

# ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS

## CÁLCULO TRADICIONAL POR EQUILIBRIO LÍMITE Y MÉTODOS DE REBANADAS

**Luis Ortuño Abad**

Uriel y Asociados, S.A.  
Universidad Politécnica de Madrid  
lortuno@urielyasociados.es

## ÍNDICE

Pag.

1.- INTRODUCCIÓN. ....	6
1.1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVOS GENERALES. ....	6
1.2.- OBJETIVOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES. CRITERIOS A CUMPLIR. ....	7
2.- MÉTODOS DE CÁLCULO. ....	8
3.- VARIABLES QUE RIGEN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD. CONCEPTOS FUNDAMENTALES: RESISTENCIA Y SEGURIDAD. ....	10
3.1.- VARIABLES QUE INTERVIENEN EN LA ESTABILIDAD. ....	10
3.2.- DEFINICIÓN DE SEGURIDAD. ....	15
3.2.1.- Factor de seguridad definido como una relación directa entre fuerzas. ....	15
3.2.2.- Factor de seguridad definido como una reducción de la resistencia al corte límite del terreno. ....	17
4.- CLASIFICACIONES GEOMORFOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS PARA ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS. ....	18
4.1.- CLASIFICACIONES GEOMORFOLÓGICAS. ....	18
4.2.- CLASIFICACIONES GEOTÉCNICAS. ....	21
4.2.1.- Clasificación geotécnica en función de la estructura del suelo (fábrica). ....	21
4.2.2.- Clasificación geotécnica en función del régimen de presión intersticial. ....	21

5.- INTRODUCCIÓN A LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE. CONSIDERACIONES PREVIAS.....	30
5.1.- HIPÓTESIS BÁSICAS.....	30
5.2.- PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO EN LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	34
6.- ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD INDEFINIDO.....	36
6.1.- UTILIDAD Y DESARROLLO DEL MÉTODO.....	36
6.2.- CASOS ESPECIALES.....	38
6.2.1.- $u=0$ (Talud “seco”):.....	38
6.2.2.- $c' = 0$ (suelo sin cohesión):.....	38
6.2.3.- $c'=0$ y $u=0$ (suelo sin cohesión y talud “seco”): .....	38
6.2.4.- régimen de filtración paralelo al talud:.....	39
6.2.5.- $c'=0$ y régimen de filtración paralelo al talud .....	40
6.2.6.- Otros casos (empleo de ábacos). .....	40
7.- ROTURAS CIRCULARES. MÉTODOS DE ESTABILIDAD GLOBAL. EL CÍRCULO DE ROZAMIENTO.....	42
7.1.- GENERALIDADES.....	42
7.2.- DESARROLLO CONCEPTUAL DEL MÉTODO.....	43
7.3.- PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN ORIGINAL. EL CÍRCULO DE ROZAMIENTO.....	47
7.4.- EL MÉTODO DEL CÍRCULO DE ROZAMIENTO MODIFICADO.....	50
7.5.- DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS W Y U.....	51
7.6.- CASO PARTICULAR DE UN TERRENO SIN ROZAMIENTO.....	53

8.- SISTEMATIZACIÓN DEL MÉTODO DEL CÍRCULO DE ROZAMIENTO. SOLUCIONES MEDIANTE ABACOS. ....	55
8.1.- INTRODUCCIÓN. ....	55
8.2.- ABACO DE TAYLOR PARA TERRENOS HOMOGÉNEOS SIN ROZAMIENTO. ....	57
8.3.- ABACO DE HUNTER & SCHUSTER (1968) PARA TERRENOS SIN ROZAMIENTO Y RESISTENCIA CRECIENTE CON LA PROFUNDIDAD. .....	61
8.4.- ABACO DE TAYLOR PARA TERRENOS HOMOGÉNEOS CON COHESIÓN Y ROZAMIENTO. ....	62
8.5.- ABACOS DE HOEK Y BRAY. ....	67
9.- MÉTODOS DE REBANADAS. ....	77
9.1.- FUNDAMENTOS DEL MÉTODO. ....	77
9.2.- DEFINICIÓN DE REBANADAS. VARIABLES, INCÓGNITAS Y ECUACIONES. ....	78
9.2.1.- Variables geométricas. ....	80
9.2.2.- Fuerzas: ....	80
9.2.3.- Ecuaciones. ....	81
9.3.- MÉTODOS APROXIMADOS. ....	83
9.3.1.- Rotura circular. Método de Fellenius o “convencional”. ....	83
9.3.2.- Rotura circular. Método simplificado de Bishop. ....	85
9.3.3.- Rotura no circular. Método simplificado de Janbu. ....	88
9.4.- MÉTODOS COMPLETOS O RIGUROSOS. ....	90

9.4.1.- Método de Morgenstern & Price (1965) y GLE. ....	92
9.4.2.- Método de Spencer (1967).....	96
9.5.- ALGUNOS CRITERIOS PRÁCTICOS ADICIONALES.....	96
9.5.1.- Adopción del método de cálculo. ....	96
9.5.2.- Algunas consideraciones sobre la realización de los cálculos, sus problemas y la validez de los resultados.....	102
10.- COMENTARIOS FINALES.....	106
11.- REFERENCIAS.....	108

# CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELO

## 1.- INTRODUCCIÓN.

### 1.1.- Planteamiento del problema y objetivos generales.

El proyecto de obras lineales requiere el diseño de taludes tanto en desmonte como en terraplén bajo unas condiciones de seguridad adecuadas. Aún así, las carreteras y líneas férreas sufren ocasionalmente problemas de conservación y explotación asociados a fenómenos de inestabilidad de sus taludes y laderas. Con cierta periodicidad, normalmente en coincidencia con periodos recurrentes de lluvias generalizadas, se producen desprendimientos, arrastres y deslizamientos que obligan a acometer labores de reparación.

La tipología de los problemas que pueden surgir resulta muy variada, siendo función de las condiciones geológicas, hidrogeológicas y topográficas de cada zona, así como de la incidencia de la vía sobre el terreno (desmontes de alturas diversas, terraplenes a media ladera, etc).

Como extremos posibles de estas incidencias cabe señalar desde los simples problemas de arrastre por erosión o los desprendimientos de pequeños bloques en macizos rocosos de un talud de desmonte, que como mucho anegan las cunetas, hasta la reactivación de grandes paleodeslizamientos que involucran enormes masas de tierra.

Las vías principales como autopistas o autovías son las que mayor impacto suelen suponer sobre la topografía original, dado que sus condicionantes de trazado y las dimensiones de sus plataformas obligan frecuentemente a acometer grandes desmontes o terraplenes. Por lo tanto se podría decir que son éstas, al menos intrínsecamente, las más problemáticas desde el punto de vista de la estabilidad de taludes.

Sin embargo, las redes locales no están exentas de problemas similares. En realidad, a igualdad de condiciones geológicas, la notoria diferencia en asignación de recursos económicos para el proyecto, construcción y conservación entre ambos tipos de vía hacen que las redes locales cuenten con mucho menos “margen de maniobra” y que,

por lo tanto, sea más difícil en ellas incluso prever y proyectar en armonía geotécnica con el entorno.

En definitiva, en ambos casos resulta necesario realizar una estimación satisfactoria del grado de seguridad, ya sea de nuevos taludes a construir o de los que precisan una reparación. Para ello se cuenta con un variado abanico de herramientas de cálculo, cuya descripción constituye el objeto de esta charla.

## **1.2.- Objetivos de los análisis de estabilidad de taludes. Criterios a cumplir.**

A la vista de las consideraciones anteriores, resulta intuitivo comprender que mediante las técnicas de análisis de estabilidad se ha de poder analizar cualquiera de las situaciones que pueden encontrarse en la práctica habitual, y que pueden resumirse básicamente en:

1. Estimar el grado de seguridad de laderas naturales y taludes artificiales existentes.
2. Proyectar nuevos taludes con suficientes garantías de estabilidad, tanto en terraplén como en desmonte.
3. Analizar taludes deslizados y diseñar medidas para su reparación

En principio cualquier análisis de estabilidad debería satisfacer los siguientes criterios:

1. Las tres ecuaciones de equilibrio tensional (a partir del equilibrio de fuerzas horizontales, verticales y momentos)
2. Las ecuaciones de compatibilidad entre deformaciones y desplazamientos.
3. Las relaciones tensión-deformación-resistencia de los materiales que constituyen el talud.

Los tres criterios anteriores dan lugar a 15 incógnitas (6 tensiones, 6 deformaciones y 3 desplazamientos) y 15 ecuaciones (3 de equilibrio, 6 de compatibilidad y 6 de la relación constitutiva del material).

## 2.- MÉTODOS DE CÁLCULO.

El problema así planteado resulta sustancialmente complejo, y su resolución requeriría en la mayor parte de las ocasiones el empleo de técnicas de **elementos finitos**, las únicas que con generalidad permiten cumplir los tres criterios establecidos. Estos métodos proporcionan generalmente una solución en términos de tensiones y desplazamientos dentro del talud, que a su vez han de interpretarse en términos de estabilidad. Es decir, no suelen proporcionar de forma directa y con un criterio estandarizado un factor o coeficiente de seguridad.

Una alternativa empleada por algunos programas comerciales consiste en adoptar un criterio de rotura del tipo de Mohr-Coulomb para el terreno y una definición del coeficiente de seguridad análoga la empleada en las teorías de equilibrio límite (ver apartado 3.2.b). Esto permite realizar un análisis específico de estabilidad reduciendo los parámetros de resistencia al corte del suelo paulatinamente hasta alcanzar la rotura. La relación entre la resistencia disponible y la que conduce a dicha rotura proporciona el coeficiente de seguridad buscado.

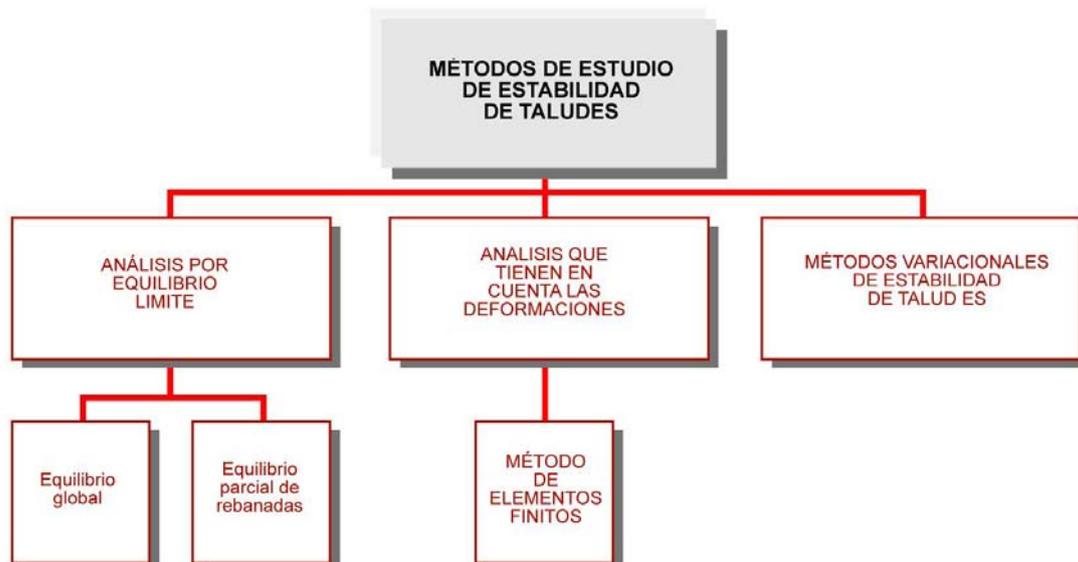
Aunque la potencia del método de los elementos finitos es enorme, cuenta en la práctica con algunas limitaciones, entre las que cabe destacar sin duda las dificultades de obtención de ecuaciones constitutivas representativas del terreno. Por ello, salvo en casos especiales, se puede decir que estos métodos no son precisamente los más usados para el análisis de estabilidad de taludes.

Aun renunciando al cumplimiento de todos los criterios descritos en la introducción, se puede obtener una respuesta sobre la estabilidad de un determinado talud. En este caso, obviamente, las soluciones serán tan sólo aproximadas. En estas circunstancias se encuentran los métodos de equilibrio límite, sin lugar a dudas los más utilizados en la práctica común. De forma general existen dentro de este grupo dos procedimientos:

- a) los que suponen una superficie de rotura predeterminada, de la que se calcula su grado de seguridad.
- b) los que asumen que todo el suelo se encuentra plastificado, y a partir de dicha hipótesis determinan la superficie de deslizamiento pésima y su grado de seguridad.

De entre ellos, los primeros son los más empleados y difundidos en la práctica geotécnica, tanto por su buena contrastación con casos reales como por su sencillez de aplicación. Es precisamente a estos métodos, más usuales y prácticos, a los que se dedicarán principalmente estas líneas.

Para finalizar, y con el simple ánimo de completar el abanico de posibilidades, podría indicarse un tercer grupo de métodos de cálculo, los llamados de **análisis límite**, que hacen uso de los teoremas de la cota superior e inferior de la plasticidad básica. Estos procedimientos son menos habituales y por lo tanto no se les dedicará mayor atención en estas líneas<sup>1</sup>. En la figura 2.1 se muestran con generalidad los diferentes métodos disponibles.



**Figura 2.1: Métodos de cálculo de estabilidad de taludes (tomada de Olalla, C.(1999)).**

<sup>1</sup> El lector interesado en ahondar en estos métodos puede acudir a Jiménez Salas, J.A. & Molina, R.

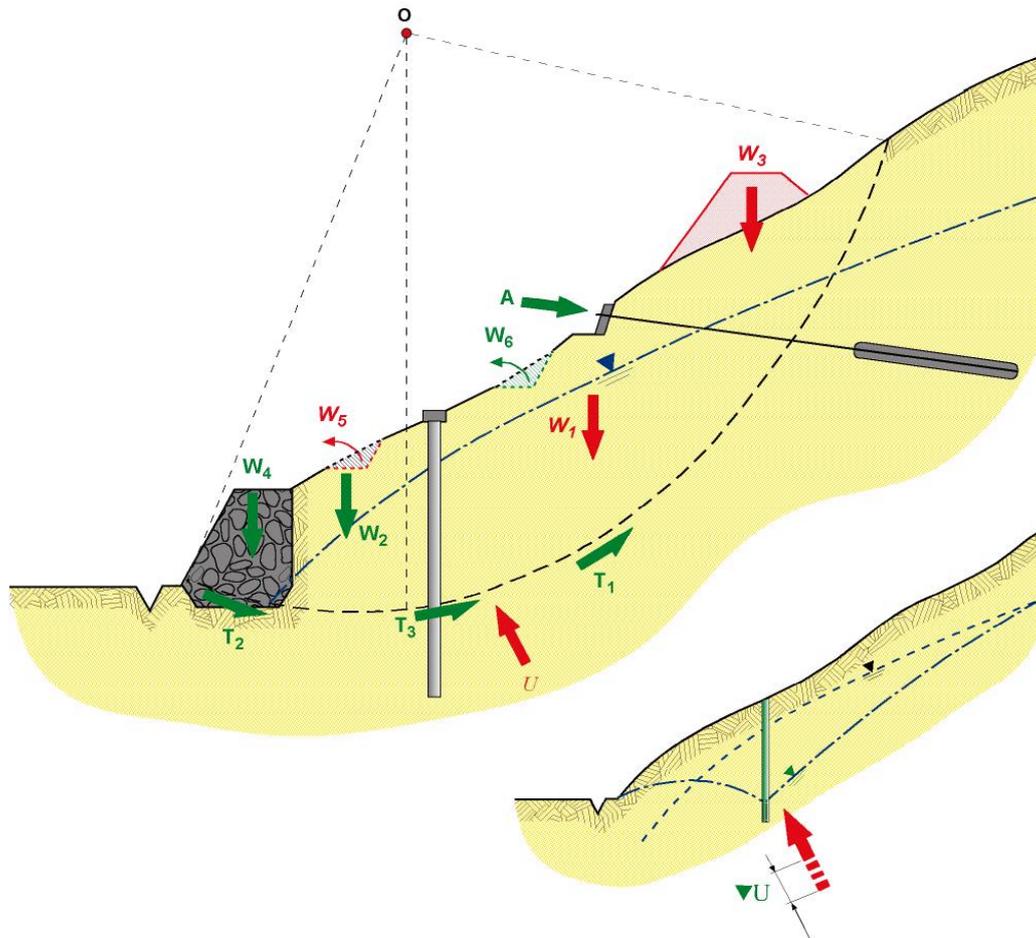
### **3.- VARIABLES QUE RIGEN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD. CONCEPTOS FUNDAMENTALES: RESISTENCIA Y SEGURIDAD.**

#### **3.1.- Variables que intervienen en la estabilidad.**

Desde un punto de vista intuitivo, el coeficiente de seguridad de un talud o ladera ha de representar de alguna forma la relación existente entre acciones estabilizadoras (resistentes) y fuerzas desestabilizadoras. Un ejemplo sencillo y también intuitivo que permite obtener una visión global de las diferentes acciones que puedan actuar sobre una superficie potencial de deslizamiento, supuesta circular, se recoge en la figura 3.1.

Entre las acciones estabilizadoras se encuentra la resistencia al corte del terreno, la resistencia de las estructuras de sujeción, las fuerzas estabilizadoras externas, los pesos estabilizadores, etc.

Los elementos tendentes a favorecer la inestabilidad son las acciones gravitatorias y pesos desestabilizadores, **las presiones positivas del agua intersticial** y las fuerzas desestabilizadoras externas.



### ESTABILIZADORES

- $T_1$ : Resistencia al corte del terreno.
- $W_2$ : Pesos que originan "momento estabilizador".
- $W_4$ : Pesos que aumentan el "momento estabilizador".
- $W_6$ : Excavaciones que reducen el "momento volcador".
- $T_2$ : Aumento local de resistencia al corte (mejor material).
- $T_3, A$ : Fuerzas estabilizadoras externas.
- $\nabla U$ : Reducción de la presión de agua.

### DESESTABILIZADORES

- $W_1, W_3$ : Pesos que originan "momento volcador".
- $U$ : Presión de agua.
- $W_5$ : Excavacion que reduce el "momento estabilizador".

**Figura 3.1: Acciones estabilizadoras y desestabilizadoras en un talud con supuesta superficie de rotura circular.**

De entre los elementos anteriores, en general las presiones intersticiales y la resistencia al corte del terreno son las variables que más influyen en la estabilidad. Obviamente, en caso de que "el grado de estabilidad" de un determinado talud no sea lo suficientemente elevado, podrá ser necesario cambiar su geometría, introducir medidas de estabilización, etc., de forma que se aumente el efecto de las acciones

estabilizadoras o se reduzca el de las desestabilizadoras. Sobre todas ellas se puede actuar aisladamente o en conjunto, dando lugar a un amplio abanico de posibilidades.

Del párrafo anterior se deduce fácilmente que, para establecer el grado de seguridad de un determinado talud, es fundamental conocer las condiciones más desfavorables de presión intersticial que puedan darse durante su vida útil, así como estimar la resistencia al corte del terreno disponible a lo largo de cualquier superficie potencial de deslizamiento.

No puede decirse que estas tareas sean sencillas. El régimen de presión intersticial de cálculo no sólo depende de las condiciones hidrogeológicas de contorno que puedan darse a lo largo de **toda** la vida de la obra, sino también de los cambios tensionales que se producen en el terreno (la carga que supone la construcción de un terraplén, la descarga originada por la excavación de un desmonte, etc).

Estos cambios tensionales, como es sabido, dan lugar a procesos de consolidación o entumecimiento dependientes de las condiciones de permeabilidad del terreno, durante los cuales las presiones intersticiales se van modificando.

Con relación a la resistencia al corte, no puede considerarse como un parámetro único y constante. Depende de un buen número de variables, entre las que pueden citarse la naturaleza, estructura, enlaces e historia tensional del suelo, la presión del fluido que rellena sus poros (agua o agua+aire) en cada momento, el nivel de deformaciones, etc.

Los conceptos básicos de la resistencia al corte del terreno se supone conocidos y no se insistirá especialmente sobre ello. Tan sólo se recordará que para su definición suele emplearse el criterio de Mohr-Coulomb, que en su forma más general y en términos de tensiones efectivas se ajusta a la siguiente expresión:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan\phi' = c' + \sigma' \cdot \tan\phi'$$

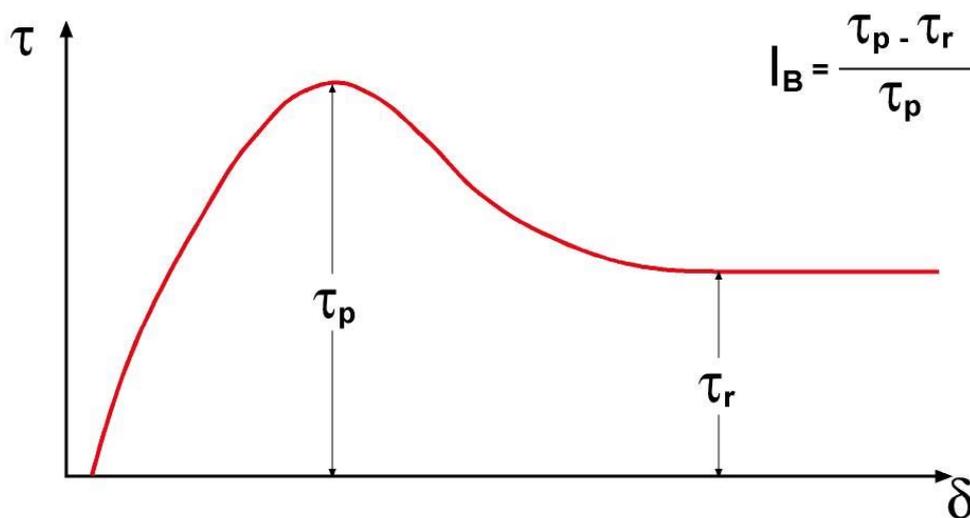
donde:

- $\tau_f$  es la resistencia al corte límite del terreno a lo largo de la superficie de deslizamiento.

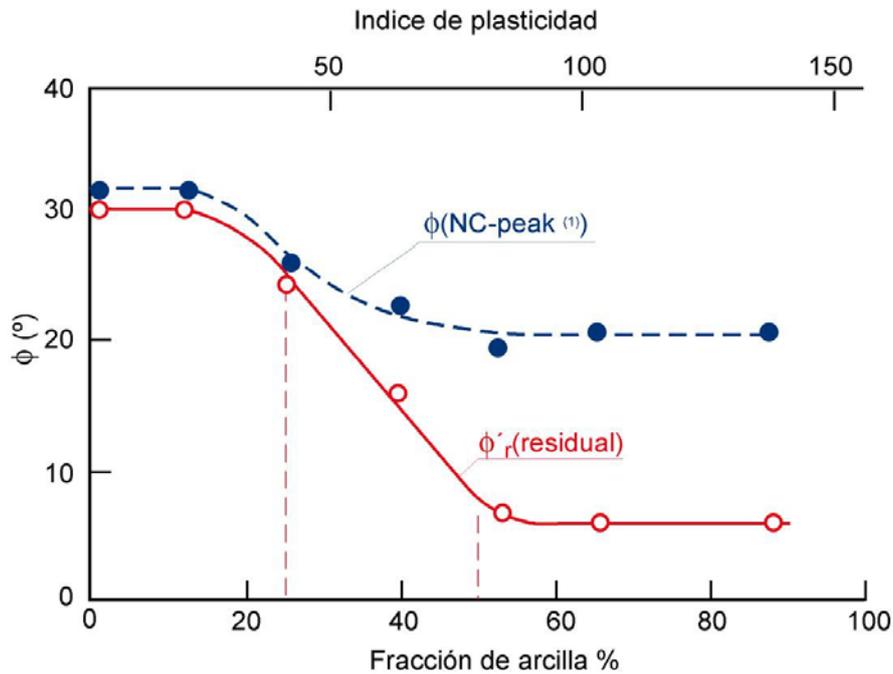
- $c'$  y  $\phi'$  son la cohesión y ángulo rozamiento interno efectivos del terreno en las mismas superficies.

$\sigma$  y  $u$  son la tensión total y la presión intersticial, que actúan perpendicularmente a la superficie de deslizamiento, y  $\sigma'$  es por tanto la tensión efectiva correspondiente.

También es preciso tener en cuenta que la movilización de la resistencia al corte del terreno puede estar sujeta a marcadas variaciones en función del nivel de deformaciones. Estas circunstancias pueden darse en arcillas de elevada plasticidad, especialmente en las sobreconsolidadas, en las que es frecuente encontrar diferencias sustanciales entre la resistencia máxima o “de pico” ( $\tau_p$ ) y la mínima o “residual” ( $\tau_r$ ) (figuras 3.2 y 3.3).



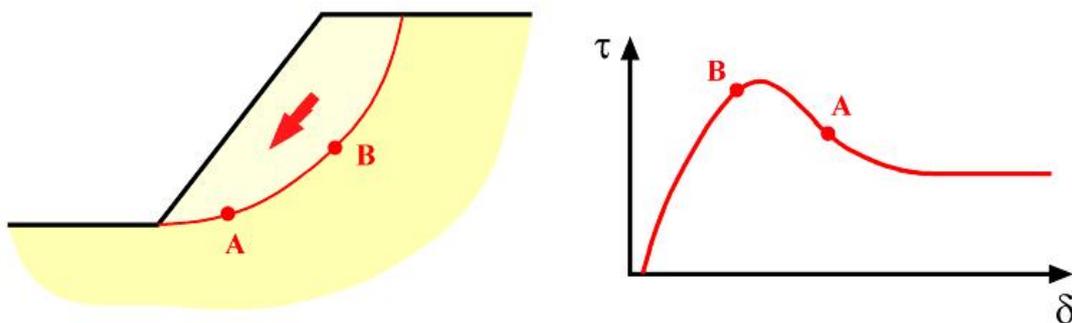
**Figura 3.2: Resistencia al corte de “pico” y “residual”. Índice de fragilidad.**



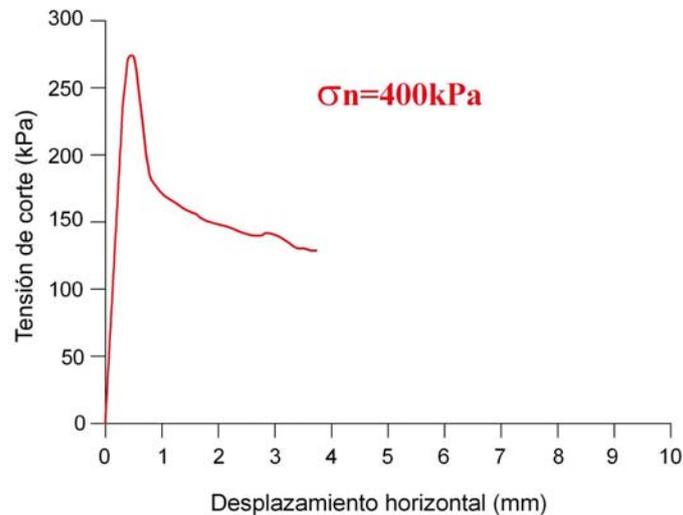
(1) Resistencia de pico de la arcilla normalmente consolidada (=resistencia en estado "crítico")

**Figura 3.3: Angulos de rozamiento en función del contenido de arcilla (Lupini, Skinner, y Vaughan, P.R. (1981)).**

Como muestra la figura 3.4, en estas condiciones a lo largo de una misma superficie de deslizamiento potencial la resistencia movilizada podrá ser diferente de unos puntos a otros (tras el "pico" la resistencia se "degrada" con el nivel de deformaciones), lo que sin duda da lugar a una complejidad de cálculo importante, difícilmente abordable mediante técnicas de equilibrio límite. Un ejemplo real de este tipo de comportamiento se muestra en la figura 3.5.



**Figura 3.4: Movilización de resistencia al corte en diversos puntos de una misma superficie de deslizamiento.**



**Figura 3.5: Ensayo de corte directo drenado en las arcillas de Aznalcóllar (según Alonso, E.(2003)).**

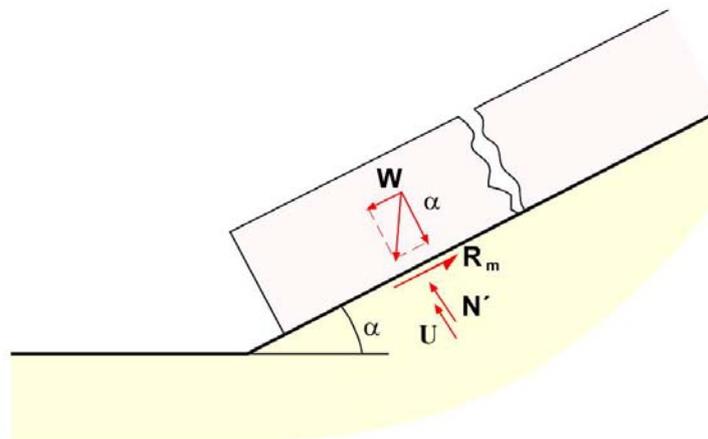
### 3.2.- Definición de seguridad.

Volviendo al concepto de seguridad, en realidad no existe en la práctica habitual una definición única. Entre otras cosas, dicha definición depende del método de cálculo a emplear en su estimación. Centrando esta discusión en los métodos de equilibrio límite, cabe indicar dos posibilidades principales:

#### 3.2.1.- Factor de seguridad definido como una relación directa entre fuerzas.

$$F = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas desestabilizadoras}}$$

Este sería el caso de los análisis de estabilidad de cuñas y bloques de roca, como el mostrado en la figura 3.6 (obsérvese que en este caso el equilibrio se limita al de fuerzas, y no al de momentos).



$$\sum F = 0: W \cos \alpha = N = N' + U \rightarrow$$

$$\rightarrow N' = W \cos \alpha - U$$

$$\sum F = 0: W \sin \alpha = R_m = \frac{c' L}{F} + N' \frac{\tan \phi'}{F}$$

$$F = \frac{c' L + N' \tan \phi'}{W \sin \alpha}$$

$$F = \frac{c' L + (W \cos \alpha - U) \tan \phi'}{W \sin \alpha}$$

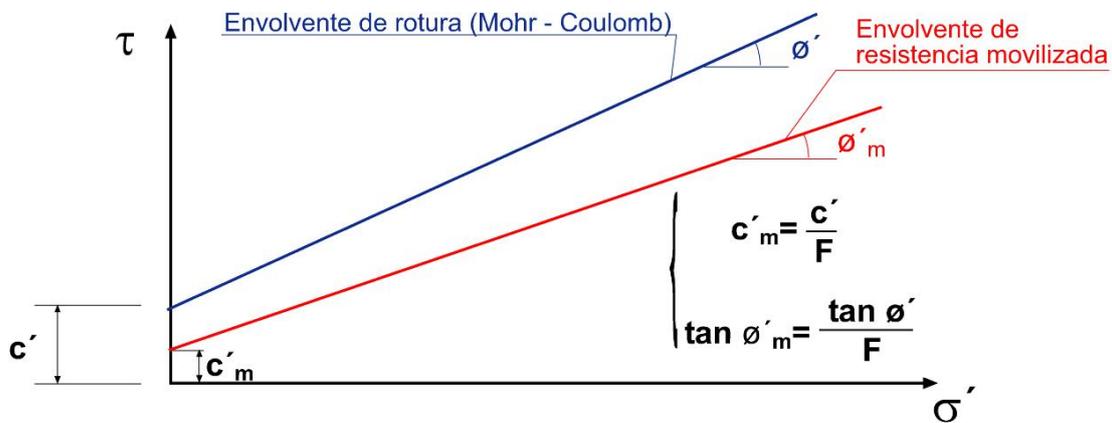
Figura 3.6: Estabilidad de un bloque. Esquema conceptual.

