la relación anterior, otra vez se ha omitido el subdrenaje, que constituye uno de los tipos de solución más efectivos y muchas veces más rápidos, económicos y elegantes para deslizamientos de tierras.

3.- Flujos

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se utilizan en este tipo de fallas:

- a) Relocalización.
- b) Abatimiento de taludes.
- c) Escalonamiento de taludes.
- d) Remoción parcial o total del material tallados.
- e) Drenaje superficial, incluyendo sellado de grietas.

También en este caso el subdrenaje ofrece toda una gama de soluciones frecuentemente exitosas. Estas se deberán considerar siempre en problemas relacionados con flujos.

Las estructuras de retención solo 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.

VII. DRENAJE PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS

VII.1. El drenaje de las obras de ingeniería tiene por objeto, en primer lugar, reducir en lo posible la cantidad de agua que llega a las diferentes partes de la misma y, en segundo lugar, dar lugar expedita al agua cuyo acceso a la obra es inevitable. Ahora bien, el agua llega a la obra:

- a) por precipitación directa
- b) por escurrimiento del agua del terreno adyacente
- c) por creciente de ríos o arroyos y
- d) por filtración a través del subsuelo de la obra.

Así pues, el objeto que cabe perseguir es conseguir, en primer lugar, reducir la entrada del agua a cualquiera de las fuentes mencionadas y, en segundo lugar, desalojar rápidamente el agua que pueda llegar a la obra, porque la estabilidad de los cortes se ve fuertemente influido por los flujos de agua existentes en el interior de la masa de suelos. El agua tenderá siempre a aflorar por el corte del talud, una vez que éste se realice, lo cual inducirá dentro del terreno esfuerzos internos que harán que la resistencia disminuya considerablemente y que sea ésto lo que provoque esfuerzos críticos en la superficie de falla del talud.

La tabla VII.1 muestra los diferentes tipos de drenaje que se pueden utilizar.

Tabla VII.1 Clasificación del drenaje

Superficial		Longitudinal	 <ul style="list-style-type: none"> a) cunetas b) bordillos y guarniciones c) contracunetas
		Transversal	 <ul style="list-style-type: none"> a) puentes b) pendiente de la corona del talud c) lavaderos d) alcantarillas
Subterráneo		Longitudinal	 <ul style="list-style-type: none"> a) capas permeables b) drenes longitudinales de zanjas c) capas permeables profundas con remoción de material d) trinchera estabilizadora
		Transversal	 <ul style="list-style-type: none"> a) subdrenes interceptores transversales b) drenes de penetración transversal c) pozos de alivio d) galería filtrante

VII.2.

Drenaje superficial

Son las obras complementarias que sirven para captar, conducir y desalojar los escurrimientos superficiales, evitando así que penetre en el suelo que se quiere proteger. Este se divide en longitudinal y transversal.

Drenaje superficial longitudinal

Es aquél que se encuentra alojado en el sentido largo del área de la obra.

Drenaje superficial transversal

Es aquél que se encuentra en sentido corto del área de la obra.

A continuación se describen los diferentes sistemas de drenaje superficial longitudinal y transversal.

VII.2.1

Drenaje superficial longitudinal

- a) Cunetas.- Son zanjas que se hacen a ambos lados del camino en orillas de los cortes (en la interacción del talud con la cama del camino con objeto de recibir el agua pluvial de la mitad del camino o de todo él en las curvas). Las cunetas particularmente son comúnmente usadas en la construcción de caminos, Fig. VII.1.
- b) Contracuenta.- Son zanjas que se construyen a lo largo de la corona de los taludes de los cortes, ver Fig. VII.1
- c) Guarniciones o bordillo.- Los bordillo son guarniciones que se -- construyen a lo largo de la corona del terraplén cercanos a los -- hombros del mismo. El agua que conducen los bordillos se desaloja hacia los lavaderos los cuales se describen posteriormente, ver Fig. VII.1

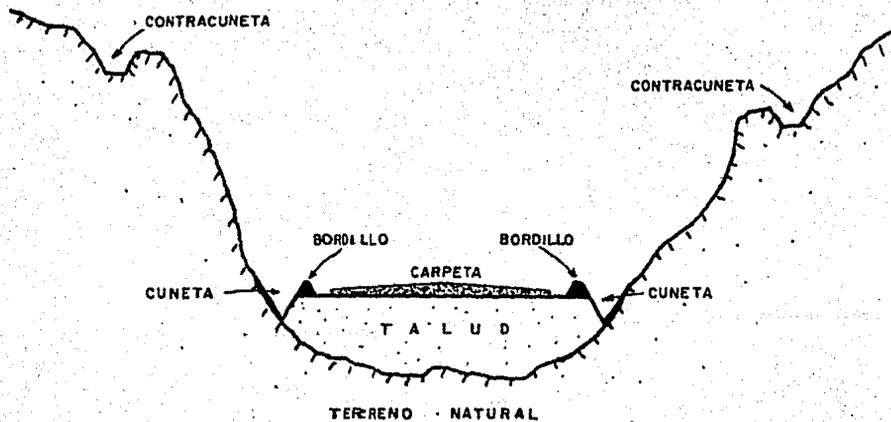


Fig. VII.1

VII.2.2.- Drenaje superficial transversal

a) Puentes

Los puentes son estructuras más o menos grandes (del orden de más de 5m de claro) que se usan para salvar un obstáculo natural o artificial, ver figura VII.2

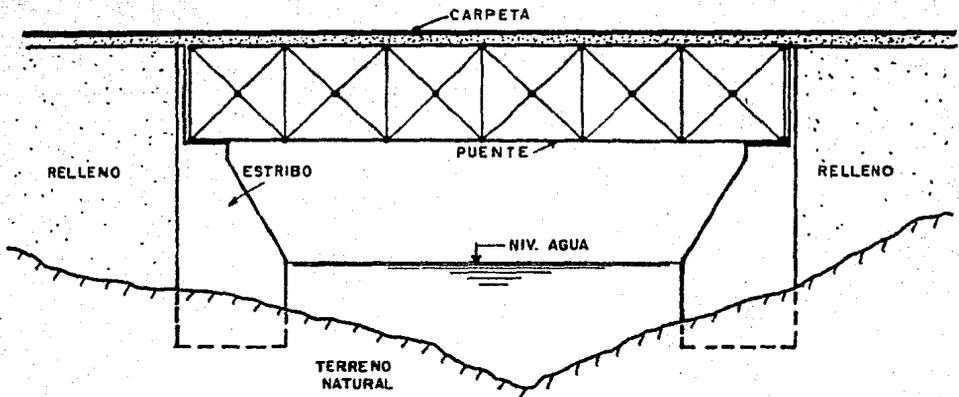


FIG. VII.2

b) Alcantarillas

Las alcantarillas son estructuras pequeñas (del orden de menos de 5m de claro) que se usan para dar paso al agua de pequeños arroyos o al agua de la lluvia a través del camino, ver figura VII.3

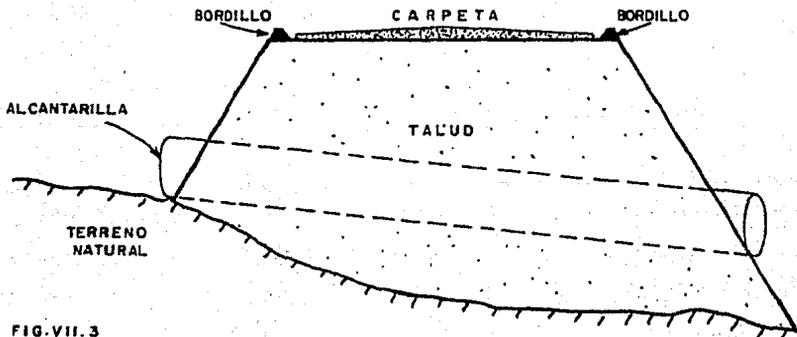
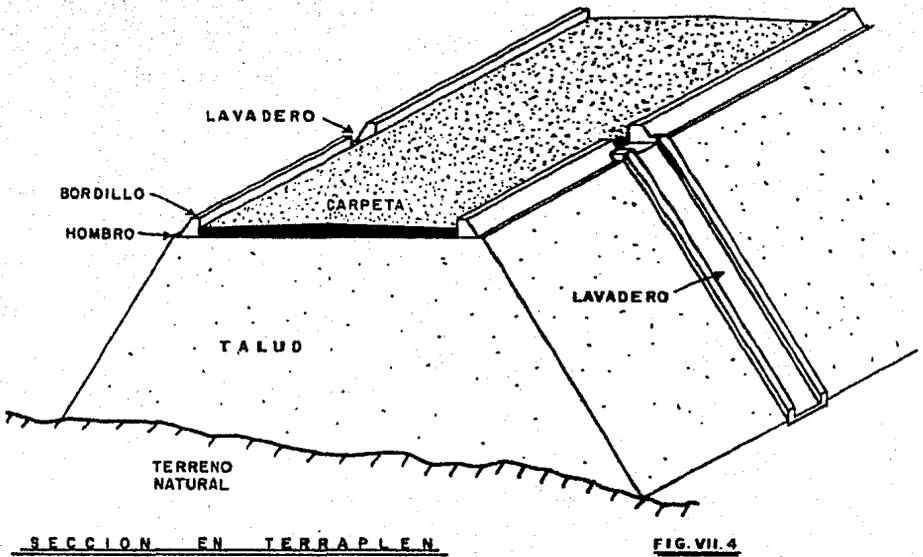


FIG. VII.3

c) Lavaderos

Los lavaderos son utilizados para desalojar las aguas que caen sobre la superficie de rodamiento de las carreteras y que son desalojadas transversalmente al sentido del escurrimiento, también tiene como objeto de proteger los taludes de las carreteras, ya que si no se conduce el agua por estos se podría provocar fallas en los taludes, ver figura VII.4



VII.3

Drenaje subterráneo

El drenaje subterráneo tiene por objeto captar, coleccionar y desalojar el agua que fluye en el subsuelo con el objeto de abatir los niveles piezométricos, para aumentar la resistencia al corte del suelo y por ende mejorar la estabilidad del talud.

Este drenaje puede ser longitudinal y transversal.

