

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



AVANCES RECIENTES EN EL ANALISIS DE 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
PEDRO ZAMORA FERNANDEZ

MEXICO, D. F.

1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

| | |
|--|----|
| I. INTRODUCCION 1 | |
| A.) TIPOS Y CAUSAS DE FALLAS MAS COMUNES | 2 |
| B.) DESCRIPCION DE METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD MAS COMUNES | 7 |
| II. METODOS BASADOS EN EL EQUILIBRIO LIMITE | 17 |
| A.) GENERACION SISTEMATICA O ALEATORIA DE SUPERFICIES | 29 |
| B.) METODOS NUMERICOS DE BUSQUEDA DE LA SUPERFICIE MAS DESFAVORABLE. | 32 |
| III. UTILIZACION DEL METODO DEL ELEMENTO FINITO | 36 |
| A.) PRINCIPIOS BASICOS DEL METODO | 36 |
| B.) APLICACION A LA ESTABILIDAD DE TALUDES | 38 |
| IV. ANALISIS TRIDIMENSIONAL | 45 |
| A.) MODIFICACION AL ANALISIS DE DOS DIMENSIONES | 46 |
| B.) ANALISIS TRIDIMENSIONALES | 46 |

| | |
|--|-----------|
| V. ANALISIS PROBABILISTA | 59 |
| A.) COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y RIESGO | 59 |
| B.) CARACTERISTICAS DE LA INCERTIDUMBRE | 60 |
| C.) ALTERNATIVAS AL FACTOR DE SEGURIDAD | 66 |
| D.) EVOLUCION DE LA SEGURIDAD EN EL TIEMPO | 70 |
| E.) UTILIDAD Y VIABILIDAD ACTUAL DE ESTUDIOS DE TIPO PROBABILISTA | 71 |
| | |
| VI. ANALISIS EN EL TIEMPO | 72 |
| | |
| VII. ANALISIS DE FENOMENOS DE ROTURA PROGRESIVA | 78 |
| | |
| VIII. CONCLUSIONES | 87 |
| | |
| BIBLIOGRAFIA | 92 |

CAPITULO I

INTRODUCCION

El fin de este trabajo es presentar algunos de los métodos más recientes para el cálculo de la estabilidad de taludes y en base a sus características determinar cuales son los más apropiados para diferentes casos.

Se comprende bajo el nombre genérico de talud cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que haya de adoptar de manera temporal o permanente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana, en una obra de ingeniería. Desde este punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

El desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como caminos, canales o ferrocarriles, así como el impulso que ha tenido de la construcción de presas de tierra en los últimos años ha incrementado la importancia del diseño y construcción de taludes. El estudio racional de estas estructuras comienza con

el desarrollo de la Mecánica de Suelos moderna (Terzaghi 1920) que aplica al diseño de taludes normas y criterios que sistemáticamente toma en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos, obteniendo expresiones sobre bases firmes y desarrollando las ideas teóricas que permiten conocer cada vez más detalladamente el funcionamiento particular de éstas.

Mientras los problemas teóricos de estabilidad de taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos; hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad de alrededor del 1.5 ($FS < 1.5$), lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan adecuadamente en la práctica; es más cuando esos métodos se han aplicado cuidadosamente, tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla catastrófica ha demostrado ser muy pequeña.

A.) TIPOS Y CAUSAS DE FALLAS MAS COMUNES

Los tipos de fallas más comunes son los que se mencionan a continuación:

A.1.- Falla por deslizamiento superficial.

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a deslizar las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera ; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante como una consecuencia de este fenómeno, la zona puede quedar sujeta a un flujo viscoso que generalmente se desarrolla con extraordinaria lentitud.

A.2.- Falla por deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.

En muchas laderas naturales existe una costra importante de material que se encuentra en movimiento hacia abajo por un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, y que llega en muchas ocasiones a producir una verdadera superficie de falla. La mayor parte de este tipo de movimientos están asociados a ciertas estratigrafías favorables a

ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera.

A.3.- Falla por movimiento del cuerpo del talud.

Pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Este fenómeno, que recibe comunmente el nombre de deslizamiento de tierras, puede ocurrir de dos maneras. En primer lugar, en el caso en el cual se define una superficie de falla curva o una superficie de revolución si se hace análisis tridimensional, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse a una circunferencia. Estas son las fallas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal. Estas son las fallas por traslación.

Las fallas por rotación pueden presentarse cuando la

superficie de falla pasa por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o cuando pasa adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base). (fig 1.1)

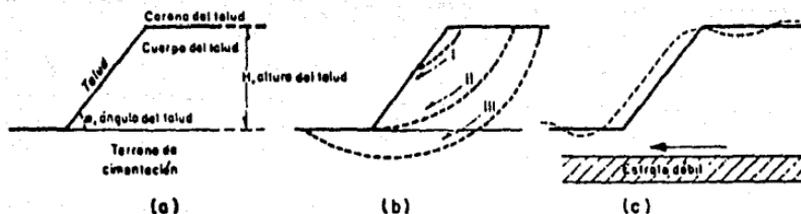


Fig. 1.1 Fallas en el cuerpo del talud

- a) Nomenclatura
- b) Fallas por rotación
 - I Local
 - II Por el pie del talud
 - III De base
- c) Falla por traslación sobre un plano débil.

A.4.- Falla de flujos.

Este tipo de falla consiste en movimientos moderadamente

rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. No existe en sí una superficie de falla o esta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno.

A.5.- Fallas por erosión.

Estas son fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, o algún otro agente erosivo, en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes.

A.6.- Fallas por licuación.

Estas fallas ocurren cuando en la zona de deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante.

B.) DESCRIPCION DE METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD MAS COMUNES

Para empezar, es necesario establecer el hecho de que la determinación del estado de esfuerzos en los diferentes puntos del medio, material que constituye un talud, es un problema aun no resuelto en la actualidad, ni aun para casos idealizados, como sería suponer el material elástico o plástico.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes se pueden dividir en las siguientes clases:

- 1.- Métodos basados en el análisis de su equilibrio límite.
- 2.- Métodos basados en el elemento finito.
- 3.- Análisis tridimensional.
- 4.- Análisis probabilista.
- 5.- Análisis en el tiempo.
- 6.- Análisis de rotura progresiva.
- 7.- Análisis variacional.

Los métodos basados en análisis variacional no serán motivo de estudio de esta tesis, por ser métodos muy elaborados que presentan resultados parecidos a los obtenidos con los métodos

tradicionales.

Los métodos más comunes hoy en día son los que se conocen como métodos de equilibrio límite. Todos estos métodos consisten en imaginar un mecanismo de falla para el talud y en aplicar los criterios de resistencia del material, para determinar si hay o no, posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse. Por ser estos los métodos más usados, se presentará a continuación una breve descripción de los considerados como los más representativos. Los otros métodos que no caen dentro de esta clasificación serán presentados en los capítulos siguientes.

En el campo de los taludes existen métodos pioneros como el desarrollado por Collin (1845) que menciona por primera vez superficies de deslizamiento curvas en las fallas de taludes. Estas ideas fueron retomadas en Suecia (1916) por Peterson y posteriormente por W. Fellenius (1927). La Escuela Sueca propuso asimilar la superficie de falla real, a una cilíndrica cuya traza con el plano del papel, sea un arco de circunferencia; con esto se buscaba facilidad de cálculo, ya que desde un principio se reconoció que la falla circular no representa estrictamente al mecanismo real. De estas teorías iniciales se han derivado muchos

métodos como los de W. Fellenius, Bishop, y Janbu que serán brevemente descritos a continuación.

En primer lugar, se propone un círculo de falla a la elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas (fig 1.2), a mayor número de estas, será más confiable el resultado obtenido. El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la figura 1.2b donde W_i es el peso de la dovela de espesor unitario, las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la i -ésima ejercen ciertas acciones sobre esta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

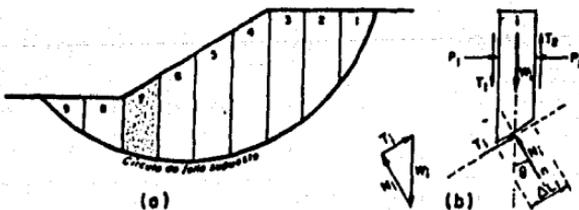
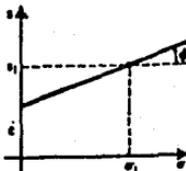


Fig. 1.2 Procedimiento de Fellenius

En el procedimiento de Fellenius se presenta la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir, considera que esas fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El coeficiente $N_i/\Delta L_i$ se acepta como una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i , que se considera constante en esa longitud. Con ese valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido de una prueba (fig 1.3) y determinar ahí el valor de s_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco ΔL_i .



(c)

Fig. 1.3 Ley de resistencia al esfuerzo cortante.

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como

$$M_n = R \sum | T_i |$$

La componente normal del peso de la dovela N_i , pasa por el centro del radio de giro ($\theta=0$), por ser la superficie de falla un arco de circunferencia, y por lo tanto no da momento respecto a aquel punto. En caso de existir sobrecarga se calculará su momento correspondiente y añadirse al momento obtenido anteriormente.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i$$

Se acepta nuevamente que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se desarrolla al unísono en todo punto de la superficie de falla hipotética, lo cual no sucede realmente debido a la concentración de esfuerzos que se producen en ciertas zonas, las

que tienden a generar más bien fallas progresivas.

Finalmente el factor de seguridad se calcula como

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum b_i \Delta L_i}{|\sum T_i|}$$

El método de Bishop simplificado supone que la superficie de falla es circular y que existen fuerzas entre dovelas. El método supone dichas fuerzas horizontales ($\theta = 0$) Se puede inferir, con solo contar el número de ecuaciones y el número de incógnitas, que esta suposición no es compatible con las tres condiciones de equilibrio, de tal manera que sólo se satisfará el equilibrio vertical y el de momentos, dejándose sin resolver el equilibrio horizontal.

La formulación del método lleva a una ecuación implícita del factor de seguridad F ;

$$F \cdot m_0 = \sum p_i / (1 + a_i/F)$$

donde m_0 es el momento motor reducido (momento motor entre el radio)

$$m_0 = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen } \alpha_i$$

p y a son parámetros que representan al momento resistente

$$p = (c - U \tan \phi) (1 + W \tan \phi) \cos \alpha$$

$$a = \tan \phi \tan \alpha$$

De tal manera que se puede reescribir la ecuación del factor de seguridad como

$$m_0 F = \frac{F P_1}{F + a_1} + \frac{F P_2}{F + a_2} + \dots + \frac{F P_n}{F + a_n}$$

o si se multiplica por sus denominadores

$$F^n + b_1 F^{n-1} + \dots + b_n = 0$$

donde los parámetros b son una combinación de m_0 , a y p .

La ecuación del método simplificado de Bishop es un polinomio de orden n que tendrá, generalmente, tantas raíces como número de dovelas usadas para dividir la masa deslizante. Sin embargo, puede demostrarse que la única raíz que tiene significado físico es la mayor.

Los términos de la derecha de la ecuación representan la contribución de cada dovela al momento resistente.