### 3.2.2.- Factor de seguridad definido como una reducción de la resistencia al corte límite del terreno.

Esta acepción es la habitual en el caso de taludes en suelo. Así, a partir del criterio de Mohr-Coulomb el coeficiente de seguridad puede definirse como la relación entre la resistencia al corte máxima disponible en el terreno ( $\tau_f$ ) a lo largo de la superficie de deslizamiento elegida y la estrictamente necesaria ( $\tau_m$ ) o movilizada para conseguir el equilibrio estático del mecanismo considerado (figura 3.7):

$$\tau_m = \frac{\tau_f}{F} = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{F} = c'_m + \sigma' \tan \phi'_m$$

En la expresión anterior,  $c'_m$  y  $\phi'_m$  representan la cohesión efectiva y ángulo de rozamiento interno efectivo movilizadas para alcanzar dicho equilibrio. Lógicamente en el límite, cuando sea necesario movilizar toda la resistencia disponible del terreno, el factor de seguridad será igual a la unidad.



$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

$$\tau_m = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{F} = c'_m + \sigma' \tan \phi'_m$$

**Figura 3.7: Concepto de seguridad como una minoración de la resistencia movilizable.**

Finalmente y como un caso particular, si el problema en estudio puede o debe analizarse en condiciones “sin drenaje” o a “corto plazo”, la resistencia movilizada,

expresada términos de tensiones totales, vendrá definida por:

$$S_{um} = \frac{S_u}{F},$$

donde  $S_u$  sería la resistencia al corte sin drenaje del suelo.

En lo que respecta a los coeficientes de seguridad mínimos a exigir en proyecto, su selección depende de un buen número de factores, entre los que cabe destacar la situación a estudiar (categoría y nivel de riesgo de la obra, taludes provisionales o definitivos, cargas permanentes o variables...) y el método de cálculo empleado.

En los apartados finales se incluye una pequeña recopilación de algunos criterios procedentes de diversos manuales, códigos y normas de uso común.

#### **4.- CLASIFICACIONES GEOMORFOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS PARA ESTUDIOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS.**

Cuando se estudia la estabilidad de un talud con métodos de equilibrio límite resulta necesario en la mayoría de las ocasiones postular unas determinadas superficies de deslizamiento potencial, de las que se calcula su coeficiente de seguridad.

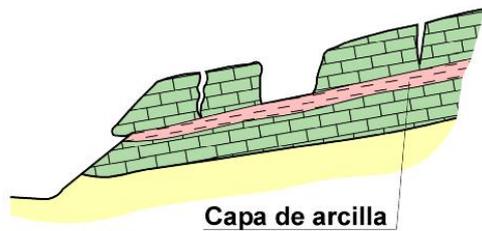
Por ello, con el fin de enfocar adecuadamente los procesos de selección de mecanismos de rotura potenciales, de obtención de parámetros a emplear en el diseño e incluso de los métodos de cálculo a emplear en cada caso, resulta interesante distinguir y clasificar los tipos de inestabilidad más habituales.

##### **4.1.- Clasificaciones geomorfológicas.**

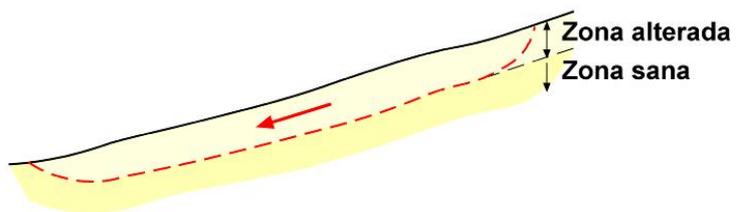
De forma básica y a los efectos de estas líneas, en función de las condiciones estratigráficas y geomorfológicas existentes para el caso de suelos, se puede reducir la casuística a tres mecanismos de inestabilidad principales: **traslacionales, rotacionales y compuestos.**

Cada uno de ellos obedece generalmente a unas determinadas condiciones, que de forma muy esquemática se muestran las figuras 4.1 y 4.2.

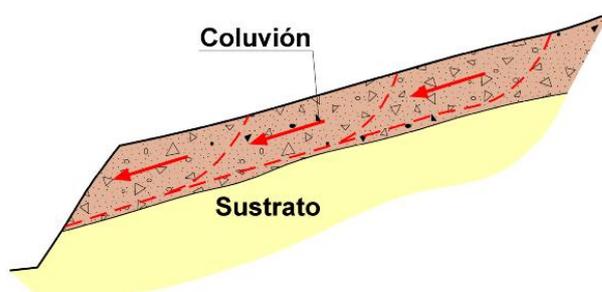
## TRASLACIONALES



- Existencia de capas débiles



- Existencia de un espesor alterado (Meteorización)

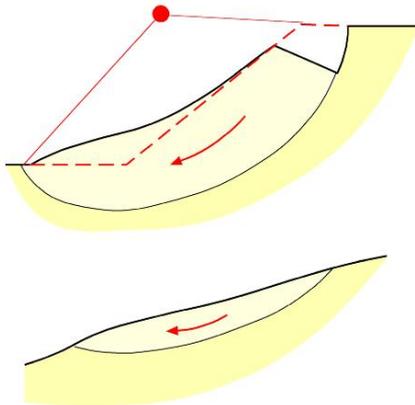


- Coluviones sobre sustrato existente

Figura 4.1: Clasificación básica de los tipos de inestabilidad más frecuentes en suelos atendiendo principalmente a la forma del deslizamiento. Deslizamientos traslacionales.

## ROTACIONALES Y COMPUESTOS

### ROTACIONALES



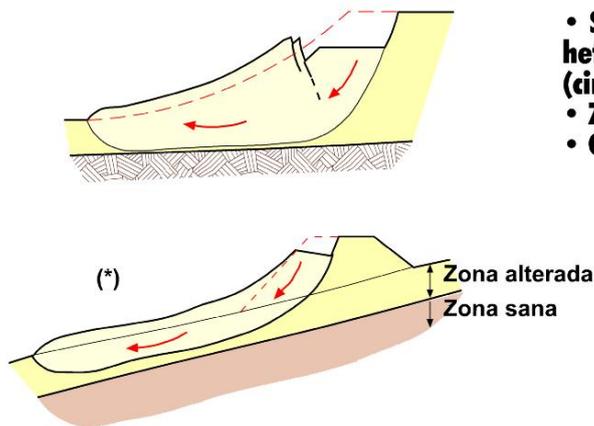
#### CIRCULAR

- Terreno homogéneo (arcillas).
- Zona alta poco "rota" (bloque).

#### CIRCULARES "SOMEROS"

- Típico de formaciones arcillosas alteradas o mantos coluviales.

### COMPUESTOS



- Suelen reflejar la presencia de una heterogeneidad a escasa profundidad (circular - traslacional).
- Zona de alteración.
- Cambio litológico.

Figura 4.2: Clasificación básica de los tipos de inestabilidad más frecuentes en suelos atendiendo principalmente a la forma del deslizamiento. Deslizamientos rotacionales y compuestos.

## 4.2.- Clasificaciones geotécnicas.

Siguiendo los criterios de Skempton, A.W. & Hutchinson, J.N.(1969), se pueden establecer dos tipos de clasificaciones puramente geotécnicas en función de los parámetros de resistencia al corte ( $c', \phi'$ ) o de las condiciones de presión intersticial ( $u$ ). Tener en cuenta estas clasificaciones sirve de gran ayuda en el establecimiento del problema a resolver y en la selección de los parámetros a emplear en cada caso.

### 4.2.1.- Clasificación geotécnica en función de la estructura del suelo (fábrica).

#### 4.2.1.1.- *Primeros deslizamientos:*

Se entienden como tales aquéllos deslizamientos que se producen en un terreno que no ha “fallado” anteriormente, o lo que es lo mismo, que no ha llegado a movilizar su máxima resistencia al corte en ningún momento de su historia. Los parámetros de resistencia al corte a emplear se podrán encontrar por tanto en sus valores de pico, o entre los de pico y los residuales, dependiendo del nivel de deformaciones en cada caso.

#### 4.2.1.2.- *Deslizamientos a favor de superficies de rotura preexistentes.*

Corresponden al desencadenamiento de una inestabilidad a favor de una superficie de deslizamiento preexistente en la que ya se han producido importantes deformaciones. En estos casos, especialmente cuando se trata de arcillas de elevada plasticidad (o alto contenido en arcilla), la estructura del suelo puede encontrarse fuertemente reorientada en la dirección del movimiento ya sufrido y la resistencia al corte disponible puede ser muy próxima o incluso coincidente con la residual<sup>2</sup>.

### 4.2.2.- Clasificación geotécnica en función del régimen de presión intersticial.

Como resulta evidente a la vista de la expresión de la resistencia al corte, la presión intersticial influye de forma muy directa sobre la resistencia movilizable del terreno, y por lo tanto sobre el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento. Por otra parte, la

---

<sup>2</sup> Este sería el caso, por ejemplo, de excavar en una ladera de arcillas plásticas y sobreconsolidadas un desmonte que penetre por debajo de superficies de deslizamiento preexistentes.

presión intersticial depende, de forma transitoria al menos, de los cambios tensionales que se producen en la construcción de taludes (desmontes o terraplenes). En estas circunstancias resulta muy interesante distinguir diferentes condiciones del régimen de presión intersticial y su relación con las condiciones de estabilidad y a la selección de parámetros.

De forma general, en función de la presión de poros se pueden contemplar tres tipos de situaciones:

- a) Largo plazo o **con drenaje**
- b) Corto plazo o **sin drenaje**
- c) Situaciones **intermedias** (drenaje parcial)

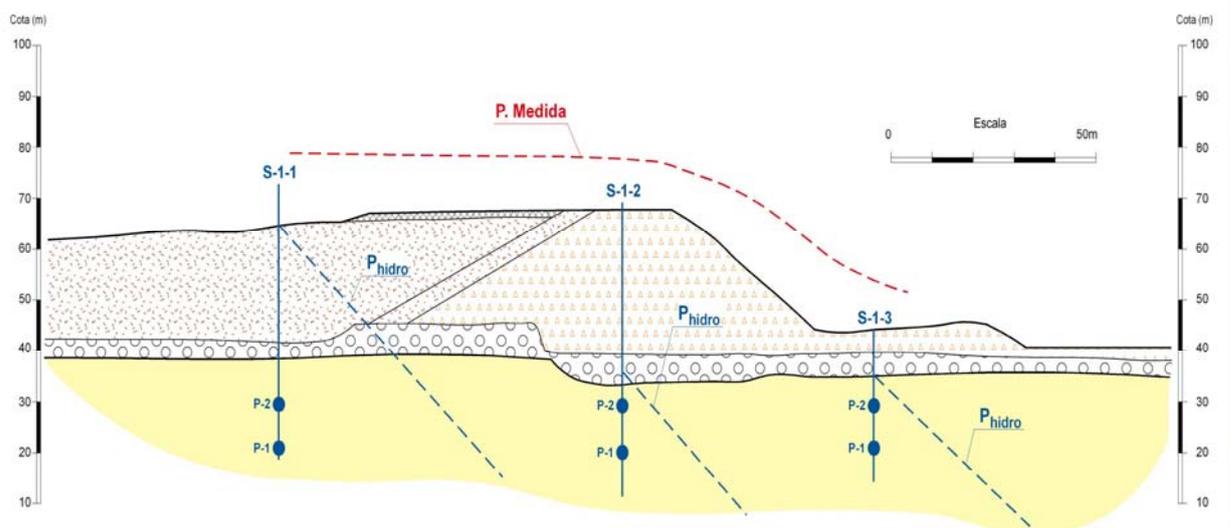
La situación conceptualmente más simple corresponde sin duda al estudio de la estabilidad de una ladera o talud ya existente, sin nuevos cambios tensionales, con un cierto nivel de saturación estable. El régimen de circulación de agua sería pues permanente y estacionario, y la presión intersticial en cada punto dependería tan sólo de las condiciones hidrogeológicas de contorno. Los parámetros de resistencia al corte a emplear en este caso serían los correspondientes a las condiciones efectivas ( $c', \phi'$ ), y las presiones de agua se determinarían a partir de la red estacionaria de flujo correspondiente.

En contraste con la situación anterior, cuando se producen cambios tensionales la presión intersticial es una variable dependiente de dichos cambios y del tiempo. Así por ejemplo, cuando se construye un terraplén sobre un potente estrato de arcillas saturadas de baja permeabilidad, la sobrepresión de poros originada por la carga no se disipa de forma rápida, pudiendo mantenerse de forma prolongada en el tiempo.

Un ejemplo de esta situación se muestra en la figura 4.3. En ella se representan las presiones intersticiales medidas en el substrato de arcillas azules tras la rotura del dique de Aznalcóllar (Alonso, E. (2003)). También se representan las presiones de poros hidrostáticas que habría cabido deducir de los niveles freáticos detectados. Como puede apreciarse, la diferencia entre ambas fue muy sustancial, indicando que las presiones intersticiales en el seno de las arcillas distaba mucho de haber

alcanzado el equilibrio tras los sucesivos llenados y recrecidos del dique.

En estos casos de “carga rápida”, para arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas es habitual asumir condiciones sin drenaje en los cálculos, que suele ser la situación más desfavorable desde el punto de vista de la estabilidad. Es decir, se supone que la carga es instantánea y que no se ha producido disipación alguna de las presiones intersticiales generadas por la construcción. Los parámetros de resistencia al corte a emplear son pues los correspondientes a las condiciones sin drenaje ( $c=Su$ ;  $\phi =0$ ), y el cálculo se realiza en tensiones totales, sin tener que considerar las presiones intersticiales generadas, de compleja estimación.



**Figura 4.3: Presiones intersticiales medidas en la balsa de Aznalcóllar (Alonso, E. 2003).**

Evidentemente no puede decirse que la carga de un terraplén sea “instantánea”, ya que el proceso su construcción supone el extendido y compactación de un buen número de capas o tongadas de tierras, lo que lleva bastantes días o semanas. Sin embargo, si el terreno es muy poco permeable, el proceso normal de construcción puede resultar lo suficientemente rápido como para que no se produzca un drenaje

significativo de su zona de influencia, y por lo tanto sea razonable asumir condiciones sin drenaje.

En otras palabras, la baja permeabilidad del suelo puede dar lugar a que una velocidad de construcción normal pueda considerarse “rápida” o “inmediata” en términos geotécnicos, aunque no lo sea en términos reales de tiempo.

De hecho, si sobre la misma arcilla normalmente consolidada se levantara el terraplén tan lentamente como para dar tiempo a que se fueran disipando progresiva y completamente los excesos de presión intersticial generados en cada momento, a pesar de la impermeabilidad del suelo el proceso de carga sería lo suficientemente lento como para poder considerar condiciones drenadas (sin sobrepresión intersticial)<sup>3</sup>.

Para el caso de arcillas sobreconsolidadas, sin embargo, especialmente si su comportamiento puede estar regido por superficies singulares de debilidad (estratificación, planos de fisuración, etc.) en las que la resistencia al corte se haya “degradado” o pueda “degradarse” en el futuro, el cálculo en condiciones sin drenaje no tiene por qué ser el más desfavorable y, de hecho, puede ser contrario a la seguridad (Alonso, E. 2003).

En este caso conviene realizar el análisis en tensiones efectivas, para lo cuál es necesario estimar las presiones intersticiales generadas y analizar en laboratorio la fragilidad del material, intentando incorporar en diseño sus efectos (rotura progresiva y degradación de la resistencia). Obviamente en estas condiciones la situación de “corto plazo” o sin drenaje

A modo de ejemplo, Alonso, E (2003) indica que en las arcillas del substrato de Aznalcóllar la resistencia al corte sin drenaje  $S_u$  medida en muestras intactas variaba entre 100 y 225 kPa, lo que daba lugar a un factor de seguridad de 2 en cálculos de estabilidad “a corto plazo” o “sin drenaje”, lo que evidentemente no explicaba la rotura producida.

---

<sup>3</sup> Estas ideas se traducen en la práctica a la construcción de terraplenes “por etapas” en suelos blandos, en los que la colocación del relleno se realiza en varias fases, de tal forma que entre ellas se disponga de tiempo para disipar parcialmente los excesos de presión intersticial generados.

Por otra parte, en condiciones de “pico” se obtenían en laboratorio valores medios  $c'=65$  kPa;  $\phi'=24,1^\circ$ , que conducían también a factores de seguridad elevados. En realidad, la rotura se explicaba con parámetros de resistencia  $c'=0$ ;  $\phi'=17-19^\circ$ , lo que resultaba indicativo de la degradación en resistencia sufrida por el terreno (el ángulo de rozamiento interno residual se situaba en torno a  $11$  ó  $12^\circ$ ).

Siguiendo con el mismo ejemplo, si se construyera el terraplén sobre un suelo muy permeable, por ejemplo una arena media a gruesa, la disipación de la sobrepresión de poros generada por la carga ocurriría muy rápidamente, de forma casi simultánea con su aplicación. A efectos prácticos se podría considerar por tanto que los incrementos de tensión total aplicados con la colocación de cada nueva tongada se transforman inmediatamente en incrementos de tensión efectiva. En estas circunstancias, a pesar de que la carga se aplicase “rápidamente”, las condiciones serían “drenadas” o “con drenaje”.

En consecuencia, este último caso podrá estudiarse con parámetros efectivos ( $c'$ ,  $\phi'$ ) y con las presiones intersticiales de equilibrio definidas en función de las condiciones hidrogeológicas de contorno, sin necesidad de considerar excesos o defectos de presión causados por cambios tensionales.

Para finalizar con este ejemplo ilustrativo, resulta fácil comprender que, aunque el terreno en general fuera poco permeable, la existencia de capas drenantes próximas aceleraría considerablemente el proceso de disipación, ya que en definitiva facilitarían el flujo de agua. Este podría ser el caso de un suelo estratificado en el que alternasen capas arcillosas de baja permeabilidad junto con capas granulares de permeabilidad elevada. En esta situación las condiciones de carga podrían suponerse incluso drenadas, dependiendo de la proximidad de los horizontes permeables y de la velocidad de construcción.

Obviamente la realidad en un instante cualquiera será siempre intermedia entre las condiciones sin drenaje y con drenaje, que tan sólo representan los puntos extremos del proceso transitorio de disipación de sobrepresiones intersticiales tras la carga. En cualquier caso, en la práctica resultará importante poder discernir cuáles son las condiciones aplicables a cada problema particular.

Resumiendo las ideas anteriores para el caso de los terraplenes (carga), y ampliándolas para la excavación de desmontes (descargas), en la figura 4.4, tomada de Bishop & Bjerrum (1960), se muestra de forma esquemática la evolución general de las presiones intersticiales y del coeficiente de seguridad al construir un terraplén o al excavar un desmonte en una arcilla saturada.

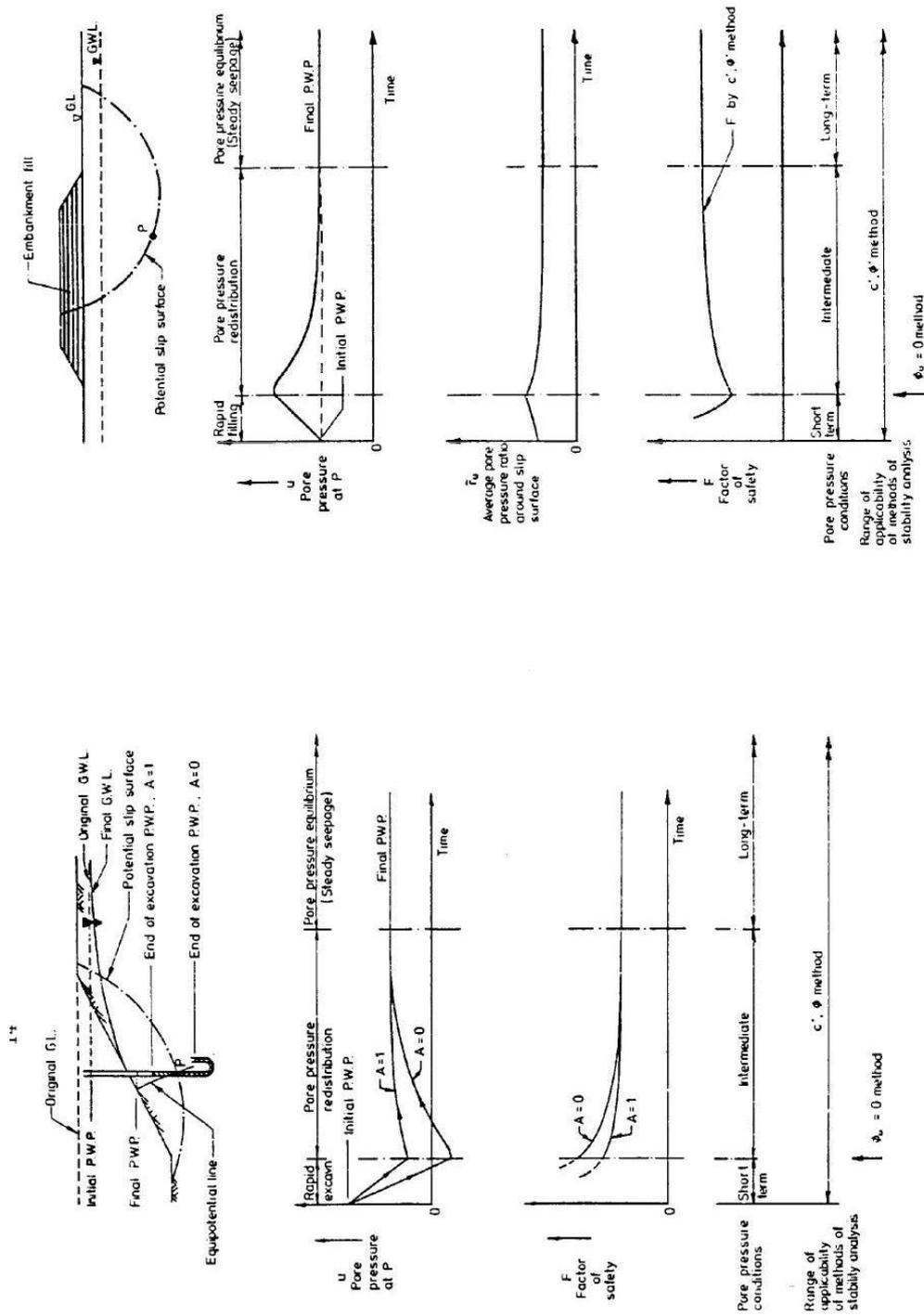
Analizando ahora el caso del desmonte, al excavarlo crecen las tensiones de corte en el seno del terreno. Sin embargo, en lo que se refiere a los cambios en la tensión media, si ante la carga “rápida” del terraplén se producía una sobreelevación de la presión intersticial, ante la descarga “rápida” que supone el desmonte se produce una reducción respecto a la de equilibrio original.

En esta situación la resistencia al corte movilizable del terreno puede llegar a ser máxima a “corto plazo”, y el coeficiente de seguridad también.

Posteriormente, a medida que va aumentando la presión intersticial dirigiéndose hacia el nuevo equilibrio, la resistencia al corte disponible disminuye y también lo hace el coeficiente de seguridad

Esto ocurre especialmente en arcillas fuertemente sobreconsolidadas, que resultan dilatantes al someterlas a corte y por lo tanto dan lugar a reducciones de presión intersticial cuando dicho corte se produce sin permitir el drenaje.

En estas circunstancias, tanto la descarga “media” producida al desmontar, como el incremento de tensiones tangenciales, originan una reducción en la presión intersticial “a corto plazo”.



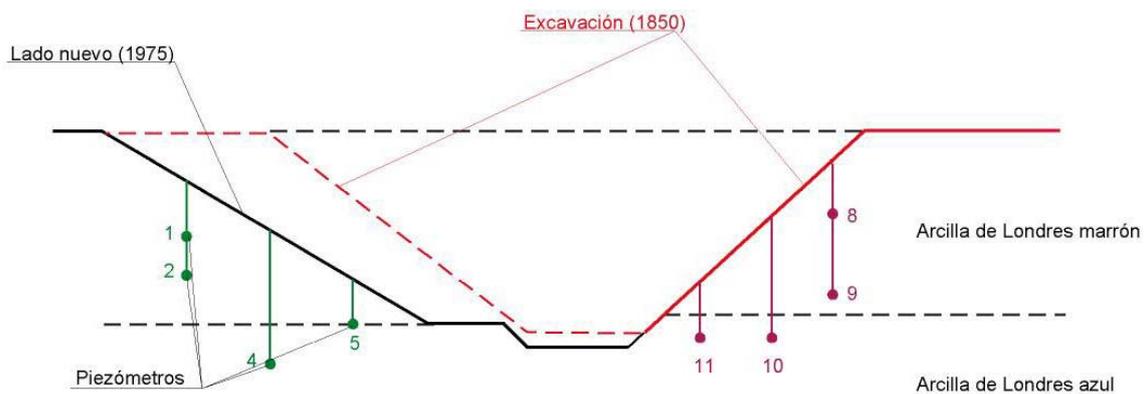
**Bishop & Bjerrum, 1960**

Figura 4.4: Evolución de la presión intersticial y del coeficiente de seguridad asociado al construir un terraplén o al excavar un desmorte en una arcilla saturada (Bishop & Bjerrum, 1960). (A es el parámetro de presión intersticial de Skempton).

Para ilustrar este efecto, en la figura 4.5 se muestra un caso muy esclarecedor. Se trata de un desmante en arcilla de Londres originalmente excavado en 1850, y ampliado (descargado de nuevo) en uno de sus lados en 1956 (Skempton, 1977).

Las lecturas de los piezómetros que figuran en la tabla corresponden al año 1975, es decir, una vez transcurridos 125 años desde la excavación original y 19 desde la ampliación. Las medidas se encuentran en función del factor  $r_u$ , muy habitual en los cálculos de estabilidad de taludes, definido como la relación entre la presión intersticial en un punto del terreno y la presión total vertical (presión geostática) en dicho punto:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot H}$$



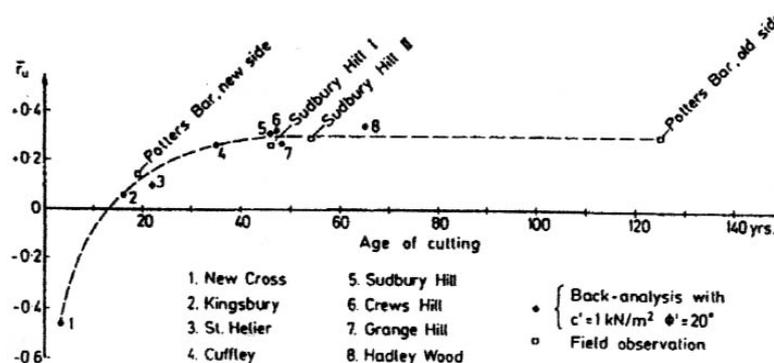
LADO NUEVO (19 años)	Piezómetro	$r_u$	Piezómetro	$r_u$	LADO VIEJO (125 años)
$\overline{r_u}=0.15$	1	0.06	8	0.31	$\overline{r_u}=0.32$
	2	0.18	9	0.34	
	5	0.21	11	0.31	
	4	0.09	10	0.32	

**Figura 4.5: Presiones intersticiales en una trinchera excavada en arcilla de Londres, con taludes de distinta edad. (Skempton, 1977).**

Como se desprende de la tabla, en el “lado antiguo” las presiones intersticiales habrían alcanzado una situación de equilibrio, definido por un factor medio  $r_u=0,32$ , mientras que en el “lado ampliado”, tras 19 años de la descarga adicional de tierras, tan sólo se habría alcanzado un 50% de la ecuilización de presiones ( $r_u=0,15$ ).

En estas condiciones se puede deducir que el factor de seguridad del nuevo talud aún resultaba mayor que el correspondiente a las condiciones completamente drenadas del lado antiguo.

Por último, la figura 4.6 recoge la evolución de las presiones intersticiales en varios taludes excavados en arcilla de Londres (Skempton, op.cit.). Como puede apreciarse, la disipación completa de los defectos de presión intersticial en estos terrenos parecen alcanzarse tras 40 ó 50 años de la excavación de los desmontes. En ese momento es cuando se alcanzan las condiciones más desfavorables desde el punto de vista de la estabilidad, lo que por otra parte ha sido corroborado mediante la observación de bastantes roturas diferidas.



**Figura 4.6 Variación del factor  $r_u$  con el tiempo en desmontes en arcilla de Londres. (Skempton, 1977).**

Con respecto a los métodos de cálculo para las situaciones en desmonte, de nuevo se podrá acudir a un cálculo en tensiones totales para la situación a corto plazo, y a un cálculo en efectivas para cualquier instante del proceso. Es importante hacer hincapié sin embargo en que la situación más desfavorable de un desmonte excavado en arcilla

dependerá de la naturaleza del terreno. Así, mientras que en arcillas muy sobreconsolidadas la peor situación se dará muy probablemente a largo plazo, una vez disipados los defectos de presión intersticial, puede no resultar así en arcillas menos rígidas (especialmente en materiales normalmente consolidados), de manera que no resulta inmediato seleccionar una única situación a calcular.

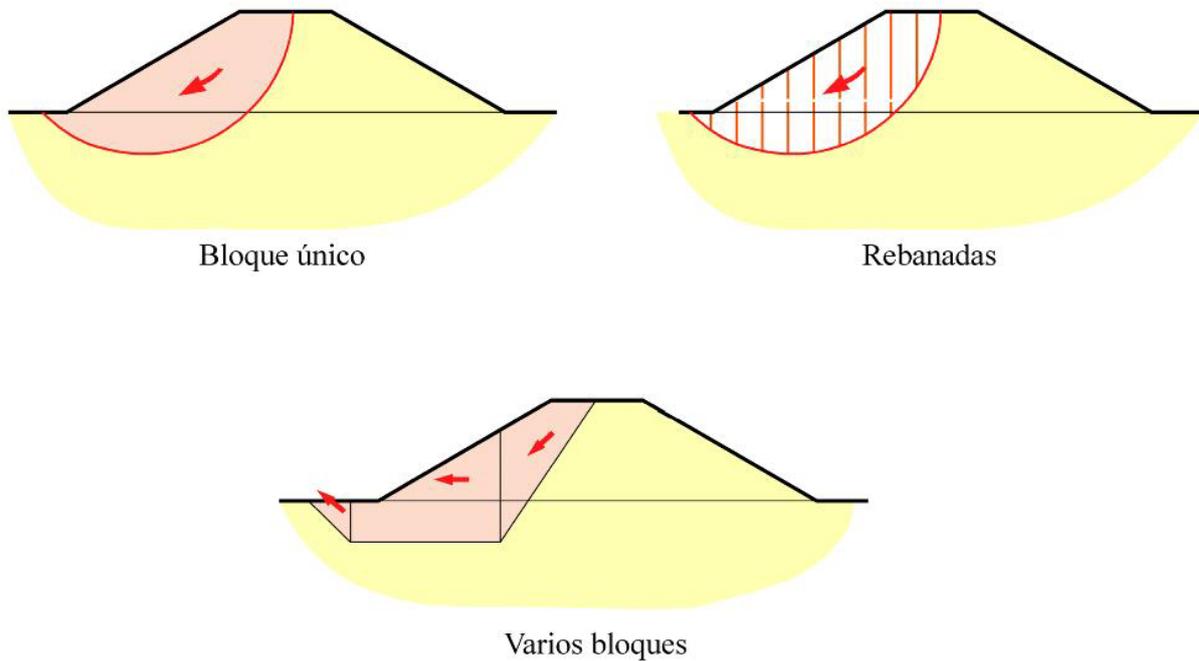
Por otra parte, también es importante señalar que en el cálculo a largo plazo la excavación del desmonte habrá modificado las condiciones de drenaje de contorno originales (se ha creado la superficie del talud bajo el nivel freático original, se han podido instalar zanjas o sistemas de drenaje al pie del desmonte, etc.). Todo ello hará necesario establecer las nuevas condiciones de contorno y estimar la red de flujo estacionario definitiva para la obtención de las nuevas presiones intersticiales de equilibrio.