VII.3.1

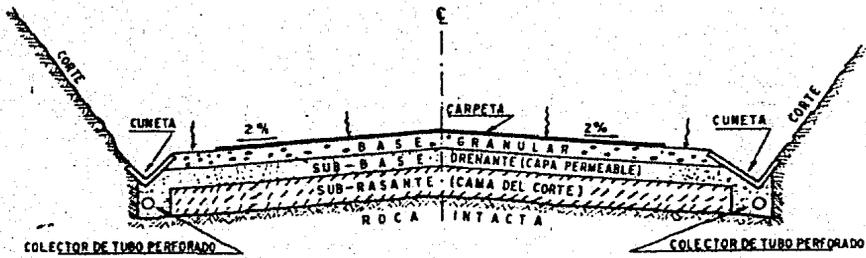
Drenaje subterráneo longitudinal

a) Capas permeables.- Son capas de espesor del orden de 40 cm, que se colocan abajo de la corona del talud o de la superficie pavimentada y están constituidas por material de filtro; serán las destinadas a captar flujo de agua que desciende de la superficie del pavimento y acotamiento, que proviene de los lados de los cortes o que asciendan por subpresión, Fig. VII.5.

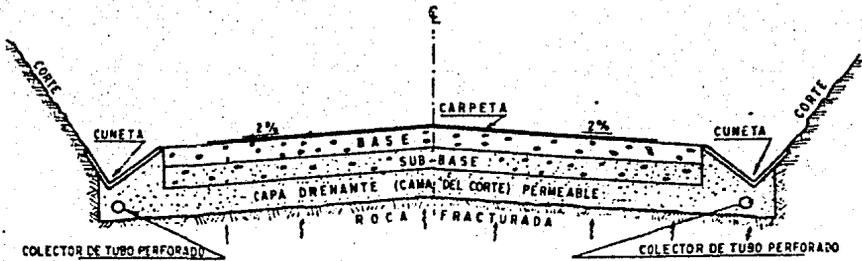
b) Drenes longitudinales de zanjas

Un dren es una zanja lateral como muestra la figura, paralela al eje del camino situado junto a los hombros del mismo, la cual contiene en su plantilla una tubería con orificios en sentido longitudinal, Fig. VII.6. Las profundidades de las zanjas está en función del diámetro del tubo y del colchón mínimo. El relleno del colchón debe ser un material permeable.

La función principal depende del tipo de estructura que se trate, por lo general consiste en interceptar un flujo de agua o abatir un nivel freático para la protección de la estructura de que se trate.



a.— Sub-base utilizada como capa permeable, para interceptar agua proveniente del pavimento.



b.— Sub-rasante utilizado como capa permeable, para interceptar flujo ascendente por sub-presión.

Figura VII-5. Capas permeables.

El subdrén consiste en una zanja de profundidad adecuada (como mínimo quizá de 1 a 1.5 m, habiéndose llegado a construirlas hasta de 4.0 m), provistas de un tubo perforado en su fondo y rellena de material filtrante; el agua colectada por el tubo se desaloja por gravedad a algún sistema de captación o cañada en que su descarga sea inofensiva, Fig. VII.7.

c) Capas permeables profundas con remoción de material

Cuando bajo la zona en que se colocará un terraplén, existe una

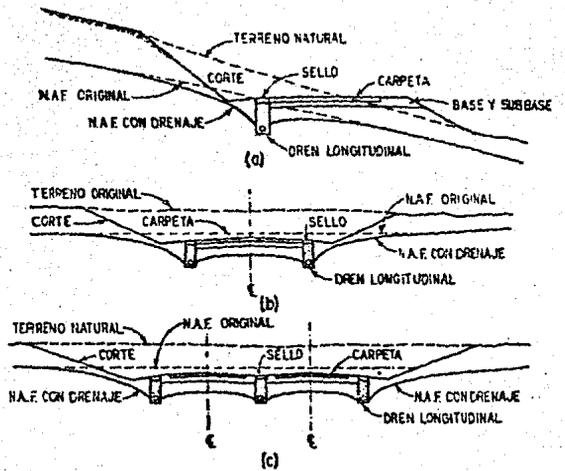


Figura VII-6. Casos de uso de drenes longitudinales de zanja para abatir el N. A. F.

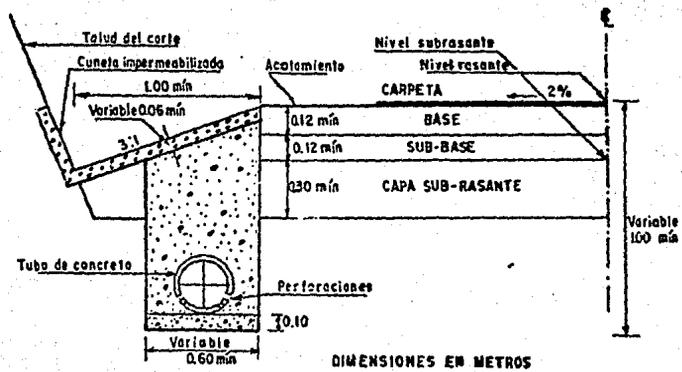
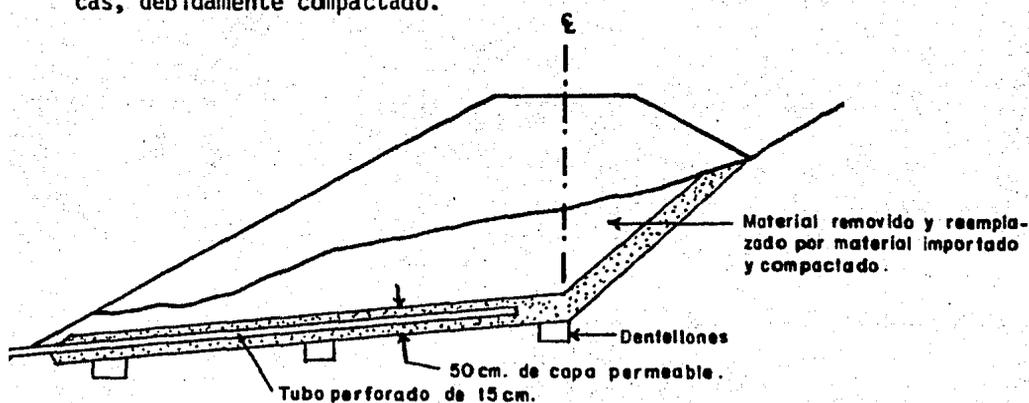


Figura VII-7. Sección transversal de un subdren longitudinal de zanja, según la práctica mexicana. (Secretaría de Obras Públicas.)

capa saturada de suelo de mala calidad y de espesor relativamente pequeño (no más de 3 o 4 m) y debajo de esa capa hay materiales de mucho mejor calidad, puede pensarse en remover totalmente el suelo malo en una capa bajo el camino por construir y en la longitud necesaria. La Fig. VII.8 muestra esquemáticamente una instalación de este tipo.

La excavación para la remoción podrá recubrirse con una capa de 50 cm o 1 m de material de filtro, disponiendo la correspondiente tubería perforada de captación y un sistema de desfogue. Posteriormente, la excavación se rellenará con material de buenas características, debidamente compactado.



Nota: En el extremo de salida, el tubo no deberá estar perforado.

FIG. VII. 8

Como ya se mencionó antes, el objetivo del subdrenaje es abatir los niveles piezométricos y por ende mejorar la resistencia al corte del material en el sitio. En algunos casos conviene aprovechar la construcción de obras de subdrenaje para mejorar la resistencia al

corte con medidas que no son necesariamente de subdrenaje, como pueden ser la compactación de los materiales, la construcción de dentellones, etc.

d) Trinchera estabilizadora

Es una excavación dotada en su talud aguas arriba de una capa drenante, con espesor comprendido entre 0.50 m y 1 m de material de filtro y un sistema de recolección y eliminación de agua en su fondo, el cual suele consistir de una capa de material de filtro del mismo espesor arriba citado, dentro de la cual hay tuberías perforadas (de 15 o 20 cm de diámetro usualmente, o mayor si se espera gran gasto) para conducir rápidamente el agua captada; esta última debe conectarse a una tubería de desfogue que lleve el agua a donde sea inofensiva.

Algunos tipos de trinchera estabilizadora, los cuales son los siguientes (Fig. VII.9):

- a) Trinchera bajo el terraplén
- b) Trinchera llevado hasta un estrato firme combinados drenaje y apoyo.
- c) Trinchera integrada al terraplén.
- d) Trinchera con berma lateral, mostrando un tubo de descarga transversal.

La función de cualquier trinchera estabilizadora es doble.

- 1) El subdrenaje que proporciona mejora las características mecáni-

cas del suelo ladera abajo, al cortar físicamente el flujo y también las mejora ladera arriba, abatiendo las presiones en el agua en una importante zona de influencia.

2) El mejoramiento de las características mecánicas del suelo que se substituye en el relleno crea una restricción mecánica a la falla, que puede ser muy importante en muchos casos.

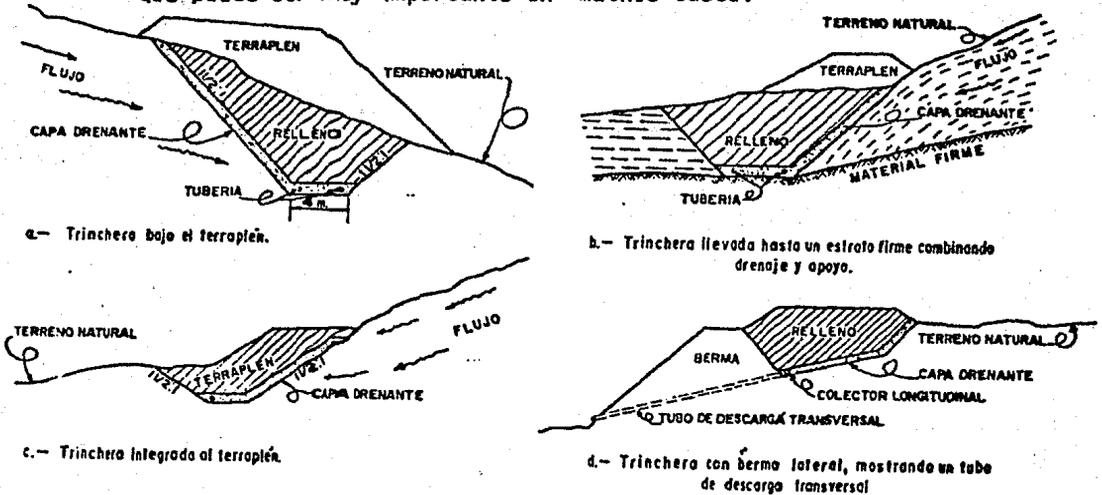


Figura VII-9. Tipos de trincheras estabilizadoras.