El método de Janbu obtiene sus ecuaciones fundamentales de los siguientes puntos:

a) Propiedades del suelo

$$\tau = \frac{c'_i + (\sigma_i - u_i) \tan \phi'_i}{FS} \quad i=1,n$$

donde τ_i = resistencia al esfuerzo cortante

σ_i = esfuerzo normal total actuante en la base de la dovela

u_i = presión de poro

c'_i = cohesión aparente

ϕ'_i = ángulo de fricción interna efectivo

FS = factor de seguridad

b) Equilibrio vertical

$$\sigma_i = p_i + t_i - \tau_i \tan \alpha_i = 1, n$$

donde $p_i = \Delta W / \Delta x_i = \gamma_i z_i + q_i + \Delta P_i / \Delta x_i$

$t_i = \Delta T_i / \Delta x_i$

γ_i = peso específico del suelo

ΔW = fuerza resultante de $q_i \Delta x_i$, $\gamma_i z_i \Delta x_i$ y ΔP_i

c) Equilibrio horizontal:

$$\Delta E_i = (\sigma_i \tan \alpha_i + \tau_i) \Delta x_i - \Delta Q_i = 1, n$$

d) Equilibrio de momentos

Se toman momentos con respecto al centro de la base de cada

dovela.

e) Condiciones de frontera

$$T_o = T_a$$

$$T_n = T_b$$

$$E_o = E_a$$

$$E_n = E_b$$

f) Equilibrio de momentos general

Se toman momentos con respecto al centro del radio de giro de la superficie de falla, obteniéndose así una ecuación adicional

Con estas condiciones, dado que el número de incógnitas es mayor al número de ecuaciones, la solución es estáticamente indeterminada. Para evitar esto Janbu supone que se conoce el punto de aplicación de las fuerzas en cada dovela. Con esto el número de ecuaciones es mayor que el número de incógnitas por lo que el sistema tiene un número infinito de soluciones. Para solucionar este nuevo problema Janbu supone que las dovelas tienen un ancho infinitesimal con lo que se elimina una de las

ecuaciones y se obtiene la siguiente ecuación;

$$T = R \tan \alpha + h \frac{dR}{dx} - z_0 \frac{dQ}{dx}$$

La solución se obtiene iterando, se supone primero un valor del factor de seguridad con el que se obtiene un valor del cortante entre dovelas. Esto se repite hasta que el método converge, aunque cuando se considera un gran número de dovelas este puede no converger.

En los capítulos subsiguientes se explicarán los métodos para estudio de estabilidad de taludes que no se basan en el equilibrio límite, y también se hará una breve reseña de los últimos avances y características relacionadas con este tipo de métodos.

CAPITULO II

MÉTODOS BASADOS EN EL EQUILIBRIO LÍMITE

Estos métodos utilizan casi en su totalidad la técnica de dovelas verticales, lo que deriva en la necesidad de introducir una serie de hipótesis para resolverlos ya que se trata de problemas estáticamente indeterminados. La exactitud de la solución dependerá de las características de la hipótesis introducida.

En el cuadro 2.1 se presentan las hipótesis y limitaciones de los métodos clásicos de cálculo con dovelas más frecuentemente usados.

De los numerosos estudios que se han realizado comparando los resultados de los distintos métodos (Whitman y Bailey, 1967; Duncan y Wright, 1980; Fredlund, Krahan y Pufahl, 1981) se ha llegado a las siguientes conclusiones:

CUADRO 2.1

| METODO | CONDICION DE EQUILIBRIO | TIPO DE PALLA | OBSERVACIONES |
|----------------------------|---|--------------------------------|---|
| Bishop Simplificado (1955) | No cumple equilibrio de fuerzas horizontales ni momentos en dovelas. | Circular | Errores pequeños si superficie es circular. No toma en cuenta la variación de fuerzas horizontales entre dovelas. |
| Bishop Riguroso (1955) | Cumple todas las condiciones de equilibrio. | Circular | Supone una determinada distribución de fuerzas horizontales (X) entre dovelas que cumpla equilibrio. Se comprueba que la línea de acción de X sea razonable. |
| Jambu Simplificado (1937) | No satisface el equilibrio de momentos. | Arbitraria | Obliga a que se cumpla el equilibrio de fuerzas horizontales. Incluye un factor de corrección para mejorar resultados. |
| Jambu Generalizado (1957) | Satisface equilibrio (salvo momentos en la última rebanada). | Arbitraria | Supone conocida la línea de acción de las fuerzas horizontales. No siempre converge. Cuando converge da buenos resultados. |
| Love y Karafjath (1960) | No satisface el equilibrio de momentos. | Circular | Supone que la inclinación de la fuerza entre dovelas es la media entre las pendientes del terreno y de la superficie de rotura. |
| Morgenstern & Price (1965) | Satisface todas las condiciones de equilibrio. | Arbitraria | Se plantea el problema en forma diferencial. Se supone que la inclinación de las fuerzas entre dovelas es $X/R = f(x)$. Siendo un factor de escala y $f(x)$ una función dada. El problema puede resolverse usando la técnica de Newton-Raphson. |
| Spencer (1967) | Satisface todas las condiciones de equilibrio. | Circular | Supone $X/R = \tan \alpha \cos \phi$ ($f(x)=1$; $\alpha = \tan \phi$). Varía $\tan \alpha$ hasta que los factores de seguridad resultantes del equilibrio de fuerzas y momentos global coinciden. Línea de acción dada a posteriori por equilibrio de momentos en cada rebanada. |
| Carter (1971) | No cumple equilibrio de fuerzas horizontales y momentos en las rebanadas. | Arbitraria | Resultados conservadores razonablemente exactos. |
| Fredlund (1981) | Cumple todas las condiciones de equilibrio. | Compuesta (circular y secante) | Análogo a Morgenstern y Price en forma discreta. |
| Chugh (1983) | Cumple todas las condiciones de equilibrio. | Circular | Análogo a Spencer pero considerando el equilibrio de momentos en cada rebanada. Solución iterativa por cálculo recursivo. |

- Los métodos que cumplen con todas las ecuaciones de equilibrio proporcionan valores del coeficiente de seguridad muy parecidos entre sí (variaciones menores del 5%).

- El método de Bishop simplificado proporciona prácticamente los mismos resultados, que los métodos que cumplen todas la ecuaciones de equilibrio cuando la superficie de rotura tiende a ser circular (con errores menores del 5% para un amplio margen de condiciones).

- El método de Fellenius (método ordinario) puede proporcionar errores significativos en análisis con esfuerzos efectivos cuando existe presión de poro.

- Dentro de los métodos basados en el equilibrio de fuerzas el debido a Lowe y Karafiath (1960) es el que proporciona resultados más razonables, aunque los errores pueden llegar al 10% cuando $\phi=0$. Con otras hipótesis acerca de la inclinación de las fuerzas entre dovelas, los errores pueden llegar a ser del 30%, lo que demuestra que estos métodos son muy sensibles a la orientación de las fuerzas en los bordes laterales.

Kisiel et al. (1981) comparan los resultados de los metodos de Bishop y el de Janbu con los obtenidos para la cota superior del problema usando el método de las características. Los autores llegan a la conclusión de que los resultados de los métodos que se basan en el equilibrio límite son muy parecidos a los obtenidos con análisis plásticos más elaborados.

Otra manera de estudiar el problema, consiste en dividir la masa del suelo en una serie de dovelas no verticales, en otras palabras bloques rígidos de forma cualquiera. Sarma (1979) establece un método basandose en esta características de análisis. En los bordes de los bloques se considera que las fuerzas normales y tangenciales están ligadas por el criterio de rotura Mohr- Coulomb (se introduce un factor de seguridad que es el mismo en los bordes laterales y en los bordes inferiores de los bloques, o se considera un valor K_c de forma que las fuerzas de masa asociadas a una aceleración horizontal $K_c g$ produzca el deslizamiento horizontal). Se plantea el equilibrio de las fuerzas horizontales y verticales en cada bloque, y el resultado se comprueba estableciendo el equilibrio de momentos y viendo si el punto de aplicación de las fuerzas normales caen en el tercio medio del borde. Dado que el equilibrio de momentos no interviene

en el cálculo del factor de seguridad, puede solucionarse el problema usando muy pocas dovelas. La orientación de los bordes laterales de los bloques se va variando hasta encontrar un factor de seguridad mínimo. Dado que es necesario realizar muchas iteraciones, este método resulta de difícil aplicación cuando no se conoce la superficie de deslizamiento.

Sarma comprobó que la resistencia del suelo en las superficies de deslizamiento internas afecta al valor de factor de seguridad. Esta condición deberá tomarse en cuenta al realizar estudios de análisis retrospectivo. (fig 2.1)

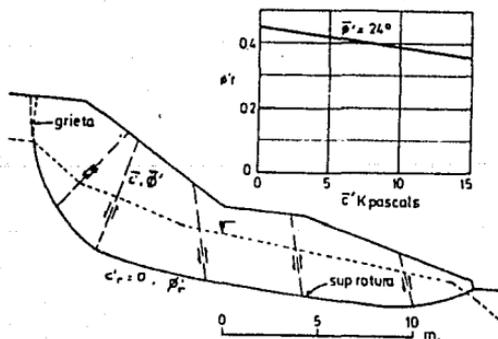


Fig. 2.1 Método de Sarma. Variación del ángulo de rozamiento residual en la superficie de deslizamiento en función de la cohesión en las superficies interiores.

El método de Sarma es utilizado por Hoek (1983) para analizar taludes en roca fisurada. Junto a los bordes de dovelas inclinadas cuya pendiente se obtiene minimizando el factor de seguridad, se pueden considerar bordes inclinados de pendiente prefijada asociada a discontinuidades preexistentes. Por otra parte, Hoek incorpora al método de Sarma criterios de rotura distintos del Mohr-Coulomb, con gran facilidad.

El equilibrio de bloques con paredes inclinadas laterales es también considerado por Martins, Reis y Matos (1981) y Martins (1981). El problema de la estabilidad se resuelve como un problema de optimización mediante el uso de las técnicas de programación lineal. Para un determinado factor de seguridad, se calcula el factor λ de maximización de las cargas que conduce a la rotura. Si tras el cálculo resulta que λ es diferente de uno se cambia F hasta que la solución para el factor de seguridad dado sea $\lambda=1$. Las ecuaciones lineales de equilibrio de los bloques, junto a la condición de rotura en los bordes internos y externos de los mismos son las condiciones que restringen la maximización del parámetro λ para cada F determinado. El problema de programación planteado se resuelve mediante el método simplex.

De manera paralela al desarrollo de métodos de equilibrio límite, se han elaborado nuevas gráficas y táblas que permiten resolver rápidamente los problemas de la estabilidad de taludes con la geometría más frecuente. Cousins (1976) presenta una serie de gráficas de gran interés por la gran cantidad de parámetros que intervienen y por su exactitud y facilidad de uso. Los resultados presentados en estas gráficas fueron obtenidos basándose en una variante al método de Taylor. (Ver figura 2.2)

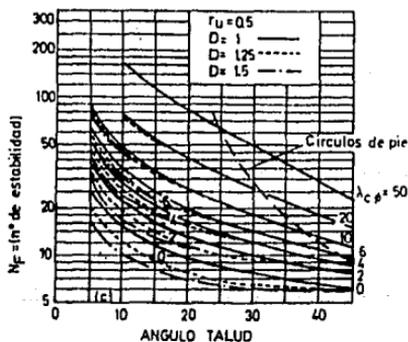


Fig. 2.2 Abacos de Cousins.

$$N_F = F \gamma H / c'$$

$$\lambda_c \phi = \tan \phi' / (c' / \gamma H)$$

r_u = relación de presión de agua ($u/\gamma h$)

D = factor de profundidad del estado duro

Los métodos de equilibrio límite, a pesar de ser muy rigurosos, presentan una serie de inconvenientes debido a las

hipótesis acerca del comportamiento del suelo en las que se basan. A continuación se presentan una serie de críticas a estos métodos (Rochelle y Marsal 1981, Tavenas 1980):

- Las esfuerzos efectivos normales se suponen independientes de la ley esfuerzo-deformación del suelo, considerándose tan sólo el equilibrio estático de las dovelas para su cálculo. En condiciones próximas a la rotura, las distribuciones de esfuerzos reales puede diferir de las supuestas.