## **5.- INTRODUCCIÓN A LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE. CONSIDERACIONES PREVIAS.**

### **5.1.- Hipótesis básicas.**

Los métodos de equilibrio límite, aunque potentes y fiables, conllevan 5 hipótesis básicas de carácter bastante restrictivo:

1. Se considera que el talud es indefinido en la dirección horizontal paralela a su superficie, es decir, el problema se estudia en condiciones bidimensionales o de deformación plana, si bien existen algunos procedimientos, no habituales, que consideran la tridimensionalidad.
2. Se supone un mecanismo de rotura a favor de determinadas superficies de deslizamiento (planas o curvas). La masa de suelo contenida por dichas superficies se considera como un único bloque rígido, o bien se subdivide en bloques más pequeños, también rígidos, dependiendo de la forma de rotura supuesta o del procedimiento de cálculo (figura 5.1).

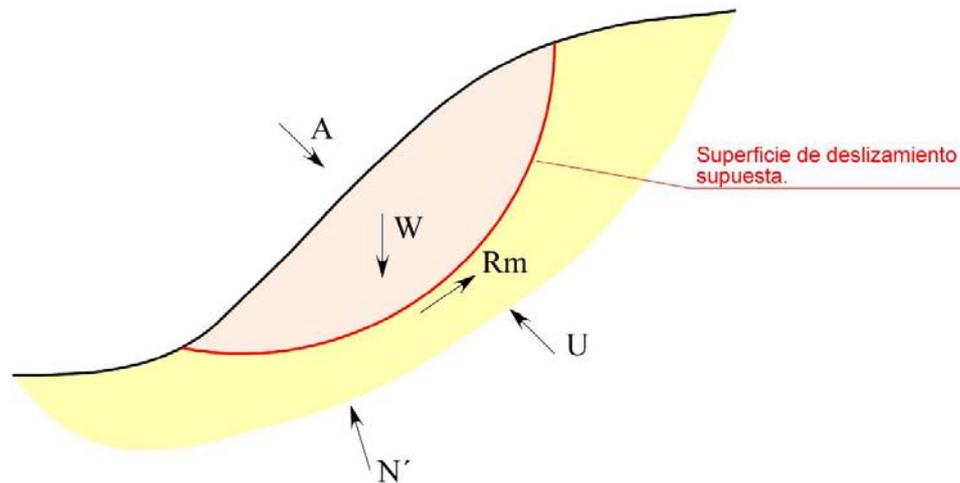


**Figura 5.1: Compartimentación en bloques en los métodos de equilibrio límite.**

3. Se asume un criterio de rotura del terreno a lo largo de las superficies de deslizamiento definidas. Dicho criterio es habitualmente el de Mohr-Coulomb, ya descrito en apartados anteriores.
4. Se supone que cada bloque en los que se ha subdividido la masa de suelo se encuentra en equilibrio estricto. A continuación se resuelven las ecuaciones de equilibrio estático (fuerzas y momentos) del sistema (figura 5.2) y se determina la resistencia tangencial necesaria a lo largo de la superficie de deslizamiento supuesta para conseguir dicho equilibrio.

No obstante, como se verá más adelante, no todos los métodos de equilibrio límite, ni siquiera algunos de los más utilizados, llegan a satisfacer las tres ecuaciones de equilibrio.

5. Se define un factor de seguridad (ver 3.2, b), que se supone constante a lo largo de toda la superficie de deslizamiento.



- A: Resultante de fuerzas externas.  
W. Peso propio de la masa de suelo.  
U: Resultante de las presiones intersticiales a lo largo de la superficie de deslizamiento supuesta.  
N': Resultante de las tensiones efectivas normales a la superficie de deslizamiento.  
 $R_m$ : Resultante de las tensiones tangenciales necesarias a lo largo de la superficie de deslizamiento para alcanzar el equilibrio estricto.

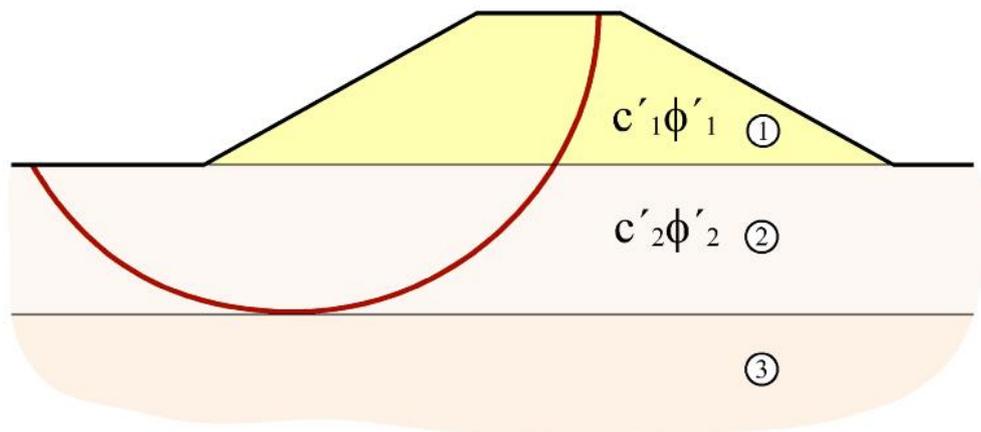
**Figura 5.2: Esquema básico de fuerzas actuantes para los cálculos de equilibrio límite.**

Con estas premisas y como resulta fácil comprender, la suposición inicial de un determinado mecanismo de rotura o superficie de deslizamiento dará lugar a un determinado factor de seguridad asociado. Resulta pues necesario repetir el análisis con otras superficies hasta estimar cuál es la más desfavorable. Ésta lógicamente se corresponderá con el mínimo factor de seguridad, cuyo valor finalmente se adopta como coeficiente de seguridad del talud.

Para finalizar con este apartado, resulta interesante hacer hincapié en una limitación importante recogida en la 5ª hipótesis anterior, que indica que en los métodos de

equilibrio límite se supone que el coeficiente de seguridad es constante a lo largo de toda la superficie de deslizamiento.

Obviamente esta suposición es bastante restrictiva dado que equivale a postular, para cualquier suelo del talud, el mismo grado de movilización de las componentes de cohesión y de rozamiento de la resistencia (figura 5.3).



$$F = \frac{c'_1}{c'_{1m}} = \frac{c'_2}{c'_{2m}} = \frac{\tan \phi'_1}{\tan \phi'_{1m}} = \frac{\tan \phi'_2}{\tan \phi'_{2m}}$$

**Figura 5.3: Uniformidad del coeficiente de seguridad.**

Por otra parte, aunque el terreno sea homogéneo ya se ha indicado en 3.1 que la movilización de su resistencia al corte puede presentar marcadas variaciones en función del nivel de deformaciones.

En ocasiones para intentar paliar esta situación se acude a definir una resistencia intermedia entre las resistencias de pico y residual, pero no cabe duda de la dificultad de seleccionar con fiabilidad dicho valor intermedio.

En estas circunstancias las técnicas de equilibrio límite pueden no resultar apropiadas, siendo recomendable en estos casos hacer uso de técnicas más especializadas (elementos finitos).

## 5.2.- Procedimientos de cálculo en los métodos de equilibrio límite.

De forma general se pueden establecer tres grandes grupos: los que estudian globalmente el equilibrio de toda la masa involucrada en el deslizamiento, los que la dividen en unos pocos bloques cuya geometría depende de la heterogeneidad del terreno y de la superficie de rotura supuesta, y los que la subdividen sistemáticamente en múltiples rebanadas teóricas. En la figura 5.4 se muestran algunos de los procedimientos de equilibrio global, mientras que en la 5.5 se muestran los principales procedimientos de análisis por el método de las rebanadas.

En los apartados siguientes se describen algunos de estos procedimientos, los más empleados en la práctica habitual.

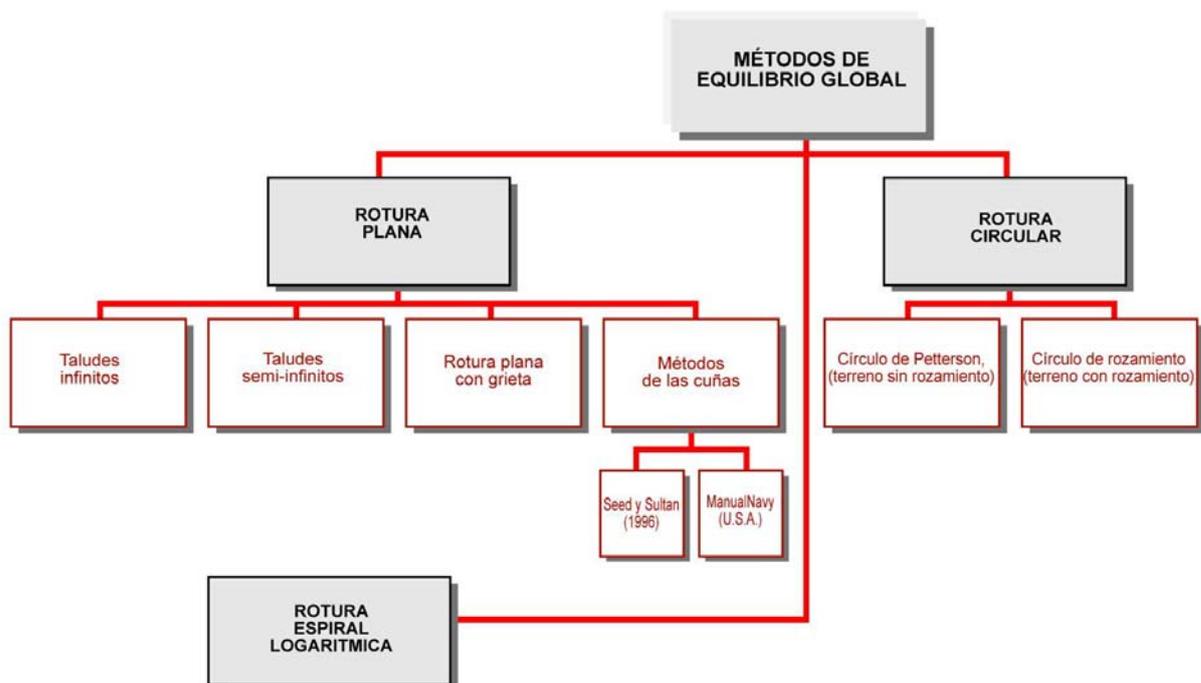


Figura 5.4: Procedimientos de equilibrio global (tomada de Olalla, C. (1999)).



Figura 5.5: Métodos de rebanadas (tomada de Olalla, C. (1999)).

## 6.- ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD INDEFINIDO.

### 6.1.- Utilidad y desarrollo del método.

Este sencillo mecanismo de rotura, de carácter puramente traslacional, constituye un modelo razonable para muchas laderas naturales en las, como muestra la figura 6.1, existe un recubrimiento de suelo (generalmente eluvial o coluvial) sobre un substrato resistente y poco profundo. Evidentemente en la realidad ningún talud es indefinido, pero esta simplificación es aplicable cuando la línea de rotura (o la ladera) es suficientemente extensa, pudiendo entonces despreciar las condiciones de los bordes superior e inferior.

En estas circunstancias todas las secciones verticales a lo largo del talud son idénticas, de manera que considerando el equilibrio de una rebanada cualquiera, por simple simetría las fuerzas que actúan en los planos verticales a uno y otro lado de la misma han de ser iguales y contrarias (figura 6.1).

Si se considera entonces el equilibrio de fuerzas en dos direcciones perpendiculares, las acciones entre rebanadas no intervienen. Dicho equilibrio puede por tanto establecerse exclusivamente a partir las siguientes fuerzas:

- W: Peso de la rebanada
- U: Resultante de la presión intersticial (u) en la base de la rebanada ( $U=u \cdot l$ ).
- N': Resultante de las tensiones efectivas normales a la base de la rebanada.
- $R_m$ : Resistencia tangencial movilizada.

#### a) Definición de resistencia. Seguridad:

En tensiones, con el criterio de Mohr-Colulomb:

$$\tau_m = \frac{c'}{F} + (\sigma_n - u) \frac{\tan \phi'}{F},$$

En fuerzas, con las dimensiones de la rebanada:

$$R_m = \frac{c' \cdot l}{F} + N' \cdot \frac{\tan \phi'}{F} \quad (1)$$

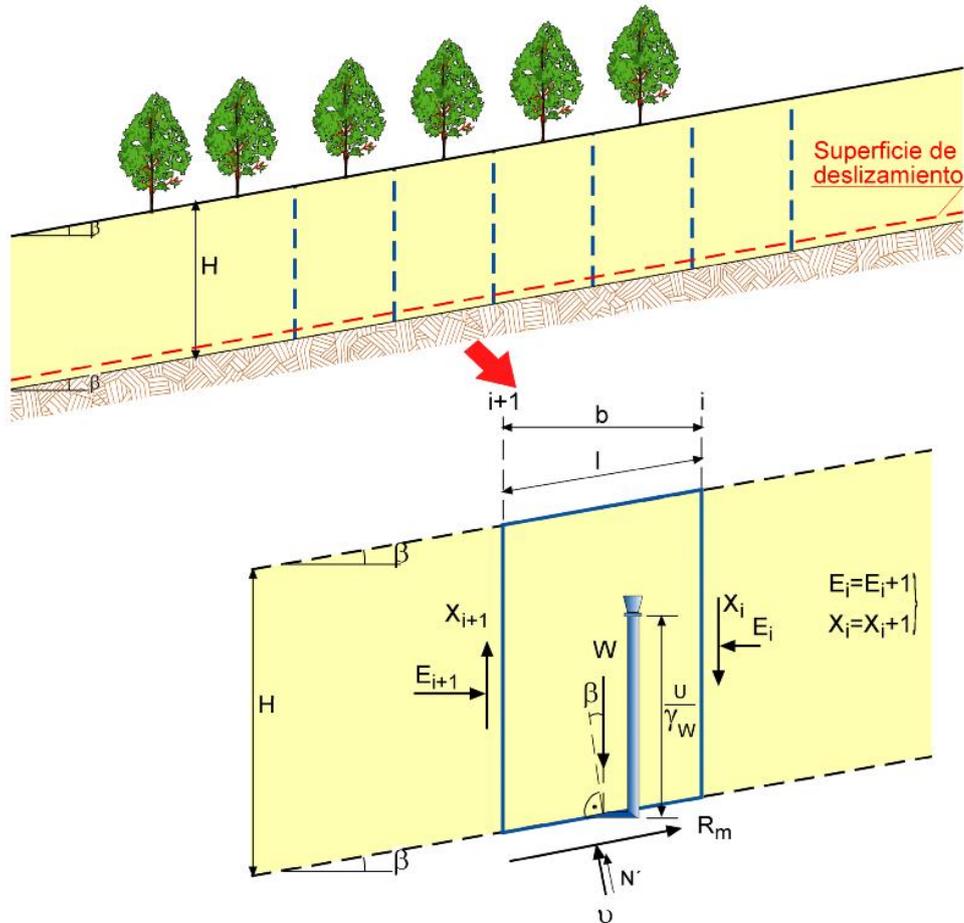


Figura 6.1: Talud indefinido. Parámetros básicos.

b) Equilibrio de fuerzas perpendiculares a la superficie de deslizamiento.

$$W \cdot \cos \alpha - U = N',$$

y llamando  $\gamma$  a la densidad aparente del terreno:  $W = \gamma \cdot H \cdot b = \gamma \cdot H \cdot l \cdot \cos^2 \beta$ , resultando:

$$\gamma \cdot H \cdot z \cdot l \cdot \cos^2 \alpha - ul = N' \quad (2)$$

c) Equilibrio de fuerzas paralelas a la superficie de deslizamiento

$$W \cdot \operatorname{sen} \alpha = R_m \quad (3)$$

Sustituyendo  $N'$  de (2) en (1), introduciendo el valor de  $R_m$  resultante en (3) y despejando  $F$  resulta:

$$F = \frac{c' + [\gamma \cdot H \cdot \cos^2 \beta - u] \tan \phi'}{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{sen} \beta \cdot \cos \beta} \quad (4)$$

## 6.2.- Casos especiales.

### 6.2.1.- $u=0$ (Talud "seco"):

$$F = \frac{c' + [\gamma \cdot H \cdot \cos^2 \beta] \tan \phi'}{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{sen} \beta \cdot \cos \beta} = \frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{sen} \beta \cdot \cos \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (5)$$

Como puede apreciarse, en esta expresión el coeficiente de seguridad depende de la profundidad  $H$ , de manera que, en el caso de un terreno homogéneo, la superficie de deslizamiento más desfavorable, además de ser paralela al talud por las razones de simetría antes señaladas, sería la más profunda posible ( $F$  disminuye al aumentar  $H$ ). Por ello, ante la existencia de un estrato resistente, paralelo al talud y situado a cierta profundidad, el coeficiente de seguridad mínimo corresponde a una superficie de deslizamiento en coincidencia con el contacto entre capas.

### 6.2.2.- $c' = 0$ (suelo sin cohesión):

$$F = \left[ 1 - \frac{u}{\gamma \cdot H \cdot \cos \beta} \right] \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (6)$$

### 6.2.3.- $c'=0$ y $u=0$ (suelo sin cohesión y talud "seco"):

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (7)$$

Esta ecuación muestra el hecho conocido de que en un suelo sin cohesión el coeficiente de seguridad depende exclusivamente de la inclinación ( $\beta$ ) del talud y del ángulo de rozamiento interno ( $\phi'$ ),

#### 6.2.4.- régimen de filtración paralelo al talud:

Este modelo, mostrado en la figura 6.2, representa situaciones frecuentes en laderas naturales. Su cálculo es muy sencillo habida cuenta que las líneas de flujo son paralelas al talud, y por tanto las equipotenciales (AP en la figura) son perpendiculares al mismo.

En consecuencia, AQ es la altura de presión ( $u_A/\gamma_w$ ) en la base del deslizamiento, y observando que  $AP = m \cdot H \cdot \cos\beta$ , resulta:

$$AQ = \frac{u_A}{\gamma_w} = AP \cdot \cos\beta = m \cdot H \cdot \cos^2\beta \Rightarrow u_A = \gamma_w \cdot m \cdot H \cdot \cos^2\beta$$

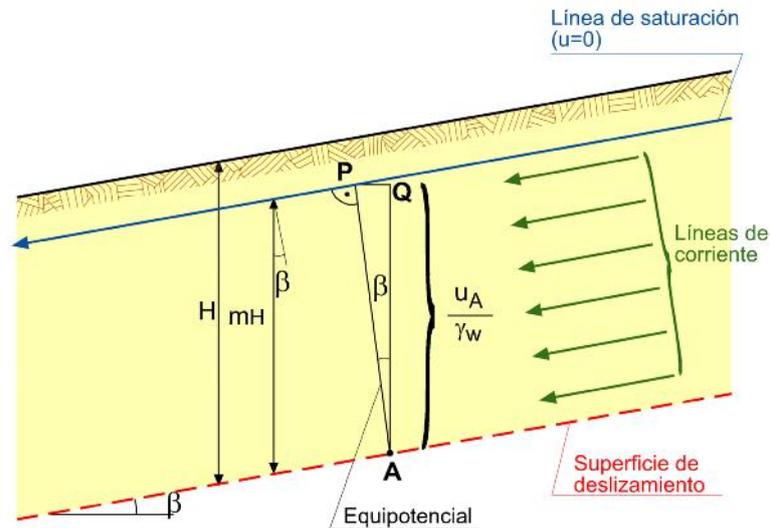


Figura 6.2: Talud indefinido. Flujo paralelo a la ladera.

Sustituyendo en (4):

$$F = \frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta} + \left[ 1 - m \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma} \right] \cdot \frac{\tan\phi'}{\tan\beta} \quad (8)$$

#### 6.2.5.- c'=0 y régimen de filtración paralelo al talud

$$F = \left[ 1 - m \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma} \right] \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (9)$$

Esta expresión aporta una observación interesante respecto a la enorme trascendencia de las presiones intersticiales en la estabilidad. Así, teniendo en cuenta que el peso específico aparente de un suelo medio suele ser del orden del doble que el peso específico del agua, si el talud se encuentra totalmente saturado ( $m=1$ ) con flujo paralelo al mismo, el coeficiente de seguridad se reduce a:

$$F = \left[ 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \right] \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \approx \frac{1}{2} \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (10)$$

que viene a indicar que con la saturación y el flujo paralelo, el coeficiente de seguridad de un talud indefinido, no cohesivo y originalmente "seco", puede reducirse a la mitad.

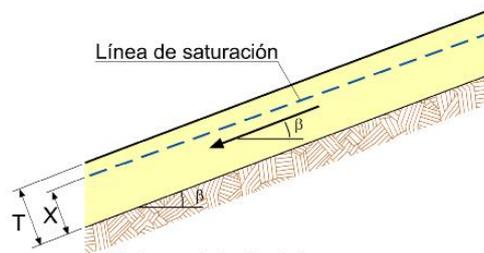
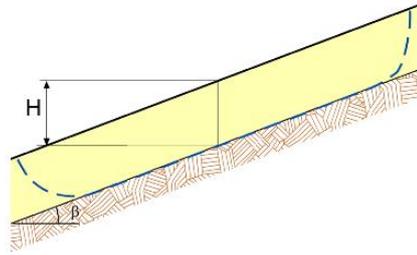
#### 6.2.6.- Otros casos (empleo de ábacos).

Como se deduce de los párrafos anteriores, el procedimiento para analizar taludes indefinidos es razonablemente sencillo. De hecho, gran parte de los casos que pueden plantearse en la práctica habitual han sido tabulados (figura 6.3). Para su empleo el coeficiente de seguridad se expresa en función de dos números de estabilidad, A y B, de la siguiente forma:

$$F = A \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + B \cdot \frac{c'}{\gamma \cdot H}$$

Los valores de A y B pueden obtenerse directamente de los ábacos a partir de la inclinación del talud ( $\beta$ ) y del factor de presión intersticial ( $r_u$ ).

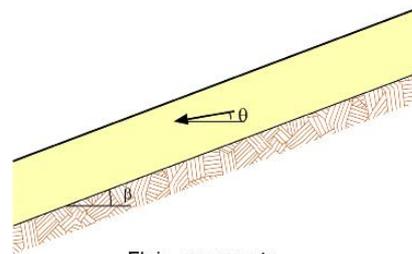
Dicho factor puede a su vez obtenerse directamente en las expresiones de la figura para dos casos de filtración sencilla: paralela al talud y con flujo emergente en la superficie del mismo. Para otros casos más singulares será necesario realizar la estimación previa del régimen de presión intersticial.



- $\gamma$  = Peso específico aparente del suelo.
- $\gamma_W$  = Peso específico aparente del agua.
- $c'$  = Cohesión efectiva
- $\phi'$  = Angulo de rozamiento interno efectivo.
- $r_u = \frac{u}{\gamma H}$
- $u$  = Presión intersticial a profundidad H.

Flujo paralelo al talud

$$r_u = \frac{X}{T} \frac{\gamma_W}{\gamma} \cos^2 \beta$$

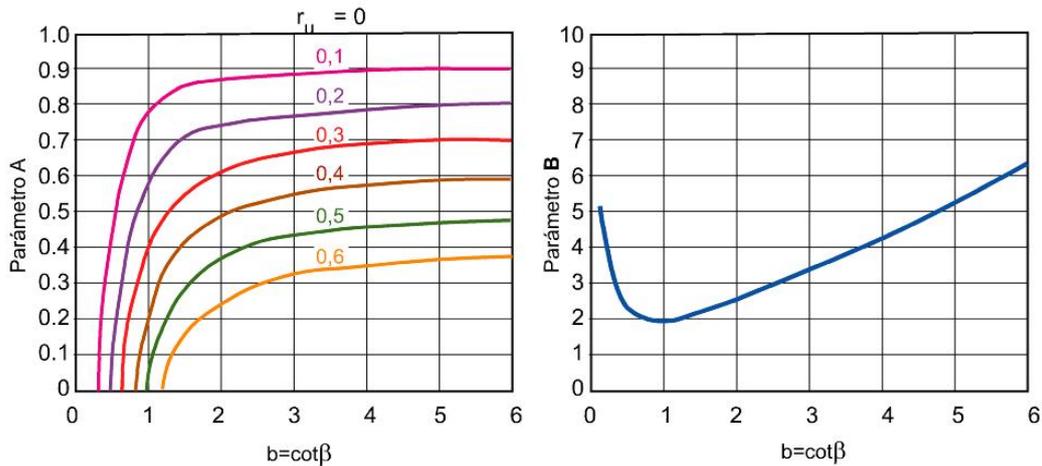


Flujo emergente.

$$r_u = \frac{\gamma_W}{\gamma} \frac{1}{1 + \tan \beta \tan \theta}$$

Proceso:

- ① Obtención de  $r_u$
- ② Determinación de A y B a partir de los ábacos.
- ③ Cálculo de  $F = A \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + B \frac{c'}{\gamma H}$



ABACOS DE ESTABILIDAD PARA TALUDES INDEFINIDOS

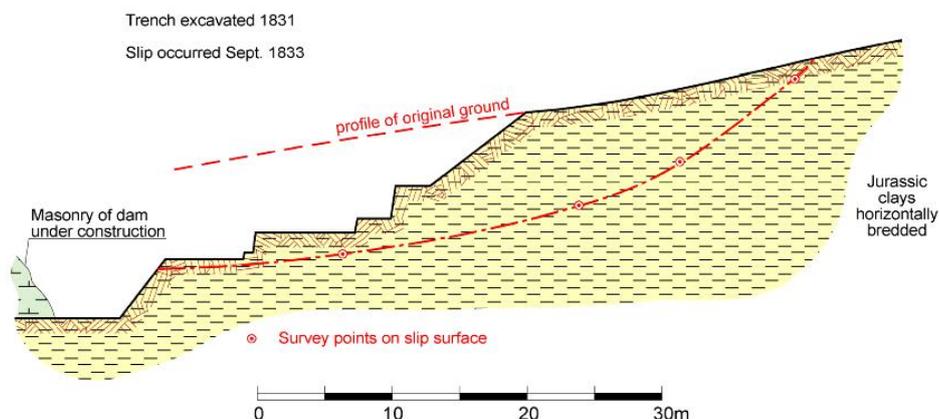
Figura 6.3: Abacos para el cálculo de la estabilidad de taludes indefinidos (tomada de Soriano, A. (1997).

## 7.- ROTURAS CIRCULARES. MÉTODOS DE ESTABILIDAD GLOBAL. EL CÍRCULO DE ROZAMIENTO.

### 7.1.- Generalidades.

Como recoge de forma esquemática la figura 4.2, en terrenos homogéneos las superficies de deslizamiento de directriz circular se ajustan con bastante precisión a la realidad observada, denominándose por ello “deslizamientos rotacionales”. Complementariamente y desde un punto de vista práctico, el arco de circunferencia constituye una geometría sencilla de fácil análisis matemático, lo que sin duda ha contribuido también a su éxito y difusión.

Históricamente, las primeras descripciones detalladas de superficies de deslizamiento de directriz curva se deben probablemente al ingeniero francés Alexandre Collin, uno de cuyos dibujos se reproduce en la figura 7.1.



**Figura 7.1: Deslizamiento en la trinchera de cimentación de la presa de Grosbois (Collin, A. 1846). (Tomado de Skempton, A.W.).**

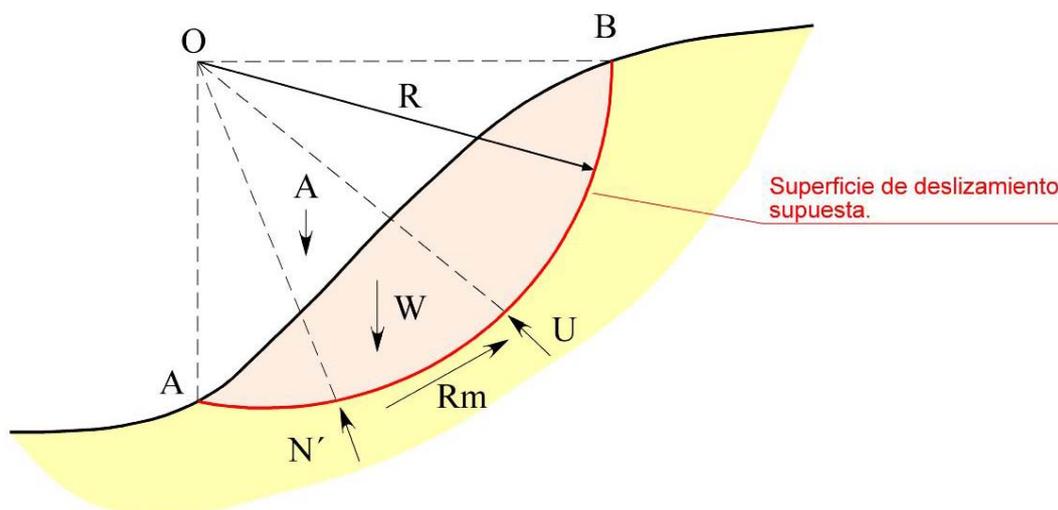
En lo que respecta a las superficies de deslizamiento de directriz específicamente circular, al parecer se comenzaron a emplear en Suecia en 1916 tras la observación sistemática de este mecanismo de rotura en algunos muelles del puerto de

Gotemburgo (Pettersen, K.E.)<sup>4</sup>. Dicha tipología fue posteriormente corroborada, en 1922, a través de un informe elaborado por una Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles Suecos, encargada de estudiar múltiples casos de inestabilidad, muchos de las cuales resultaron tener el mismo mecanismo circular de rotura. A partir de entonces, este tipo de superficie de rotura se ha empleado con profusión.

El modelo de cálculo global desarrollado a partir de las observaciones anteriores se denomina método del **círculo de rozamiento** por los motivos que más adelante se exponen, o también habitualmente y dado su origen, del “**círculo sueco**”. Quizás la descripción más conocida de este método sea la recogida por Taylor, D.W. (1966), cuyo desarrollo se expone a continuación.

## 7.2.- Desarrollo conceptual del método.

La figura 7.2 muestra una superficie de rotura circular de centro **O** y radio **R**, tentativa para un determinado talud homogéneo.



**Figura 7.2: Fuerzas actuantes en una superficie circular de deslizamiento.**

<sup>4</sup> La autoría del método descrito en este apartado tuvo, al parecer, algo de polémica. En esta interesante referencia Pettersen defiende su “paternidad”, aportando mucha información de indudable interés histórico sobre el desarrollo del método y sus primeras aplicaciones.