VII.3.2

Drenaje subterráneo transversal

a) Subdrenes interceptores transversales

Son dispositivos de drenaje análogos en principio a los subdrenes de zanja en que se desarrollan, que ahora es normal al eje de la vía que es terrestre. El caso típico de la instalación de estos subdrenes en carreteras se ilustran en la Fig. VII.10, en la que se muestra una transición de una sección en corte a una sección en terraplén. De no colocar el subdrén transversal interceptor podría suceder que el flujo del agua proveniente del corte entrase en el terra

plén, provocando en éste asentamiento o deslizamiento

Los drenes interceptores transversales deben ser capaces de eliminar muy rápidamente las aguas que les lleguen por lo que en ellos son prácticamente críticos los requerimientos de permeabilidad.

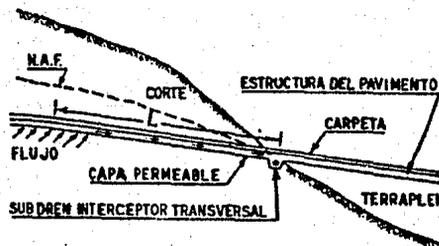


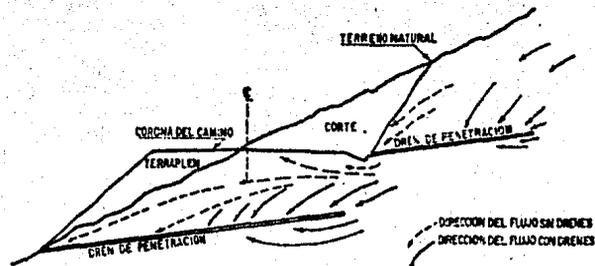
Figura VII-10. Subdren interceptor transversal

b) Drenes de penetración transversal

Los drenes de penetración transversal son instalaciones de subdrenajes que responden específicamente a la necesidad de abatir del interior de los taludes del corte, las presiones generadas por el agua que sean susceptibles de provocar la falla de corte.

Consisten en tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía, para captar las aguas internas y abatir sus presiones naturales, Fig. VII.11.

Figura VII.11 Esquema de la influencia de los drenes transversales de penetración en un corte de balcón.



c) Pozos de alivio

Son perforaciones del orden 0.40-0.60 m de diámetro, dentro de los cuales se coloca un tubo perforado de 10-15 cm de diámetro. El espacio anular que queda entre ambos, se rellena con material de filtro. Los pozos se han constituido hasta de 20 m de profundidad. Se colocan de forma tal que capten los flujos perjudiciales, o sea lateralmente arriba de la zona que se desee proteger, Fig. VII.12.

Su misión principal es abatir la presión en el agua existente en capas profundas del subsuelo, a las que no es económico o posible llegar por excavación; no suelen ser muy efectivos desde el punto de vista de eliminar toda el agua contenida por el suelo.

Los pozos deberán tener un sistema que elimina el agua que deseen, de otro modo sólo serán un alivio transitorio, pero con el tiempo

po, al llenarse de agua, se restituirán los niveles y estados de presiones que existían antes de colocarlos.

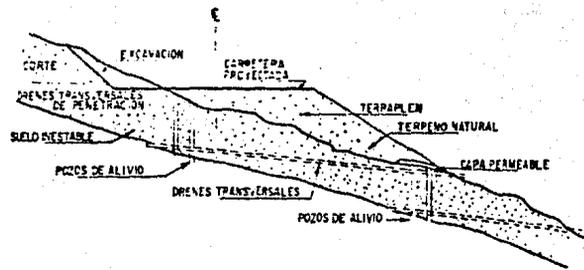


Figura VII-12 Pozos de alivio combinados con drenes transversales de penetración.

d) Galería filtrante

La galería filtrante es un túnel como se muestra en la Fig. VII.13 de sección adecuada para permitir su propia excavación, localizado en donde se juzgue más eficiente para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera natural que se use como terreno de cimentación.

Una galería filtrante en ocasiones se construye cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad tal que sea imposible pensar en llegar a ella por método de excavación a cielo abierto y pre-valezcan condiciones topográficas que hagan difícil el empleo de drenes transversales.

El drenaje de galería filtrante puede ser muy sencillo cuando la boca de la galería puede ser drenada por gravedad, pero puede complicarse mucho en caso contrario, hay ocasiones en que ha de recurrirse al bombeo.

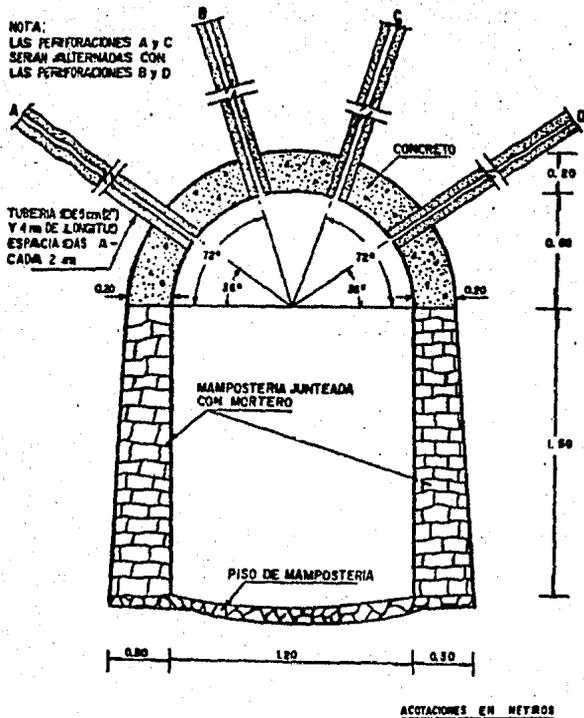


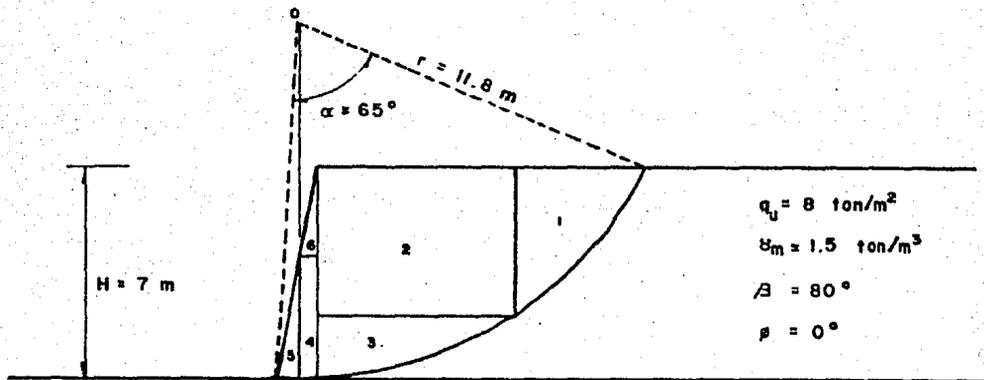
Figura VII.13 Sección transversal de la galería filtrante en el km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada

VIII.1

EJERCICIOS RESUELTOS

1. Determinar el factor de seguridad de un talud en arcilla cuya resistencia a la compresión no confinada $q_u = 8 \text{ ton/m}^2$ y una $\phi = 0^\circ$, así como un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 , con un ángulo de inclinación de $\beta = 80^\circ$ y teniendo una altura de 7 m, utilizar el método sueco.

Solución:



$$C = \frac{q_u}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ Ton/m}^2$$

Cálculo del momento motor con respecto al punto 0:

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

$w \times d$ = momento que produce cada área respecto al punto 0.

Para ilustrar el procedimiento hagamos la siguiente tabla:

No.	A R E A	(m ²)	m(ton/m ³)	W(ton)	d(m)	w x d
1	4.10 x 4.85 x 0.5 =	9.44	1.50	14.91	7.91	117.93
2	6.0 x 4.90 =	29.90	1.50	44.10	3.52	155.23
3	6.0 x 2.1 x 0.5 =	6.30	1.50	9.45	2.60	24.57
4	0.60 x 4.4 =	2.64	1.50	3.96	0.30	1.18
5	0.60 x 4.4 x 0.5 =	1.76	1.50	2.64	-0.26	-0.68
6	0.60 x 2.6 x 0.5 =	0.78	1.50	1.17	0.20	0.23

$$M_m = \Sigma w.d = 298.46 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento resistente:

$$M_R = c.L.r; \text{ donde } L = r \alpha, \alpha \text{ en radianes; } = \frac{65^\circ (\pi)}{180}$$

$$\alpha = 1.134464 \text{ rad.} \Rightarrow L = 11.80 (1.134464) \Rightarrow L = 13.38 \text{ m}$$

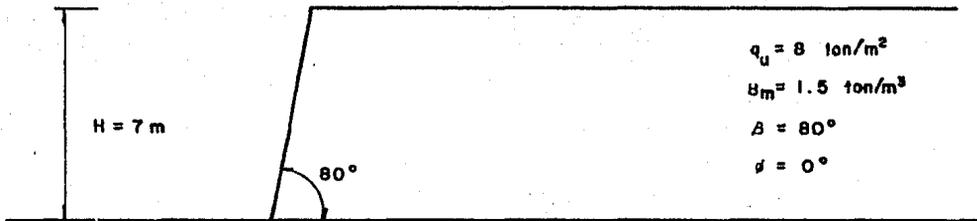
$$M_R = 4 (13.38) (11.8) \Rightarrow M_R = 631.53 \text{ ton-m}$$

Finalmente el valor del factor de seguridad (F.S) valdrá:

$$F.S = \frac{M_R}{M_n} = \frac{c.l.r.}{\Sigma w d} = \frac{631.53}{298.46} \Rightarrow F.S. = 2.11$$

- * Se tendrán que hacer varios tanteos hasta encontrar el factor de seguridad mínimo.

2. Calcular el factor de seguridad para el ejemplo anterior utilizando el Método de Taylor:



Solución:

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

con $\beta = 80^\circ$ y $\phi = 0^\circ$ entramos a la Fig. (IV-2) y nos da:

$N_e = 0.23$ de aquí que $F.S. = \frac{c}{N_e \gamma_m H}$, sustituyendo valores resulta:

$$F.S. = \frac{4.0}{0.23 (1.5) (7)} \Rightarrow F.S. = 1.65$$

3. 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 $\beta = 50^\circ$ teniendo el talud una altura de 7 m , y una sobrecarga de 2 Ton/m^2 en la corona del mismo. Utilizar el método sueco.