- El suelo se supone que se comporta como un sólido rígido perfectamente plástico y por lo tanto no se tienen en cuenta los comportamientos de rigidización o reblandecimiento que se pueden dar en suelos. En realidad la resistencia de los mismos depende de las deformaciones sufridas.

- Los factores de seguridad locales se suponen constantes e iguales al factor de seguridad global. Si el factor de seguridad es mayor que 1, esta hipótesis no es factible en la realidad, debido a las diferencias de las trayectorias de esfuerzo en cada punto.

- Se supone válido el criterio de Mohr-Coulomb. Sin embargo, la resistencia del suelo puede estar dada por la forma de su superficie límite de estado. Esta superficie dependerá de las relaciones de las condiciones de preconsolidación del suelo. Cuando la trayectoria de esfuerzos llega a la superficie límite de estado, se empiezan a producir deformaciones de tipo plástico. La trayectoria de esfuerzos seguida por el suelo hasta la rotura, dependerá, en el caso de que se produzca en condiciones no drenadas, de la porosidad del suelo y por tanto la resistencia no dependerá sólo del esfuerzo confinante, como supone Mohr-Coulomb.

- Tavenas (1980) expone que si se supone que la resistencia movilizada se obtiene de las siguientes expresiones

$$\tau = \frac{c'}{F} + \frac{\sigma' \tan \phi'}{F} = (a + \sigma') \frac{\tan \phi'}{F} = (a + \sigma') \tan \rho$$

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \rho} ; a = c' \cotan \phi'$$

para un suelo horizontal, el factor de seguridad debería ser infinito. Esto solo puede ocurrir si $\rho=0$, o sea, para el caso de estado de esfuerzos isotrópicos. Para el caso más general en que $\sigma_1 = K_0 \sigma_3$ con K_0 diferente de 1, el factor de seguridad

resultante para un suelo horizontal puede llegar a tener valores tan bajos como 1.6. Esto quiere decir que en suelos con un estado de carga anisotrópico la fórmula clásica puede ser puesta en duda.

- En base a los puntos anteriores, se puede ver en la figura 2.3 que la definición matemática del grado de movilización de la resistencia, implica una trayectoria de esfuerzos hasta la rotura que raramente se da en los casos reales. Por lo tanto el valor local de F puede estar afectado por un error.

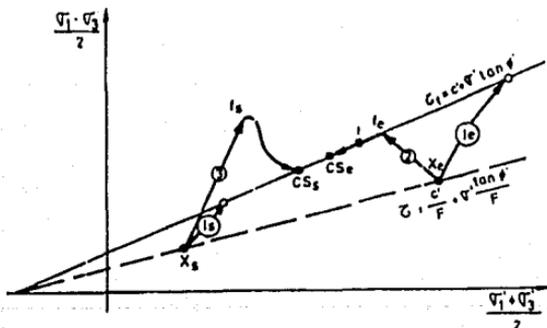


Fig. 2.3 Trayectorias de tensiones (esfuerzos) en diferentes casos:

- 1s. Supuesta en excavación suelo sobreconsolidado
- 1e. Supuesta en terraplen arcilla blanda
2. Típica en terraplenes en arcilla blanda
3. Típica en excavaciones con suelos sobreconsolidados

Aparte de las consideraciones anteriores, hay que tener presente que los resultados obtenidos con los métodos de equilibrio límite pueden ser erróneos, dado que la solución del problema matemático planteado no es única. Soriano (1976) establece esta multiplicidad de soluciones y presenta métodos iterativos para encontrar la solución del sistema de ecuaciones no lineales, que en general resulta de plantear la solución del problema. En la figura 2.4 pueden verse dos distribuciones de esfuerzos cortantes y línea de acción de las fuerzas horizontales en los bordes de las dovelas. Las soluciones conducen a factores de seguridad de 0.79 y 0.65. Sin embargo, sólo una de las soluciones proporciona valores admisibles para los esfuerzos y líneas de acción de las fuerzas horizontales. Por lo tanto, la aceptación de las soluciones sin un estudio a fondo puede conducir a errores importantes.

Estas críticas ponen de manifiesto que aunque existen métodos de aceptación general que conducen a resultados que se ajustan relativamente bien a la realidad, el problema no está enteramente resuelto.

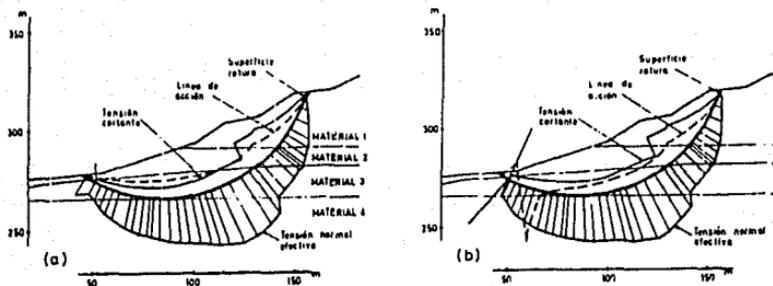


Fig. 2.4 Distribución de tensiones (esfuerzos) y líneas de paso de fuerzas horizontales solución de un mismo problema resuelto según el método de Chugh
 (a) Solución admisible
 (b) Solución no admisible

DEFINICION DE LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO

Uno de los aspectos más importantes de los métodos de equilibrio límite, es la búsqueda de la superficie de deslizamiento cuyo factor de seguridad sea el mínimo.

Pueden considerarse tres métodos para encontrar la superficie más desfavorable:

A.) Generación de una multitud de superficies. Cálculo de los factores de seguridad hasta encontrar el más desfavorable.

B.) Empleo de métodos numéricos sofisticados para encontrar la superficie pésima como un problema de optimización.

A.) Generación sistemática o aleatoria de superficies

La generación de superficie para métodos que usan superficies de rotura circular, se lleva a cabo definiendo una malla de centros para los círculos y un número determinado de círculos de distinto radio desde cada centro. Un método análogo es usado por Huang y Avery (1976), con espirales logarítmicas. La búsqueda puede limitarse introduciendo restricciones a la superficie de rotura, y se puede facilitar si se toma en cuenta que en suelos homogéneos los centros de los círculos de igual factor de seguridad tienden a formar línea elípticas. Sin embargo, resulta complicado encontrar círculos más desfavorables en presencia de terrenos heterogéneos de geometría complicada (Alonso 1982); en esos casos, pequeñas variaciones de centros o

radios de círculos pueden causar variaciones grandes del factor de seguridad. Dado que la búsqueda se limita a un número finito de centros y radios, en estos casos es difícil asegurar que se ha obtenido el factor de seguridad mínimo.

Otra manera de encontrar la superficie más desfavorable, es utilizando métodos de generación aleatoria de las mismas. Siegel (1976) en su programa STABL utiliza esta técnica. Las superficies circulares quedan determinadas por el punto de salida de las mismas, la longitud de la base de las dovelas, la pendiente de la base de la última dovela (θ) y por la variación de las pendientes de las bases de dos dovelas consecutivas ($\Delta\theta$). Fijados los dos primeros parámetros, se generan dos números aleatorios que proporcionan las pendientes de las bases de las dovelas entre unos límites prefijados (fig 2.5). Adicionalmente, se fijan restricciones a la localización y pendiente del punto de corte de la superficie de rotura con la cabeza del talud.

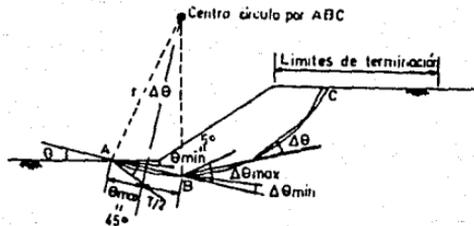


Fig. 2.5 Generación aleatoria de círculos.
(según Siegel 1975)

La mayor utilidad de la generación aleatoria de superficies se da para superficies de rotura irregulares. En estos casos se generan y analizan superficies de rotura situadas en zonas previamente definidas por métodos que utilicen círculos o por el usuario. Siegel extiende la generación aleatoria de círculos a superficies irregulares. En estos casos, la longitud de la base de cada dovela y el cambio de pendiente entre cada dos dovelas varía aleatoriamente a lo largo de la superficie dentro de unos límites prefijados. (fig 2.6)

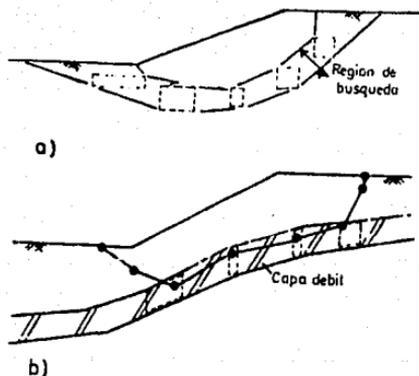


Fig. 2.6 Generación aleatoria de superficies no circulares.
 (a) Sobre región deducida por otros métodos
 (b) Sobre región más débil
 (según Siegel 1975)

B.) Métodos numéricos de búsqueda de la superficie más desfavorable

Estos métodos buscan la superficie más desfavorable sin tener que calcular todas. Celestino y Duncan (1981) utilizan un procedimiento numérico de minimización de funciones de varias variables, que se basa en que la posición óptima de cada punto que define dovelas, puede ser estimada basándose en conocer como

varía el factor de seguridad al variar la posición de ese punto manteniendo los restantes fijos y que el mínimo parcial de F con respecto a las coordenadas de cada punto, que define dovelas puede ser calculado suponiendo una aproximación parabólica. Este método conduce a un proceso iterativo, que finaliza cuando las derivadas de F respecto a las coordenadas de todos los puntos que definen la superficie de deslizamiento tienen valores menores a un cierto límite prefijado. Este método también ha sido utilizado para análisis probabilísticos.

Baker (1980) utiliza como procedimiento de minimización las técnicas de programación dinámica utilizada en la optimización de problemas de decisiones secuenciales. En cada etapa, el sistema puede estar en un número finito de estados, y por tanto existe un número finito de trayectorias posibles; se busca la trayectoria que conduce a un mínimo valor, para una función suma de unas cantidades asociadas al camino recorrido entre dos estados de dos etapas sucesivas. La figura 2.7 presenta un esquema del problema resuelto por este método.

Con estos procedimientos de minimización es posible reducir el coeficiente de seguridad obtenido por otros métodos y

dado como mínimo. Las reducciones encontradas no suelen superar el 10 % (fig 2.8). Aún así , este porcentaje puede ser importante pues no es posible trabajar con amplios márgenes de seguridad.