Las fuerzas que actúan sobre la masa potencialmente deslizante son:

- **A**: Resultante de las fuerzas externas al talud.
- **W**: Peso propio de la masa de suelo.
- **U**: Resultante de las presiones intersticiales a lo largo de la superficie de deslizamiento.
- **N'**: Resultante de las tensiones efectivas normales a la superficie de deslizamiento.
- **Rm**: Resultante de las tensiones tangenciales movilizadas a lo largo de la superficie de deslizamiento para alcanzar el equilibrio estricto.

Del sistema anterior se supone que **A** es conocida y puede ser determinada tanto en magnitud como en dirección. Lo mismo cabe decir de **W**, que puede ser calculada conociendo la geometría del talud y la superficie de deslizamiento supuesta, y de **U**, cuya estimación puede efectuarse a partir de las condiciones hidrogeológicas existentes.

En lo que respecta a **N'**, al ser la resultante de las tensiones efectivas normales a una superficie circular, ha de pasar por su centro **O**, pero su punto de aplicación y su magnitud son por el momento desconocidas, dependiendo ambos lógicamente de la distribución de tensiones efectivas normales a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Finalmente, **Rm** es la resultante de las tensiones tangenciales movilizadas para alcanzar el equilibrio estricto, cuya expresión general se ha de ajustar al criterio de rotura de Mohr-Coulomb:

$$R_m = \int_0^L [c'_m + \sigma' \cdot \tan \phi'_m] d\vec{l}, \text{ donde:}$$

$L$  es la longitud del arco AB de la superficie de deslizamiento supuesta y  $d\vec{l}$  es el diferencial de longitud de dicho arco, considerado como vector.

Dado que la resultante de tensiones tangenciales en su forma más general tiene dos

componentes, cohesiva y friccional, para ahondar un poco en su conocimiento, supóngase que se divide el arco AB, de longitud total  $L_a$  en pequeños elementos<sup>5</sup>, y que en cada uno de ellos se representan los dos términos de la resistencia movilizada  $R_m$ . En la figura 7.3.a se muestran las componentes debidas a la cohesión, y en la figura 7.3.b las friccionales o de rozamiento.

Con respecto a las fuerzas resistentes cohesivas, descomponiendo cada una de ellas en la dirección de la cuerda AB y en la perpendicular a ésta, y realizando su suma vectorial, es inmediato observar que su resultante ha de ser paralela a la cuerda AB (la suma de componentes perpendiculares es nula). Por tanto su magnitud es precisamente:  $R_m^c = c'_m \cdot L_c$ , donde  $L_c$  es la longitud de dicha cuerda.

En cuanto a su línea de acción, el momento de la resultante respecto al centro del círculo ha de ser igual a la suma de momentos de todas las fuerzas cohesivas en los pequeños elementos, de cuerda asimilable al arco y de longitud  $L_i$ , así que llamando  $r$  al brazo de la resultante:

$$R_m^c \cdot r = \sum c'_m \cdot L_i \cdot R = c'_m \cdot L_a \cdot R$$

y por tanto:

$$r = \frac{c'_m \cdot L_a \cdot R}{R_m^c} = \frac{c'_m \cdot L_a \cdot R}{c'_m \cdot L_c} = \frac{L_a}{L_c} \cdot R$$

Con relación a la fuerza resistente friccional, en cada uno de los elementos su magnitud será:

$$R_{m,i}^\phi = N'_i \cdot \tan \phi'_m.$$

---

<sup>5</sup> No infinitesimales, sino discretos, simplemente para hacer más explicativa la figura.

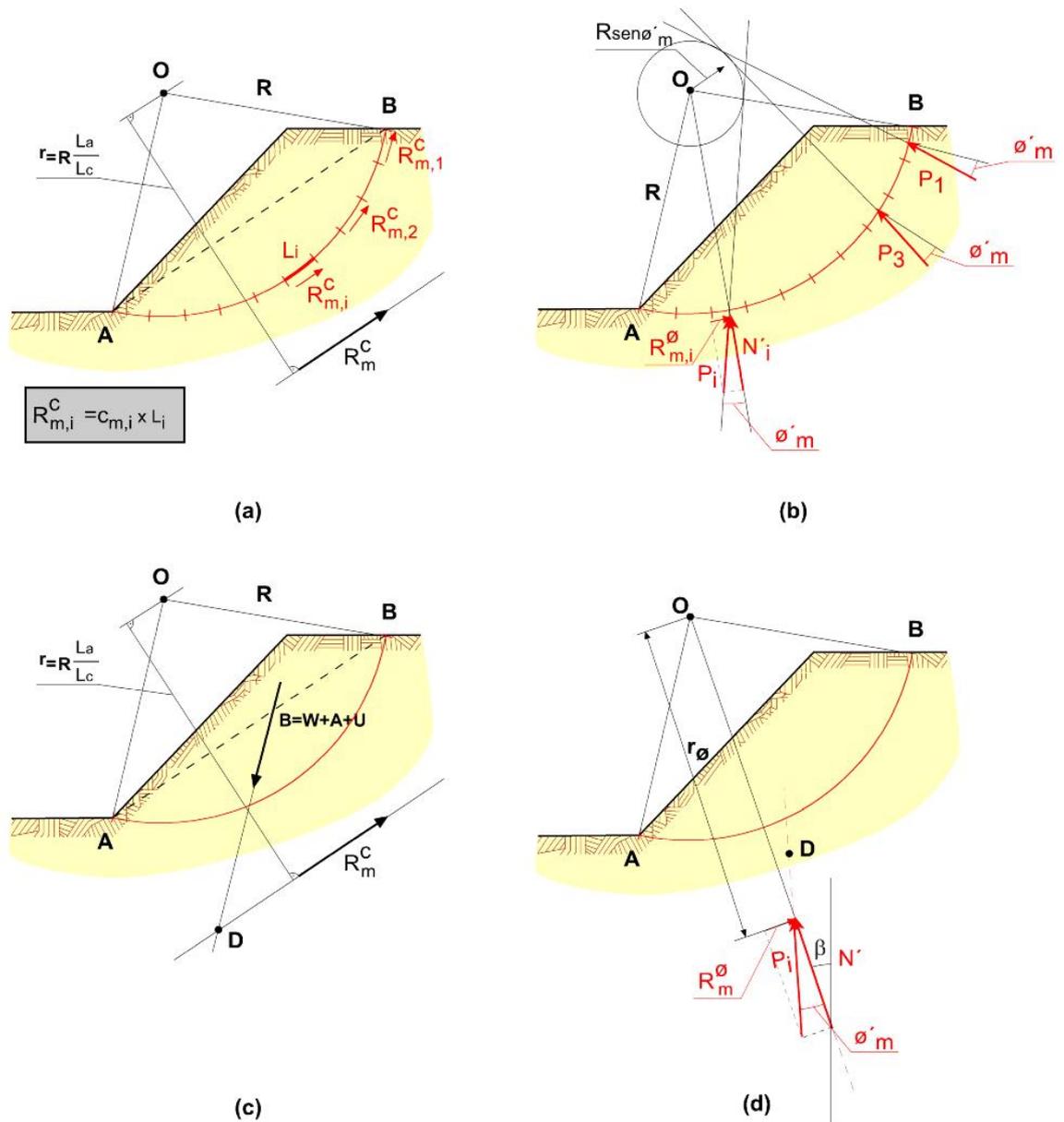


Figura 7.3: Detalles sobre las fuerzas involucradas en el análisis de estabilidad. (modificada de Taylor, D.W. op. cit.)

Por definición la resultante vectorial  $P_i$  de cada pareja  $(N'_i, R_{m,i}^\phi)$  ha de formar un ángulo  $\phi'_m$  con la línea de acción de la fuerza  $N'_i$  correspondiente y, además, la línea de acción de cada  $N'_i$  pasa necesariamente por  $O$ . En consecuencia, las resultantes  $P_i$

serán tangentes a otro círculo, concéntrico con el de la superficie de deslizamiento supuesta y de radio  $R \text{sen} \phi'_m$ . A este último círculo se le denomina **círculo de fricción**, y da nombre al método de cálculo.

Ahora bien, como se puede apreciar fácilmente en la figura 7.3.b, la suma vectorial de cualquier pareja de fuerzas  $P_i$  no es tangente al círculo de fricción, y por tanto su resultante  $P$  tampoco lo será. Lo que sí se sabe es que si el vector  $B$  (figura 7.3.c) representa a la resultante de las fuerzas conocidas inicialmente,  $W$ ,  $A$  y  $U$ , para que exista equilibrio la línea de acción de  $P$  habrá de pasar por el punto D, intersección de las líneas de acción de  $B$  y de  $R^c_m$ .

El problema se encuentra en cualquier caso indeterminado, ya que frente a las 3 ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos se cuenta con 4 incógnitas: el coeficiente de seguridad  $F$ , la magnitud de  $N'$ , un parámetro sobre la línea de acción de  $N'$  ( $\beta$ , por ejemplo, en la figura 7.3.d) y un parámetro sobre la línea y de acción de  $R^{\phi}_m$  (el brazo  $r_{\phi}$ , por ejemplo, de la misma figura). Esta indeterminación se debe a que se desconoce la distribución de tensiones efectivas normales a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Si se realiza una hipótesis sobre la forma de dicha distribución, se conocerían las líneas de acción de  $N'$  y  $R^{\phi}_m$ , y sólo quedarían dos incógnitas:  $F$  y  $N'$ . Por lo tanto, es necesario suponer una distribución de tensiones que dependa de un parámetro, de manera que el número de incógnitas sea igual a 3.

### **7.3.- Procedimiento de aplicación original. El círculo de rozamiento.**

La hipótesis más sencilla consiste en suponer que las tensiones efectivas normales se concentran en un punto de la superficie de rotura, es decir, que el punto de aplicación de  $N'$  se encuentra en dicha superficie. En estas circunstancias  $r_{\phi} = R$  y la resultante  $P$  ha de ser tangente al círculo de rozamiento, lo que evidentemente simplifica el problema.

La hipótesis anterior puede parecer bastante grosera, pero se ha comprobado que el coeficiente de seguridad  $F$  obtenido a partir de ella es un límite inferior del coeficiente real. Adicionalmente la desviación con respecto a éste no es muy importante, de

manera que resulta una hipótesis sencilla y ligeramente conservadora, lo que puede ser conveniente en la mayoría de los casos.

En la situación anterior, aún hay que recordar que el valor de  $F$  se desconoce, y por tanto las magnitudes de las componentes de la resistencia, de forma que es preciso actuar por aproximaciones sucesivas.

En la figura 7.4 se muestra un ejemplo del proceso a seguir para la obtención de  $F$ , que consta de los siguientes pasos:

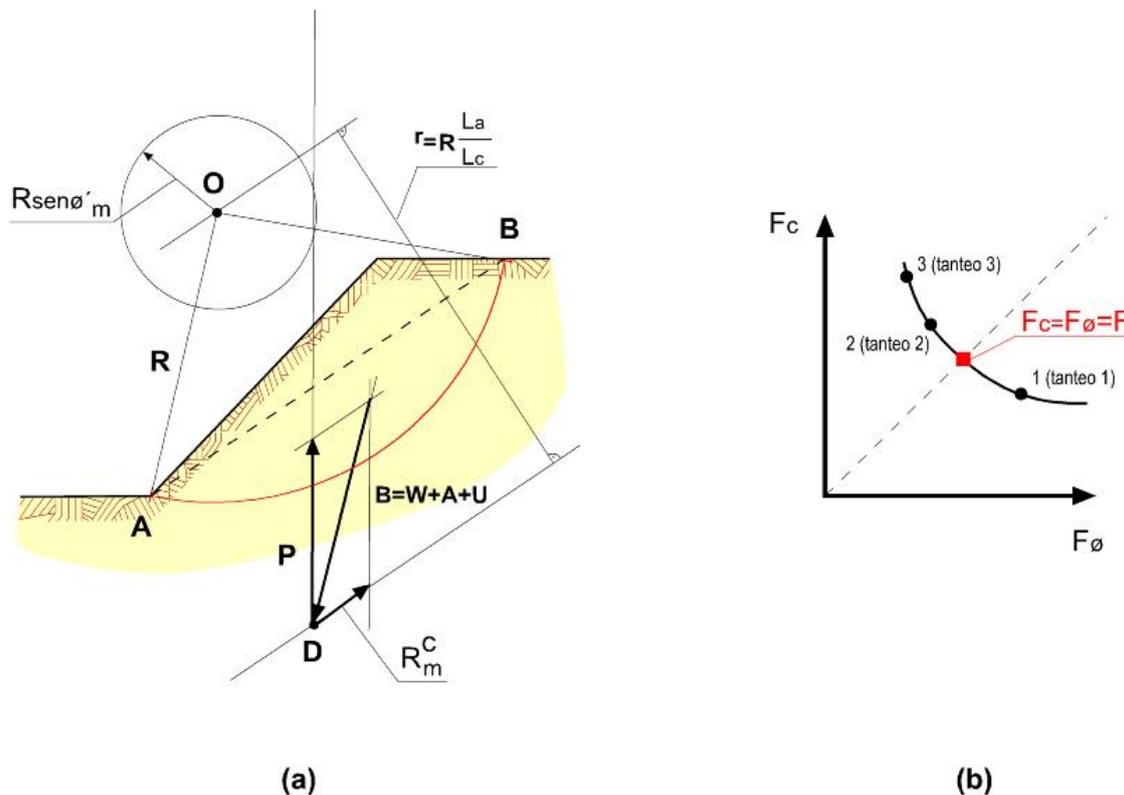


Figura 7.4: Método gráfico para determinar el factor de seguridad de una superficie de deslizamiento circular (en la figura 7.4.b se representa sólo uno de los tanteos).

1. Se obtiene el vector  $\mathbf{B}$ , resultante del peso  $\mathbf{W}$ , de la fuerza del agua  $\mathbf{U}$  y de las acciones externas  $\mathbf{A}$ .

2. Se determina el punto D, intersección del vector **B** y de la línea de acción de la resistencia cohesiva  $R_m^c$  (paralela a la cuerda AB, y situada a una distancia del centro del círculo O igual a  $r = \frac{L_a}{L_c} \cdot R$ ).
3. Se asume un valor inicial  $\phi'_m$ , lo que obviamente equivale a suponer un coeficiente de seguridad  $F = \tan\phi' / \tan\phi'_m$  que denominaremos  $F_\phi$ .
4. Con el valor de  $\phi'_m$  seleccionado se dibuja el círculo de rozamiento, de centro O y radio  $R \cdot \sin\phi'_m$ .
5. Para que haya equilibrio la línea de acción de la resultante **P** ha de pasar por el punto D. Además, por la hipótesis realizada en cuanto a las tensiones normales, dicha línea de acción ha de ser tangente al círculo de rozamiento. Se traza pues desde D una tangente a dicho círculo, que constituirá la línea de acción buscada.
6. Desde el extremo de **B** se traza una paralela a la cuerda AB (a la línea de acción de la resistencia cohesiva), y cerrando el paralelogramo de fuerzas se obtiene la magnitud de  $R_m^c$  y **P**.
7. Dado que  $R_m^c = c'_m \cdot L_c$ , el coeficiente de seguridad correspondiente, al que denominaremos  $F_c$ , será:

$$R_m^c = c'_m \cdot L_c = \frac{c'}{F_c} \cdot L_c \Rightarrow F_c = \frac{c' \cdot L_c}{R_m^c}$$

8. Obviamente el valor obtenido de  $F_c$  no tendrá por qué coincidir con el valor de  $F_\phi$  inicialmente supuesto, pero proporcionará un punto ( $F_\phi$ ,  $F_c$ ) en el gráfico de la figura 7.4.b.
9. Se supone otro valor de  $\phi'_m$  y se repite el proceso desde el paso (3), obteniendo un nuevo punto ( $F_\phi$ ,  $F_c$ ) en el gráfico 7.4.b.
10. Se repite el procedimiento (3 es usualmente suficiente) hasta trazar una curva de puntos ( $F_\phi$ ,  $F_c$ ). Su intersección con la recta  $F_\phi = F_c$  (a  $45^\circ$  desde el origen de coordenadas) proporcionará el factor de seguridad buscado.

Los pasos anteriores permiten determinar el factor de seguridad de un círculo de deslizamiento determinado. Para estimar el general del talud será necesario repetir el proceso completo con otras superficies circulares de deslizamiento hasta obtener la más desfavorable, es decir, la de coeficiente de seguridad mínimo.

#### **7.4.- El método del círculo de rozamiento modificado.**

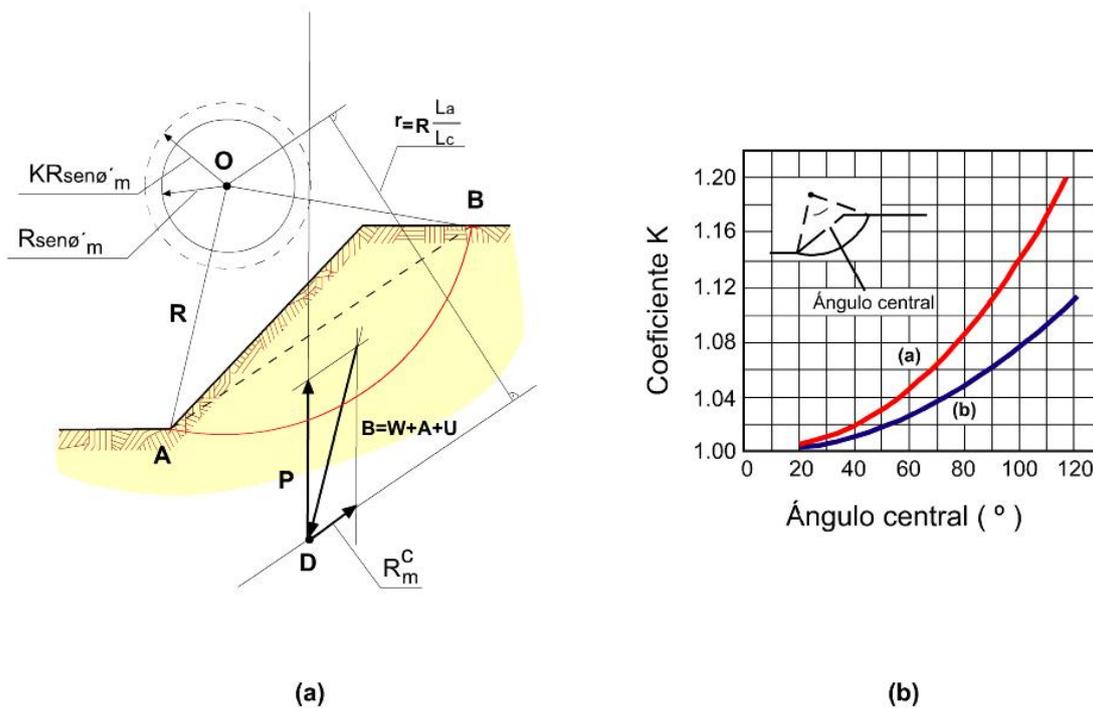
Con el fin de obtener una mayor precisión, Taylor (op. cit.) estudió otras formas de distribución de tensiones normales efectivas sobre la superficie de deslizamiento, cuyos aspectos más interesantes se describen a continuación.

En el apartado 7.2 se ha mostrado que la resultante **P** ha de pasar por el punto D (figura 7.3.c), pero no tiene por qué ser tangente al círculo de rozamiento de radio  $R\text{sen}\phi'_m$  (salvo en la hipótesis ya tratada de concentración de tensiones en un punto de la superficie de deslizamiento).

En todo caso, el brazo de **P** con respecto al centro **O** de la superficie de deslizamiento puede expresarse en función de  $R\text{sen}\phi'_m$  como  $KR\text{sen}\phi'_m$ , lo que quiere decir que la línea de acción de **P** será tangente a otro círculo centrado en **O** y de radio  $KR\text{sen}\phi'_m$  (figura 7.5.a), en donde K depende de la distribución de tensiones efectivas normales a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Asumiendo diversas formas de distribución de tensiones efectivas normales, Taylor derivó relaciones entre el parámetro K y el ángulo central AOB de la superficie de deslizamiento supuesta. Dichas relaciones se encuentran representadas en la figura 7.5. b.

La curva (a) corresponde a una distribución uniforme y la (b) a una distribución con tensión cero en los extremos A y B y senoidal en el resto. Taylor (op. cit.) indica que la representada por la curva (b) es la que más precisión puede proporcionar en la determinación del coeficiente de seguridad.



**Figura 7.5: Método gráfico del círculo de rozamiento modificado (tomada de Taylor (1966)).**

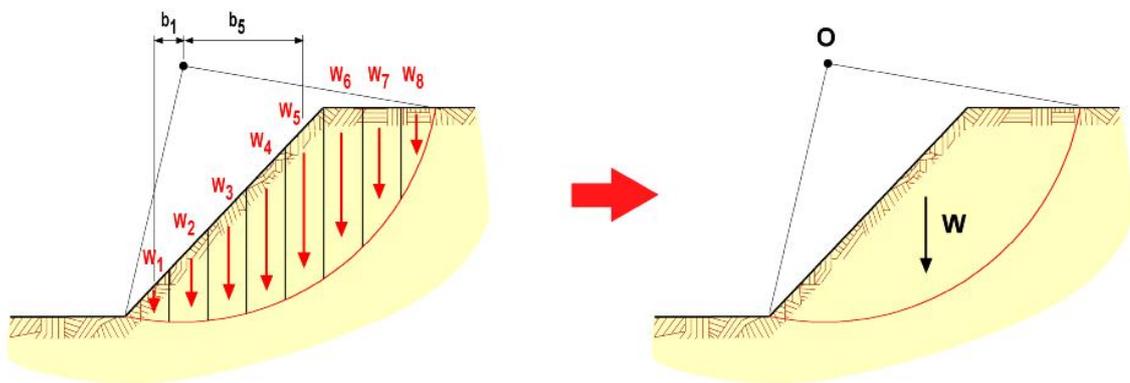
La resolución gráfica del problema es en todo análoga a la descrita en 7.3, con la única diferencia de que para cada superficie de deslizamiento, de ángulo central AOB, se ha de determinar primero el valor de K a partir del gráfico de la figura 7.5.b. Posteriormente, en el paso (4), en lugar de trazar alrededor de O un círculo de radio  $R\text{sen}\phi'_m$  habrá que trazar un círculo de radio  $KR\text{sen}\phi'_m$ , al que la resultante P habrá de ser tangente. Como puede comprobarse fácilmente, el caso estudiado en 7.3 es una simplificación del procedimiento anterior, para el que  $K=1$ .

### 7.5.- Determinación de las fuerzas W y U.

Al comienzo del apartado 7.2 se ha señalado que, tanto la fuerza W debida al peso de la masa potencialmente deslizante como la resultante U de las presiones intersticiales se encuentran definidas completamente (más bien, se pueden determinar).

En lo que respecta a la resultante del peso, su forma de obtención resulta muy simple. Basta con dividir la masa potencialmente deslizante en rebanadas verticales,

asimilables a trapecios o triángulos y calcular las áreas de cada una de ellas. Multiplicando por la densidad aparente del terreno se obtiene el peso de cada rebanada, cuya línea de acción estará centrada en ella. A continuación, la suma de todas ellas será la resultante buscada y, tomando momentos (por ejemplo respecto al centro del círculo), se podrá determinar su línea de acción (figura 7.6).



**Figura 7.6: Determinación de la resultante del peso W.**

Con relación a la resultante U de las presiones intersticiales, el procedimiento a seguir para el caso más general de existencia de una determinada red de flujo en el talud se encuentra representado esquemáticamente en la figura 7.7 y consta de los siguientes pasos:

1. Se divide la masa potencialmente deslizante en rebanadas.
2. A partir de la red de flujo se puede trazar la equipotencial que pasa por el punto medio de la base de cada rebanada y obtener la altura de presión:  $h = \frac{u}{\gamma_w}$ .
3. Llamando  $L_i$  a la longitud de la base de cada rebanada, se calcula la resultante de presión intersticial  $U_i$  que actúa sobre cada una de ellas:  $U_i = h \cdot \gamma_w \cdot L_i$ . La línea de acción de las  $U_i$  se supone que pasa por el centro de cada rebanada, y ha de ser perpendicular a la superficie de deslizamiento (pasar por O).

4. Se realiza la suma vectorial de las  $U_i$  y se obtiene la resultante buscada.

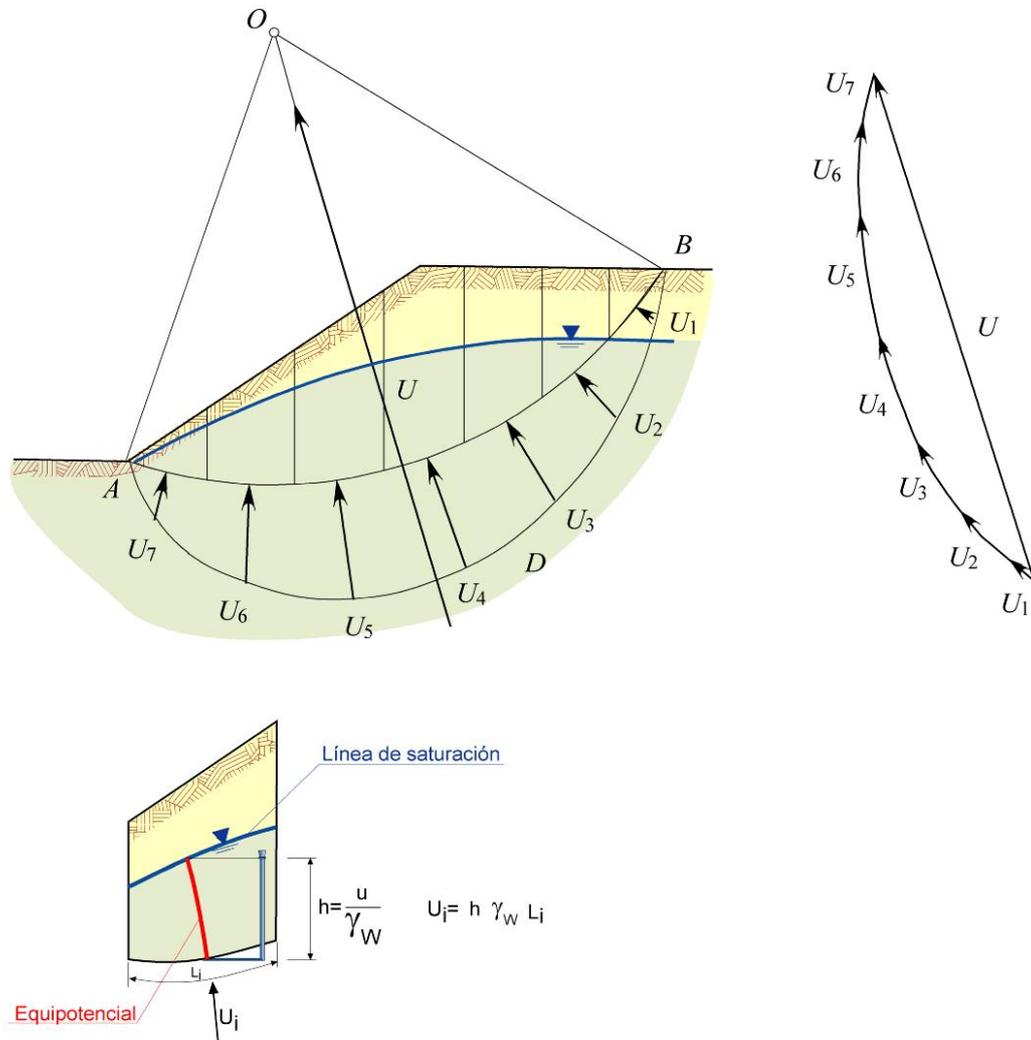


Figura 7.7: Determinación de la resultante  $U$  de las presiones intersticiales (adaptada de Taylor, 1966)

### 7.6.- Caso particular de un terreno sin rozamiento.

En arcillas homogéneas en condiciones no drenadas o a corto plazo, el problema de cálculo se simplifica sustancialmente tomando momentos simplemente con respecto al centro del círculo de deslizamiento  $O$ . Así de las fuerzas implicadas en el equilibrio (figura 7.8),  $N'$  y  $U$  no dan momentos con respecto a  $O$ , y además la resultante de la resistencia movilizada se reduce a la componente cohesiva:

$$R_m = \int_0^L S_m \cdot \vec{dl}; \quad S_m = \frac{S_u}{F}, \text{ donde}$$

- $S_m$  es la resistencia al corte movilizada
- $S_u$  la resistencia al corte sin drenaje del suelo
- $F$  el coeficiente de seguridad
- $L$  la longitud del arco AB
- $\vec{dl}$  el diferencial de longitud de dicho arco, considerado como vector.

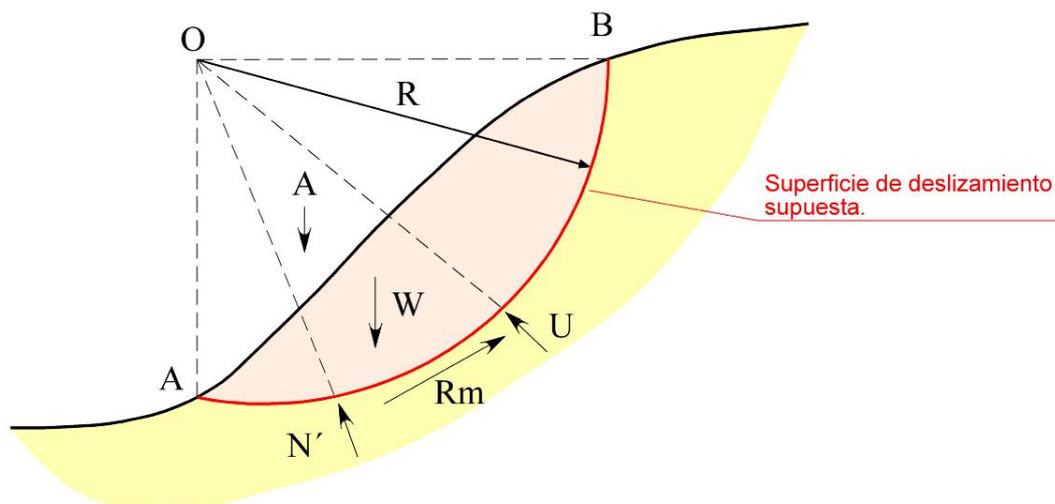


Figura 7.8: Fuerzas actuantes en una superficie circular de deslizamiento.

En estas circunstancias la suma de momentos del peso  $\mathbf{W}$ , las acciones externas  $\mathbf{A}$  y la resistencia movilizada  $\mathbf{R}_m$  habrá de ser nula:  $M_W + M_A + M_{Rm} = 0$ , donde  $M_{Rm} = S_u \cdot R \cdot L_a$ , siendo como siempre  $R$  el radio del círculo de deslizamiento y  $L_a$  la longitud del arco  $AB$ <sup>6</sup>.