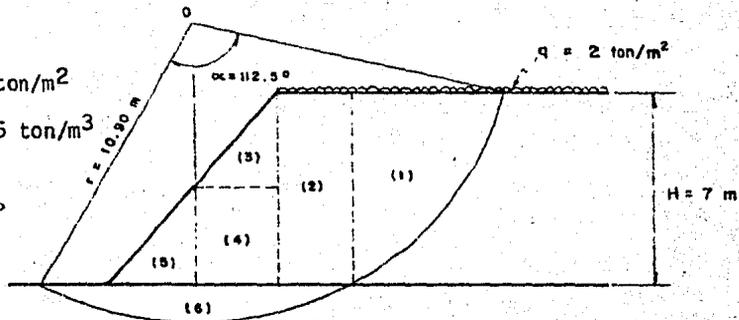
Solución:

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

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

$$\phi = 0^\circ$$

$$\beta = 50^\circ$$



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

Cálculo del momento motor con respecto al punto O:

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

w d = momento de cada área.

No.	A R E A	(m ²)	γ_m (t/m ³)	w(ton)	d(m)	w x d
1	4.80 x 7 x 0.5	= 16.80	1.5	25.2	7.45	187.74
2	2.5 x 7.0	= 17.50	1.5	26.25	4.47	117.33
3	3.3 x 3.6 x 0.5	= 5.94	1.5	8.91	2.19	19.51
4	3.3 x 3.60	= 11.88	1.5	17.82	1.65	29.40
5	3.0 x 3.6 x 0.5	= 5.40	1.5	8.10	-1.00	-8.10
6	No se considera porque no produce momento respecto a (O)					

$$\Sigma w \cdot d = 345.88 \text{ ton-m}$$

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

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

Cálculo del momento resistente (MR)

$M_R = c.L.r = c.r^2 \alpha$ donde $\alpha = \text{ángulo entre radios medido en radianes}$

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

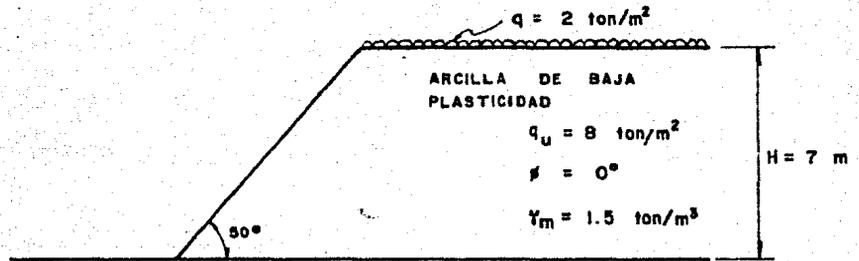
$$M_R = 4 (10.90)^2 (1.9634) \Rightarrow M_R = 933.08 \text{ ton-m}$$

Cálculo del factor de seguridad (F.S.)

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m} = \frac{933.08}{449.06} \Rightarrow F.S. = 2.07$$

*

4. Determinar el factor de seguridad (F.S.) para el ejemplo anterior usando el Método de Taylor.



Solución:

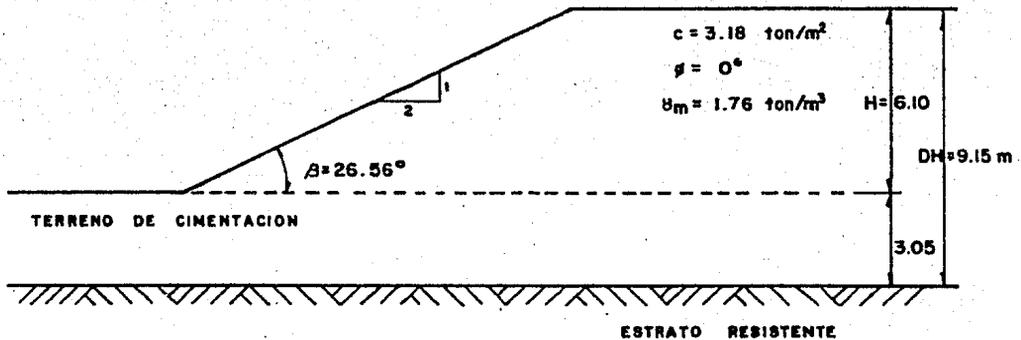
$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{8}{2} \Rightarrow c = 4 \text{ ton/m}^2$$

Con $\beta = 50^\circ$ y $\phi = 0^\circ$ entramos a la Fig (IV.2) y obtenemos:

$$N_e = 0.18 \text{ de aquí que F.S.} = \frac{c}{N_e \gamma_m H + q}, \text{ sustituyendo valores:}$$

$$\text{F.S.} = \frac{4.0}{(0.18)(1.5)(7)+2} = \frac{4.0}{1.89+2} \Rightarrow \text{F.S.} = 1.02$$

5. 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 muestra la siguiente figura, utilizando el Método de Taylor.



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 (IV.4), 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:

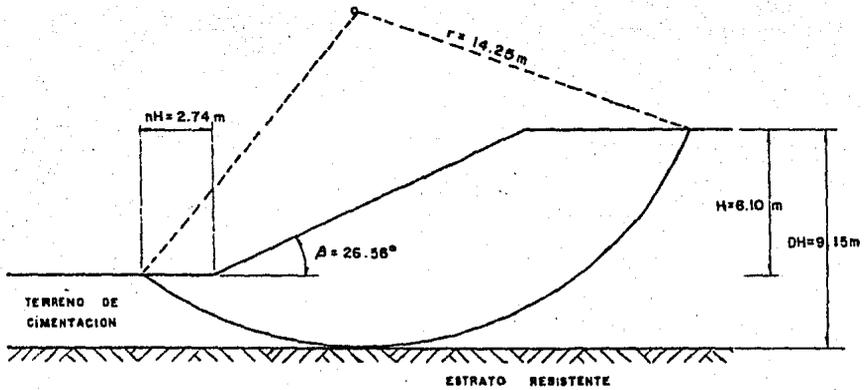
$$N_e = \frac{C_n}{\gamma_m H}, \text{ de donde } C_n = N_e \gamma_m H$$

sustituyendo valores resulta:

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

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

$$F.S. = \frac{C_c}{C_n} = \frac{3.18}{1.69} \Rightarrow F.S. = 1.88$$



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

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

$$\phi = 0^\circ$$

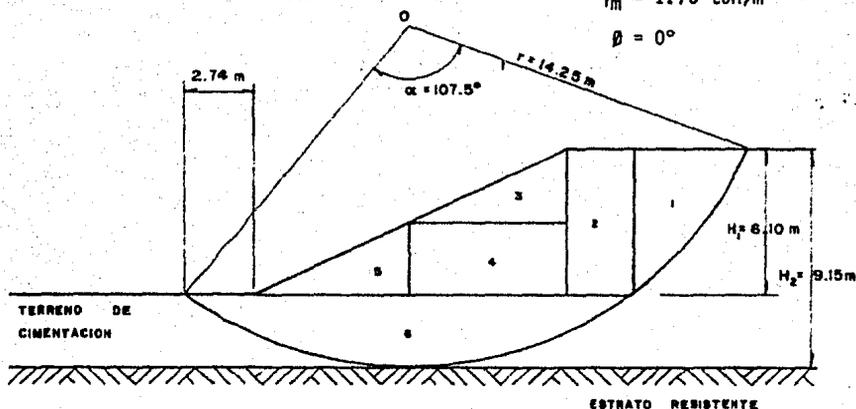
6. Calcular el factor de seguridad para el problema anterior utilizando el Método Sueco.

Solución:

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

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

$$\beta = 0^\circ$$



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.	A R E A .	(m ²)	γ_m (t/m ²)	w(ton)	d (m)	w x d
1	4.4 x 6.10 x 0.5 =	13.42	1.76	23.61	10.46	246.96
2	2.85 x 6.10 =	17.38	1.76	30.50	7.55	230.27
3	6.10 x 3 x 0.5 =	9.15	1.76	16.10	4.06	65.36
4	6.10 x 3.10 =	18.91	1.76	33.28	3.05	101.50
5	6.25 x 3.10 x 0.5 =	9.68	1.76	17.03	-2.08	-35.42
6	Por coincidir el centro de esta área con el punto(o), el momento vale cero					

$$M_m = \Sigma w \times d = 608.67 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento resistente:

$$M_R = c.L.r \Rightarrow M_R = 3.18 (14.25) L; \text{ donde } L = r \alpha; \alpha \text{ en radianes}$$

$$\alpha = 107.5^\circ = 1.87622 \text{ rad.} \Rightarrow L = 14.25 \times 1.87622 \Rightarrow L = 26.74 \text{ m}$$

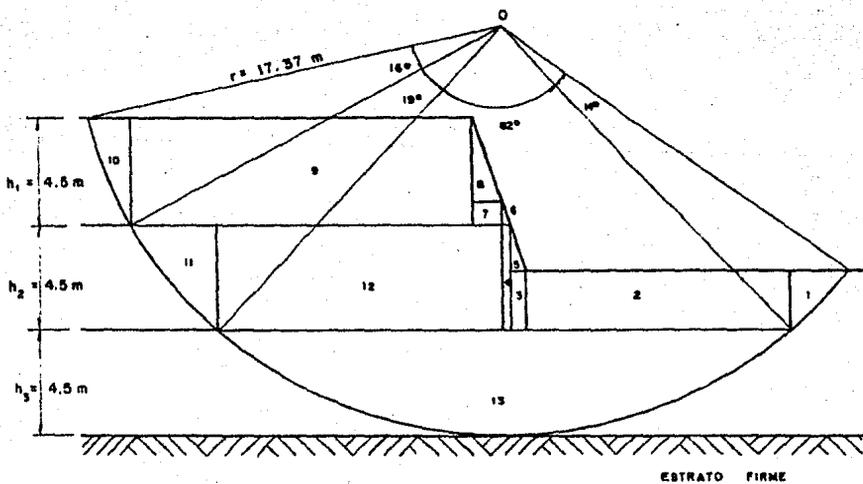
$$M_R = 3.18 \times 26.74 \times 14.25 \Rightarrow M_R = 1211.72 \text{ ton-m}$$

Finalmente el factor de seguridad del talud valdrá:

$$\text{F.S.} = \frac{M_R}{M_m} = \frac{1211.72}{608.67} \therefore \text{F.S.} = 1.99 \approx 2.00$$

7. Determinar el factor de seguridad de un talud que tiene las siguientes características, teniendo un estrato resistente a 13.5 m de profundidad a partir de la corona del mismo, utilizar el método sueco.