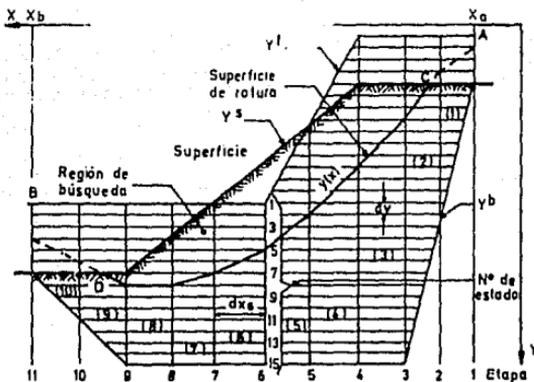


Fig. 2.7 Método de programación dinámica aplicado al cálculo de la estabilidad de taludes. (Baker 1980)

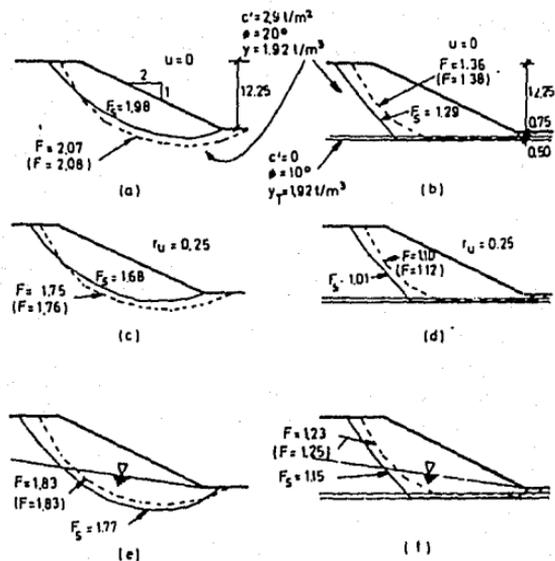


Fig. 2.8 Comparación de los resultados de Krahn y Fredlund con el análisis de Baker

..... Superficie considerada por Krahn Fredlund como crítica.

— Superficie crítica por programación dinámica.

(F) Factor de seguridad de Krahn y Fredlund

F_s = Mínimo factor de seguridad por programación dinámica.

(Según Baker 1980)

CAPITULO III

UTILIZACION DEL METODO DE ELEMEN TO FINITO

A.) PRINCIPIOS BASICOS DEL METODO

Para analizar, mediante este método, la estructura de tierra, ésta se considera formada por un conjunto de elementos discretos o finitos, bi o tridimensionales, según la naturaleza del problema. Los elementos están ligados entre sí en sus nudos o cúspides, y los componentes del desplazamiento $[\delta]$ de un punto del elemento se definen en función de los desplazamientos de sus nudos $[\delta]^e$. En el llamado método de desplazamientos se supone una relación matricial entre los desplazamientos de los nudos y el punto del elemento;

$$[\delta] = [A] [\delta]^e$$

Se aplica el principio del trabajo virtual, mediante el cual se logra relacionar los desplazamientos de los nudos con las fuerzas exteriores $[F]^e$ supuestamente aplicadas en éstos; en otros términos, se establece para cada elemento la ecuación

$$[F]^e = [k]^e [\delta]^e$$

donde $[k]^e$ es la matriz de rigidez del elemento. Sumando las magnitudes de las fuerzas exteriores correspondientes a cada nudo común a varios elementos, e igualando la suma con las fuerzas exteriores aplicadas, se obtiene

$$[F] = [K] [\delta]^e$$

donde $[K]$ es la matriz de rigidez del conjunto de elementos. Se resuelve este sistema de ecuaciones lineales y conociendo los valores de los desplazamientos nodales $[\delta]^e$, se calculan los esfuerzos y deformaciones en cada uno de los elementos.

Las hipótesis básicas de este método son dos:

A.1.- Se impone a priori una relación matricial entre los desplazamientos de los nudos y el de un punto del elemento. La única restricción en cuanto a la expresión de la matriz $[A]$, es que asegure la continuidad de los desplazamientos al cruzar la frontera entre dos elementos contiguos. En consecuencia, y de acuerdo con la forma del elemento finito elegido (triángulo,

rectángulo, etc.), se han propuesto varias leyes de variación de los desplazamientos que cumplen con esta restricción.

A.2.- El principio del trabajo virtual implica que no se pueden analizar mediante este método los materiales denominados inestables. Los materiales estables, para los cuales es apropiado este método, pueden ser elásticos lineales o no lineales, plásticos perfectos o con endurecimiento por deformación, o viscoelásticos.

B.) APLICACION A LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Dado que la estabilidad de taludes es un problema estáticamente indeterminado, los resultados obtenidos con los métodos de equilibrio límite implican cierta incertidumbre por las hipótesis que tienen que ser adoptadas para solucionar el problema. Una solución alternativa a estos problemas es el uso del Método de Elemento Finito (M.E.F.).

El uso de este método es útil especialmente si se desea obtener información sobre las deformaciones que en algunos casos pueden ser un factor tan crítico como la misma estabilidad. La

aplicación del M.E.F. puede sugerir mecanismos de rotura diferentes a los habitualmente considerados por los métodos de equilibrio límite. Es útil, para ello, considerar la dirección de los esfuerzos principales puesto que se puede observar la aparición de superficies continuas de rotura inclinadas a ángulos de $(\pm 45 - \phi/2)$ o $(\pm 45 + \psi/2)$ respecto a la dirección del esfuerzo principal mayor, donde ϕ es el ángulo de fricción y ψ el ángulo de dilatación del material. El M.E.F. es importante si se quieren analizar fenómenos de rotura progresiva, ya que en general los movimientos que se producen en taludes próximos a la rotura son importantes. Por tanto es conveniente utilizar formulaciones del M.E.F. que puedan incluir el análisis con grandes deformaciones.

El M.E.F. puede utilizarse de dos maneras diferentes para establecer el estado límite del talud y el cálculo de los factores de estabilidad.

B.1.- Directo.- Se obtiene el estado límite del talud llevando el análisis con elementos finitos hasta la rotura.

B.2.- Indirecto.- Los esfuerzos obtenidos en el análisis de

elementos finitos se utilizan como datos para el cálculo del factor de seguridad de una superficie de deslizamiento determinada.

El método directo consiste simplemente en realizar un análisis de un talud usando el M.E.F. hasta llegar a su estado límite de rotura. Para estimar el factor de seguridad se aumenta la carga del talud (generalmente el valor del peso específico del suelo) o se disminuye el valor de la resistencia al esfuerzo cortante hasta llegar al colapso. En general el primer procedimiento es el más utilizado pues solo es necesario llevar a cabo un análisis. Aunque este método es teóricamente bueno, existen algunos puntos que deben de comentarse:

- El analizar un talud hasta la rotura utilizando formulaciones no lineales es muy laborioso, agravándose esto entre más se acerca al estado límite. Al respecto Taylor (1981) indica que el uso de método viscoplastico es mejor que el comunmente usado de esfuerzos iniciales.

- Los resultados del análisis, se acercarán a los resultados reales si la discretización utilizada es adecuada al problema y

si la ley constitutiva es representativa del material real. Leyes elasto-plásticas son en principio preferibles en casos de este tipo donde los fenómenos de rotura son el aspecto más importante.

- Los elementos finitos no modelan con facilidad la aparición de las superficies continuas de deslizamiento observadas en los casos reales.

- Generalmente, existe una cierta ambigüedad en la determinación de la carga de rotura en los análisis con el M.E.F. . Criterios basados en la observación de deformaciones son en general más exactos que simplemente la aparición de una zona continua de material en estado de rotura.

En las comparaciones realizadas en los casos donde se conoce realmente la carga de rotura, el M.E.F. ha dado resultados relativamente próximos a los reales, sobreestimando ligeramente la carga de rotura. El uso de elementos más sofisticados o técnicas de integración reducida, mejorará en general el comportamiento del análisis cerca de la rotura y contribuirá a una mejor aproximación a la carga real de rotura.

El método indirecto es una combinación del M.E.F. y de los métodos de equilibrio límite, con el fin de superar en cierto grado dos defectos fundamentales de dichos métodos: la indefinición de esfuerzos y la hipótesis de que el factor de seguridad es constante a lo largo de la superficie de deslizamiento.

El método consiste en calcular los esfuerzos de un talud utilizando elementos finitos y utilizar dichos esfuerzos para calcular el factor de seguridad correspondiente a una cierta superficie de deslizamiento. Esto se puede apreciar más claramente en la figura 3.1. La línea a trazos es la variación de la resistencia al corte, τ_f , a lo largo de la superficie AB calculada como $c + \sigma_n \tan \phi$, donde σ_n es el esfuerzo normal obtenido del análisis del M.E.F.. La línea continua es el esfuerzo cortante que realmente actúa en la superficie AB, τ_n . Esta línea debe estar por debajo de la línea τ_f y en el punto donde coinciden implica que hay una rotura local.

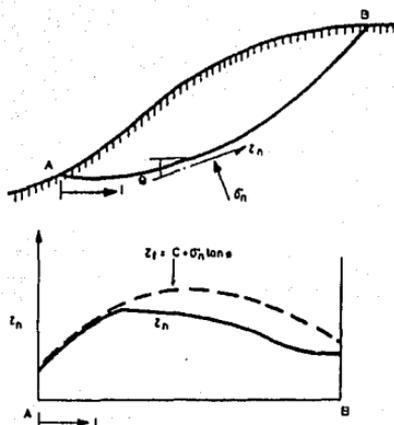


Fig. 3.1 Tensión (esfuerzo) tangencial, τ_n , y resistencia al corte τ_f a lo largo de una superficie potencial de rotura determinada por el método del elemento finito.

El factor de seguridad se define como:

$$F = \frac{\int \tau_f dl}{\int \tau_n dl}$$

El uso del elemento finito en este caso es menor, pues no hay que alcanzar la rotura. Si el factor de seguridad del talud es alto, habrá poca plastificación local y un análisis elástico-lineal puede dar resultados satisfactorios. Para determinar los esfuerzos actuantes sobre una superficie arbitraria será preciso utilizar funciones de interpolación, pues

el M.E.F. no calcula los esfuerzos en todos los puntos, sino unicamente en los puntos de integración.

Brown y Kung (1966) fueron los primeros en utilizar estos métodos, encontrando para el caso de $\phi = 0$ valores de F mayores que los calculados usando métodos clásicos de equilibrio límite. Wright et al. (1973) compararon los resultados del método indirecto con los del método de Bishop para el caso general de suelos cohesivos y friccionantes. Ambos métodos dieron resultados muy similares con diferencias máximas del 6%. En cambio, Resendiz (1974) encontró diferencia de hasta 30% al comparar los resultados de estos dos métodos. En general este es un tema muy discutido, pero dadas sus distintas hipótesis de partida, no tiene porque existir coincidencia en los factores de seguridad obtenidos con estos métodos. Esto es aplicable también al factor de seguridad obtenido con el método directo y el obtenido con el método indirecto ya que no existe relación entre ellos.

CAPITULO IV
ANALISIS TRIDIMENSIONAL

En la mayoría de los casos, los taludes se analizan considerando una longitud infinita de deslizamiento. Sin embargo es un hecho que los deslizamientos son de longitud finita por lo que el efecto tridimensional debería ser considerado. Dado lo anterior, se ha encontrado que en general el factor de seguridad calculado con un método bidimensional será menor que el real, mientras que a través de análisis retrospectivos se ha encontrado que la resistencia del suelo fué sobreestimada. Aun cuando se han presentado numerosos intentos de resolver el problema del análisis tridimensional, éste no ha sido resuelto en su totalidad.

Los métodos de solución propuestos se pueden clasificar en:

A.) MODIFICACION AL ANALISIS DE DOS DIMENSIONES

B.) ANALISIS TRIDIMENSIONAL TOMANDO COMO ELEMENTOS DE CALCULO :

B.1.- TODA LA MASA DESLIZANTE

B.2.- DOVELAS VERTICALES

B.3.- COLUMNAS VERTICALES

A.) MODIFICACION AL ANALISIS DE DOS DIMENSIONES

Este método consiste en analizar bidimensionalmente varios perfiles de un talud para posteriormente obtener el factor de seguridad tridimensional de un promedio del factor encontrado en cada perfil. Hutchinson (1978) toma en cuenta al calcular el factor de seguridad final la resistencia de las superficies laterales. Todos estos métodos no toman en cuenta una superficie de deslizamiento única sino que cada perfil del talud es calculado bidimensionalmente por lo que no existe compatibilidad de movimientos ni siquiera a nivel de superficie de deslizamiento. Por lo mencionado anteriormente los factores de seguridad obtenidos deben utilizarse únicamente como primera aproximación.