Por lo tanto:

$$F = - \frac{S_u \cdot R \cdot L_a}{M_W + M_A}$$

## 8.- SISTEMATIZACIÓN DEL MÉTODO DEL CÍRCULO DE ROZAMIENTO. SOLUCIONES MEDIANTE ÁBACOS.

### 8.1.- Introducción.

En los apartados anteriores se ha descrito cómo obtener el coeficiente de seguridad de una determinada superficie de deslizamiento estableciendo las ecuaciones de equilibrio de la masa de suelo involucrada. También se ha apuntado que es necesario repetir el mismo proceso de cálculo con diversas superficies de deslizamiento hasta obtener la más desfavorable (la que proporciona menor coeficiente de seguridad), lo que sin duda resulta bastante tedioso y lento.

Como ha sido tan habitual en la historia de la práctica ingenieril, para hacer frente a esta dificultad en ausencia de ordenadores, diversos autores concentraron sus esfuerzos en la obtención de ábacos de uso más sencillo e inmediato.

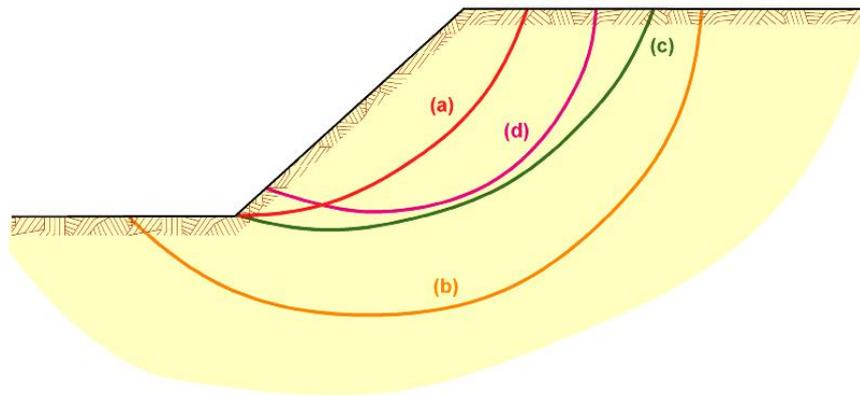
Obviamente las variables implicadas son muchas, y por ello existen un buen número de ábacos y tablas disponibles. En los apartados siguientes se describen algunos de los de uso más común y práctico.

En general, para el empleo de los ábacos se emplea una determinada nomenclatura

---

<sup>6</sup> La expresión anterior es válida para  $S_u$  constante a lo largo de la línea de deslizamiento. En caso de que la resistencia al corte varíe, basta con realizar la integral o el sumatorio correspondiente en el cómputo del momento resistente.

que permite distinguir entre diferentes tipos de círculos de deslizamiento. Dicha nomenclatura se encuentra recogida en la figura 8.1. Al pie de la misma se indican asimismo las situaciones en las que cada tipo de rotura es más probable, lo que sin duda resulta muy práctico desde el punto de vista del planteamiento de los análisis de estabilidad a realizar.



**Figura 8.1: Denominación de las diversas tipologías de círculos de deslizamiento (tomado de Jiménez Salas, J.A. & Molina, R.).**

- a) **Círculo superficial de pie.** Pasa por el pie del talud y su punto más bajo se encuentra en dicho pie. Se produce en los casos siguientes:
- En taludes formados por terreno con  $\phi'$  medio a alto.
  - En taludes de  $\phi'$  medio a bajo, y aún nulo, siempre que su pendiente sea importante, mayor que un valor que se indica más adelante.
- b) **Círculo profundo:** Pasa por debajo del pie del talud.
- Se produce en taludes tendidos con  $\phi'$  muy bajo o nulo.
- c) **Círculo profundo de pie.** Pasa por el pie del talud pero profundiza por debajo de éste en algún punto.
- Se produce en casos intermedios entre (a) y (b).
- d) **Círculo de talud:** La línea de deslizamiento aflora en la cara del talud.

## 8.2.- Abaco de Taylor para terrenos homogéneos sin rozamiento.

Taylor (op. cit) realizó cálculos sistemáticos sobre la estabilidad de taludes homogéneos bajo la acción exclusiva de acciones gravitatorias (sin cargas externas) y obtuvo las superficies de deslizamiento críticas y los coeficientes de seguridad mínimos asociados. En este apartado se describen sus resultados, recogidos en forma de ábacos, para el caso de taludes en arcillas homogéneas cuando las condiciones pueden suponerse no drenadas o a corto plazo. El empleo de estos ábacos requiere la previa definición de una serie de variables geométricas, que se encuentran representadas en la figura 8.2<sup>7</sup>.

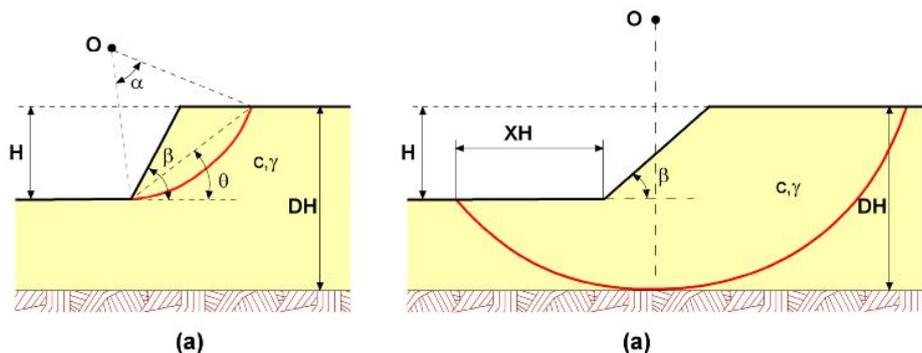


Figura 8.2: Definición de variables geométricas para el empleo de los ábacos de Taylor (tomada de Jiménez Salas, J.A. et al. (1976)).

- **H**: altura del talud
- $\beta$ : inclinación del talud
- **D**: Factor de profundidad. El producto **DH** señala la profundidad, medida desde la coronación del talud, del punto más bajo del círculo crítico. Cuando exista un estrato duro que afecte a las condiciones de estabilidad, **DH** representará la profundidad de dicho estrato desde la coronación del talud.

<sup>7</sup> La detallada descripción de los ábacos de Taylor contenida en estos apartados se ha tomado, con pequeñas modificaciones o añadidos, de Jiménez Salas, J.A. & Molina, R.

- **XH**: Distancia del punto de afloramiento del círculo crítico al pie del talud en función de la altura del mismo. Se considera positivo cuando dicho círculo pasa por debajo del pie.
- $\alpha$ : ángulo del sector circular que define el círculo crítico.
- $\theta$ : ángulo que forma la cuerda del círculo crítico con la horizontal

Por otra parte, el uso de un mismo ábaco para cualquier tipo de talud requiere la utilización de algunos parámetros adimensionales. Taylor empleó para ello el llamado **Coefficiente de Estabilidad  $N_s$** , definido como:

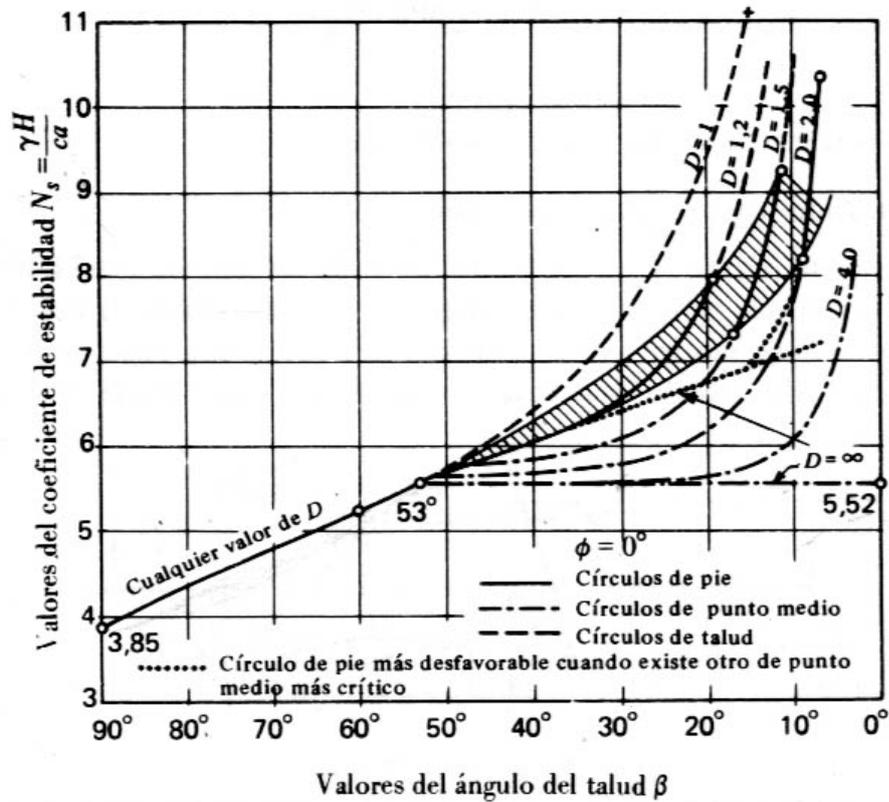
$$N_s = \frac{\gamma \cdot H}{c_a}, \text{ donde:}$$

- $\gamma$ : es el peso específico aparente del terreno.
- **H**: es la altura del talud definida en la figura 8.2.
- $c_a$  es la cohesión movilizada. De acuerdo con la nomenclatura empleada hasta ahora en estas líneas, dicha cohesión será:

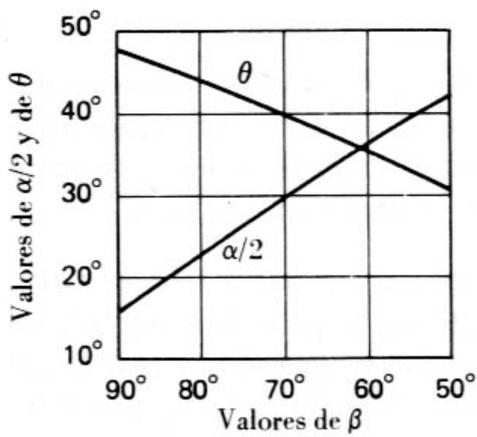
$$c_a = S_{u_m} = \frac{S_u}{F}$$

Hechas estas consideraciones, la figura 8.3 reproduce los ábacos de Taylor para el caso descrito:

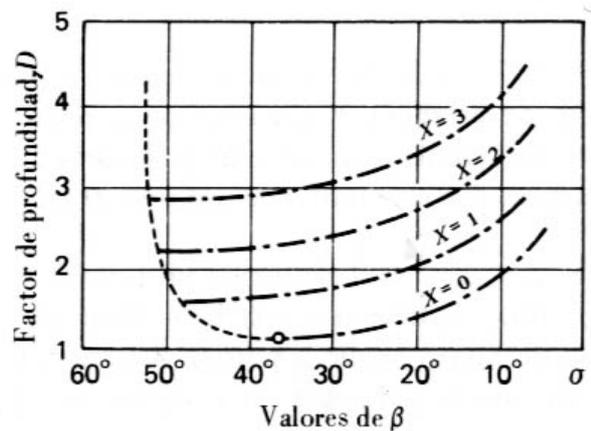
- La 8.3.a recoge la relación entre el ángulo del talud ( $\beta$ ), el factor de profundidad y el coeficiente de estabilidad  $N_s$ .
- La 8.3.b muestra la relación entre el ángulo del talud ( $\beta$ ) y los ángulos ( $\alpha$ ) y ( $\theta$ ) que sitúan el círculo de pie crítico cuando  $\beta \geq 50^\circ$ .
- La 8.3.c refleja la relación entre el ángulo del talud ( $\beta$ ) y el factor de profundidad ( $D$ ) para varios valores de  $X$ .



(a)



(b)

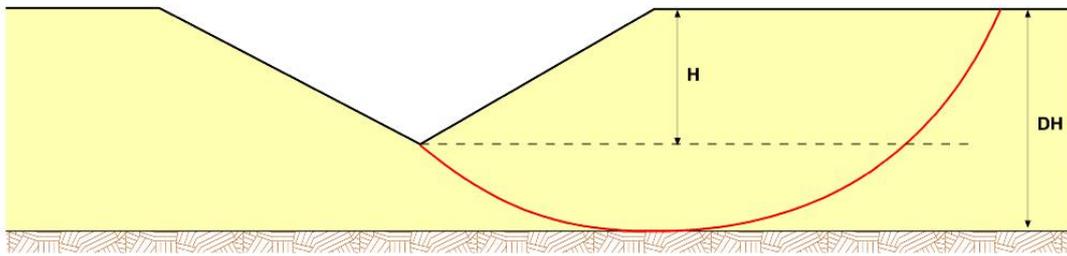


(c)

Figura 8.3. Abacos de Taylor para terrenos sin rozamiento (tomados de Jiménez Salas, J.A. et. al. (1976).

De su consulta detallada se pueden extraer algunas observaciones de indudable interés práctico:

- Si  $\beta \geq 60^\circ$  el círculo crítico es **superficial de pie**.
- Si  $60 > \beta \geq 53^\circ$ , el círculo crítico es **profundo de pie**. Esta condición requiere que el factor de profundidad sea  $D > 1$  (en caso contrario el círculo no podría profundizar por debajo del pie). Si no se da esa condición y no puede desarrollarse un círculo profundo de pie, el círculo crítico será tangente al estrato duro y podrá cortar al talud (**círculo de talud**). En cualquier caso, para las inclinaciones de talud fijadas el número de estabilidad no será muy diferente si se considera o no la existencia del estrato duro.
- Si  $\beta < 53^\circ$  se pueden distinguir 4 casos:
  - En la zona rayada los círculos críticos son de pie.
  - Por debajo de la zona rayada el círculo crítico es profundo y tangente al estrato duro. Además, para un terreno sin rozamiento el centro del círculo se sitúa en la vertical que pasa por el punto medio del talud, por lo que también se le denomina **círculo de punto medio**. Si no existe estrato duro ( $D = \infty$ ), el círculo crítico sigue siendo profundo y de punto medio, y su radio es infinito. Observando el ábaco se puede comprobar que en esta situación el coeficiente de estabilidad es  $N_s = 5,52$  (es decir,  $F = \frac{5,52 \cdot S_u}{\gamma \cdot H}$ ).
  - Si existe limitación de  $X$  (ver por ejemplo la figura 8.4), el círculo crítico no podrá ser de punto medio. Para  $X=0$ , único caso resuelto por Taylor, el círculo más desfavorable será de pie y la evaluación de su seguridad puede realizarse a partir de la línea de puntos del ábaco 8.3.a.
  - Por encima de la zona rayada los círculos críticos son de talud y tangentes al estrato duro.



**Figura 8.4: Limitación en el desarrollo de un círculo de punto medio por la existencia de suelo junto al pie del talud (tomada de Jiménez Salas, J.A. et. al. (1976).**

### 8.3.- Abaco de Hunter & Schuster (1968) para terrenos sin rozamiento y resistencia creciente con la profundidad.

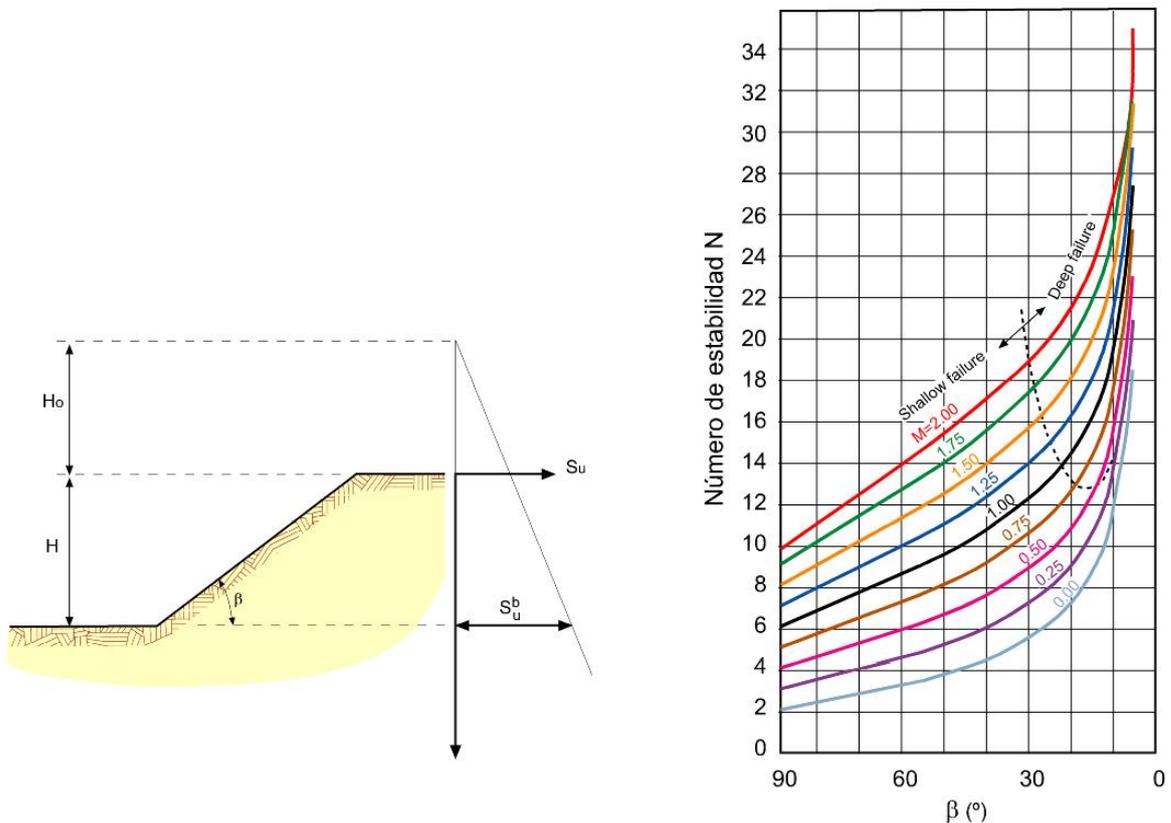
Es muy habitual que la resistencia al corte sin drenaje no sea constante, sino que aumente con la profundidad (en una arcilla normalmente consolidada, en teoría de forma lineal). Evidentemente, si se ha de diseñar una excavación en este tipo de suelos puede ser interesante tener en cuenta este efecto.

El proceso a seguir es el siguiente (figura 8.5):

1. Si la resistencia al corte sin drenaje  $S_u$  no es nula en la coronación del talud, se extrapola el perfil lineal de resistencia hasta determinar el valor de  $H_0$  en el que  $S_u$  sería nulo (figura 8.5.a).
  2. Se calcula el factor  $M = \frac{H_0}{H}$ , siendo  $H$  la altura del talud.
  3. En función de la inclinación del talud ( $\beta$ ) y de  $M$  se determina el **Número de estabilidad N** del ábaco de la figura 8.5.b.
- A partir de la resistencia al corte sin drenaje al nivel del pie del talud,  $S_u^b$  se obtiene el valor del coeficiente de seguridad  $F$ , que viene dado por la expresión:

$$F = N \cdot \frac{S_u^b}{\gamma \cdot (H + H_0)}, \text{ donde}$$

$\gamma$  es el peso específico aparente del suelo, promediado si varía a lo largo de la vertical del talud.



**Figura 8.5: Abacos de Hunter & Schuster (1968) para suelos sin rozamiento y con resistencia al corte sin drenaje linealmente creciente con la profundidad. (Tomada de Soriano, A. (1997)).**

#### 8.4.- Abaco de Taylor para terrenos homogéneos con cohesión y rozamiento.

Este caso se encuentra resuelto en el ábaco de la figura 8.6, si bien su validez es limitada ya que sólo considera el talud “seco”, sin presiones intersticiales. La nomenclatura empleada es similar a la del apartado 8.2, con las siguientes observaciones:

- $\phi_a$  es el ángulo de rozamiento efectivo movilizado. De acuerdo con la nomenclatura empleada en estas líneas:

$$\phi_a = \phi'_m = \arctan\left(\frac{\tan\phi'}{F}\right)$$

- $c_a$  es la cohesión movilizada.

$$c_a = c'_m = \frac{c'}{F}$$

Como parámetro adimensional, en el eje de ordenadas se emplea el **Número de estabilidad**, inverso del coeficiente de estabilidad del apartado 8.2:

$$N = \frac{c_a}{\gamma \cdot H} = \frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot F}$$

Como puede apreciarse, a igualdad de circunstancias cuanto mayor sea N, menor resulta el coeficiente de seguridad.

El ábaco se divide en dos grandes zonas. En la A los círculos críticos son siempre **superficiales de pie**, mientras que en la B penetran por debajo de dicho pie. En esta última zona se observan sin embargo diversas líneas continuas o a trazos, largos o cortos.

Aunque el mismo ábaco incluye una leyenda explicativa (casos 1, 2 y 3), su interpretación y empleo no resultan inmediatos, de manera que resulta de interés realizar una descripción algo más detallada (no se incluyen en esta descripción las situaciones del ábaco con  $\phi_a=0$ , que ya se han incluido en la descripción del caso sin drenaje).

Para ello, en primer lugar se seguirán sucesivamente las líneas del ábaco correspondientes a los distintos rozamientos movilizados  $\phi'_a$ . Posteriormente se comentarán los casos en los que parece existir una duplicidad de posibilidades (líneas diferentes para los mismos rozamientos movilizados).

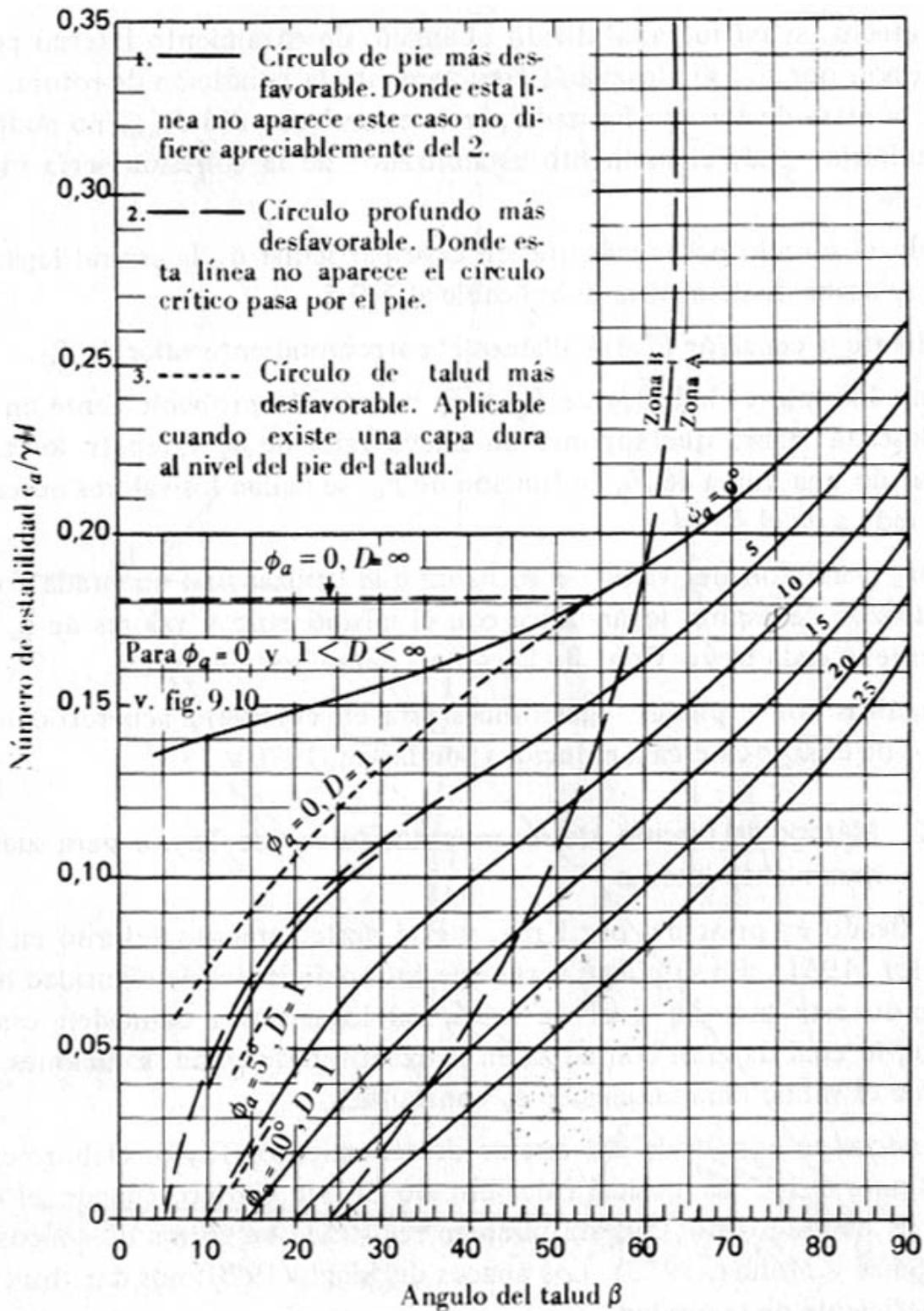


Figura 8.6: Abaco de Taylor para suelos con cohesión y rozamiento. (Tomado de Jiménez Salas, J.A. et al, 1976).

1.  $\phi_a = 5^\circ$ .

- a) Para  $\beta > 57^\circ$  se está en zona A y por lo tanto el círculo crítico es **superficial de pie** (línea continua).
- b) Para  $33 < \beta < 57^\circ$  se está en zona B, luego el círculo crítico penetra por debajo del pie del talud. Además es un círculo de pie (línea continua), luego siguiendo la terminología de la figura 8.1 se trataría de un **círculo profundo de pie** ( $D > 1$ ). No obstante, este mecanismo podría no ser posible en el caso de que existiera un estrato duro a escasa profundidad que no dejara que el círculo profundizara. Esta cuestión se analiza más adelante.
- c) Para  $\beta < 33^\circ$  la línea es discontinua con trazos largos, por lo que el círculo crítico será **profundo**. De nuevo, su desarrollo podría estar condicionado a la existencia de un estrato duro a escasa profundidad (limitación de D), o a la existencia de terreno junto al pie del talud (limitación de X). Ambos casos se discuten más adelante.

2.  $\phi_a = 10^\circ$ .

- a) Para  $\beta > 52^\circ$  la situación es análoga a la 1(a). El círculo crítico es superficial de pie.
- b) Para  $15 < \beta < 52^\circ$  la situación es análoga a la 1(b). El círculo crítico es profundo de pie, con las limitaciones señaladas.
- c) Para  $\beta < 15^\circ$  la situación es análoga a la 1(c). El círculo crítico es profundo con las limitaciones señaladas.

3.  $\phi_a = 15^\circ$ .

Los círculos críticos pasan siempre por el pie del talud. Para  $\beta > 46^\circ$  son superficiales de pie, y para  $\beta < 46^\circ$  profundos de pie.

4.  $\phi_a = 20^\circ$ .

Los círculos críticos pasan siempre por el pie del talud. Para  $\beta > 35^\circ$  son superficiales de pie, y para  $\beta < 35^\circ$  profundos de pie.

5.  $\phi_a = 25^\circ$ .

Los círculos críticos son siempre superficiales de pie.

Limitaciones de X (ver figura 8.2).

Para  $\phi_a = 5^\circ$  y  $10 < \beta < 30^\circ$  el ábaco muestra una línea continua por debajo de la de trazos largos. Esta línea proporciona el número de estabilidad para el círculo superficial de pie más desfavorable, aunque ya se ha señalado que el crítico es profundo (la línea de trazos largos está por encima de la continua).

Esta situación serviría por tanto para el caso anunciado de existencia de suelo u otro impedimento junto al pie (figura 8.4, con  $X=0$ ) que limite el desarrollo de un círculo profundo.

En cualquier caso, la diferencia entre los números de estabilidad de ambas líneas es muy pequeña, y suponer el profundo se encuentra del lado de la seguridad, aunque no se pueda producir.

Limitaciones de D (ver figura 8.2).

En el ábaco se observan dos pequeños tramos de trazo corto en los que figura  $D=1$  para  $\phi_a = 5^\circ$  y  $\phi_a = 10^\circ$ . Corresponden a los círculos de talud (caso 3 del ábaco) más desfavorables para el caso anunciado de que la existencia de un estrato duro no permita el desarrollo de círculos profundos. De nuevo, suponer el círculo profundo a efectos de cálculo, aunque no pueda producirse, resulta conservador, ya que proporciona un menor coeficiente de seguridad.

Comentarios finales.

- En el ábaco hay que introducir el rozamiento o la cohesión movilizados, lo que implica la necesidad de realizar hipótesis iniciales sobre el factor de seguridad. El

procedimiento a seguir requiere por tanto varios tanteos y el empleo de una construcción gráfica como la de la figura 7.4.b.

- El ábaco es sólo estrictamente válido para taludes sin presión intersticial. Se puede obtener sin embargo una idea (sólo aproximada) del coeficiente de seguridad cuando exista presión intersticial a partir del siguiente procedimiento:

Conocido el régimen de presión intersticial en términos del factor:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h} = \frac{u}{\sigma_v}$$

se puede suponer que:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \approx c' + (\sigma_v - u) \cdot \tan \phi'$$

En consecuencia, se puede establecer:

$$\tau = c' + (\sigma_v - r_u \cdot \sigma_v) \tan \phi' = c' + \sigma_v \cdot (1 - r_u) \tan \phi',$$

lo que, de alguna manera, permite emplear un rozamiento ficticio  $\phi''$  en el ábaco que incorpore el efecto de la presión intersticial, de tal forma que

$$\tan \phi'' = (1 - r_u) \cdot \tan \phi'$$

### 8.5.- Abacos de Hoek y Bray.

El estudio de roturas circulares planteado por estos autores se encuentra contenido en un texto sobre estabilidad de taludes en roca (Hoek & Bray, 1981). Como es sabido, en este tipo de materiales las inestabilidades se encuentran gobernadas en general por la existencia de discontinuidades (planos de estratificación, juntas, etc.).

Sin embargo, cuando el macizo rocoso se encuentra fuertemente alterado y fracturado puede llegar a comportarse como si de un “suelo homogéneo” se tratara. En estas circunstancias la tipología de rotura más probable sería la circular.

Para estudiar este tipo de roturas Hoek & Bray elaboraron los ábacos que a continuación se presentan. Los cálculos realizados para su obtención se encuentran basados en el método del círculo de rozamiento, con la hipótesis conservadora de concentración de tensiones en un sólo punto del círculo de deslizamiento (ver 7.3), e incorporan dos efectos de indudable interés y utilidad práctica:

- a) La existencia de presiones intersticiales en el seno del talud.

Este efecto se incorpora a los cálculos a partir de la resolución de varias de redes de flujo estacionario que representan con bastante acierto situaciones típicas en taludes reales. Los casos estudiados, desde talud “seco” a talud completamente saturado y con recarga, se muestran en la figura 8.8.

- b) El desarrollo de una grieta de tracción en la coronación del talud.

Para incluir este efecto, también muy habitual, los autores realizaron diversos cálculos hasta obtener la combinación [círculo de deslizamiento - localización de grieta] más desfavorable para cada geometría de talud y para cada régimen de presión intersticial supuestos.

Como posible limitación, los cálculos realizados y los ábacos resultantes consideran sólo círculos de pie. Para su justificación, Hoek & Bray señalan, citando a Terzaghi, que este tipo de rotura es la más desfavorable en terrenos en los que  $\phi' > 5^\circ$ .