$h_1 = 4.5 \text{ m}$	$C_1 = 2.93 \text{ ton/m}^2$	$\gamma_{m1} = 2.10 \text{ ton/m}^3$
$h_2 = 4.5 \text{ m}$	$C_2 = 1.95 \text{ ton/m}^2$	$\gamma_{m2} = 1.90 \text{ ton/m}^3$
$h_3 = 4.5 \text{ m}$	$C_3 = 1.46 \text{ ton/m}^2$	$\gamma_{m3} = 1.70 \text{ ton/m}^3$
Solución.		$\phi = 0^\circ$
		$\beta = 70^\circ$



Cálculo del momento motor con respecto al punto O:

No.	A R E A	(m ²)	$\gamma_m(t/m^3)$	w(ton)	d (m)	w x d
1	2.6 x 2.9 x 0.5 =	1.45	1.90	2.76	12.66	34.94
2	2.6 x 10.60 =	27.56	1.90	52.36	6.40	335.10
3	0.60 x 2.60 =	1.56	1.90	2.96	0.80	2.37
4	0.50 x 4.50 =	2.25	1.90	4.28	0.25	1.07
5	0.60 x 1.9 x 0.5 =	0.57	1.90	1.08	0.70	0.75
6	0.50 x 0.72 x 0.5 =	0.18	2.10	0.38	0.16	0.06
7	0.60 x 0.72 =	0.43	2.10	0.90	-0.30	-0.27
8	0.60 x 3.78 x 0.5 =	1.13	2.10	2.73	-0.39	-0.07
9	14 x 4.5 =	63.0	2.10	132.30	-7.60	-1005.48
10	1.7 x 4.5 x 0.5 =	3.82	2.10	8.02	-15.71	-126.31
11	3.7 x 4.5 x 0.5 =	8.32	1.90	15.80	-11.68	-184.54
12	10.45 x 4.5 =	47.02	1.90	89.34	-5.22	-466.36
13	No se considera por no producir momento respecto al punto (O)					

$$M_m = \sum w \cdot d = 1408.73 \text{ ton-m}$$

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 ²)	c.r ² . α'
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	143.55

$$M_R = \sum c \cdot r \cdot L = \sum c \cdot r^2 \cdot \alpha' \text{ rad} = 1215.29 \text{ ton-m}$$

Por lo tanto, el factor de seguridad resulta:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m} = \frac{1215.29}{1408.73} \Rightarrow F.S. = 0.86 \quad \text{inestable.}$$

Los cálculos para determinar los momentos resistente y motor se encuentran en la tabla siguiente:

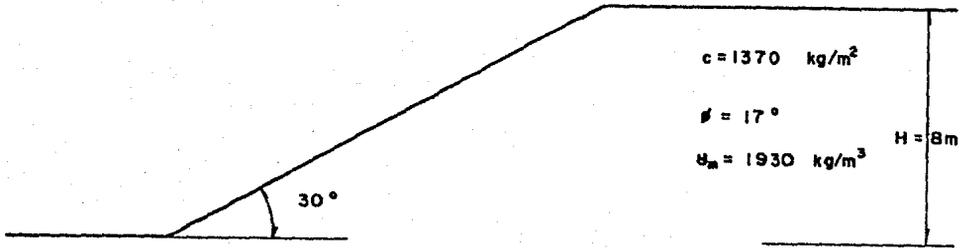
Dovela No	W_i (ton)	θ_i	$\cos\theta_i$	$\sin\theta_i$	$N_i = W_i \cos\theta_i$	$T_i = W_i \sin\theta_i$	α_i	l_i (m)	$\sigma_i = \frac{N_i}{T_i}$	S_i (ton/m ²)	$S_i l_i^2$ (ton/m ²)
1	13.46	51.6	0.6211	0.7836	8.360	10.547	23.2	5.66	1.477	1.821	10.306
2	27.98	37.0	0.7986	0.6018	22.344	16.838	15.1	3.69	6.055	3.221	11.885
3	29.52	23.8	0.9149	0.4035	27.007	11.911	13.2	3.22	8.387	10.062	32.399
4	30.49	8.5	0.9899	0.1478	30.154	4.560	16.9	4.12	7.318	3.607	19.850
5	11.58	6.0	0.9945	0.1045	11.516	1.2101	17	4.15	2.774	2.218	9.734
$\Sigma T_i = 42.591$										$\Sigma S_i l_i^2 = 78.654$	

Finalmente, sustituyendo valores:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\Sigma S_i l_i^2}{\Sigma T_i} = \frac{78.654}{42.591} \Rightarrow F.S. = 1.84$$

*

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



Solución:

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

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

Sustituyendo valores valdrá:

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

Con el valor de $\lambda c\phi$ y el de ángulo de inclinación, β en tramos a la figura IV.6 y obtenemos el número de estabilidad, $Nc\phi$.

$$Nc\phi = 14$$

finalmente, el factor de seguridad valdrá:

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

Sustituyendo valores:

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

El centro crítico de la falla al pie del talud, lo obtenemos con los valores de $\lambda c\phi$ y β entrando a la figura IV.7, 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.

$$X_0 = x_0H = 0.52 (8) \quad X_0 = 4.16 \text{ m}$$

$$Y_0 = y_0H = 1.65 (8) \quad Y_0 = 13.20 \text{ m}$$

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



Solución:

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

$$F_s = \frac{Nc\phi}{\gamma_m H} ; Nc\phi = \frac{F_s \gamma_m H}{c} ; \lambda c\phi = \frac{mH}{c} \tan \phi$$

Sustituyendo valores:

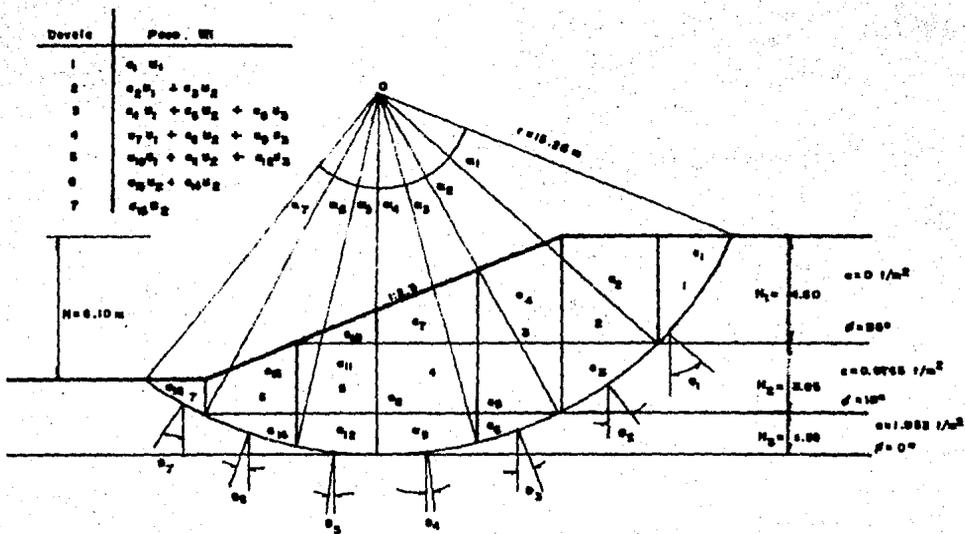
$$Nc\phi = \frac{1(1.75)(7)}{2} = 6.125 ; \lambda c\phi = \frac{1.75(7)}{2} (0.3057) = 1.87$$

Con los valores del $Nc\phi$ y $\lambda c\phi$, obtenemos de la figura IV.7, el ángulo de inclinación del talud, β

$$\beta = 45^\circ$$

11. Un manto de arcilla está formado por tres estratos horizontales; cada uno tiene un espesor de 4.6 m, 3.05 m y 1.05 m respectivamente, así como sus parámetros de resistencia respectivamente son de $c = 0$ y $\phi = 35^\circ$, $c = 976.5 \text{ kg/m}^2$ y $\phi = 18^\circ$, y $c = 1953 \text{ kg/m}^2$. El peso volu métrico es de 1920, 1840, y 1840 kg/m^3 respectivamente. Se excava un corte con taludes de 1 vertical a 2.5 horizontal, a una profundidad de 6.10 m. ¿Cuál es el factor de seguridad contra la falla?

Solución:



Nota: c y ϕ se toman los que correspondan al estrato por el cual pasa el círculo de falla.

TABLA DE CALCULOS

Dovela No	W _i (ton)	θ _i	cos θ _i	sen θ _i	N _i = W _i cos θ _i	T _i = W _i sen θ _i	a _i	l _i (m)	σ _h = N _i / A _i	S _i (ton/m ²)	S _i · l _i (ton/m ²)
1	12.96	48°	0.6691	0.7431	8.671	9.63	21	5.59	1.551	1.080	6.670
2	43.89	37°	0.7986	0.6018	35.05	26.41	18	4.79	7.317	2.321	11.117
3	40.33	21.4	0.931	0.3648	37.54	14.71	13	3.46	10.84	1.953	6.757
4	48.87	9	0.9975	0.1564	48.74	7.64	15.1	4.02	12.12	1.953	7.651
5	31.60	7.8	0.9907	0.1357	31.30	-4.28	12	3.19	9.811	1.953	6.23
6	21.10	20.5	0.9366	0.3502	19.76	-7.38	15	3.99	4.952	1.953	7.792
7	3.03	32	0.848	0.5299	2.56	-1.605	11	2.92	0.876	1.260	3.697

ΣT_i = 45.125

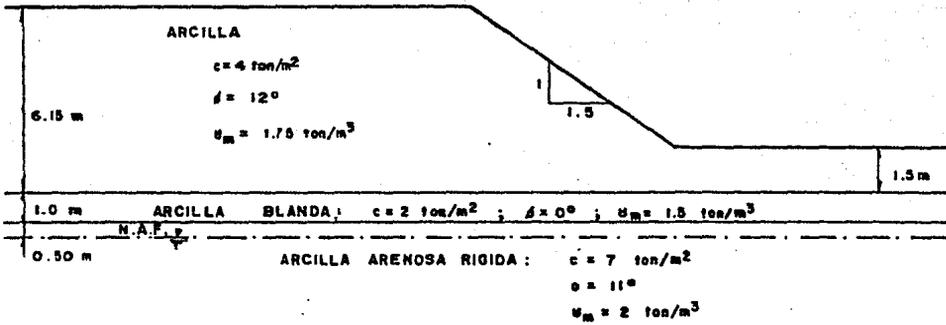
ΣS_i · l_i = 49.496

Por último, el factor de seguridad será:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\Sigma S_i l_i}{\Sigma T_i} = \frac{49.496}{45.125} \Rightarrow F.S. = 1.10$$

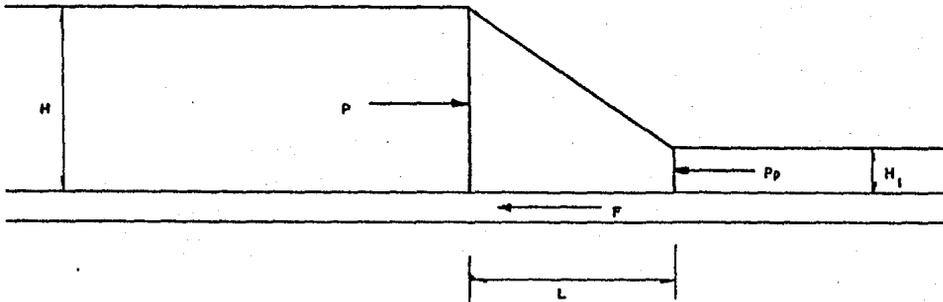
12. Se desea analizar la estabilidad del talud indicado en la figura.