B.) ANALISIS TRIDIMENSIONALES.

B.1.- ELEMENTOS DE CALCULO: TODA LA MASA DESLIZANTE

El desarrollo más importante dentro de esta variante ha sido

realizado por Baligh, Azzouz y Ladd del M.I.T. quienes consideran el caso de taludes cohesivos de rotura no drenada, cuyas superficies de falla son superficies de revolución. Limitan su análisis al caso de superficies cilíndricas terminadas por planos, conos o elipsóides de revolución (fig 4.1). Valiéndose de un programa de computación (STAB 3D) buscan el factor de seguridad mínimo variando la localización del eje de rotación, el radio del cilindro y las longitudes tanto del cilindro como de los extremos cónicos o de elipsoide. Los resultados obtenidos con dicho programa se grafican (fig 4.2) donde el cociente del factor de seguridad tridimensional, F , y el bidimensional F^0 , se representan en función de l/H para varios valores de lc/H (ver figura 4.1). Existe un valor de l que minimiza el factor de seguridad tridimensional para cada valor de lc/H , y por tanto determina la longitud de rotura tridimensional. El hecho de que las curvas de F/F^0 son bastante horizontales alrededor de dicho mínimo implica que la longitud de deslizamiento será muy sensible a diversos factores y difícil de predecir.

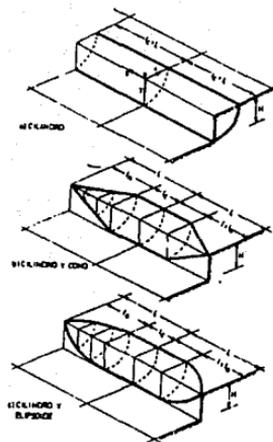


Fig. 4.1 Análisis Tridimensional de un talud

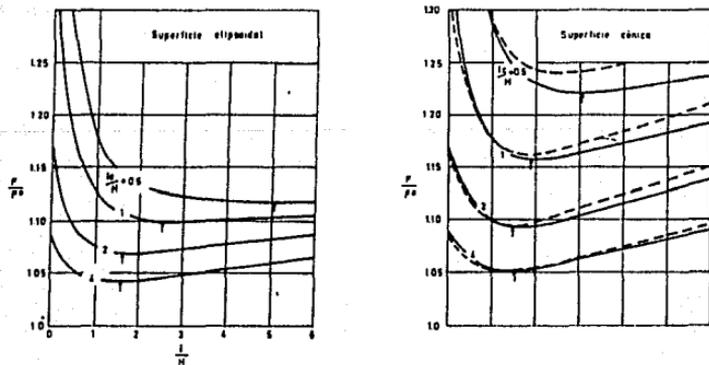


Fig. 4.2 Efectos tridimensionales en la estabilidad de un talud vertical.

La relativa simplicidad del método ha permitido aplicarlo a otros casos de taludes y establecer algunas conclusiones más generales. Se desarrollan gráficas que presentan los valores de F/F° para taludes de ángulos distintos de 90° y para varias profundidades de deslizamiento (fig 4.3). De los resultados de su análisis puede concluirse que:

- para valores de $2L/DR$ mayores que 8, el incremento del factor de seguridad es sólo del 5% y puede ser por tanto despreciable.

Sin embargo en el caso de roturas profundas y cortas el incremento del factor de seguridad puede superar el 20%.

- para valores de $2L/DR$ constantes, el valor del ángulo del talud tiene poca influencia en la razón de F/F° .

- pequeñas variaciones en los parámetros pueden ocasionar cambios grandes en la longitud de deslizamiento.

- los efectos tridimensionales en materiales de resistencia anisotrópica son similares a los calculados para materiales isotrópicos.

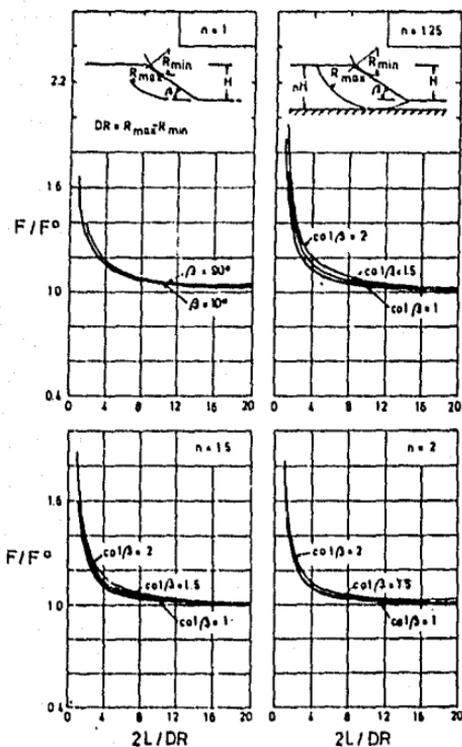


Fig. 4.3 Efectos tridimensionales en la estabilidad de taludes homogéneos e isotrópicos.

El mismo método ha sido aplicado al análisis de cargas lineales y rectangulares de extensión limitada aplicadas en la corona del talud. Los efectos tridimensionales se pueden concretar en un parámetro f_3 , que representa la relación entre la

carga unitaria de longitud finita y la correspondiente carga unitaria de longitud infinita que causan el deslizamiento. f_c alcanza valores del orden de 10 a 20 sobre todo en taludes que sin cargas externas se encuentran próximos a la rotura. El valor del ángulo del talud influye poco en este parámetro.

Es importante señalar que en el contexto de las soluciones plásticas estos resultados corresponden a cotas superiores y pueden estar por tanto del lado de la inseguridad. Azzouz y Baligh (1978) recomiendan que para el caso de cargas rectangulares los valores que se obtienen con su método sean reducidos en un 30% para compensar la diferencia entre la superficie de deslizamiento supuesta y la real.

En todos los casos además de la estabilidad general del talud debe comprobarse que la carga aplicada sobre el mismo no producirá una falla por exceder la capacidad de carga del terreno.

Este análisis tridimensional de tipo determinista se aplicó también en el caso de taludes no homogéneos con variación longitudinal de C_u . Se supusieron dos tipos distintos de

variación sinusoidal y en diente de sierra (fig.4.4), donde δ es la longitud de onda y m la amplitud de la variación. Algunos resultados típicos se presentan en la fig. 4.5 para valores de $\delta/DR= 10$ y 2. En el caso de longitud de onda elevada $\delta/DR=10$, existe una longitud de finita crítica mientras que para longitud de onda reducida ($\delta/DR=2$ y $m=0.25$, el caso más crítico sigue siendo el bidimensional. Los resultados son parecidos para ambos tipo de variación de C_u . El ángulo del talud no tiene una influencia significativa en los resultados. En caso de deslizamiento de longitud finita, se observó que dicha longitud era del orden de $\delta/2$ y que el factor de seguridad disminuía a medida que aumentaba δ y m .

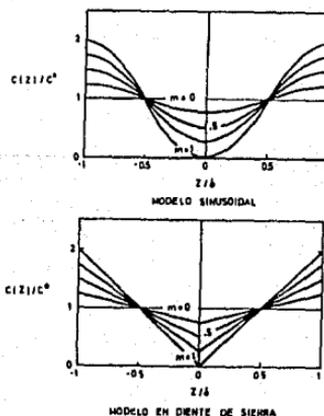


Fig. 4.4 Modelos de variación de la resistencia al corte a lo largo del eje de un talud.

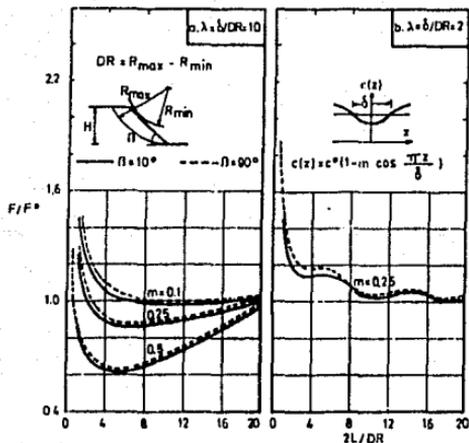


Fig. 4.5 Factores de seguridad para taludes no homogéneos.

El mismo problema fué analizado de forma probabilística por Vanmarcke (1977) considerando una superficie cilíndrica de deslizamiento terminada por dos planos verticales. Azzouz y Baligh (1978) continuaron con este trabajo considerando terminaciones cónicas y en elipsoide. El suelo se consideró estadísticamente homogéneo utilizando dos distribuciones de probabilidad (Gauss y sinusoidal) y tres expresiones para el factor de reducción. Si se comparan las variables correspondientes, el método determinista y el método

probabilístico dan resultados iguales. El efecto de tomar distintos modelos de variación espacial de la resistencia es escaso.

La extensa aplicación de los métodos tridimensionales en taludes homogéneos y no homogéneos, ha permitido concretar diferentes puntos referentes a los efectos tridimensionales en la estabilidad de taludes y predicción de longitudes de deslizamiento. Todas sus cargas límites así calculadas son cotas superiores y por tanto los resultados deben tratarse con cuidado por encontrarse del lado de la inseguridad.

B.2.- ELEMENTOS DE CALCULO; DOVELAS VERTICALES

El método de Anagnosti (1969) representa la transición entre los métodos anteriores y los que dividen la masa del suelo en columnas. Se basa en considerar la masa del suelo dividida en dovelas verticales y establecer un equilibrio en cada una de ellas realizando hipótesis simplificatorias como que la dirección de los esfuerzos tangenciales están en la dirección del deslizamiento. Se encuentra limitado a deslizamientos en dovelas con superficies laterales planas.

B.3.- ELEMENTOS DE CALCULO : COLUMNAS VERTICALES

La principal ventaja de los métodos que usan como elementos de cálculo las columnas verticales es que puede aplicarse a situaciones drenadas y no drenadas y no tiene limitaciones en cuanto a la forma tridimensional de la superficie de deslizamiento. Hovland (1977) divide la masa deslizante en columnas verticales (fig. 4.6) cuyo equilibrio se establece considerando nulas las fuerzas entre las mismas. Los esfuerzos tangenciales en la base son simplemente los componentes del peso de la columna. Este método puede considerarse como la generalización del método de las dovelas de Fellenius.

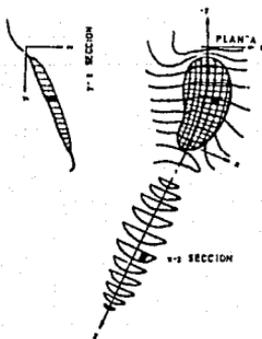


Fig. 4.6 Análisis tridimensional de un talud con superficie de deslizamiento arbitraria.

El no considerar las fuerzas laterales conduce en ciertos casos a predicciones no realistas como por ejemplo en taludes altamente friccionantes los deslizamientos deberían ser estrechos y profundos, hecho contrario a la experiencia. La aplicación de este método a taludes con cohesión cero implica valores de F muy próximos a cero, lo que implica que cualquier talud de material puramente friccionante sería inestable a cualquier ángulo, situación que es totalmente contraria a la realidad. (Azzouz y Baligh 1978)

Azzouz y Baligh (1978) proponen una variante del método basándose en el método del M.I.T. (Ladd 1970) que permite la introducción de un esfuerzo transversal y resuelve parte de los problemas. La elección del valor de los esfuerzos transversales es, sin embargo, bastante arbitraria.