A este respecto se puede indicar, como se ha visto anteriormente, que la diferencia en el ábaco de Taylor (figura 8.6) entre considerar círculos de pie o profundos, cuando éstos últimos son los críticos, no es en exceso relevante. Además, estas ligeras diferencias sólo se producen efectivamente con valores de  $\phi'_a$  muy bajos, lo que de alguna manera justifica la hipótesis de Hoek & Bray.

Finalmente, los ábacos evidentemente excluyen las roturas producidas en condiciones sin drenaje ( $c=S_u$ ,  $\phi_u=0$ ), para las que ya se ha visto que los círculos más desfavorables pueden no ser de pie. En cualquier caso, como Hoek & Bray señalan, dichas situaciones no se producen en macizos rocosos de excavaciones mineras, como los estudiados por ellos.

En definitiva, los ábacos pueden emplearse para estudiar la estabilidad de taludes en terrenos homogéneos, tipo suelo o roca muy fracturada, en los no sea necesario considerar situaciones sin drenaje o a “corto plazo”.

El proceso a seguir para el empleo de los ábacos, que se encuentran recogidos en las figuras 8.9 a 8.13, es el siguiente (figura 8.7):

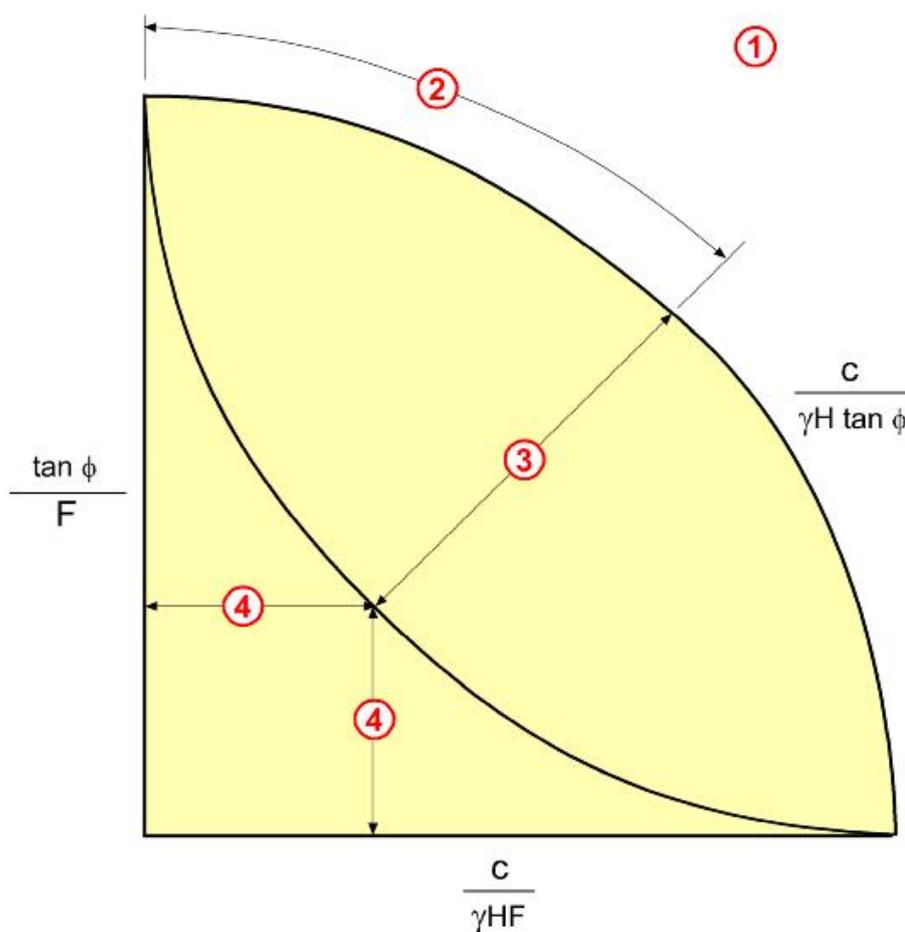


Figura 8.7: Procedimiento para determinar el coeficiente de seguridad de un talud. (Tomado de Hoek & Bray, (1981).

1. Conocido el régimen de presión intersticial en el talud, se selecciona en la figura 8.8 la situación que más se aproxima a la realidad, lo que proporciona el ábaco a emplear.
2. En el ábaco seleccionado se determina el parámetro adimensional

$$\frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot \tan \phi'}, \text{ donde:}$$

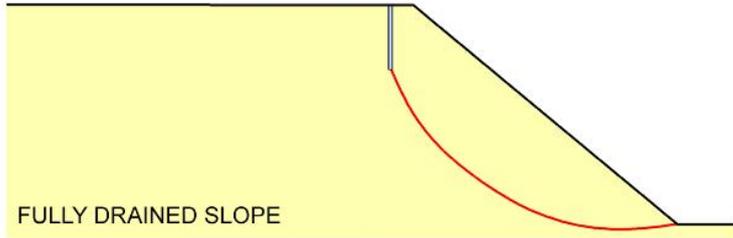
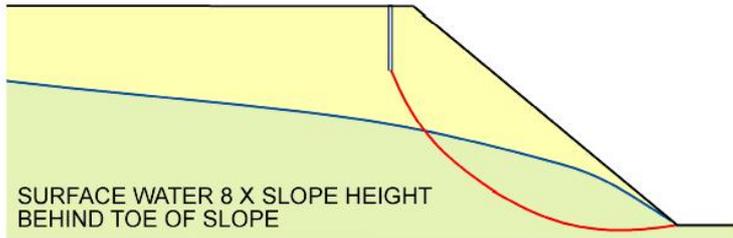
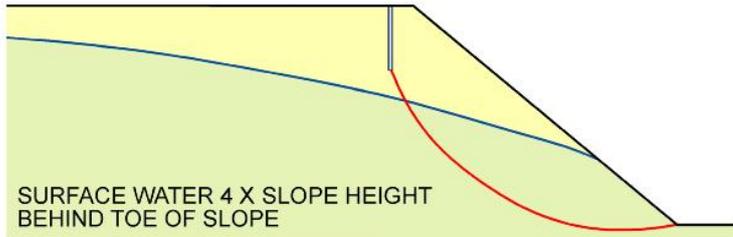
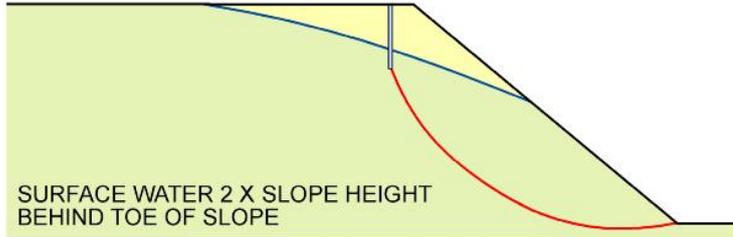
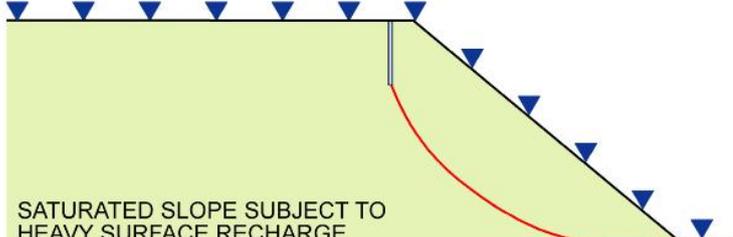
- $\gamma$ : es el peso específico aparente del terreno, representativo del cuerpo del talud.
  - **H**: es la altura del talud.
  - **c'** y  $\phi'$  son la cohesión y ángulo de rozamiento interno efectivos del terreno.
3. A continuación se localiza el valor numérico del parámetro anterior en el borde circular exterior del ábaco.

A partir de ese punto se recorre el radio del ábaco hacia el origen de coordenadas, hasta interceptar la línea que representa el ángulo de inclinación del talud.

4. Desde el punto de intersección se traza una horizontal o una vertical, que proporcionan respectivamente los parámetros adimensionales:

$$\frac{\tan \phi'}{F} \text{ y } \frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot F}$$

a partir de los cuáles se puede obtener indistintamente el coeficiente de seguridad F.

GROUNDWATER FLOW CONDITIONS	CHART NUMBERS
 <p>FULLY DRAINED SLOPE</p>	<b>1</b>
 <p>SURFACE WATER 8 X SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE</p>	<b>2</b>
 <p>SURFACE WATER 4 X SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE</p>	<b>3</b>
 <p>SURFACE WATER 2 X SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE</p>	<b>4</b>
 <p>SATURATED SLOPE SUBJECT TO HEAVY SURFACE RECHARGE</p>	<b>5</b>

**Figura 8.8: Condiciones de flujo de agua y presión intersticial para la selección del ábaco de cálculo (Tomado de Hoek & Bray, (1981)).**

## CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 1

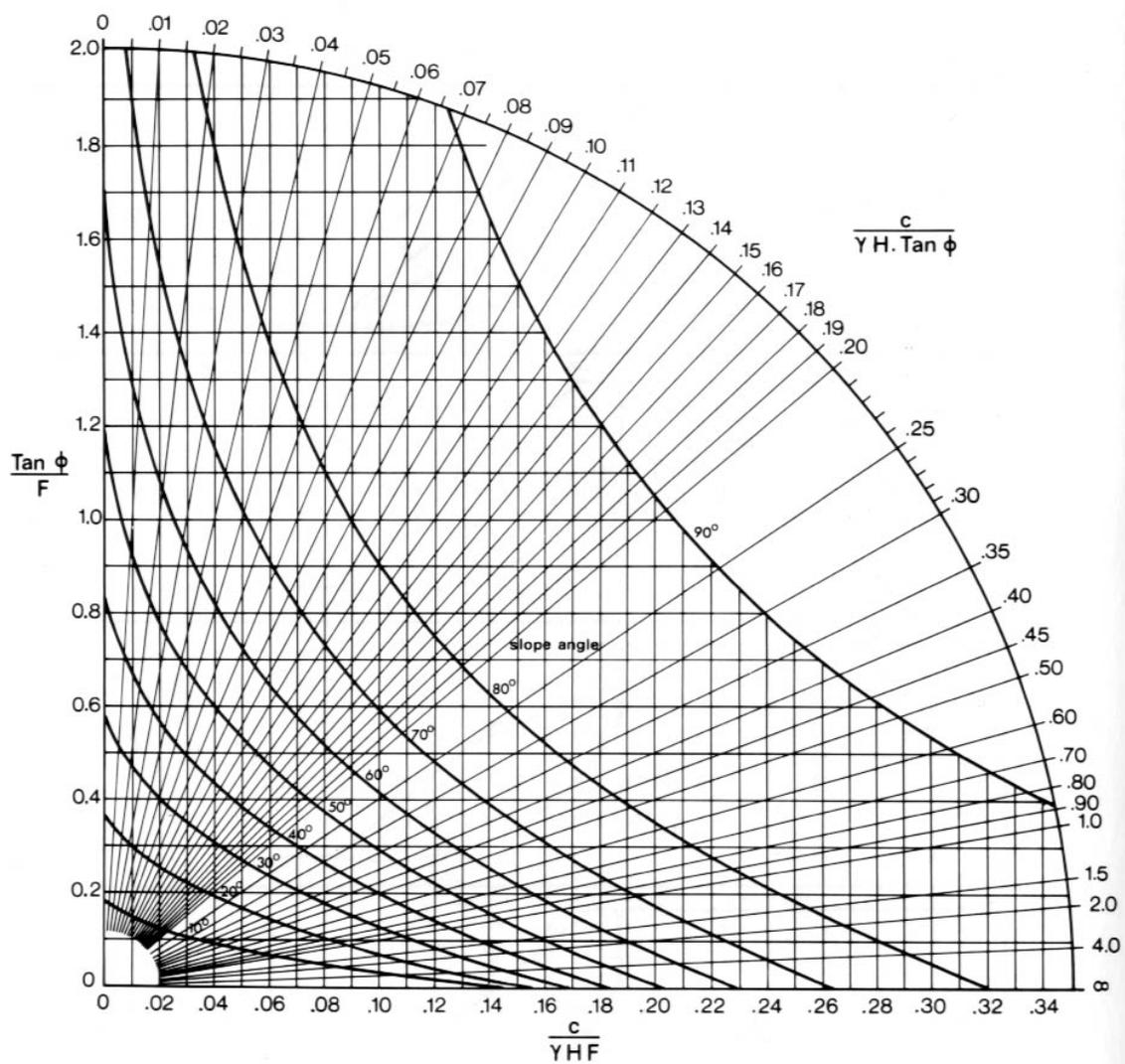


Figura 8.9: Abaco 1 (Tomado de Hoek & Bray, (1981)).

## CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 2

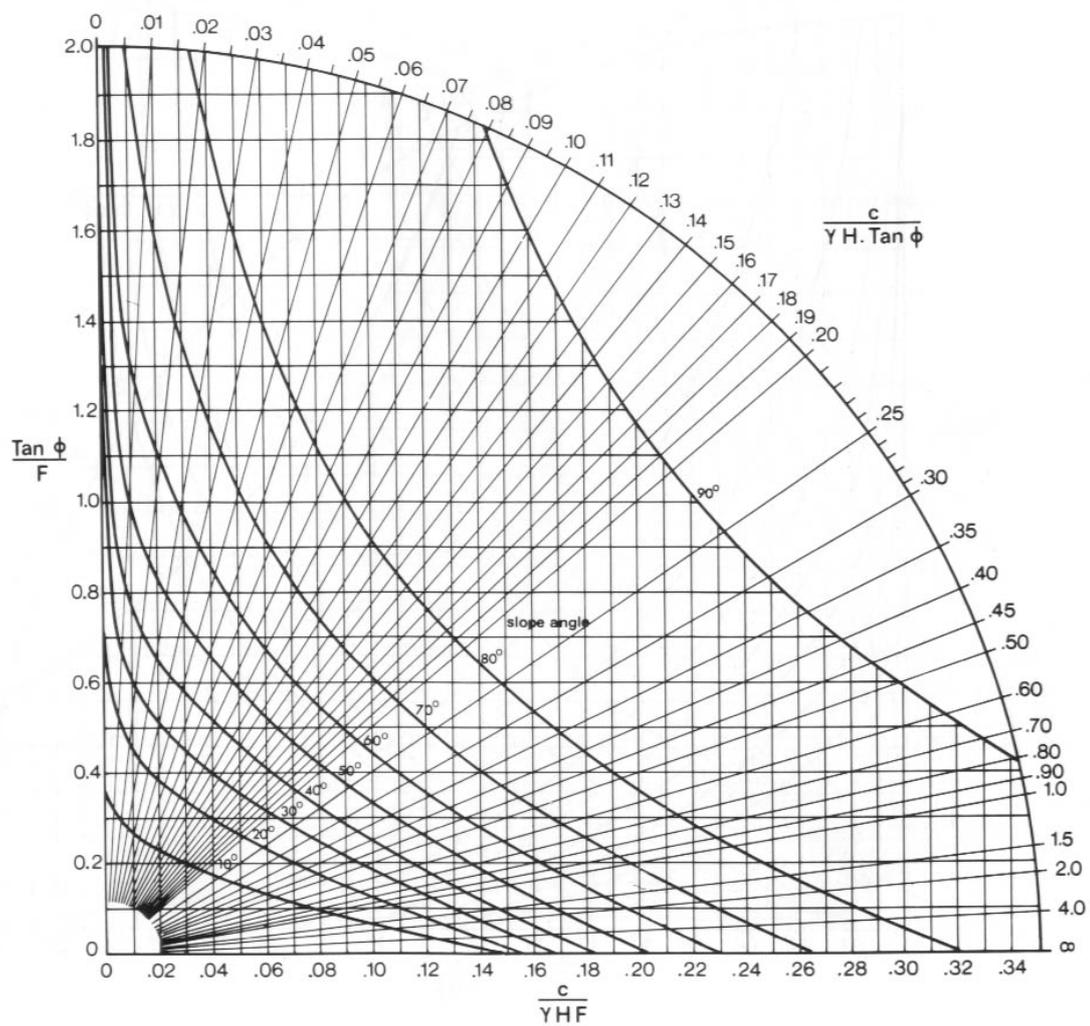


Figura 8.10: Abaco 2 (Tomado de Hoek & Bray, (1981)).

### CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 3

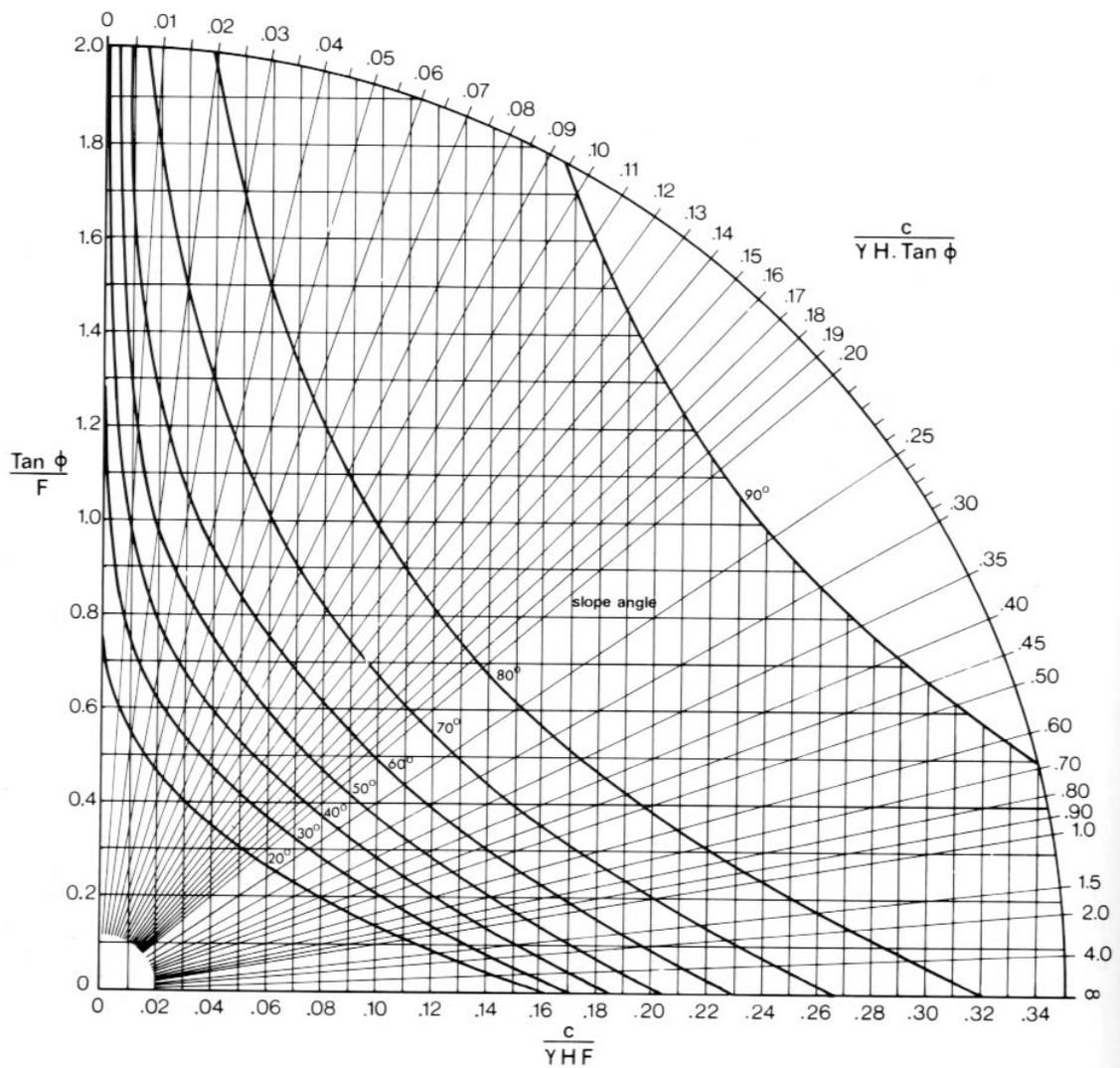


Figura 8.11: Abaco 3 (Tomado de Hoek & Bray, (1981)).

## CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 4

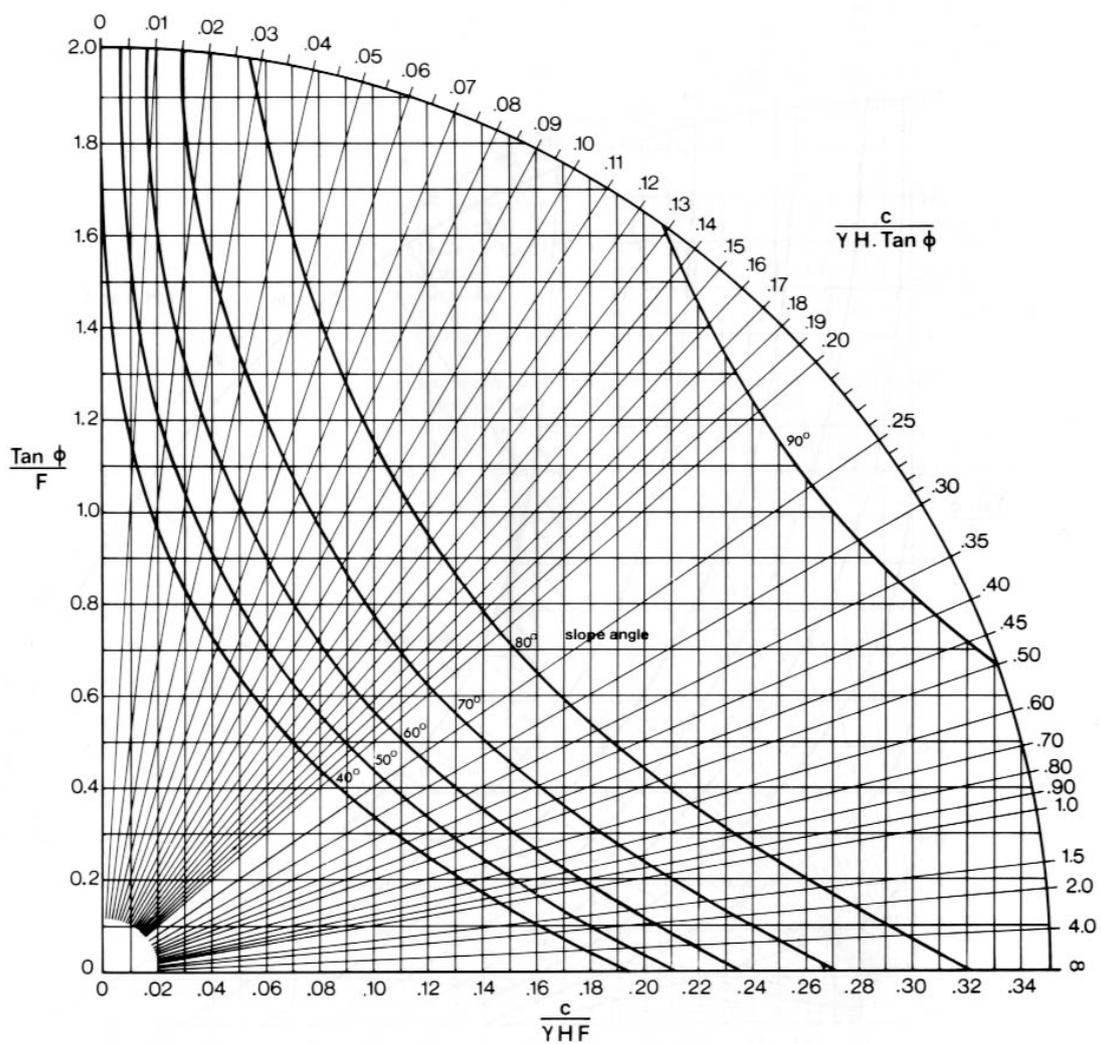


Figura 8.12: Abaco 4 (Tomado de Hoek & Bray, (1981)).

## CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 5

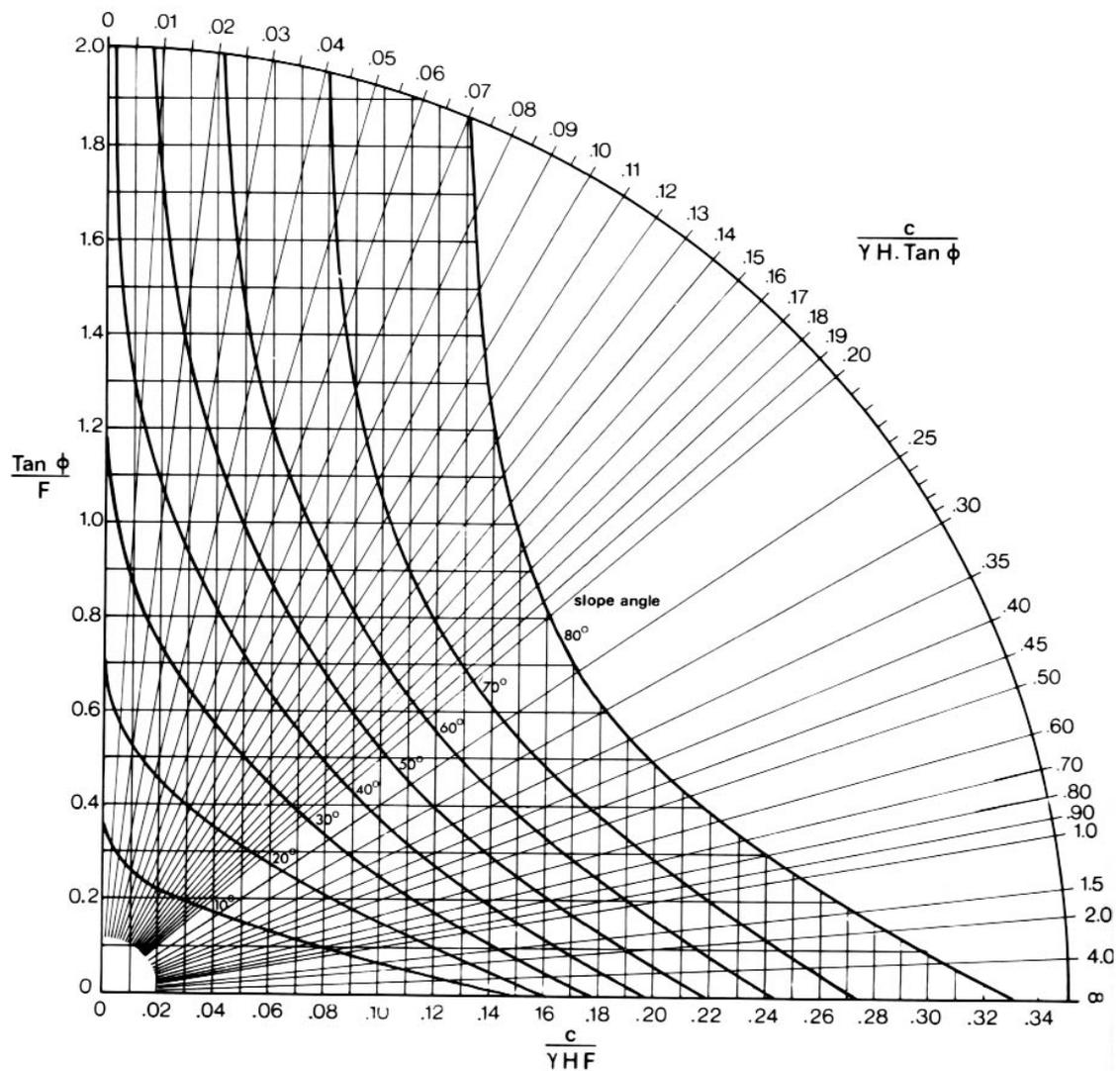


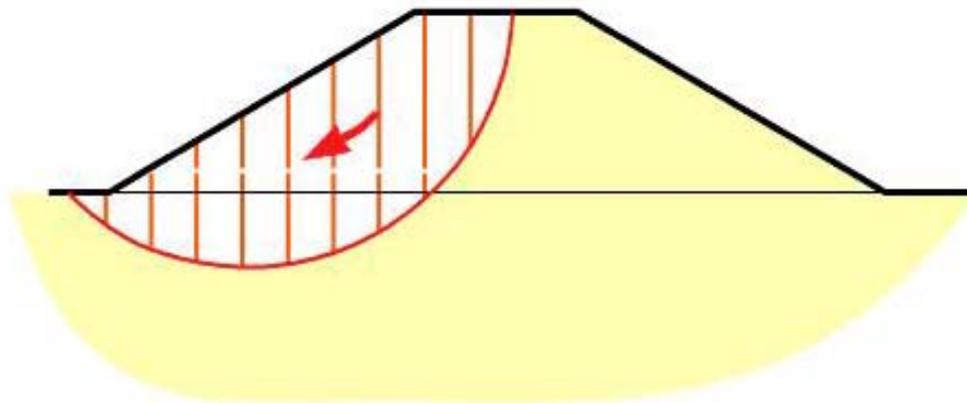
Figura 8.13: Abaco 5 (Tomado de Hoek & Bray, (1981)).

## 9.- MÉTODOS DE REBANADAS.

### 9.1.- Fundamentos del método.

Como se ha visto en los apartados anteriores, el método del círculo de rozamiento desarrollado para estudiar el equilibrio global de una masa de suelo potencialmente inestable se encontraba matemáticamente indeterminado al existir un mayor número de incógnitas que de ecuaciones. Para evitar este efecto era necesario realizar alguna hipótesis sobre la distribución de tensiones efectivas normales a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Con el fin de racionalizar esta hipótesis, Fellenius planteó estudiar el equilibrio, no de toda la masa potencialmente deslizante, sino de una serie de fajas o rebanadas verticales en las que dicha masa se dividiría (figura 9.1).



**Figura 9.1: División en rebanadas de una masa de suelo potencialmente inestable.**

La idea proviene del razonamiento intuitivo de que la tensión normal en un punto cualquiera de una superficie de deslizamiento ha de depender fundamentalmente del peso de suelo que gravita sobre él. De esta manera, dividiendo la masa de suelo en rebanadas suficientemente pequeñas (es decir, en un número suficientemente grande de rebanadas), se puede asumir que las fuerzas normales en cada rebanada actúan en el punto medio de su base.

Evidentemente el estudio del equilibrio de las rebanadas da lugar a la necesidad de considerar las fuerzas de interacción que actúan entre ellas, cosa que no ocurría con los métodos globales. De hecho, una de las diferencias entre los métodos de rebanadas y los de equilibrio global es la necesidad de realizar hipótesis sobre las fuerzas de interacción entre rebanadas, en lugar de sobre la distribución de tensiones normales a lo largo de la línea de deslizamiento. Precisamente las diferencias entre los diversos métodos de rebanadas disponibles provienen en general de las hipótesis realizadas en este sentido, que lógicamente influirán en la distribución de las tensiones normales, aunque en bastantes ocasiones de forma secundaria.

Los métodos de rebanadas también son de equilibrio límite y requieren postular una determinada superficie de deslizamiento, para la que se calcula el coeficiente de seguridad. En consecuencia, como en casos anteriores resulta necesario repetir los cálculos con diversas superficies hasta encontrar la crítica (la de menor coeficiente de seguridad).

Por último, los métodos de rebanadas, además de ser más exactos, presentan algunas ventajas con respecto a los de equilibrio de la masa global, entre las que cabe destacar:

1. Los parámetros de resistencia al corte ( $c'$ ,  $\phi'$ ) a lo largo de la superficie de deslizamiento (bases de las rebanadas) se pueden modificar de rebanada a rebanada, de manera que es posible considerar taludes no homogéneos con diversos tipos de terreno.
2. Algunos de los métodos no requieren que las superficies de deslizamiento a tantear sean circulares, de forma que facilitan el análisis de formas de rotura gobernadas por heterogeneidades geológicas o estratigráficas (figura 4.2).