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 misma figura. En la zona donde está ubicado el talud hay abundantes lluvias durante el otoño. Analizar por falla de traslacional.



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:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_w H_1^2 K_p + 2 cH_1 \sqrt{K_p} \therefore K_p = 1.52$$

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

finalmente el factor de seguridad será:

$$F_s = \frac{P_p + F}{P} ; \text{ sustituyendo valores:}$$

$$F_s = \frac{17.80 + 15}{21.10} \Rightarrow F_s = 1.55$$

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

Dovela No	w _i (ton)	θ _i	cosθ _i	senθ _i	N _i w _i cosθ _i	T _i w _i senθ _i	α _i	l _i (m)	σ _i N _i /T _i	μ _i	σ _i = σ _i μ _i	S _i	S _i ·l _i
1	24.96	53°	0.6018	0.7986	15.02	20.00	21°	7.476	2.00	3.00	-1	2.57	19.18
2	64.48	39°	0.7771	0.6293	52.44	40.58	15°	5.340	9.82	6.20	1.82	4.32	23.07
3	69.47	27°	0.8910	0.4539	61.90	31.53	7°	2.492	24.84	7.00	17.84	9.42	23.47
4	46.59	15°	0.9659	0.2588	45.00	12.06	17°	6.052	7.44	5.80	1.64	3.53	21.34
5	29.12	4°	0.9975	0.0697	29.05	2.03	7°	2.492	11.66	2.40	9.26	6.30	15.70
6	1.25	1°	0.9998	0.0174	1.25	-0.02	4°	1.424	0.88	0.30	0.08	2.96	4.21

$$M_m = \sum T_i = 106.11$$

$$M_R = \sum S_i \cdot l_i = 106.97$$

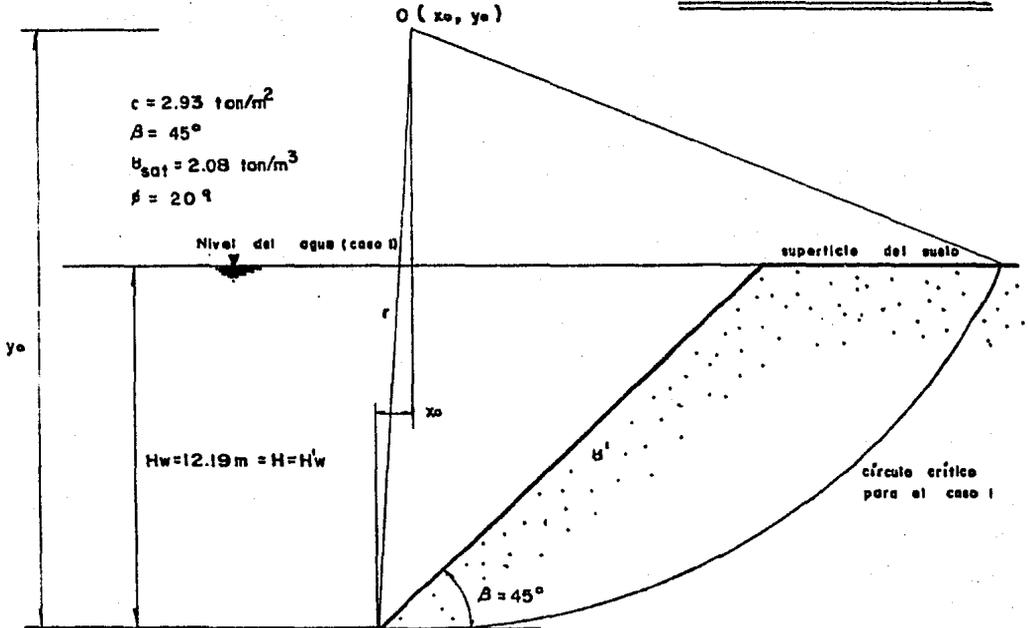
finalmente el factor de seguridad valdrá:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum S_i \cdot l_i}{\sum T_i} = \frac{106.97}{106.11} \Rightarrow F.S. = 1.01$$

*

14. 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 (caso III), considerar cuatro distintas posiciones del nivel freático. Utilizar el método de Janbu.

CASO I : Sumersión completa



Solución:

Cálculo del círculo crítico:

$$\lambda c \theta = \frac{\gamma_e H \tan \theta}{c}; \text{ para el caso I; } \gamma_e = \gamma_d = \gamma' = \gamma - \gamma_w$$

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

$$\lambda c \theta = \frac{1.08(12.19)(0.3639)}{2.93} \Rightarrow \lambda c \theta = 1.635 \approx 1.64$$

Las coordenadas del centro del círculo crítico x_0 y y_0 , pueden obtenerse de la figura(IV.7) usando los valores de $\lambda c \theta$ y β

$$x_0 = x_0 H; y_0 = y_0 H. \text{ De la figura (IV.7) } \Rightarrow x_0 = 0.10, y_0 = 1.65 \text{ sustituyendo.}$$

$$x_0 = 0.1 (12.19) = 1.219 \text{ m}; \quad Y_0 1.65 (12.19) = 20.11 \text{ m}$$

x_0 y Y_0 medidos a partir del pie del talud.

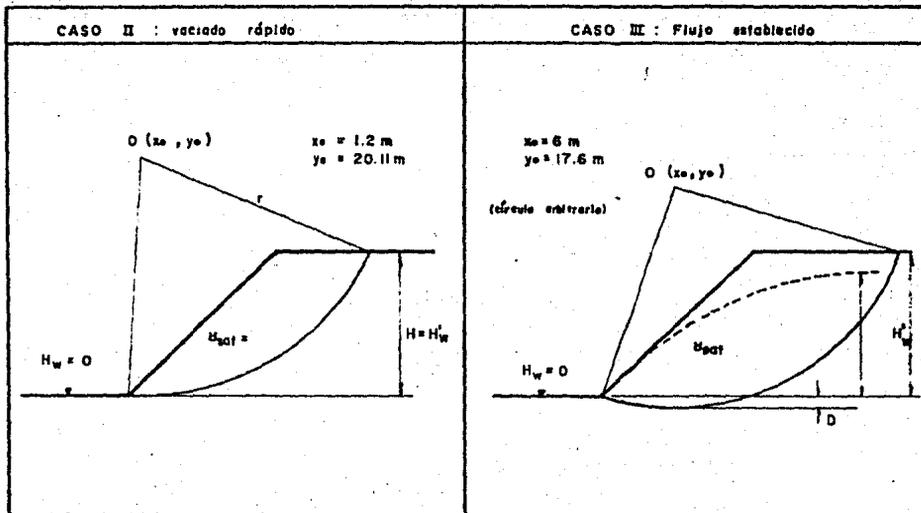
Usando los valores de $\lambda c\psi$ y β obtenemos de la figura (IV.6) el valor de

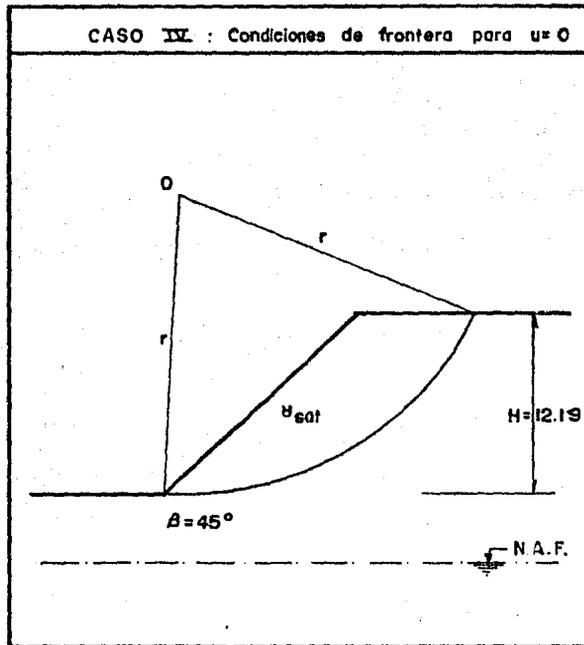
$Nc\psi$:

$$Nc\psi = 8.8$$

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

$$F.S. = \frac{C Nc\psi}{\gamma_d H} = \frac{2.93 (8.8)}{1.08(12.19)} \Rightarrow F.S. = 1.95$$

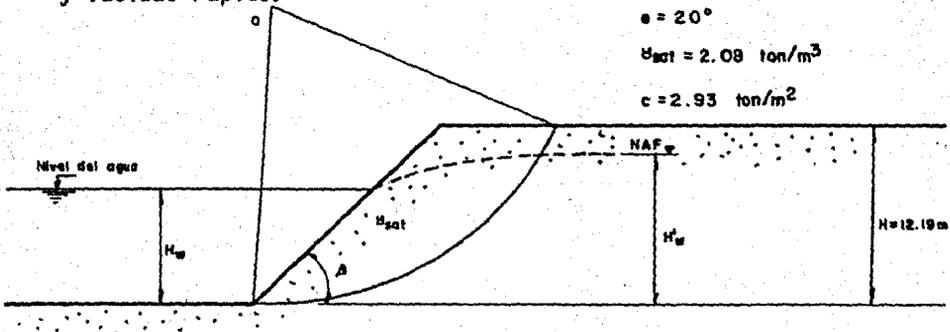




· Cálculo del F.S. para condiciones de esfuerzo neutral simple cuando $\psi > 0$

Caso	H'_w (m)	H_w (m)	γ_d (ton/m ³)	γ_e (ton/m ³)	$\lambda_c \psi$	$N_{c\psi}$	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