Para mejorar los resultados del Método de Hovland, se han propuesto recientemente otros métodos que también toman como elemento de cálculo columnas verticales.

Chen y Chameau (1982 1983) consideran las fuerzas entre las columnas y para la resolución de las ecuaciones de equilibrio

realizan diversas hipótesis sobre la orientación y el punto de aplicación de las fuerzas similares en cierto modo a las propuestas por Spencer (1967) en su método bidimensional. Para cada columna establecen condiciones de equilibrio en fuerzas y momentos. Los autores proponen que el factor de seguridad correspondiente al deslizamiento entre columnas, es el mismo que el factor de seguridad correspondiente al deslizamiento en la base, condición poco realista. En algunos casos encuentran que el factor de seguridad tridimensional es menor que el bidimensional lo que es poco probable, y es debido posiblemente a las hipótesis realizadas respecto a las fuerzas intercolumnares.

Ohmachi y Yokohama (1983) presentan un método válido para deslizamientos circulares, que es una generalización del de Bishop (1955). Para conseguir el mismo factor de seguridad en todas la secciones longitudinales, se introducen unas fuerzas tangenciales entre columnas dirigidas en el sentido del deslizamiento.

Ninguno de estos métodos ha resultado verdaderamente satisfactorio debido principalmente a la gran cantidad de hipótesis que son consideradas para que el problema pueda ser

resuelto mediante equilibrio unicamente. Los resultados obtenidos con estos métodos deben ser utilizados con prudencia ya llegan a ser poco realistas y se tiene poca experiencia con sus aplicaciones.

CAPITULO V
ANALISIS PROBABILISTA

A.) COEFICIENTE DE SEGURIDAD Y RIESGO

La aplicación de la probabilidad, al análisis de estabilidad de taludes nace como consecuencia de la falta de información y de la incertidumbre de la misma. La escasez de información se debe a la falta de sondeos adecuados, dada la heterogeneidad de los suelos. La incertidumbre de los datos se origina por el desconocimiento de la geometría, de las cargas y de la medida de las propiedades del terreno.

Actualmente, la medida para valorar la estabilidad de un talud, es el coeficiente de seguridad. Sin embargo, (Alonso 1982) el factor de seguridad es una medida poco coherente del riesgo, si se consideran los siguientes aspectos.

-Para un mismo problema se pueden admitir definiciones alternativas que conducen a resultados diferentes.

-Cuando intervienen varias formas de inestabilidad, los

factores de seguridad no son comparables, no representan una medida homogénea de seguridad.

-La relación entre el riesgo (medido con probabilidad de rotura) y el factor de seguridad tiende a ser exponencial.

-El factor de seguridad no está adaptado para llevar a cabo análisis costo beneficio de obras o proyectos, cuando se quiera integrar en ellos el riesgo de rotura.

B.) CARACTERÍSTICAS DE LA INCERTIDUMBRE

Las incertidumbres que afectan la estabilidad tienen su origen en : (Alonso 1979)

B.1.- Propiedades del suelo

B.2.- Acciones externas y geometría

B.3.- Incertidumbres propias del modelo de cálculo

B.1.- Propiedades del suelo

Las propiedades del suelo pueden ser consideradas como

funciones aleatorias de las tres coordenadas espaciales . La propiedad observada estara afectada por una alteración introducida en el muestreo y por errores de ensayo que se pueden considerar como variables aleatorias.

Las funciones aleatorias que representan las propiedades del suelo se consideran homogéneas y ergódicas. La función queda definida por el tipo de distribución de la variable aleatoria en cada punto y por su función de autocorrelación del tipo

$$f(\tau) = E [X(t+\tau) , X(t)] = \text{Var } X e^{-\tau/d}$$

para estudios unidimensionales. Para estudios en tres dimensiones puede utilizarse una función del tipo

$$f(\Delta X, \Delta Y, \Delta Z) = \text{Var } X e^{-[(\Delta X/dX)^2 + (\Delta Y/dY)^2 + (\Delta Z/dZ)^2]}$$

Las distancias de correlación en sentido vertical (dZ) oscilan para la diferentes propiedades entre 1.6 y 6 m (Alonso 1979 b) y 3 a 5 m (Matuso 1976). Para las correlaciones horizontales se dispone de menor información situándose las distancias de correlación entre 30 y 90 m (Shultsze 1979).

La varianza de las distintas propiedades puede ser caracterizada por su relación con el valor medio (coeficiente de variación) . En la tabla 5.1 se muestran algunos valores usuales para dichos coeficientes de variación en base a datos puntuales.

| Material | Propiedad | Coefficiente Variación | Referencias |
|-----------------------|---------------|----------------------------------|---------------------------------------|
| Arena con grava | σ' | 0.053 | Schultze 1971 Schultze 1971 |
| | e | 0.133 | |
| Limo | σ | 0.216 | Schultze 1971 Schultze 1971 |
| | w | 0.278 | |
| Arcilla | w | 0.129 | Schultze 1971 Schultze 1971 |
| | Cu | 0.391 | |
| Limo arcilloso blando | w | 0.22 | Pasilla-Vanmarcke 1974 |
| | e | 0.20 | |
| | P_c | 0.19 | |
| | γ_d | 0.02 | |
| | γ_n | 0.02 - 0.12 (raro) | Schultze 1979 Schultze 1979 |
| | Cu | 0.1 (raro) - 0.5 | |
| | σ' | 0.05 - 0.20 (casi siempre < 0,1) | Schultze 1979 |
| | $\tan \phi'$ | 0.15 - 0.23 | Schultze 1979 |
| | c | 0.16 - 0.32 | Lunb 1966 Lunb 1966 Alonso 1976 |
| | $\tan \phi''$ | 0.138 - 0.151 | |
| | γ_n | 0.025 - 0.061 | |

Tabla 5.1 Coeficientes de variación de algunas propiedades de los suelos.

La incertidumbre asociada a la alteración de las muestras puede ser introducida en los cálculos mediante una serie de factores correctores asociados a aspectos del muestreo y método

de ensayo.

$$X_{\text{correctado}} = \frac{N_1 N_2 N_3 \dots N_n}{N} X_{\text{medido}}$$

El valor de los factores correctores para la cohesión y el ángulo de fricción interno, así como sus dispersiones se muestran en la tabla 5.2.

| Factor | N_j (cohesión) | Δ (c) | N_j (ϕ) | Δ (ϕ) |
|---|------------------|--------------|------------------|---------------------|
| Alteración durante muestreo | | | | |
| a) cambio tensional (N_1) | 1.0 | 0 | 1.0 | 0.0 |
| b) alteración mecánica (N_2) | 1.15 | 0.08 | 1.1 | 0.05 |
| Tamaño de la muestra (N_3) | | | | |
| a) suelo fisurado | 0.73 | 0.10 | 0.93 | 0.05 |
| b) suelo intacto | 0.93 | 0.05 | 1.0 | 0.0 |
| Velocidad de rotura (N_4) | | | | |
| a) baja sensibilidad | 0.87 | 0.11 | 0.87 | 0.11 |
| b) sensibilidad media | 0.80 | 0.10 | 0.80 | 0.10 |
| c) alta sensibilidad | 0.73 | 0.13 | 0.73 | 0.13 |
| Orientación de la muestra y anisotropía (N_5) | 0.98 | 0.04 | 0.98 | 0.04 |
| Rotura con deformación plana (N_6) | 1.0 | 0.04 | 1.08 | 0.04 |

Tabla 5.2 Factores de corrección debidos a la alteración de las propiedades en muestreo y ensayo. (Shultz 1979)

La variabilidad debida a la dispersión de los métodos experimentales puede ser estudiada ensayando muestras fabricadas al efecto exactamente en las mismas condiciones. En la Tabla 5.3 se muestran coeficientes de variación para cohesiones y ángulos de fricción interna debidos exclusivamente a variabilidad experimental.

| Incertidumbre en mod. con coef. var. 0.1 | Sin incertidumbre en modelo | | | | |
|--|-----------------------------|--|---|----------------------|--|
| | Coef. variación de Cu. | Distancia de correlación horizontal (6x) | Coef. variac. del momento resistente R en círculo pésimo. | Probabilidad rotura. | Probabilidad rotura en círculo pésimo. |
| | 0.2 | 3.05 | 0.073 | 0.15 | 0.0001 |
| | 0.2 | 30.5 | 0.11 | 0.03 | 0.001 |
| | (*) 0.2 | 91.5 | 0.14 | 0.01 | 0.007 |
| | 0.4 | 3.05 | 0.15 | 0.39 | 0.009 |
| | 0.4 | 30.5 | 0.23 | 0.08 | 0.06 |
| | 0.2 | 3.05 | 0.12 | 0.09 | 0.003 |
| | 0.2 | 30.5 | 0.15 | 0.03 | 0.01 |
| | 0.4 | 3.05 | 0.18 | 0.32 | 0.02 |
| | 0.4 | 30.5 | 0.25 | 0.08 | 0.08 |

Distancia de correlación vertical 1.53 m. salvo (*) donde $\delta_y = 3.05$ m.

Tabla 5.3 Comparación entre probabilidad de rotura del círculo pésimo y la probabilidad de rotura global. (Morla, Catalán y Cornell, 1976)

B.2.- Acciones externas y geometría

Las acciones externas a considerar son cargas y presión de poro.

La presión de poro puede ser considerada como una variable aleatoria, lo que equivale a decir que cuando sufre una alteración en un punto, esta misma alteración se produce en todo el suelo. Esta hipótesis se basa en las reducidas dimensiones de un talud frente a las dimensiones de una unidad hidrológica.

Los coeficientes de variación para la presión de poro pueden llegar a valores cercanos a la unidad (Schultze 1979).

Los errores procedentes de la definición de la geometría dependerán del método usado en ella. Un límite máximo en esos errores es de ± 1.5 m (Alonso 1976).

B.3.- MODELO DE CALCULO

Al estudiar la estabilidad se aplica un método de cálculo aproximado y por lo tanto sujeto a errores que dependerán del

modelo utilizado para estimar las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras. Para el método de Bishop simplificado se estima un valor de 0.1 para la varianza del factor de seguridad calculado debido a las inexactitudes del mismo. (Alonso 1976)

C.) ALTERNATIVAS AL FACTOR DE SEGURIDAD

Para establecer la seguridad del talud pueden utilizarse dos medidas alternativas al factor de seguridad :

C.1.- Índice de fiabilidad

Mide la distancia del valor medio del margen de seguridad M ($M = R - S$) y el punto de rotura ($M = 0$).

$$\beta = \frac{\bar{M}}{\text{Var } X} = \frac{1}{\text{Coef. Variación } M}$$

C.2.- Probabilidad de rotura

La probabilidad de rotura puede definirse como la probabilidad de que las fuerzas desestabilizadoras superen a las fuerzas estabilizadoras.

$$P_f = P (M < 0) = P (F = R/S < 1)$$

O bien

$$P_f = P (F < D)$$

si se considera la incertidumbre del modelo, donde D es una variable aleatoria que indica el umbral que define la rotura.
(ver figura 5.4)

MODELO DETERMINISTA $P_f = P(F < 1)$
MODELO PROBABILISTA $P_f = P(F < D)$

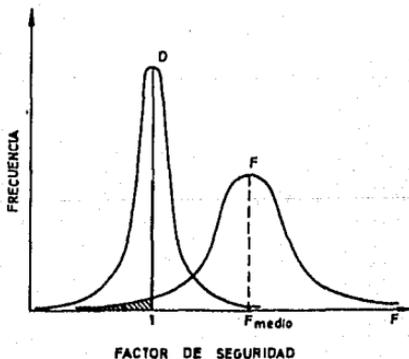


Fig. 5.4 Probabilidad de rotura en el caso de considerar un modelo de cálculo determinista o probabilista.
(según Alonso 1976)

Para cada superficie de deslizamiento potencial se puede encontrar la probabilidad de que el talud rompa por dicha superficie. Generalmente se considera como probabilidad de rotura la del círculo que la tiene más alta, sin embargo, como la cantidad de superficies es infinita se puede esperar que la probabilidad de rotura global sea mayor que la de rotura por el círculo pésimo. El utilizar como probabilidad de rotura la de este círculo proporciona valores de seguridad no conservadores. Sin embargo, para las distancias de correlación habituales ($\delta_x = 30-120$ m) y para modelos de análisis con incertidumbre elevada, los errores en la estimación de la probabilidad de rotura no serán grandes. En conclusión, el análisis de riesgo basado únicamente en el círculo pésimo sólo es por tanto justificable si las correlaciones son fuertes.