## **9.2.- Definición de rebanadas. Variables, incógnitas y ecuaciones.**

En la figura 9.2 se ha representado un talud con superficie de deslizamiento circular, de la que se ha extraído una rebanada. Se han representado asimismo las principales variables geométricas que la definen, así como las fuerzas que actúan sobre ella y que habría que considerar para su equilibrio. Estas son:



### 9.2.1.- Variables geométricas.

- $b_i$ : ancho de la rebanada
- $l_i$ : longitud de la base de la rebanada
- $\alpha_i$ : ángulo que forma la inclinación de la rebanada con la horizontal.
- $h_i$ : altura media de la rebanada.
- $x_i$ : brazo del peso de la rebanada con respecto al centro del círculo.
- $\Omega$ : ángulo central del círculo de deslizamiento.

### 9.2.2.- Fuerzas:

- $W_i$ : Peso de la rebanada.
- $U_i$ : Resultante de las presiones intersticiales que actúan en la base de la rebanada.
- $N'_i$ : Resultante de las tensiones efectivas normales en la base de la rebanada.
- $R_{m,i}$ : Resultante de las tensiones tangenciales movilizadas en la base de la rebanada.

Dado que el criterio de rotura adoptado es el de Mohr-Coulomb, resulta:

$$R_{m,i} = \frac{c'}{F} \cdot l_i + N'_i \cdot \frac{\tan \phi'}{F},$$

donde  $c'$  y  $\phi'$  son la cohesión y rozamiento interno efectivos en plano de la base de la rebanada.

- $X_i, X_{i+1}$ : Resultantes de las tensiones tangenciales en las caras verticales de uno y otro lado de la rebanada.
- $E_i, E_{i+1}$ : Resultantes de las tensiones normales en las caras verticales a uno y otro lado de la rebanada.

- $A_i$ : resultante de las cargas exteriores al talud situadas en la rebanada. (No se ha considerado en el dibujo para simplificar la explicación, pero su inclusión en cálculo resulta inmediata).

De las fuerzas anteriores, el peso de la rebanada puede ser fácilmente calculado, y la resultante de las presiones intersticiales y su punto de aplicación también pueden deducirse conocido el régimen de flujo existente.

### 9.2.3.- Ecuaciones

Suponiendo ahora que el talud se divide en  $n$  rebanadas, se tendrían las siguientes incógnitas:

Parámetro	Nº de incógnitas existentes	Observaciones
Fuerzas $N'_i$	$n$	Una por rebanada
Punto de aplicación de $N'_i$	$n$	Una por rebanada
Resistencia al corte movilizada $R_{m,i}$	$n$	Una por rebanada
Fuerzas tangenciales entre rebanadas $X_i$	$n-1$	En las rebanadas extremas sólo actúa una, interior al talud.
Fuerzas normales entre rebanadas ( $E_i$ )	$n-1$	En las rebanadas extremas sólo actúa una, interior al talud.
Punto de aplicación de fuerzas normales ( $E_i$ )	$n-1$	En las rebanadas extremas sólo actúa una, interior al talud
Coefficiente de seguridad ( $F$ )	1	Se supone constante a lo largo de toda la superficie de deslizamiento
<b>SUMA</b>	<b><math>6n-2</math></b>	

Con relación a las ecuaciones, se dispone de las siguientes:

Relación básica	Nº de ecuaciones disponibles	Observaciones
Equilibrio de fuerzas horizontales	n	Una por rebanada
Equilibrio de fuerzas verticales	n	Una por rebanada
Equilibrio de momentos	n	Una por rebanada
Criterio de rotura $R = c' \cdot l_i + N'_i \cdot \tan \phi'$	n	Una por rebanada
<b>SUMA</b>	<b>4n</b>	

Como puede apreciarse, existen  $(6n-2)-4n = 2n-2$  más incógnitas que ecuaciones, luego para resolver el problema es necesario realizar  $2n-2$  hipótesis adicionales.

Una de las más simples, común a todos los métodos, es suponer, como se ha indicado antes, que el punto de aplicación de las fuerzas  $N'_i$  se encuentra en el centro de la base de la rebanada. Esto sería cierto si se hace tender el número de rebanadas a infinito, y en la práctica la aproximación resulta razonable con un número suficiente de éstas.

Con relación al resto, los métodos disponibles se diferencian precisamente en las hipótesis que se realizan al respecto, tal y como se describe a continuación.

### 9.3.- Métodos aproximados.

Son aquéllos en los que, por el número de hipótesis realizadas, no se llegan a satisfacer todas las ecuaciones de equilibrio. Los más relevantes por su difusión práctica son los siguientes:

#### 9.3.1.- Rotura circular. Método de Fellenius o “convencional”.

Fellenius (1936) desarrolló el primer método de cálculo de estabilidad de taludes mediante su división en rebanadas verticales. La superficie de deslizamiento se supone circular, y la condición fundamental para la obtención del coeficiente de seguridad se basa en el equilibrio de momentos.

El método parte de la hipótesis ya apuntada de que el punto de aplicación de  $N'_i$  se sitúa en el centro de la base de cada rebanada, lo que da lugar a que la resultante  $N_i = N'_i + U_i$  en cada una de ellas deba pasar por el centro del círculo O. Además, la suma de los momentos de las fuerzas entre rebanadas a lo largo de todo el talud resulta nula, con lo que problema queda bastante simplificado.

Así, tomando momentos con respecto a O, las únicas fuerza implicadas son los pesos y las resultantes de resistencia movilizada:

$$\sum_1^n W_i \cdot x_i = \sum_1^n R_{m,i} \cdot R$$

o lo que es lo mismo:

$$\sum_1^n W_i \cdot R \cdot \text{sen} \alpha_i = \sum_1^n \left[ \frac{c'_i \cdot l_i}{F} + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \frac{\tan \phi'_i}{F} \right] \cdot R \quad (8)$$

Asumiendo ahora que el coeficiente de seguridad es único a lo largo de la superficie,

---

<sup>8</sup> Dado que el coeficiente de seguridad se determina a partir del equilibrio de momentos, a los efectos de esta líneas se le denominará  $F_m$ .

se puede despejar éste de la expresión anterior, resultando:

$$F = \frac{\sum_1^n [c'_i \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum_1^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i} \quad (9.1)$$

Para determinar a continuación la fuerza normal en la base de las rebanadas,  $N_i$ , de las dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas disponibles, Fellenius eligió calcular sólo el equilibrio en una dirección: la perpendicular a la base de cada rebanada:

$$N_i = [W_i + X_i - X_{i+1}] \cdot \cos \alpha_i - [E_i - E_{i+1}] \cdot \text{sen} \alpha_i \quad (9.2)$$

con lo que sustituyendo (9.2) en (9.1):

$$F = \frac{1}{\sum_1^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i} \cdot \sum_1^n \{ [c'_i \cdot l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \tan \phi'_i] + [(X_i - X_{i+1}) \cdot \cos \alpha_i - (E_i - E_{i+1}) \text{sen} \alpha_i] \tan \phi'_i \}$$

A la vista de esta complicada ecuación, en la que en principio sería necesario conocer las fuerzas entre rebanadas  $X_i$  y  $E_i$ , Fellenius decidió realizar la hipótesis simplificadora de que:

$$\sum_1^n [(X_i - X_{i+1}) \cdot \cos \alpha_i - (E_i - E_{i+1}) \text{sen} \alpha_i] \cdot \tan \phi'_i = 0,$$

que en realidad equivale a suponer que todas las fuerzas entre rebanadas son nulas:

$$\forall i; X_i = E_i = 0$$

En consecuencia, el factor de seguridad resulta:

$$F = \frac{\sum_1^n [c'_i \cdot l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \tan \phi'_i]}{\sum_1^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i} \quad (9.3)$$

En resumen, las hipótesis adicionales realizadas por Fellenius fueron:

Parámetro	Nº de hipótesis
Punto de aplicación de $N'_i$	n
Fuerzas tangenciales entre rebanadas $X_i$	n-1
Fuerzas normales entre rebanadas ( $E_i$ )	n-1
<b>SUMA</b>	<b>3n-2</b>

lo que supone haber realizado **n** hipótesis más de las estrictamente necesarias (una por rebanada). Evidentemente, no cumple con todas las condiciones de equilibrio.

Este método, que como puede apreciarse resulta muy sencillo en su aplicación y tan sólo requiere la realización de un sumatorio “a mano” o mediante una hoja de cálculo, resulta aceptable si la variación del ángulo  $\alpha_i$  es discreta, o lo que es lo mismo, si el ángulo central  $\Omega$  es relativamente pequeño.

En caso contrario el efecto de la presión intersticial se magnifica y puede dar lugar a valores de  $N'_i$  excesivamente bajos, o incluso negativos, lo que reduce el coeficiente de seguridad obtenido.

### 9.3.2.- Rotura circular. Método simplificado de Bishop.

En 1954 Bishop desarrolló un procedimiento similar al de Fellenius, introduciendo una variante de importancia.

Las consideraciones iniciales en cuanto a la posición de las fuerzas  $N'_i$  y a la selección del equilibrio de momentos como condición de equilibrio fundamental resultan iguales a la propuesta por Fellenius, con lo que el desarrollo es idéntico hasta la obtención de la expresión (9.1).

$$F = \frac{\sum_1^n [c'_i \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi'_i]}{\sum_1^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i} \quad (9.1)$$

Con respecto al equilibrio de fuerzas, Bishop seleccionó también una sola dirección, pero en este caso fue la vertical por el centro de cada rebanada. En estas condiciones la ecuación de equilibrio correspondiente resulta (ver figura 9.2):

$$(N'_i + u_i \cdot l_i) \cdot \cos \alpha_i + R_{m,i} \cdot \text{sen} \alpha_i = W_i + (X_i - X_{i+1})$$

y sustituyendo  $R_{m,i}$ :

$$(N'_i + u_i \cdot l_i) \cdot \cos \alpha_i + \frac{1}{F_m} [c'_i \cdot l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i] \cdot \text{sen} \alpha_i = W_i + (X_i - X_{i+1})$$

Despejando  $N'_i$  de esta expresión:

$$N'_i = N_i - u_i \cdot l_i = \frac{W_i + (X_i - X_{i+1}) - l_i \left[ u_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{c'_i}{F} \cdot \text{sen} \alpha_i \right]}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi'_i}{F} \cdot \text{sen} \alpha_i} \quad (9.4)$$

Llamando ahora  $\Delta T_i = X_i - X_{i+1}$ , recordando que  $b_i = l_i \cdot \cos \alpha_i$  y sustituyendo (9.4) en (9.1):

$$F = \frac{\sum_1^n \left\{ [c'_i \cdot b_i + (W_i + \Delta T_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \phi'_i] \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi'_i \cdot \tan \alpha_i}{F}} \right\}}{\sum_1^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i}$$

La expresión anterior corresponde al método “más riguroso” de Bishop. Como puede apreciarse, el coeficiente de seguridad se encuentra implícito en la ecuación, lo que obliga asumir un coeficiente de seguridad inicial (cuando los cálculos se realizaban sin ordenador, frecuentemente se partía del coeficiente del método de Fellenius algo mayorado) y llevar a cabo varias iteraciones hasta que la solución converge.

Por otra parte, en la ecuación anterior figuran las fuerzas verticales entre rebanadas. Dado que en principio son desconocidas, Bishop sugirió suponerlas todas nulas ( $\forall i; X_i = 0$ ), lo que dio lugar al llamado “método simplificado”, que también ha de resolverse por iteraciones y cuya expresión resulta:

$$F_m = \frac{\sum_1^n \left\{ [c'_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \phi'_i] \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi'_i \cdot \tan \alpha_i}{F_m}} \right\}}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (9.5)$$

Para introducir de nuevo las fuerzas entre rebanadas, Bishop propuso ajustarlas mediante iteraciones hasta cumplir las  $n$  ecuaciones de equilibrio horizontal. Sin embargo este proceso resulta difícil, de forma que el procedimiento que realmente se difundió de forma universal fue el “simplificado”.

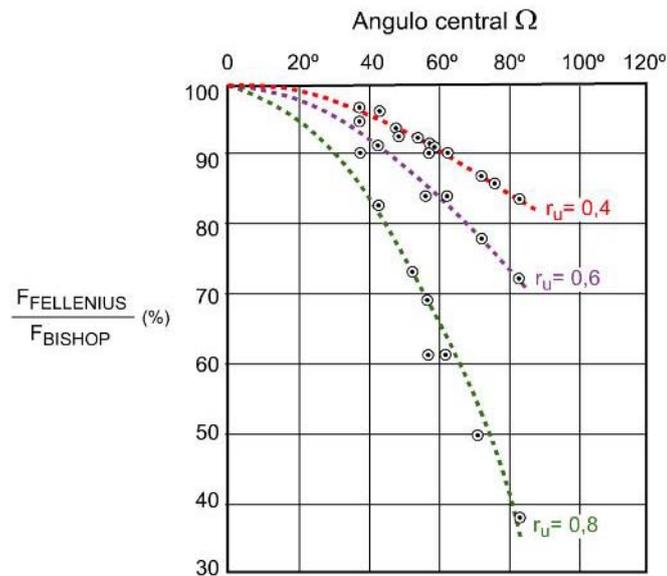
Resumiendo, las hipótesis adicionales realizadas por Bishop para el caso simplificado serían:

Parámetro	Nº de hipótesis
Punto de aplicación de $N'_i$	$n$
Fuerzas tangenciales entre rebanadas $X_i$	$n-1$
<b>SUMA</b>	<b><math>2n-1</math></b>

lo que supone haber realizado 1 hipótesis más de las estrictamente necesarias, dando lugar a la necesidad de resolver por iteraciones.

Para finalizar, es interesante hacer notar que con este método la sobreestimación del efecto de las presiones intersticiales para ángulos centrales elevados no es tan severo

como en el método de Fellenius, proporcionando coeficientes de seguridad más elevados y próximos a la realidad. La figura 9.3 muestra las comparaciones realizadas por Bishop (1955) entre ambos procedimientos para diversos valores del ángulo central y del factor  $r_u$ .

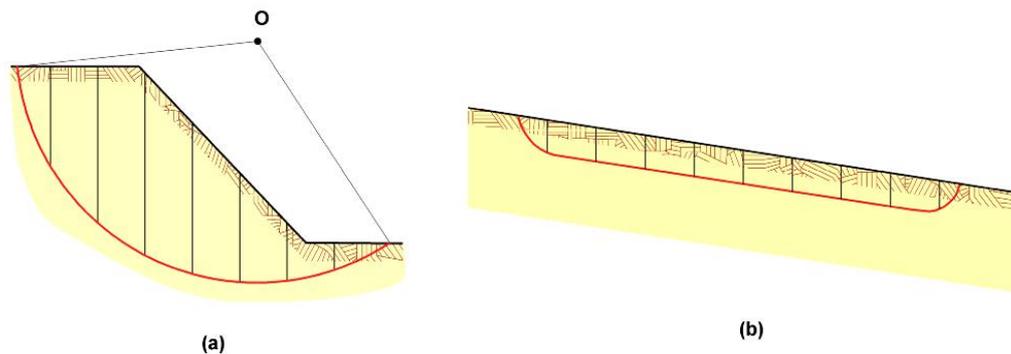


**Figura 9.3: Comparación entre los métodos de Fellenius y Bishop simplificado con relación al ángulo central del círculo de deslizamiento y al factor  $r_u$  de presión intersticial. (Bishop, 1955).**

### 9.3.3.- Rotura no circular. Método simplificado de Janbu.

En los métodos de Fellenius y Bishop la condición fundamental a satisfacer es la de equilibrio de momentos. De hecho, en ninguno de los dos casos se satisface el equilibrio de fuerzas horizontales.

Puestos a elegir, si se tiene que renunciar a una de las ecuaciones de equilibrio, la propuesta anterior resulta intuitivamente razonable en el caso de mecanismos de rotura marcadamente rotacionales (figura 9.4.a). Sin embargo, existen otras situaciones y mecanismos de rotura en los que, también intuitivamente, el equilibrio en la horizontal parece más relevante. Este sería el caso, por ejemplo, de deslizamientos marcadamente traslacionales (figura 9.4.b).



**Figura 9.4: Importancia relativa del cumplimiento del equilibrio de momentos o de fuerzas horizontales en función del probable mecanismo de rotura.**

Para este tipo de situaciones, Janbu (1955) desarrolló un método de rebanadas, en el que la ecuación de equilibrio fundamental es precisamente la de fuerzas horizontales (no cumple el equilibrio de momentos). El procedimiento se puede emplear para cualquier forma de la superficie de deslizamiento, que habitualmente hay que definir punto a punto a partir de consideraciones geológicas.

En lo que respecta al planteamiento del método, al igual que en el de Bishop, se considera el equilibrio de fuerzas verticales en cada rebanada. Asimismo se supone que  $\Delta T_i = 0$ , lo que da lugar al método "simplificado" de Janbu.

Resolviendo el equilibrio de las fuerzas horizontales, se obtiene la siguiente expresión para el factor de seguridad:

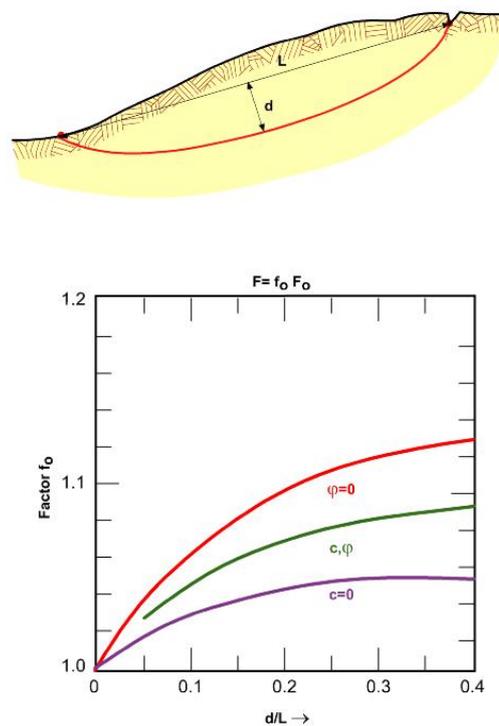
$$F = \frac{\sum_1^n \left\{ [c'_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \phi'_i] \cdot \frac{1}{n_{\alpha_i}} \right\}}{\sum_1^n W_i \cdot \tan \alpha_i} \quad (9.6)^9$$

donde:

<sup>9</sup> Dado que el coeficiente de seguridad se determina a partir del equilibrio de fuerzas, a los efectos de esta líneas se le denominará  $F_f$ .

$$n_{\alpha} = \cos^2 \alpha_i \cdot \left(1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi'_i}{F_f}\right)$$

Posteriormente, Janbu (1973) introdujo un factor empírico de corrección ( $f_0$ ) sobre el coeficiente de seguridad anterior con el fin de mejorar los resultados. Dicho factor, dependiente del tipo de suelo y de la geometría del deslizamiento, se muestra la figura 9.5.



**Figura 9.5: Factor de corrección  $f_0$  para el método de Janbu ( $F=f_0 \cdot F_f$ ).**

Como en el caso de Bishop simplificado, el número de hipótesis adicionales es  $2n-1$ , una más de las necesarias.

#### 9.4.- Métodos completos o rigurosos.

Se denominan así los que cumplen todas las ecuaciones de equilibrio, lo que les permite considerar cualquier forma en la superficie de rotura.

Con el fin de explicar conceptualmente este tipo de métodos, supóngase para

simplificar que la superficie de deslizamiento considerada es circular<sup>10</sup>.

Adoptando la primera hipótesis habitual de que las fuerzas normales  $N'_i$  se localizan en el centro de la base de cada rebanada y empleando la misma notación que para el caso simplificado de Bishop, la ecuación de equilibrio de momentos resultaría de nuevo (figura 9.2):

$$\sum_1^n W_i \cdot x_i = \sum_1^n R_{m,i} \cdot R$$

y aceptando que el coeficiente de seguridad  $F_m$  respecto al equilibrio de momentos es constante a lo largo de todo el talud:

$$F_m = \frac{R}{\sum_1^n W_i \cdot x_i} \cdot \sum_1^n [c'_i \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi'_i] \quad (9.6)$$

Resolviendo ahora el equilibrio horizontal en todo el talud (al realizar el sumatorio las fuerzas entre rebanadas se desaparecen):

$$\sum_1^n N_i \cdot \text{sen} \alpha_i = \sum_1^n R_{m,i} \cdot \text{cos} \alpha_i$$

Sustituyendo la expresión de  $R_{m,i}$  y aceptando que el coeficiente de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas horizontales  $F_f$  es constante a lo largo de toda la superficie de deslizamiento:

$$\sum_1^n N_i \cdot \text{sen} \alpha_i = \frac{1}{F_f} \sum_1^n [c'_i \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi'_i] \cdot \text{cos} \alpha_i$$

y por lo tanto:

---

<sup>10</sup> El método es general y permite la consideración de cualquier forma de superficie de deslizamiento, lo que conlleva una cierta complejidad en las ecuaciones. A efectos ilustrativos el caso particular de la superficie circular resulta más sencilla.

$$F_f = \frac{\sum_1^n [c'_i \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi'_i] \cdot \cos \alpha_i}{\sum_1^n N_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (9.7)$$

La fuerza normal en la base de las rebanadas se determina, como en el caso de Bishop, mediante el equilibrio en la vertical:

$$N'_i = N_i - u_i \cdot l_i = \frac{W_i + (X_i - X_{i+1}) - l_i \left[ u_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{c'_i}{F} \cdot \sin \alpha_i \right]}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi'_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \quad (9.8)$$

donde F en la ecuación (9.8) es  $F_m$  o  $F_f$ , dependiendo de si considera el equilibrio de momentos (9.6) o de fuerzas (9.7).

Para resolver el problema se necesita realizar alguna hipótesis adicional con respecto a las fuerzas entre rebanadas, siendo precisamente esta hipótesis la que diferencia los diversos métodos completos.

#### 9.4.1.- Método de Morgenstern & Price (1965) y GLE<sup>11</sup>.

En este primer caso se supone que la relación entre las fuerzas entre rebanadas puede expresarse mediante una función:

$$\frac{X_i}{E_i} = \lambda \cdot f(x)$$

donde  $f(x)$  (figura 9.6) describe de alguna manera la forma en que  $X_i/E_i$  varía a lo largo del talud, y el coeficiente  $\lambda$  ( $0 < \lambda < 1$ ) es un factor de corrección a determinar (incógnita) para que se cumplan las condiciones de equilibrio horizontal y de momentos ( $F_m = F_f$ ).

---

<sup>11</sup> Este procedimiento es muy similar al denominado GLE (Generalized Limit Equilibrium Method), debido a Fredlund et. al. (1982), por lo que tratan conjuntamente

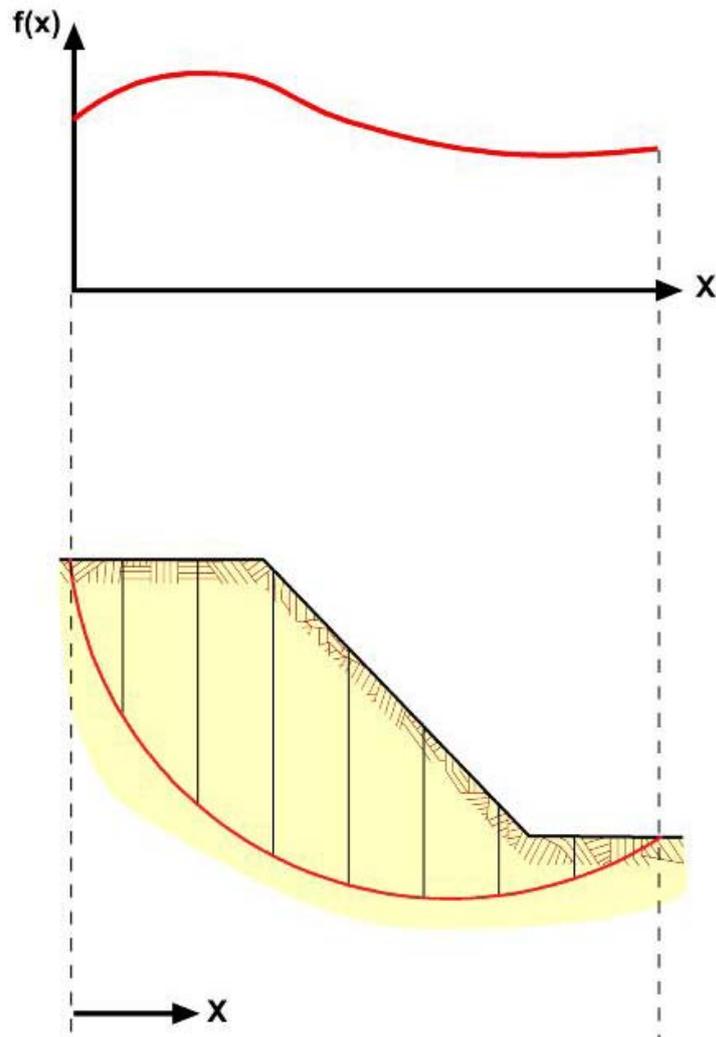


Figura 9.6: Función  $f(x)$

Con estas premisas, las hipótesis adicionales realizadas son:

Parámetro	Nº de hipótesis
Punto de aplicación de $N'_i$	$n$
Relación $X_i/E_i$	$n-1$
<b>SUMA</b>	<b><math>2n-1</math></b>

Como puede apreciarse, se introduce una hipótesis más de las estrictamente necesarias ( $2n-2$ ). Sin embargo,  $\lambda$  constituye una incógnita adicional a calcular para que se cumpla el equilibrio de fuerzas y momentos, de manera que el sistema queda determinado y tiene solución matemática.

Morgenstern & Price (1965) señalan, en su epígrafe de conclusiones, que la función  $f(x)$  puede seleccionarse a partir del conocimiento aproximado de la distribución de las tensiones internas en el talud, o de su monitorización (se refieren al caso de presas).

En la práctica habitual suelen preseleccionarse sin embargo algunas formas típicas para la función  $f(x)$  (figura 9.7).

Una vez resueltas las ecuaciones correspondientes y obtenida una solución, se puede realizar la comprobación de que los resultados son lógicos, es decir, que por ejemplo:

- las fuerzas  $X_i$  no exceden la máxima movilizable según el criterio de Mohr-Coulomb:

$$X_i < c' \cdot h_i + E'_i \cdot \tan \phi'$$

- los puntos de aplicación de las fuerzas  $E_i$  son lógicos (que al menos estén situados dentro de las caras de la rebanada).
- la distribución de fuerzas  $N'_i$  es razonable a lo largo de la línea de rotura (no se producen “picos” o cambios no lógicos).

En cualquier caso y afortunadamente, ya en su primera propuesta de 1965 Morgenstern & Price señalaban que los factores de seguridad obtenidos no suelen verse excesivamente afectados por el tipo de función elegida, lo que lógicamente resta relevancia a su selección, e incluso a lo razonable de las tensiones internas resultantes (en términos de  $X_i$  y  $E_i$ ).

El único problema que puede plantearse en algunas ocasiones es, en todo caso, el de la convergencia numérica si dichas tensiones no son compatibles con el equilibrio, ante lo cuál es necesario modificar la función  $f(x)$  seleccionada.

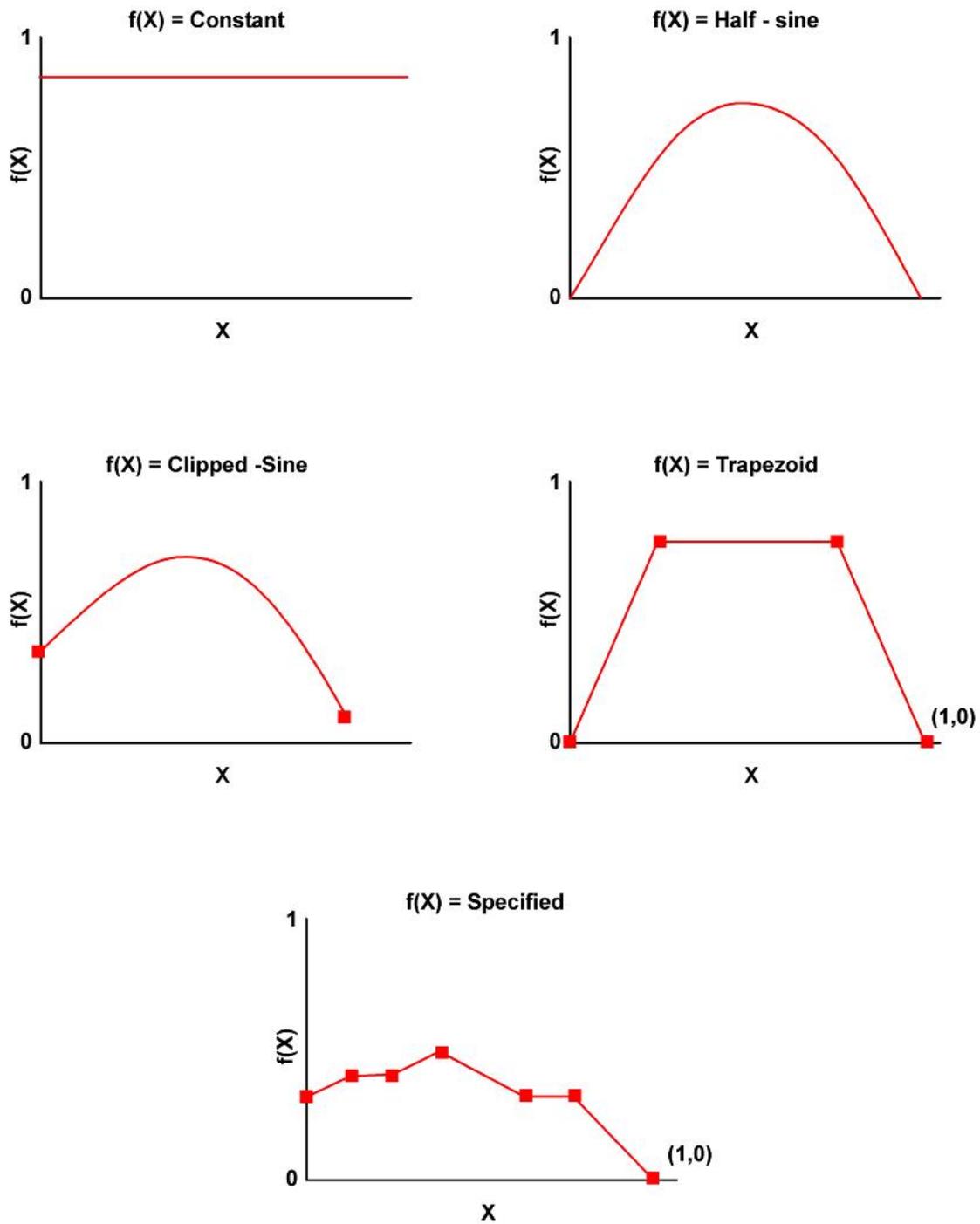


Figura 9.7: Funciones  $f(x)$  habituales.