15. Para la condición del talud (parcialmente sumergido) mostrado en la figura, calcular el factor de seguridad (F.S.) utilizando el método de Janbu, 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: $H'_W = H_W$, $\mu'_W = \mu_W$

$$\text{para } \frac{H'_W}{H} = 1 \Rightarrow \frac{c}{\gamma_{sat} H - \gamma_W H'_W} = \frac{2.93}{2.08(12.19) - (12.19)} = 0.223$$

$\lambda_c \psi = \frac{(\gamma_{sat} H - \gamma_W H'_W) \tan \theta}{c \mu'_W}$; aquí μ'_W es obtenida de la fig(V.6) donde

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

$\mu'_W = 1.00$ sustituyendo valores en la igualdad de $\lambda_c \psi$ resulta:

$$\lambda_c \psi = \frac{(2.08 \times 12.19 - 1.0 \times 12.19) \cdot 0.3639}{2.93 (1.00)} \Rightarrow \lambda_c \psi = 1.64$$

Con los valores de $\lambda_c \psi$ y β encontramos las coordenadas del centro del círculo de falla (referidas al pie del talud)

$$\left. \begin{aligned} X_o &= x_o H = 0.100(12.19) \Rightarrow X_o = 1.20 \\ Y_o &= y_o H = 1.65 (12.19) \Rightarrow Y_o = 20.11 \end{aligned} \right\} "O"(1.20, 20.11)$$

Usando los valores de $\lambda c\psi$ y β , obtenemos de la figura (IV.6) el valor de $N_{c\theta}$ el cual es:

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

Finalmente, con los valores antes obtenidos encontramos el factor de seguridad

$$F.S. = \frac{\mu_w \cdot N_{c\theta} \cdot c}{\gamma_{sat} H - \gamma_w H_w} = \frac{1.0(8.80)2.93}{2.08(12.19) - 1.0(12.19)} \Rightarrow F.S. = 1.96$$

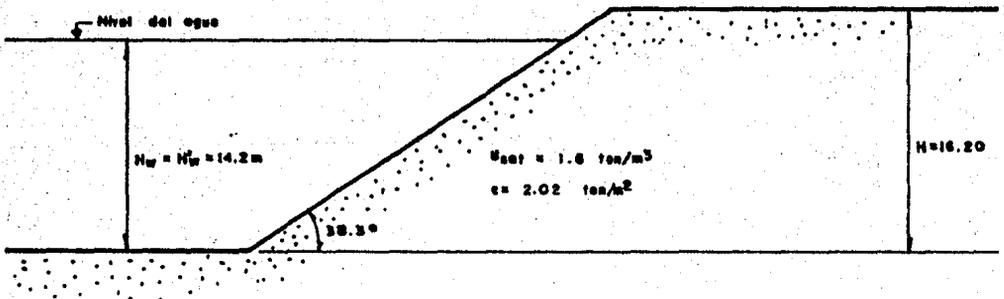
Cálculo del F.S. para las condiciones de vaciado lento y rápido, cuando $\theta > 0$							
Vaciado lento: $H'_w = H_w$ $\mu'_w = \mu_w$				Vaciado rápido $\lambda c\psi = 1.04, H'_w = H_w$			
$\frac{H_w}{H}$	$\frac{c}{\gamma H - \gamma' H_w}$	$\lambda c\psi$	μ_w	$N_{c\theta}$	F.S.	F.S.	($N_{c\theta} = 8.8$)
1.0	0.223	1.64	1.00	8.8	1.96(I)	1.96	(I)
0.8	0.187	2.04	0.95	9.5	1.69	1.56	
0.6	0.162	2.47	0.91	10.2	1.50	1.30	
0.4	0.143	2.80	0.91	10.6	1.38	1.14	
0.2	0.128	3.00	0.95	11.0	1.33	1.07	
0.0	0.115	3.15	1.00	11.3	1.30(IV)	1.02	(II)

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

$$\theta = 17^\circ, c = 2.02 \text{ ton/m}^2; \gamma_{\text{sat}} = 1.6 \text{ ton/m}^3; \beta = 38.3^\circ; H = 16.2; H_w = 14.2 \text{ m}$$

Utilizar el Método de Janbu.

SOLUCION :



$$\mu_w = \mu'_w = 0.97 \text{ para cuando } \frac{H_w}{H} = 0.88 \text{ y } \beta = 38.3^\circ \text{ (Fig. V.6)}$$

$$\gamma_{\text{sat}} H - \gamma_w H_w = 1.6(16.2) - 1.0(14.2) = 11.72 \text{ ton/m}^2$$

$$\lambda c \psi = \frac{(\gamma_{\text{sat}} H - \gamma_w H_w) \tan \theta}{c \mu_w} = \frac{11.72(0.30573)}{2.02(0.97)} \Rightarrow \lambda c \psi = 1.8287$$

con $\beta = 38.3^\circ$ y $\lambda c \psi = 1.8287$, de la figura IV.6) obtenemos que:

$$N c \psi = 10.20$$

Finalmente, el factor de seguridad resulta:

$$F.S. = \frac{\mu_w N c \psi}{\gamma_{\text{sat}} H - \gamma_w H_w} = \frac{0.97(10.20)}{11.72} \Rightarrow F.S. = 0.84$$

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

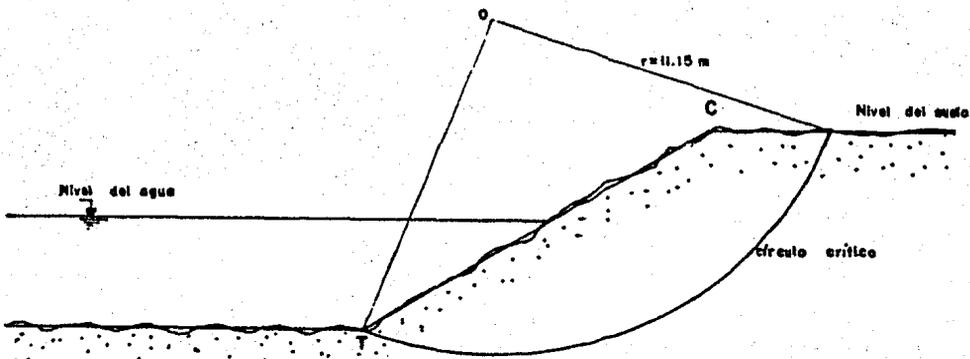
17- Calcular el factor de seguridad del talud cuyas propiedades del mismo son:

$$H = 6.70 \text{ m}; \quad \beta = 32^\circ; \quad H_w = 3.65 \text{ m}; \quad H_t = 1.22; \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.90 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1.00; \quad c = 1.46 \text{ ton/m}^2; \quad \phi = 17^\circ$$

Realizar el análisis para las siguientes condiciones y utilizando el método de Janbu.

- 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.
- 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.



SOLUCION :

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

$$\left. \begin{aligned} x_o &= 0.62 (6.70) = 4.15 \text{ m} \\ y_o &= 1.54 (6.70) = 10.32 \text{ m} \end{aligned} \right\} "O"(4.15 \text{ m}, 10.32 \text{ m})$$

Notas: coordenadas tomadas a partir de T

Solución:

Cálculo para el caso (a):

$$\frac{H_t}{H} = \frac{1.22}{6.70} = 0.18; \beta = 32^\circ; \text{ con estos valores de la figura (V.7) nos da } \mu_t = 0.95$$

$$\text{con } \frac{H_w}{H} = \frac{3.65}{6.70} = 0.55 \text{ y } \beta = 32^\circ \text{ obtenemos de la figura (V.6); } \mu_w = 0.92$$

De la figura (v.8), para $q = 0$ obtenemos $\mu_q = 1.00$

$$\text{Por otra parte, } \mu_d = \mu_w \cdot \mu_t = 0.92(0.95) \Rightarrow \mu_d = 0.872$$

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

$$P_d = \frac{\gamma_{\text{sat}} H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d} = \frac{1.9(6.7) + 0 - 1.0(3.65)}{0.872} \Rightarrow P_d = 10.41 \text{ ton/m}^2$$

$$\mu_e = \mu_q \mu_w^i = \mu_q \mu_w = 1.00(0.92) \Rightarrow \mu_e = 0.92$$

$$P_e = \frac{\gamma_{\text{sat}} H + q - \gamma_w H_w^i}{\mu_e}; \text{ como } q = 0 \text{ y además } H = H_w, \text{ tenemos que:}$$

$$P_e = \frac{H (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)}{\mu_e} = \frac{6.7(1.9 - 1)}{0.92} \Rightarrow P_e = 6.55 \text{ ton/m}^2$$

$$\lambda_{c\psi} = \frac{P_e \tan \psi}{c} = \frac{6.55(0.30573)}{1.46} \Rightarrow \lambda_{c\psi} = 1.371$$

de la figura (IV.6) obtenemos $\beta = 32^\circ$ y $\lambda_{c\psi} = 1.371$ que $N_{c\psi} = 9.60$

Finalmente:

$$F.S. = \frac{c N_{c\psi}}{P_d} = \frac{1.46 (9.6)}{10.41} \Rightarrow F.S. = 1.34$$

Cálculo para la condición (b);

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

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

Para este caso $\mu_W^i = \mu_W = \mu_e = 0.92$ y de la misma manera:

$$P_e = \frac{Y_{sat} H - Y_W H_W}{\mu_e} = \frac{1.9 (6.7) - 1 (3.65)}{0.92} \Rightarrow P_e = 9.86 \text{ ton/m}^2$$

así también obtenemos que:

$$\lambda_{c\psi} = \frac{P_e \tan \phi}{c} = \frac{9.86 (0.30573)}{1.46} \Rightarrow \lambda_{c\psi} = 2.064$$

con $\beta = 32^\circ$ y $\lambda_{c\psi} = 2.064$ obtenemos de la figura (IV.6) que $N_{c\phi} = 11.40$

Por último:

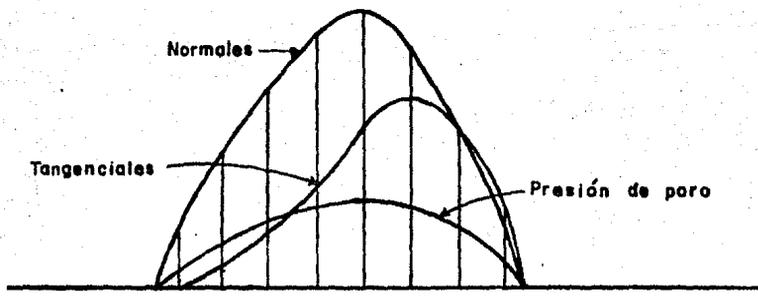
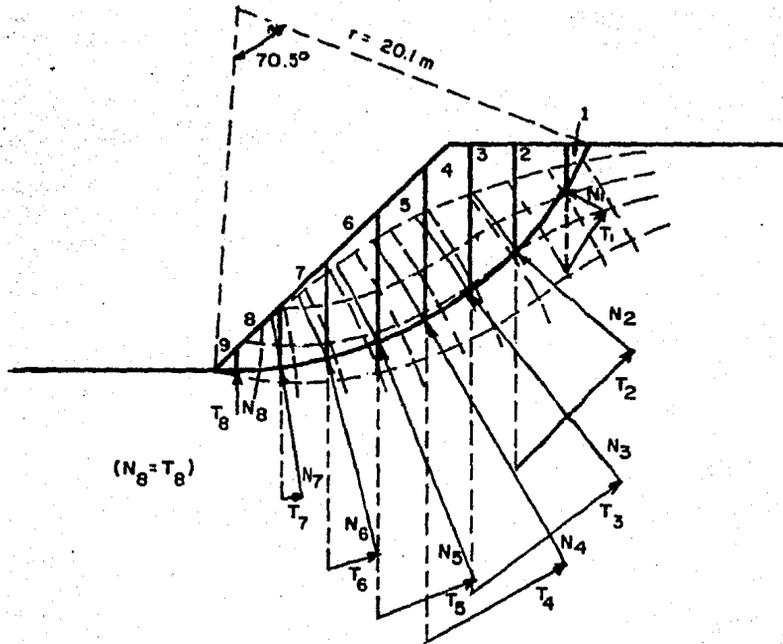
$$F.S. = \frac{c N_{c\phi}}{P_d} = \frac{1.46 (11.4)}{10.41} \Rightarrow F.S. = 1.60$$

18.- Calcular el factor de seguridad para el talud con flujo de agua, cuyas propiedades del mismo son:

$C = 2.93 \text{ Ton/m}^2$; $\gamma_{\text{sat}} = 2.08 \text{ Ton/m}^3$; $\beta = 45^\circ$; $\phi = 20^\circ$; $H = 12.19 \text{ m}$

Para el cual las coordenadas del círculo crítico para la falla al pie del talud son: (1.22, 20.11), utilizar el método de las dovelas diferenciales (gráfico)

SOLUCION:



Donde:

El momento resistente será:

$$M_r = \int C dL + \left(\int \gamma h \cos \theta dx - \int U dL \right) \tan \phi$$

Para la cual, encontrando valores tenemos:

$$\int C dL = 72.46$$

$$\int \gamma h \cos \theta dx = 192.70$$

$$\int U dL = 62.00$$

Tiene valores, en el momento resistente valdrá:

$$M_r = 72.46 + (192.70 - 62.00) \tan 20^\circ \Rightarrow M_r = 120.03$$

El momento motor será:

$$M_m = \int \gamma h \sin \theta dx$$

Haciendo la integral obtenemos:

$$\int \gamma h \sin \theta dx = 104.12 \Rightarrow M_m = 104.12$$

Finalmente el factor de seguridad valdrá:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{120.03}{104.12} \Rightarrow F_s = 1.15$$

*

VIII.2 EJERCICIOS PROPUESTOS

1.- Determinar el factor de seguridad de un talud en arcillas, cuya resistencia a la compresión no confinada, $q_u = 6 \text{ ton/m}^2$ y un ángulo de fricción $\phi = 0^\circ$, teniendo un peso volumétrico de 1.8 ton/m^3 , cuyo ángulo de inclinación y altura del talud son de $\beta = 60^\circ$ y $H = 6 \text{ m}$ respectivamente, utilizar el método sueco.

Solución:

2.- Calcular el factor de seguridad, para el ejemplo anterior, utilizando el método Taylor.

Solución:

$$F_s = 1.46$$

3.- Calcular el factor de seguridad para un talud cohesivo, con terreno de cimentación homogéneo a él, teniendo una carga repartida en la corona del mismo de 2 ton/m^2 , y cuyas características del talud son:

$$q_u = 9 \text{ ton/m}^2; \gamma_m = 1.7 \text{ ton/m}^3; \phi = 0^\circ; \beta = 50^\circ; H = 7 \text{ m}$$

Solución:

4. Calcular el factor de seguridad para el ejemplo anterior, utilizando el método de Taylor.

Solución:

$$F_s = 1.08$$

5. Calcular el factor de seguridad, para un talud cohesivo, con terreno de cimentación homogéneo con él y limitado por un estrato resistente, las características del talud son:

$$c = 2 \text{ ton/m}^2; \gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3; H = 3.0 \text{ m}; \beta = 30^\circ$$

Utilizar el método sueco

6. Calcular el factor de seguridad para el ejemplo anterior, utilizando el método de Taylor

Solución:

$$F_s = 2.27$$

7. Se ha hecho un corte cuyo talud forma un ángulo de 45° con la horizontal, su profundidad es de 9.20 m, el perfil del suelo es el siguiente:

Profundidad (m)	Suelo	Resistencia al Esfuerzo cortante	Peso volumétrico del material
0.0-3.00	Arcilla consistente	$C=0.75$	$\gamma_m=1890 \text{ kg/m}^3$
3.0-7.50	Arcilla consistente	$C=0.60$	$\gamma_m=1680 \text{ kg/m}^3$
7.5-12.00	Arcilla media	$C=0.50$	$\gamma_m=1795 \text{ Kg/m}^3$
12.0	Lutita (roca)		

Solución:

8. Analizar la estabilidad de un terraplén homogéneo situado por arriba del nivel freático. Los parámetros de resistencia del material que lo componen son de $c=4t/m^2$ y $\phi=40^\circ$, teniendo un peso volumétrico de $1.6t/m^3$, cuya altura y ángulo de inclinación son de 9.15 m y $\beta=32^\circ$ respectivamente, utilizar el método sueco. Las coordenadas a la falla por el pie del talud son (82,16).

Solución:

$$F_s = 2.3$$

9. Calcular el factor de seguridad, para el ejemplo anterior, utilizando el método de Janbu.

Solución:

10. Determinar la inclinación de un talud cohesivo-friccionante, teniendo un factor de seguridad de 1.5 al pie del talud (falla), el cual tienen un peso volumétrico de 1.9 t/m^3 cuyos parámetros de resistencia al esfuerzo cortante son de $c=2 \text{ t/m}^2$, $\phi=17^\circ$ y con una altura de 7m de superficie de relleno. Utilizar el método de Janbu.

Solución

$$\beta = 41^\circ$$

11. Un manto de arcilla está formado por tres estratos horizontales; cada uno tiene un espesor de 3m, 5m, 4m, -- respectivamente, así cuyos parámetros de resistencia son $c=0$ y $\phi=28^\circ$, $c=2 \text{ ton/m}^2$ y $\phi=36^\circ$, $c=4 \text{ t/m}^2$ y $\phi=0^\circ$. El peso volumétrico es de 1.9 t/m^3 , 1.8 t/m^3 , 1.7 ton/m^3 respectivamente. Se excava un corte de latitudes de 1 vertical a 2.5 horizontal, a una profundidad de 6m ¿cuál es el factor de seguridad contra la falla?

Solución:

12. Analizar la estabilidad de un terraplén homogéneo con flujo de agua, cuyos parámetros de resistencia son de $c=0.5 \text{ t/m}^2$ y $\phi=30^\circ$, teniendo un peso volumétrico de 2 t/m^3 , el ángulo de inclinación y altura del talud son de $\beta=33^\circ$ y $H=7 \text{ m}$ respectivamente. Analizar la estabilidad por falla al pie del talud cuyas coordenadas del -- círculo son (4.7, 9.5), utilizar el método sueco, con $H_w=6.5 \text{ m}$.

Solución: $F_s=0.78$

13. Analizar la estabilidad del ejemplo anterior utilizando el método de las dovelas diferenciales (gráfico).

Solución:

14. Analizar la estabilidad del ejemplo anterior utilizando el método de Janbu

Solución:

$$F_s = 0.68$$

15. Calcular el factor de seguridad de un talud, para las cuatro condiciones de frontera. Para el caso de flujo establecido (caso III) considerar cuatro distintas presiones del nivel freático. Las propiedades del talud son:

$$H=10\text{m}; c=2.00 \text{ ton/m}^2; \beta=50^\circ; \gamma_{\text{sat}}=2 \text{ t/m}^3; \phi=18^\circ$$

Solución:

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

$$\phi=17^\circ; c=0.5 \text{ ton/m}^2; \gamma_{\text{sat}}=1.9 \text{ ton/m}^3; \beta=40^\circ;$$

$$H=15 \text{ m}; H_w=13.2=H'w$$

Solución: $F_s = 1.23$

17. Calcular el factor de seguridad, para la condición del talud (parcialmente sumergido) utilizando el método de Janbu, para diferentes elevaciones de agua a cada cuarta parte de la altura del talud para los casos de vaciado lento y vaciado rápido cuyas propiedades del talud son:

$$H=9 \text{ m}; c=2.08 \text{ t/m}^2; \phi=19^\circ;$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.9 \text{ ton/m}^3; \beta=50^\circ$$

Solución:

18.- Calcular el factor de seguridad para un talud, cuyas propiedades del mismo son:

$H=8\text{m}$; $H_w=1.14\text{m}$; $H_t=2.78\text{m}$; $q=280\text{Kg/m}^2$; $\gamma_{\text{sat}}=1930\text{Kg/m}^3$; $\beta=45^\circ$; $\phi=20^\circ$
 $H_w=3.65$, $c=3 \text{ t/m}^2$

Solución:

$$F_s = 1.03$$

XI CONCLUSIONES

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:

- a) se observa físicamente lo que pasa en un talud.
- b) toma en cuenta la estratificación, flujo de agua, grietas de tensión y sobrecarga.
- c) se puede analizar por falla local al pie y por 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 cumplen estas hipótesis.

2.- Método 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 Janbu

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 tanto cálculos como en el método sueco y poderse graficar fácilmente, y 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 expédita.

Es interesante hacer notar que para el análisis de estabilidad de taludes de materiales homogéneos se cuenta con soluciones numéricas para suelos cohesivos (método 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 expédita para el caso de suelos estratificados o suelos -- heterogéneos.

Sería recomendable ampliar los estudios de taludes para contemplar las deficiencias mencionadas en los párrafos anteriores.

BIBLIOGRAFIA

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

Teoría y aplicación de la mecánica de suelos.
Eulalio Juárez Badilla 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 Terzagh y Ralph B. Peck, segunda edición.

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