Numerosos autores han establecido relaciones entre el factor de seguridad y la probabilidad de rotura. Resulta difícil establecer una relación de este tipo ya que la probabilidad de rotura puede variar en varios órdenes de magnitud para un mismo factor de seguridad en función de las características probabilísticas del problema.

La contribución de las diversas incertidumbres en la varianza de los momentos estabilizadores y desestabilizadores se debe básicamente a las variaciones de la presión de poro y de la cohesión, como puede observarse en la figura 5.5 (Alonso 1976). Esto lleva a que para conocer el grado de seguridad de un talud es fundamental intentar minimizar la dispersión de estos parámetros.

Si se considera la variación estadística de las propiedades del suelo en las tres direcciones, es posible establecer cuál es el ancho de talud que tiene la máxima probabilidad de rotura. Diversos estudios (Vanmarcke 1977 y Alonso 1982) dieron como resultado la dificultad de que se produzcan roturas con un ancho muy pequeño (factor de seguridad alto) o con un ancho muy grande (factor de seguridad medio bajo pero dispersión pequeña); en general la probabilidad de rotura tendrá un máximo para un ancho intermedio que puede ser calculado.

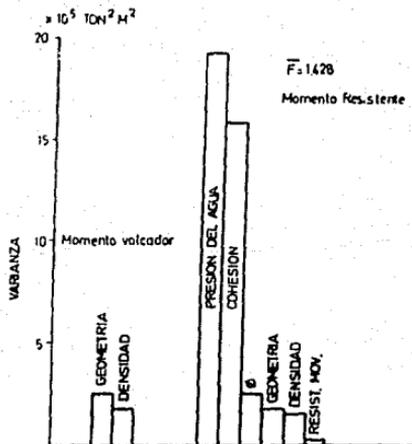


Fig. 5.5 Contribución de las variaciones de los diversos factores a la varianza de los momentos que intervienen en la estabilidad de un talud. (según Alonso 1976)

D.) EVOLUCION DE LA SEGURIDAD EN EL TIEMPO

La variación de la humedad con el tiempo está reconocida como una de las fuentes de incertidumbre en la estabilidad de los taludes en suelos parcialmente saturados. Estas variaciones de humedad (presión de poro) están relacionadas con las variaciones en el tiempo de la infiltración procedente de las lluvias, por lo tanto existe una relación entre la variabilidad estadística de

las lluvias y la probabilidad de rotura de los taludes. Se ha comprobado que numerosos deslizamientos se producen asociados a periodos de lluvias.

Alonso y Lloret (1983) emplean un modelo de infiltración aproximado para relacionar precipitaciones y cambios de presión de poro. El riesgo de que falle un talud cualquiera se define como la probabilidad de que el margen de seguridad baje por debajo de cero durante un cierto intervalo de tiempo.

E.) UTILIDAD Y VIABILIDAD ACTUAL DE ESTUDIOS DE TIPO PROBABILISTA

Dado que la aplicación de estos métodos es relativamente nueva y de que se necesita disponer de gran cantidad de datos así como utilizar métodos de cálculo con un alto grado de complejidad, todavía no se utiliza a niveles prácticos usuales. Sin embargo su uso ha permitido obtener conclusiones de interés teórico y práctico.

CAPITULO VI

ANALISIS EN EL TIEMPO

La descripción de los movimientos desde un punto de vista dinámico ha sido poco estudiado. Existen situaciones en las que es necesario conocer el alcance de la masa deslizada y su velocidad. La peligrosidad potencial de los fenómenos naturales de tipo rápido es frecuentemente función de la distancia recorrida por la masa en movimiento.

Este aspecto se ha estudiado de diferente puntos de vista. Se han formulado modelos a partir de la segunda Ley de Newton, de forma que se establece que toda fuerza no compensada dentro de la masa inestable se traduce en aceleración. Periseau y Voight (1979) desarrollan modelos simples a partir del deslizamiento de bloques, de manera que la resistencia queda caracterizada por términos independientes del desplazamiento, términos que dependen linealmente del desplazamiento y términos que dependen de la velocidad del movimiento. De esta forma se pueden deducir ecuaciones diferenciales del movimiento a lo largo del tiempo e incluso introducir en ellas condiciones externas.

Otra línea de trabajo es la investigación de mecanismos que expliquen los valores anormalmente bajos de los ángulos de resistencia intrínseca necesarios para llegar a explicar las grandes distancias recorridas por las masas en movimiento, su velocidad y la escasa inclinación de los taludes naturales residuales de algunos movimientos.

Para el caso de coladas de barro se han propuesto algunas explicaciones del fenómeno derivadas de la teoría del flujo de mezclas de fluidos y sólidos. De esta forma, y on la hipótesis de flujo plano, se obtienen ángulos críticos de talud, capaces de provocar el movimiento, más acordes con algunas observaciones. Morris (1982) señala por otra parte que este enfoque es equivalente al análisis convencional sin suponer más que el fluido intersticial tiene un peso específico igual al de la arcilla fluida.

Las altas velocidades alcanzadas en algunos deslizamientos de gran envergadura, son difícilmente explicables si no se cuenta con valores anormalmente bajos del coeficiente de fricción en la superficie de rotura. Sin embargo, el desarrollo del movimiento solo puede explicarse mediante reducciones importantes del

coeficiente aparente de rozamiento.

A este respecto, un mecanismo interesante explorado por Voight y Faust (1982) es la posibilidad de que las presiones intersticiales en la superficie de deslizamiento, se incrementen como consecuencia del incremento de temperatura inducido por los esfuerzos disipativos de rozamiento. Las variaciones de temperatura y densidad del agua inducen cambios de presión y la magnitud de este cambio varia con la temperatura. (fig. 6.1)

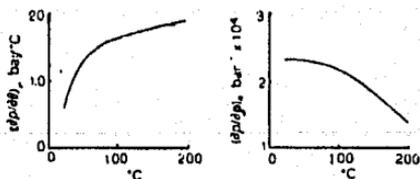


Fig. 6.1 Gradientes parciales de presión de agua con relación a los cambios de temperatura y densidad, dibujados en función de la temperatura.

Basándose en la hipótesis de que las pérdidas de calor en la

zona de corte y las posibles pérdidas de fluido intersticial son ambas despreciables, puede formularse con relativa facilidad una expresión integro-diferencial para la determinación del incremento de temperatura en la superficie de deslizamiento en función del desplazamiento relativo. Linealizando adecuadamente la expresión mencionada se pueden obtener resultados aproximados. La fig. 6.2 muestra algunos resultados que son función del esfuerzo normal total σ_n (de la que depende la intensidad de los esfuerzos de fricción y de la compresibilidad de la zona de corte de la que depende, en parte, la variación de densidad -condiciones no drenadas- del agua contenida en la banda de corte por efecto de los cambios en los esfuerzos efectivos sobre la misma).

Los cambios de temperatura indicados se traducen en cambios de presión de agua, lo que modifica (disminuye) las presiones efectivas y en consecuencia el coeficiente de rozamiento aparente. Puede observarse como a partir de un cierto desplazamiento relativo la temperatura se hace estacionaria (cesa de generarse calor por rozamiento, al disminuir por efecto de la creciente presión del agua el esfuerzo efectivo normal). Otra conclusión interesante de este análisis se refiere a la

posibilidad de identificar zonas de deslizamiento mediante el registro de temperaturas de sondeos.

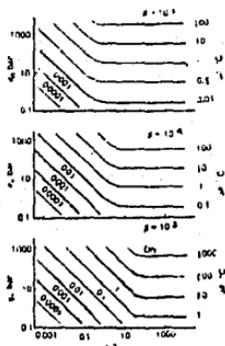


Fig. 6.2 Cambios de temperatura asociados al desplazamiento relativo en la zona de corte (x) (en condiciones no drenadas y sin intercambio de calor con el resto del terreno). σ_n : presión normal total. h : espesor de la banda de corte.

Los flujos y coladas se alejan de la mecánica de deslizamientos de bloques rígidos limitados por superficies donde se alcanza la resistencia a esfuerzo cortante. En estos casos es tan importante conocer las causas iniciales de la inestabilidad como el alcance de la lengua de flujo.

Si el flujo llegara a ser muy lento, las técnicas y programas de cálculo de avenidas en valles fluviales se pueden utilizar incrementando ligeramente los coeficientes de rugosidad de Manning válidos en principio para flujo de agua.

ANALISIS DE FENOMENOS DE ROTURA PROGRESIVA

CAPITULO VII

En los métodos de análisis de equilibrio límite se hace la suposición que la resistencia límite del suelo se alcanza simultaneamente a lo largo de toda la superficie de fluencia. Sin embargo en la mayoría de los casos, la rotura del talud es progresiva, la resistencia máxima del suelo no se alcanzará de una manera uniforme sino que será consecuencia de un proceso continuo de deformación y rotura.

Los fenómenos de rotura progresiva fueron tratados cualitativamente por varios autores (Skempton, Bjerrum y Bishop) quienes resaltan la influencia que la falta de uniformidad de esfuerzos y deformaciones y la fragilidad del suelo podrían tener en el tipo de rotura y en los cálculos del factor de seguridad. Los fenómenos de rotura progresiva serán mas importantes cuanto mayores sean la falta de uniformidad de esfuerzos y la diferencia entre la resistencia máxima y mínima del suelo. Bishop (1967) sugirió que el error en los cálculos convencionales del factor de seguridad aplicados a roturas de carácter progresivo podía estar relacionado con el parámetro I_B , índice de fragilidad definido

como:

$$I_B = \frac{\tau_f - \tau_r}{\tau_f}$$

donde τ_f : resistencia máxima del suelo

τ_r : resistencia residual del suelo

Es importante la determinación de ambas resistencias si se desea analizar con éxito deslizamientos de taludes con rotura progresiva. Dichas resistencias serán drenadas o no drenadas dependiendo del tipo de análisis que se realice ya que un comportamiento frágil obtenido en ensayos no drenados no implica en principio que el suelo sea frágil en ensayos drenados ni viceversa.

En relación a la resistencia residual y su posible fragilidad Lupini et al (1981) identifican tres tipos de comportamiento residual:

- tipo deslizante
- tipo transicional
- tipo turbulento

El tipo deslizante se observa cuando el comportamiento está dominado por partículas planas de baja fricción. Al incrementarse las deformaciones hasta alcanzar el estado residual, se forma una superficie de rotura compuesta por partículas fuertemente orientadas en la dirección de corte. Una vez formada esta superficie no es afectada por la historia posterior de esfuerzos. La fragilidad observada al someter este tipo de suelos a su primer esfuerzo de corte es consecuencia de la orientación de las partículas. Una vez alcanzado el estado residual, el suelo no vuelve a comportarse de forma frágil. El ángulo de fricción residual tiene un valor bajo en general y depende de la mineralogía, de las características del agua intersticial y del coeficiente de fricción entre partículas.