#### 9.4.2.- Método de Spencer (1967).

En este método se supone que las resultantes de las fuerzas entre rebanadas tienen una inclinación constante a lo largo de todo el talud:

$$\frac{X_i}{E_i} = \tan\theta,$$

Esto significa que  $f(x)=1$  y  $\lambda=\tan\theta$ , y por tanto se trata de un caso particular del método anterior.

### **9.5.- Algunos criterios prácticos adicionales.**

#### 9.5.1.- Adopción del método de cálculo.

En los apartados anteriores se han descrito tan sólo algunos de los métodos de cálculo disponibles, quizás los más habituales. En cualquier caso, aparte de los considerados existen en la literatura y en los programas comerciales más frecuentes otros procedimientos, aproximados o completos.

A modo de ejemplo, en la tabla siguiente, debida a Fredlund (1984), se proporciona una lista más completa.

Si el programa comercial de que se disponga permite el empleo de varias de estas posibilidades, es lógico que puedan surgir dudas sobre cuál emplear en cada caso. A este respecto se puede indicar que, en general, (Olalla, C. (1999), los resultados obtenidos con distintos métodos completos difieren poco (del orden de un 10%), por lo que si se dispone de ellos siempre es recomendable su uso (Morgenstern & Price o GLE suelen ser muy comunes en los programas comerciales).

En caso contrario, si sólo se dispone de métodos aproximados (Bishop y Janbu, por ejemplo), se pueden emplear algunos de los conceptos e ideas siguientes.

Método	Equilibrio de fuerzas		Equilibrio de momentos	Hipótesis
	1ª Dirección	2ª Dirección		
Fellenius	Sí	No	Sí	Se desprecian las fuerzas entre rebanadas
Bishop Simplificado	Sí	No	Sí	Las fuerzas entre rebanadas son horizontales ( $X_i=0$ )
Janbu Simplificado	Sí	Sí	No	Las fuerzas entre rebanadas son horizontales ( $X_i=0$ ). Se añade un factor de corrección.
Janbu Generalizado	Sí	Sí	**	Se realizan hipótesis sobre el punto de aplicación de las fuerzas entre rebanadas ( $E_i$ )
Spencer	Sí	Sí	Sí	Inclinación constante de las fuerzas entre rebanadas ( $X_i/E_i=cte$ ).
Morgenstern & Price	Sí	Sí	Sí	Las direcciones de las resultantes de las fuerzas entre rebanadas se definen mediante una función arbitraria $X_i/E_i=\lambda f(x)$ , y se calcula $\lambda$ para que $F_m=F_f$
GLE	Sí	Sí	Sí	Las direcciones de las resultantes de las fuerzas entre rebanadas se definen mediante una función arbitraria $X_i/E_i=\lambda f(x)$ , y se calcula $\lambda$ para que $F_m=F_f$
Corps of Engineers	Sí	Sí	No	Las direcciones de las resultantes de las fuerzas entre rebanadas se asumen paralelas a la superficie del talud o paralelas a la línea definida por los puntos de entrada y salida de la línea de deslizamiento en el terreno.
Lowe & Karafiath	Sí	Sí	No	Las direcciones de las resultantes de las fuerzas entre rebanadas se asumen paralelas a la media de las inclinaciones de la superficie del talud y las bases de cada rebanada.
Sarma	Sí	Sí	Sí	Se asume que se moviliza la resistencia al corte en las caras de todas las rebanadas.

\*\*El equilibrio de momentos se emplea para calcular las fuerzas entre rebanadas.

En las figuras 9.8 (a) y (b) se muestran dos ejemplos interesantes. En el primer talud la superficie de deslizamiento calculada es circular, con una grieta de tracción en coronación. En el segundo también se supone una grieta de tracción, y que el deslizamiento comienza siendo rotacional, pero la existencia de una capa débil en

contacto con un substrato rocoso condiciona su desarrollo, dando lugar a una superficie no circular.

Por su parte, en las figuras 9.8.c y 9.8.d se muestran las relaciones entre los coeficientes de seguridad obtenidos mediante diversos procedimientos y los coeficientes  $\lambda$  correspondientes (para GLE se supone  $f(x)=cte$ ).

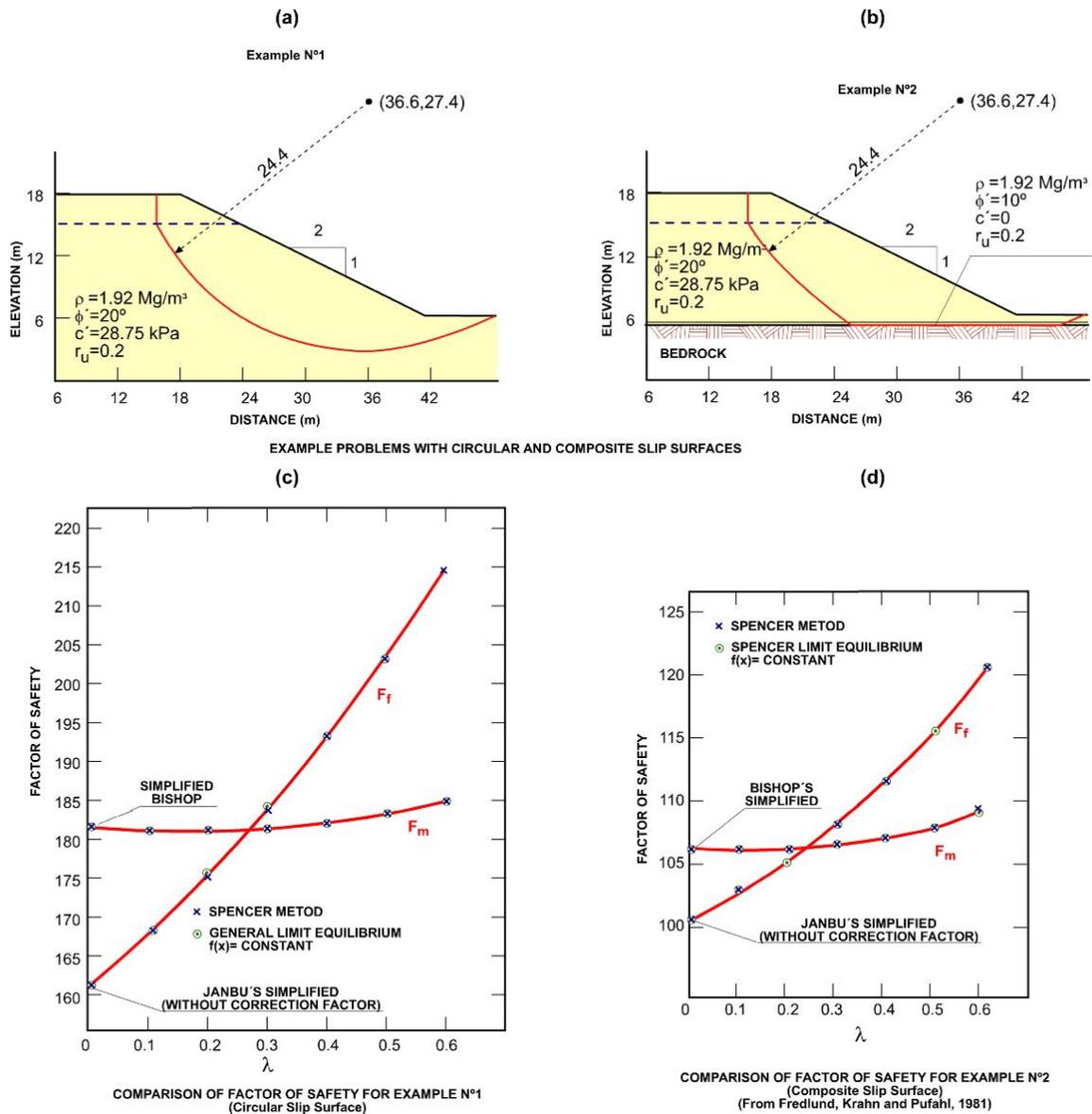
En lo que respecta a las soluciones completas, las curvas mostradas en las figuras no son más que el resultado de las diversas iteraciones realizadas a medida que se varía el valor de  $\lambda$  hasta conseguir que el coeficiente de seguridad del equilibrio de momentos (curva  $F_m$ ) coincida con el de fuerzas (curva  $F_f$ ). Obviamente el punto de intersección de ambas curvas representa el coeficiente de seguridad del método completo correspondiente.

Por otra parte, los puntos de intersección de las curvas anteriores con el eje de ordenadas representan dos coeficientes de seguridad “conocidos”.

El de la curva  $F_m$  corresponde al coeficiente de seguridad del método de Bishop simplificado<sup>12</sup> (obtenido del equilibrio de momentos, con  $\lambda=0$ ). El de la curva  $F_f$  corresponde al coeficiente de seguridad del método simplificado de Janbu sin factor de corrección (obtenido del equilibrio de fuerzas horizontales, con  $\lambda=0$ ). Observando ambas figuras se deducen algunos aspectos de interés:

---

<sup>12</sup> Aunque el método de Bishop se desarrolló inicialmente para roturas circulares, obviamente no hay inconveniente en que la superficie de rotura no sea circular. El único inconveniente es realizar la suma de momentos, que se complica sustancialmente.



**Figura 9.8: Comparación de factores de seguridad en deslizamientos rotacionales y compuestos.**

- a) En ambos casos la curva  $F_m$  es bastante “horizontal”, lo que indica su escasa dependencia del parámetro  $\lambda$  (o lo que es lo mismo, de las fuerzas entre rebanadas). De hecho las figuras muestran que el coeficiente de seguridad obtenido a partir del método simplificado de Bishop apenas difiere del que se obtendría mediante métodos completos.

- b) Sin embargo, la curva  $F_f$  muestra una pendiente acusada, es decir, una considerable dependencia del valor de  $\lambda$ . Además, el coeficiente obtenido resulta bastante diferente al de los métodos completos (o al de Bishop). Por ello, acudir al método de Janbu simplificado (sin factor de corrección) sería menos acertado en estos casos.

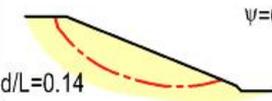
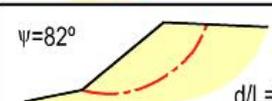
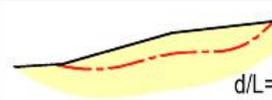
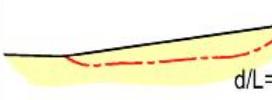
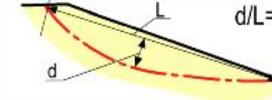
Un aspecto a tener en cuenta con relación a los ejemplos anteriores es que las superficies de deslizamiento mostradas sugieren una importante componente rotacional, un elevado valor de la relación  $d/L$  y un ángulo central importante. Todo ello, a partir de los razonamientos intuitivos realizados con relación a la figura 9.4, apoyaría aún más el empleo del método de Bishop en ausencia de un método completo.

Continuando con este análisis, en la figura 9.9 se muestran dos grupos de taludes calculados también mediante distintos métodos.

El primero (a) corresponde a roturas circulares, en las que ya se ha visto que el empleo del método de Bishop simplificado es apropiado. De hecho, la resistencia al corte fue seleccionada para proporcionar un coeficiente de seguridad unidad de acuerdo con este método.

Para este primer grupo la figura muestra una comparación entre los resultados obtenidos mediante los métodos de Bishop y de Fellenius. Como puede apreciarse, a medida que aumenta el ángulo central ( $\Psi$  en la figura) el coeficiente de Fellenius disminuye, alejándose del de Bishop.

En cualquier caso, la figura muestra que para ángulos centrales discretos (y en ausencia de presiones intersticiales), el procedimiento convencional o de Fellenius sería probablemente suficientemente aproximado.

Land slide	Shape of cross-section	Factor of safety		
		F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>
	(a) Circular	Conventional ( $P=W\cos\alpha$ )		Bishop (Simplified)
Northolt	 $\psi=64^\circ$ $d/L=0.14$	0.94		1,0
Lodalén	 $\psi=85^\circ$ $d/L=0.20$	0.79		1,0
Drammen	 $\psi=82^\circ$ $d/L=0.19$	0.79		1,0
	(b) Non - circular	Conventional ( $P=W\cos\alpha$ )	Janbu	Morgenstein & Price
Walton's Wood	 $d/L=0.06$	0.98	1.03	1,0
Guildford	 $d/L=0.09$	0.97	1.00	1,0
Sudbury Hill	 $d/L=0.11$	0.96	0.95	1,0
Folkestone Warren	 $d/L=0.17$	0.92	0.97	1,0

$\psi$ =central angle of arc

shear parameters chosen to give  $F_3=1.0$   
(Skempton & Hutchinson 1969)

**Figura 9.9: Comparación de factores de seguridad. Deslizamientos circulares y no circulares (tomada de Skempton & Hutchinson, 1969)**

El segundo grupo de resultados (b) se centra en roturas no circulares, con una relación  $d/L$  variable. En este caso la comparación se realiza con el coeficiente de seguridad de Morgenstern & Price. Es interesante observar que, para las roturas más traslacionales, probablemente las más acordes con las ideas iniciales de Janbu, los coeficientes de

seguridad de ambos métodos apenas difieren.

En resumen, si no se dispone de un método de cálculo completo se podría decir que para mecanismos de rotura marcadamente rotacionales el método de Bishop sería el más adecuado, mientras que en el caso de los marcadamente traslacionales se podría acudir a Janbu (en cualquier caso, lo más probable es que si el programa disponible es algo limitado no incorpore otro método para este tipo de roturas).

### 9.5.2.- Algunas consideraciones sobre la realización de los cálculos, sus problemas y la validez de los resultados.

#### 9.5.2.1.- *Superficies de deslizamiento con pendiente excesivamente pronunciada.*

Cuando las superficies de deslizamiento inciden a la entrada o salida del terreno con un ángulo muy pronunciado se pueden producir problemas de convergencia o, si no se producen, dar lugar a coeficientes de seguridad poco realistas.

Recordando la expresión (9.4) del equilibrio de fuerzas verticales en las rebanadas:

$$N'_i = N_i - u_i \cdot l_i = \frac{W_i + (X_i - X_{i+1}) - l_i \left[ u_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{c'_i}{F} \cdot \text{sen} \alpha_i \right]}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi'_i}{F} \cdot \text{sen} \alpha_i}$$

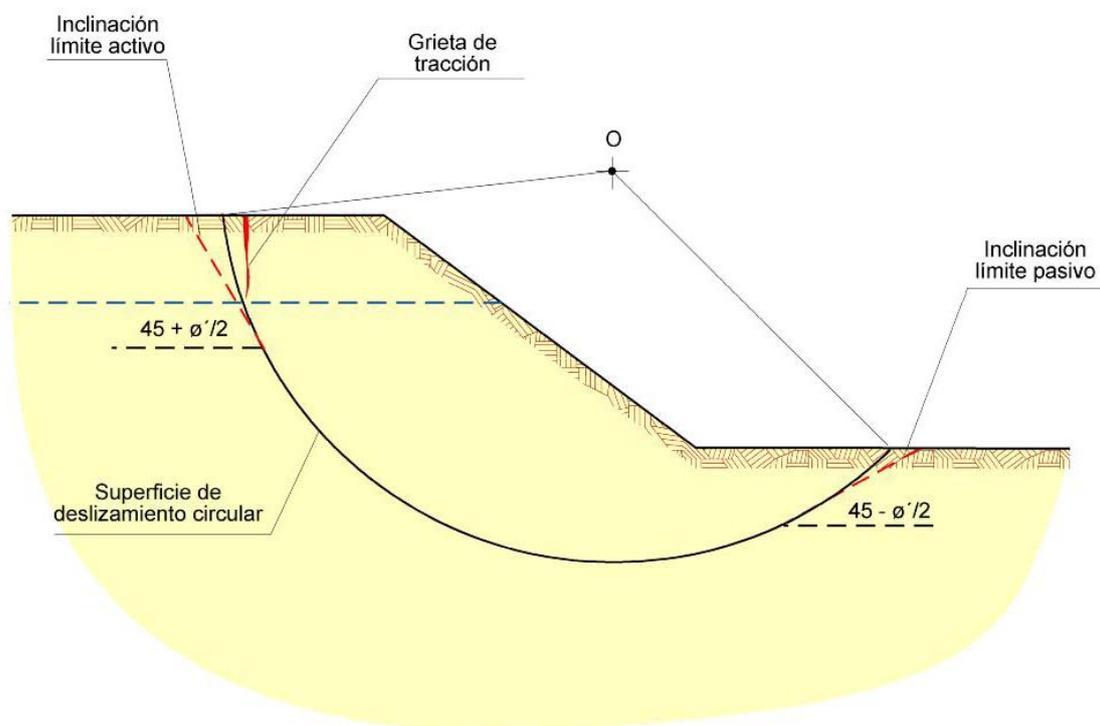
se puede observar que el denominador puede tender a 0 o ser muy pequeño, bien cuando  $\alpha_i$  es negativo y  $\tan \phi / F$  grande, bien cuando  $\alpha_i$  es grande y  $\tan \phi / F$  pequeño. En realidad, dicho denominador será cero cuando:

$$\frac{1}{\tan \alpha_i} = - \frac{\tan \phi'}{F}$$

En estas situaciones la fuerza  $N'_i$  calculada en la rebanada resulta excesivamente elevada, y por lo tanto moviliza una gran resistencia al corte  $R_{m,i}$ , que puede influir de forma desproporcionada en el factor de seguridad. Este podría ser el caso de la existencia de una capa de alta resistencia ( $\phi'$  elevado) en la zona de salida de la superficie de deslizamiento ( $\alpha < 0$  en figura 9.2).

Otro efecto nocivo sobre el factor de seguridad puede darse en el caso de que el denominador llegue a ser negativo, lo que da lugar a valores de  $N'_i$  también negativos y factores de seguridad anormalmente bajos.

Para controlar estos efectos se pueden limitar los ángulos de entrada y salida de las superficies de deslizamiento al rango de inclinación de las cuñas de empuje activo y pasivo teóricas (figura 9.10), opción que incorporan directamente muchos de los programas comerciales actuales.



**Figura 9.10: Limitación de los ángulos de entrada y salida de la superficie de deslizamiento (tomada del Manual del programa SLOPE).**

#### 9.5.2.2.- Terreno cohesivo en la coronación del talud.

Cuando existe una capa de suelo con cohesión apreciable en la coronación del talud, sería quizás poco realista suavizar la línea de entrada. En estos casos se puede especificar la existencia de una grieta de tracción (figura 9.10). De nuevo, muchos programas comerciales incorporan esta opción.

#### 9.5.2.3.- *Existencia de una capa especialmente débil.*

En situaciones estratigráficas similares a las de la figura 9.8.b, donde existe una capa muy débil por debajo de otra de elevada resistencia, pueden también darse problemas de convergencia (cuando el resultado numérico del factor de seguridad es inferior a la unidad). Para intentar evitarlos o al menos acotar el problema, a veces resulta recomendable comenzar el cálculo asignando a la capa débil una resistencia mayor, e ir disminuyéndola poco a poco hasta que el factor de seguridad se aproxima a la unidad. Este procedimiento permite al menos obtener un orden de magnitud de la resistencia en la capa débil que conduce a equilibrio estricto.

#### 9.5.2.4.- *Validez geométrica de las superficies de deslizamiento utilizadas.*

La disponibilidad de potentes programas comerciales permite la realización de numerosos cálculos en un tiempo realmente reducido. Sin embargo, al tratarse de métodos de equilibrio límite, la tipología de las superficies de deslizamiento ha de ser preseleccionada en función consideraciones geológicas y geotécnicas, lo que requiere un cierto juicio ingenieril.

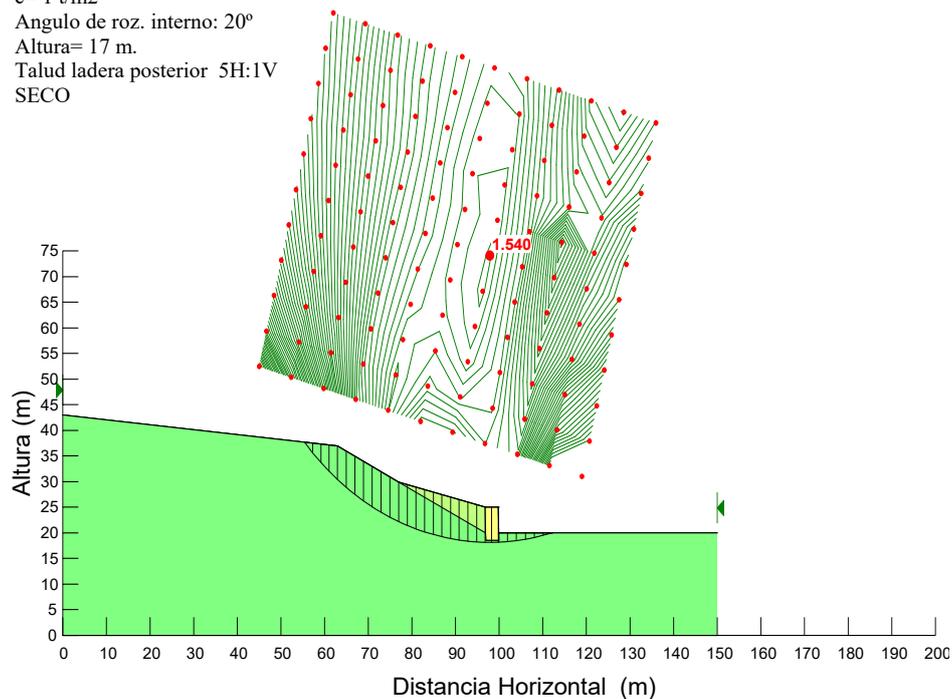
En apartados anteriores se han indicado algunos criterios e ideas que pueden ayudar en esta decisión. Así, en el apartado 3 se han apuntado algunas ideas sobre la dependencia de las formas de rotura de las condiciones geológicas y estructurales. En el apartado 8, a raíz de la descripción de los ábacos de Taylor, también se han desarrollado bastantes ideas sobre el tipo de superficie circular más desfavorable en terrenos homogéneos, dependiendo de las condiciones de drenaje, de los parámetros de resistencia intrínseca o de la inclinación del talud.

Una vez decidido el tipo o tipos de mecanismos de rotura a tantear, es preciso recordar que el coeficiente de seguridad de un determinado talud es el menor de todos, y corresponde a la superficie de deslizamiento más desfavorable. Por ello es muy recomendable intentar asegurarse de que se han tanteado “todas” las posibilidades.

En este sentido, cuando se emplean superficies de deslizamiento circulares es muy recomendable representar los resultados en forma de contornos de igual coeficiente de seguridad (figura 9.11).

**AUTOVIA A-381  
JEREZ- LOS BARRIOS, TRAMO V.  
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE DESMONTES**

Tacón escollera 3\*5.  
Talud 2H:1V  
 $c=1 \text{ t/m}^2$   
Angulo de roz. interno:  $20^\circ$   
Altura= 17 m.  
Talud ladera posterior 5H:1V  
SECO



**Figura 9.11: Ejemplo de contornos de igual seguridad.**

El proceso consiste en definir en primer lugar una malla amplia de centros, y para cada uno realizar cálculos con una serie generosa de radios (la definición en sí depende del programa y de sus opciones). La obtención de los coeficientes de seguridad mínimos en cada centro permite trazar contornos de igual factor de seguridad, y comprobar por tanto la precisión obtenida: que los contornos “cierran” alrededor del coeficiente mínimo, que no existen otras zonas en donde la seguridad puede ser menor, etc.

Si la malla inicial es muy amplia, posteriormente se puede refinar en la zona más desfavorable para conseguir mayor precisión.

Se ha de indicar por último que a veces las dificultades de convergencia surgen cuando las superficies de deslizamiento seleccionadas resultan cinemáticamente inadmisibles.

## 10.- COMENTARIOS FINALES.

En los apartados anteriores no se incluye más que un esbozo de algunos de los múltiples métodos de cálculo disponibles y de algunos criterios prácticos para su utilización. Quedarían por tanto muchas lagunas por cubrir, tales como las peculiaridades de la introducción en cálculo de algunas fuerzas estabilizadoras típicas como los anclajes, los modelos de cálculo específicos para determinadas actuaciones como el claveteado de suelos, el empleo práctico de programas de elementos finitos, etc. Desgraciadamente la ya excesiva extensión de este capítulo y lo limitado del tiempo disponible haría inabordable ahondar más en todo ello.

Algunos de estos aspectos se tratarán sin duda en otras partes de este curso y, para aquéllos que “queden pendientes”, se recomienda al lector interesado que acuda a las abundantes referencias bibliográficas que se proporcionan en el curso.

No obstante, no sería razonable concluir este capítulo sin realizar algunas recomendaciones adicionales de índole práctica.

La primera y más importante es que, independientemente de lo sofisticado del método o del programa de cálculo utilizado, la validez de sus resultados dependerá siempre y de forma directa de la fiabilidad de los datos e hipótesis geotécnicas de partida: del conocimiento detallado de la geología y estratigrafía existentes, de la selección adecuada de los parámetros de resistencia al corte de los terrenos implicados, de la determinación del régimen de presión intersticial a considerar, etc.

Por ello, el planteamiento y ejecución de un estudio geológico-geotécnico suficientemente generoso y bien dirigido, con sus correspondientes análisis estadísticos y de sensibilidad, ha de constituir el paso principal en un análisis riguroso de estabilidad de taludes. Sólo a efectos muy preliminares puede resultar razonable acudir a algunas de las tablas de taludes “normalizados” que abundan en la literatura, o al empleo de “parámetros de resistencia tipo”, también muy abundantes.

Un segundo aspecto a tener en cuenta es el conocimiento del programa utilizado. Así, aunque las “bases de cálculo” de los métodos incluidos puedan ser las mismas, cada programa puede contener sus peculiaridades, sus hipótesis adicionales e incluso sus problemas particulares de utilización, de convergencia, etc. Por ello es muy

conveniente, aparte de conocer su funcionamiento, comenzar por contrastar los resultados con otros métodos o programas disponibles, al menos para los casos más sencillos.

Adicionalmente, si se ha de estudiar un problema complejo es muy recomendable operar por “aproximaciones sucesivas”, comenzando por situaciones sencillas a las que se vaya añadiendo complejidad poco a poco. En cada uno de estos pasos hay que detenerse y estudiar los resultados que se vayan obteniendo, analizando si resultan ingenierilmente lógicos.

Por último, dado que estas páginas han tratado de forma específica de cómo obtener un coeficiente de seguridad, parece lógico incluir algunas ideas sobre sus órdenes de magnitud.

Desde un punto de vista intuitivo, la selección de un determinado coeficiente de seguridad debe ser función del tipo de obra a realizar (importancia, nivel de riesgo, consecuencias de un posible fallo), de la situación en estudio (temporal durante la construcción, definitiva de servicio, accidental) y, como no, habida cuenta de la diversidad de métodos, del procedimiento de cálculo empleado<sup>13</sup>. A modo de indicación se recogen a continuación las recomendaciones del NAVFAC (DM-7.01):

$F \geq 1,50$  para situaciones permanentes

$F \geq 2,00$  para cimentaciones de estructuras

$F \geq 1,25$  ó  $1,30$  para situaciones provisionales durante la construcción, siempre y cuando se apliquen medidas de control y seguimiento

$F \geq 1,15$  ó  $1,20$  para situaciones de carga accidental, como el caso de sismo.

Existen en cualquier caso en la literatura otros criterios para realizar esta selección. Soriano, A. (1977) recoge algunos de ellos, entre los que cabe destacar los de la Norma ROM 0.5, muy similares a los arriba apuntados.

---

<sup>13</sup> A este último criterio sería también deseable añadirle el grado de fiabilidad de la determinación de los parámetros geotécnicos básicos.

## 11.- REFERENCIAS.

- ALONSO, E. (2003): "Resistencia al esfuerzo cortante de suelos y rocas. Conceptos Básicos". Curso sobre Taludes en Obras Lineales. INTEVIA. Madrid
- BISHOP, A.W. (1954): "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". Geotechnique, vol. 5, pp. 7-17.
- BISHOP, A.W. & BJERRUM, L. (1960): "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems". Proc. Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder.Colorado, pp.437-501.
- CHANDLER, R.J. (1984a): "Recent European Experience on Landslides in Over-consolidated clays and soft rocks". Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides. Vol. I, pp. 61-81. Toronto.
- CHANDLER, R.J. (1984b): "Delayed Failure and Observed Strengths of First-time Slides in Stiff Clay". Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides. Vol. II, pp. 19-25. Toronto.
- FELLENIUS, W. (1936): "Calculation of the Stability of Earth Dams". Proc. 2nd Int. Congress on Large Dams". Vol. 4, pp. 445-463.
- HOEK, E. & BRAY, J.W. (1981): "Rock Slope Engineering". Revised 3rd edition. Institution of Mining And Metallurgy. Spon Press. Londres.
- HUNTER, J.H. & SCHUSTER, R.L. (1968): "Stability of Simple Cuttings in Normally Consolidated Clays". Geotechnique, Vol. 13, pp. 372-378.
- JANBU, N. (1955): "Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis". Proc. Eur. Conf. Stability of Earth Slopes. Stockholm, Vol.3, pp.43-49.
- JIMÉNEZ SALAS, J.A., JUSTO ALPAÑÉS, J.L & SERRANO GONZÁLEZ, A. (1976): "Geotecnia y Cimientos II". Cap. 9. Ed. Rueda. Madrid.
- JIMÉNEZ SALAS, J.A. & MOLINA, R. "Apuntes de Estabilidad de Taludes". E.T.S.

de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Cátedra de Geotecnia.

- MORGENSTERN, N.R. & PRICE, V.E. (1965): "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces". Geotechnique, Vol. 15, pp. 79-93.
- OLALLA, C. (1999): "Análisis y Mecanismos de Rotura en Taludes en Suelos". Jornadas Técnicas de Taludes y Laderas. Ilustre Colegio de Geólogos de España. Madrid.
- ORTUÑO, L. (2003): "Cálculo de la Estabilidad de Taludes en Suelos". Curso sobre Taludes en Obras Lineales. INTEVIA. Madrid.
- ORTUÑO, L. (1999): "Soluciones de Bajo Coste para Estabilidad de Laderas en Carreteras Locales". XV Vyodeal. Segundo Congreso Nacional de Carreteras Locales, pp. 371-442. Torremolinos.
- PETERSON, K.E. (1955): "The Early History of Circular Sliding Surfaces". Geotechnique. Vol.5, pp.275-296.
- SKEMPTON, A.W.: "Landmarks in Early Soil Mechanics".
- SKEMPTON, A.W. (1977): "Slope Stability of cuttings in Brown London Clay". Proc. 9th Int. Conf. SMFE. Vol. 3, pp- 261-270.
- SKEMPTON, A.W. & HUTCHINSON, (1969): "Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. & Foundn. Engrg. Mexico. State-of-the-Art vol. Pp. 291-340.
- SORIANO, A. (1976): "Iterative Schemes for Slope Stability Analysis". Numerical Methods in Geomechanics, ASCE, Vol II, pp. 713-724.
- SORIANO, A. (1997): "Estudio de Desmontes y otros Taludes en Tierra". Curso de Geotecnia Vial. Terraplenes y Pedraplenes, Desmontes y Drenajes. INTEVIA. Madrid.
- SPENCER, E. (1967): "A Method of Analysis of the Stability of Embankments assuming Parallel Inter-Slice Forces". Geotechnique, 17. Pp. 11-26.

- TAYLOR, D.W. (1966): "Fundamentals of Soil Mechanics". Cap. 16. John Wiley & Sons. 2nd printing. NY.