El tipo turbulento ocurre cuando el comportamiento está dominado por partículas de forma no plana, como en el caso de materiales con alto contenido de arenas y limos. En este caso, las partículas no se orientan en la dirección de corte y los fenómenos de fragilidad son debidos a las características de deformación volumétrica del material. Un suelo normalmente consolidado tendrá un comportamiento no frágil, mientras que un

suelo fuertemente sobreconsolidado tendrá un comportamiento frágil, independientemente de si previamente se había alcanzado la resistencia residual o no. El ángulo de fricción residual será alto y dependerá de la forma y compacidad de las partículas granulares y no del coeficiente de fricción entre partículas. Este comportamiento también puede producirse en suelos con alto contenido de partículas planas cuando el coeficiente de fricción entre ellas es alto.

Existe también un tipo de comportamiento de transición en el que coexisten los dos tipos fundamentales de comportamiento en distinta zona del suelo.

Los autores resumieron sus conclusiones en la gráfica de la figura 7.1, que tiene de coordenadas el coeficiente de fricción residual y el índice de poros granular e_g . Este último índice se define en suelos saturados como:

$$e_g = \frac{\text{volumen de partículas planas y agua}}{\text{vol. de partículas no planas (granular)}}$$

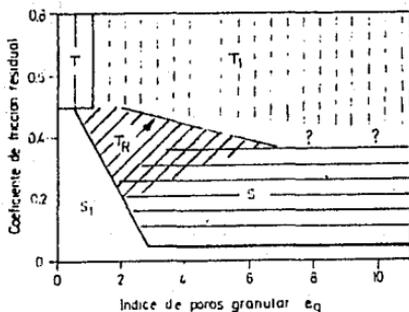


Fig. 7.1 Tipos de comportamiento residual

En la gráfica se distinguen los diferentes tipos de comportamiento:

T: Comportamiento de tipo turbulento

T₁: Comportamiento de tipo turbulento para partículas planas si el ángulo de fricción entre partículas es superior al ángulo de fricción a volumen constante.

S: Comportamiento tipo deslizante

S₁: Posible comportamiento de tipo deslizante si el deslizamiento se produce en contacto con una superficie lisa.

T_R: Comportamiento de transición

Los suelos de alto contenido arcilloso tenderán a tener un comportamiento tipo deslizando. Esto se confirma en base a los datos de más de cincuenta suelos, recogidos en las figuras 7.2 y 7.3, donde se advierte una clara tendencia al descenso del ángulo de fricción residual a medida que aumenta la fracción arcillosa y el índice de plasticidad.

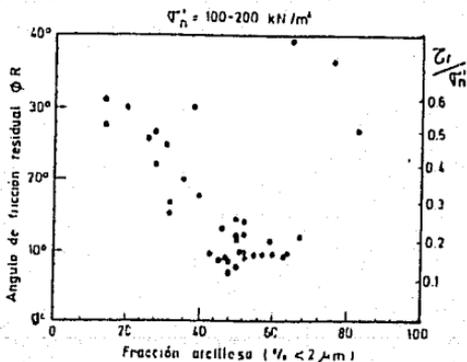


Fig. 7.2 Relación entre el ángulo de rozamiento residual y la fracción arcillosa

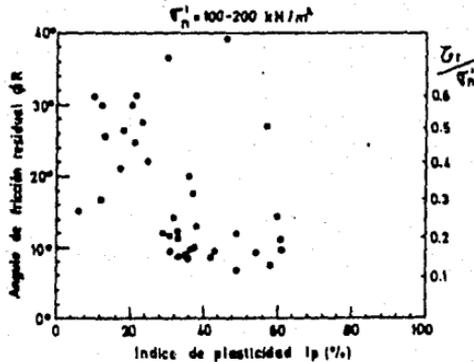


Fig. 7.3 Relación entre el ángulo de rozamiento residual e índice de plasticidad.

En el contexto de esta clasificación de comportamientos es evidente que los fenómenos más importantes de rotura progresiva en casos drenados se producirán en casos de primer deslizamiento de materiales con comportamiento tipo deslizante. También pueden existir fenómenos de rotura progresiva en materiales sobreconsolidados cuyo comportamiento sea de tipo turbulento.

Los métodos convencionales de equilibrio límite, no son satisfactorios cuando los fenómenos de rotura progresiva son importantes en el deslizamiento del talud. Una posible

alternativa es resolver el problema de contorno, por ejemplo, mediante el método de elemento finito utilizando una ecuación constitutiva apropiada a un comportamiento frágil. Esto ha sido realizado de dos formas : prosiguiendo el análisis hasta la rotura o utilizando el análisis numérico para proporcionar datos de resistencia más realistas para su posterior introducción en un método clásico de equilibrio límite. Bernander y Olofsson (1981) desarrollaron un método de análisis para rotura progresiva combinando conceptos de equilibrio límite con las características de deformación del suelo para el caso de taludes de longitudes importantes y donde la rotura se produce a lo largo de una capa delgada de material frágil. El análisis es simple y proporciona información sobre las longitudes críticas de rotura. De él se puede deducir cuál es la longitud máxima para la que los métodos de equilibrio límite son aplicables.

Posiblemente los resultados más interesantes, referentes a los fenómenos de rotura progresiva, han sido hallados considerando la propagación de la superficie de rotura. Christian y Whitman (1969), Romani et al (1972) y Chowdury (1978) demostraron basándose en hipótesis simples sobre distribución de esfuerzos, que en la propagación de una superficie de rotura de

la corona al pie del talud, el factor de seguridad descendía a un mínimo antes de alcanzar el factor de seguridad convencional calculado a partir de los métodos de equilibrio límite. Por otro lado, cuando la superficie de rotura se propaga desde el pie del talud a la corona, el factor de seguridad pasa por un máximo antes de alcanzar el valor convencional de equilibrio límite. De esto se deduce que los deslizamientos que se inician en la corona son los más críticos.

Existen enfoques como los basados en la mecánica de fracturas y los que tratan el problema de forma probabilista que han dado como resultado métodos que están muy lejos de poder ser aplicados a casos reales, pero que abren nuevas perspectivas al análisis de fenómenos de rotura progresiva.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES

Comparar los resultados obtenidos con los diferentes tipos de métodos resulta poco útil, ya que las hipótesis sobre las que se sustentan no son compatibles. Lo que se puede establecer son conclusiones de la aplicabilidad de éstos basados en lo anteriormente presentado.

Los métodos de equilibrio límite son actualmente los más utilizados en la práctica profesional. Todos estos dan resultados de factor de seguridad dentro de rangos semejantes. Métodos sencillos como el Bishop simplificado permiten obtener datos con errores menores del 5% en relación a análisis más elaborados que cumplen con todas las ecuaciones de equilibrio para superficie de falla circulares. El método desarrollado por Lowe y Karafiath es el que ha dado por resultado cifras parecidas a las obtenidas con métodos de análisis plásticos más elaborados. El caso de Sarma, que propone modificaciones a la geometría de las dovelas, resulta muy laborioso por tener que llevar a cabo iteraciones para llegar al resultado.

Para análisis de problemas sencillos, el uso de ábacos ha demostrado ser una buena opción, ya que se obtienen datos satisfactorios con una metodología muy simple. La aplicación de programación lineal tanto al cálculo del factor de seguridad como a la determinación del círculo péximo es muy utilizada en la práctica actualmente porque permite obtener buenos resultados sin ser tan laboriosos.

Vale la pena analizar las críticas que se plantean a este tipo de análisis. El satisfacerlas no implicaría que estos fueran más certeros. De alguna manera la incertidumbre en la determinación de los esfuerzos utilizados de los que parte la hipótesis inicial no permite que se les pueda considerar exactos. Independientemente de los anterior, los resultados obtenidos de estos métodos han sido aceptables después de ser comparados con datos reales tomados en campo.

El método de elemento finito cobra cada vez más importancia en muchas ramas de la ingeniería. La Mecánica de Suelos no es la excepción y su uso es cada vez más frecuente. La aplicación

indirecta del método resulta la más utilizada porque en combinación con un método de equilibrio límite, permite determinar de forma más confiable los esfuerzos en el medio y resulta significativamente menos laboriosos que el directo aún con la ayuda de las computadoras. En este campo aún queda mucho por hacer ya que algunos investigadores indican que pueden presentar errores hasta del 30% con factores de seguridad reales, pero su empleo sin duda puede ayudar a encontrar métodos de cálculo más precisos.

En el análisis tridimensional, los resultados del factor de seguridad están del lado de la inseguridad por lo que deben considerarse como puntos de partida. Al ser básicamente generalizaciones de métodos bidimensionales, las hipótesis sobre las que se basan los hacen poco satisfactorios.

Los análisis probabilísticos incorporan nuevos elementos al estudio de la estabilidad de taludes como son el índice de fiabilidad y la probabilidad de rotura. Sin embargo dada la gran cantidad de datos necesarios y su complejidad, su aplicación es limitada en la práctica, pero han ayudado a obtener resultados

teóricos y prácticos interesantes.

El método de análisis en el tiempo introduce la temperatura como elemento importante para la determinación de estabilidad de taludes. Sin embargo su aplicación práctica es poco usual.

Posiblemente el análisis que tenga más avances en los próximos años es el de rotura progresiva. Este es el que se asemeja más a la realidad. Su aplicación en conjunto con el método de equilibrio límite permite obtener resultados muy confiables. La investigación orientada a este tipo de análisis puede dar a como resultado a futuro un método funcional en términos prácticos que esté sustentado en hipótesis muy parecidas a las características reales del medio.

La determinación del método que debe ser utilizado para analizar la estabilidad de un talud debe de depender de las características del proyecto que se está estudiando. Cuando éste así lo requiera se debe de recurrir a los distintos análisis con diferentes grados de complejidad para obtener resultados con el grado de confiabilidad requerido. Los diferentes reglamentos de

construcción de la república deberían especificar el tipo de análisis necesario para cada tipo de obra a fin de garantizar la seguridad.

Es importante recalcar la importancia de la vinculación entre los centros de investigación y las empresas de servicios del área de la Mecánica de Suelos. De esta manera se lograrían desarrollar métodos que conjuntaran características de precisión y confiabilidad con características que los hicieran mas viables de ser aplicados en la práctica profesional. La vinculación mencionada se puede lograr imitando esquemas que han funcionado en países desarrollados como sería la creación de centros de investigación financiados por la iniciativa privada y dirigidos por una institución de educación superior.

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

- Escario, Ventura. Estabilidad de presas de tierra y escollera.

Madrid, Ed. CEROP, 1966.

- Juarez Badillo, Eulalio; Rico Rodriguez, Alfonso. Mecánica de suelos. Tomo I y II. Cd. México, Ed. Limusa, 1974.

- Li, Kai S.. A re-appraisal of Janbu's general procedure of slices. Hong Kong Engineer. 1986, p. 19-24.

- Lloret, A.; Gili, J.. Avances recientes en el análisis de la estabilidad de taludes. Barcelona, Universidad Politécnica de Barcelona, 1982, 64p.

- Marsal, Raúl J.; Resendiz Nuñez, Daniel. Presas de tierra y enrocamiento. México D.F., Ed. Limusa, 1975.

- Morrison, I.M. and Greenwood, J.R.. Assumptions in simplified slope stability analysis by the method of slices. Geotechnique. Vol. 39 No. 3, 1989, p. 503-509.

- Soriano, Antonio. Iterative schemes for slope stability analysis. American Society of Civil Engineers. Vol. 2, 1976, p. 713-756.