

CAPÍTULO 1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

1.1. INTRODUCCIÓN

En este Capítulo se presenta el estado del conocimiento con relación al tema de inestabilidades superficiales de taludes en suelos, objeto de esta Tesis Doctoral.

Se trata de un tema muy amplio con múltiples aspectos a considerar, por lo que resultaría difícil tratar de abarcar todos ellos. Por tanto, en esta Tesis se tratan únicamente algunos de ellos, en concreto tres aspectos generales relacionados con:

- i) análisis de estabilidad, es decir, métodos de cálculo desarrollados con el fin de conocer el coeficiente de seguridad del talud.
- ii) fenómenos de degradación del terreno en superficie.
- iii) sistemas de protección y refuerzo frente a posibles inestabilidades superficiales.

Se trata de tres aspectos dispares por lo que el estado del conocimiento es independiente en cada uno.

Dentro del análisis de estabilidad se presentan los distintos métodos de cálculo empleados en este campo, principalmente métodos de equilibrio límite y métodos basados en elementos finitos.

En cuanto a la degradación del terreno, se presentan algunos métodos empleados para simular dicha degradación, y así poder tenerla en cuenta en los análisis.

Finalmente, con respecto a los sistemas de protección y refuerzo frente inestabilidades superficiales en taludes, se describen distintos sistemas empleados con dicho fin. De ellos, los basados en el refuerzo a través de mallas ancladas al talud serán los estudiados en esta Tesis, presentando un estudio sobre su comportamiento. Como introducción se puede decir que se trata de mallas ancladas al talud por medio de anclajes, de forma que transmiten cierta presión a la superficie del terreno, quedando éste en estado de compresión; mientras la malla se encuentra sometida a estado de tracción (ver Figura 1.1).

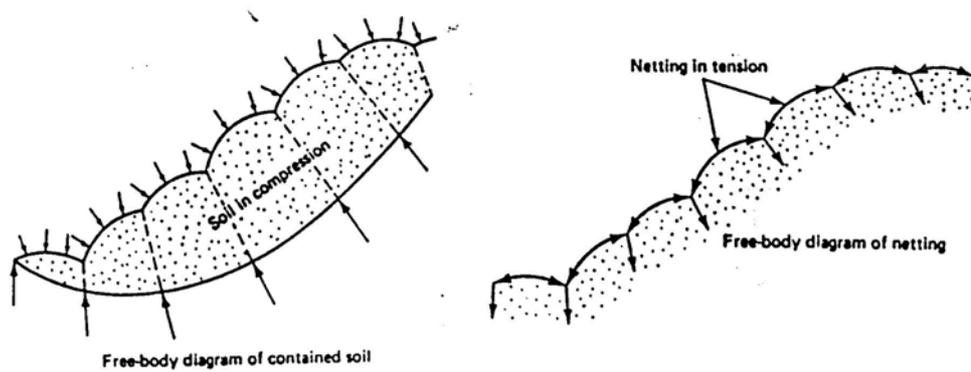


Figura 1.1. Estados que se producen en la malla anclada y en el terreno (Koerner y Robins, 1986)

La estructura descrita es la que se desarrolla en el presente Capítulo con objeto de presentar los estudios existentes sobre inestabilidades superficiales de taludes en suelos, fenómeno muy usual tanto en desmontes como en terraplenes.

1.2. INESTABILIDADES SUPERFICIALES DE TALUDES EN SUELO

Los problemas de estabilidad de taludes, tanto naturales como los construidos por el hombre, han sido objeto de análisis en distintos ámbitos de la actividad humana y en especial en el de la ingeniería civil.

En nuestros días el gran volumen de construcción lineal (carreteras, autopistas, ferrocarriles, etc.) hace necesario alterar constantemente la superficie natural del terreno, siendo unidades de obra muy comunes la excavación de desmontes así como la construcción de terraplenes, dando lugar a superficies creadas de forma artificial.

En el diseño de taludes la mayoría de los esfuerzos se centran en el análisis de su estabilidad, tanto a corto como a largo plazo. Dicha estabilidad ha de contemplarse desde varios puntos de vista como son posibles roturas globales en las que se vea involucrado todo el talud, posibles roturas profundas a través del talud, posibles deslizamientos superficiales, etc.

Los movimientos que tienen o pueden tener lugar en los taludes se corresponden con procesos puramente gravitatorios en los que intervienen, de un lado las fuerzas resistentes del terreno, y de otro las fuerzas desestabilizadoras. Como consecuencia del esquema de fuerzas que se dé en una determinada situación, puede ocurrir que se produzca el deslizamiento de una cierta masa del terreno que constituye el talud.

Centrándose en las inestabilidades superficiales de taludes en suelo, objeto de esta Tesis, éstas se refieren a taludes que presentan una zona superficial de reducido espesor, que se puede cifrar en torno al 10-20% de su altura (lo que en taludes de 10 - 20 m. de altura corresponde a 2 a 3 metros de espesor). Dicha zona superficial puede ser inestable, o llegar a serlo, debido a una menor resistencia del terreno con respecto a la resistencia en el resto del talud.

La razón de dicha zona superficial de menor resistencia puede ser diversa:

- a) Deficiente compactación del extremo lateral en terraplenes.

- b) Degradación superficial, tanto en terraplenes como en desmontes, por los agentes atmosféricos (humedad, temperatura, etc).
- c) Erosión superficial por el agua.
- d) Infiltración del agua de lluvia, cuyo efecto es más intenso y requiere menos tiempo en la zona superficial.
- e) Afloramiento de filtraciones de agua al paramento del talud.

En cualquier caso, el resultado es la presencia de una zona superficial en el talud con menor resistencia que el resto del suelo, y que puede originar la aparición de inestabilidades en las que se van involucradas un espesor de suelo de entre uno y tres metros, produciendo un deslizamiento superficial de tales dimensiones. En la Figura 1.2 se presentan dos modos posibles de rotura superficial.

La situación descrita con una zona relativamente superficial inestable hace que en general, salvo taludes de altura muy reducida, el talud se pueda considerar como indefinido, precisamente por la relación que existe entre el espesor de la zona inestable y la altura del talud (ver Figura 1.2). Esta consideración es de gran importancia a la hora de realizar los estudios correspondientes a este tipo de inestabilidades.

Con objeto de evitar estos deslizamientos existen distintos métodos de

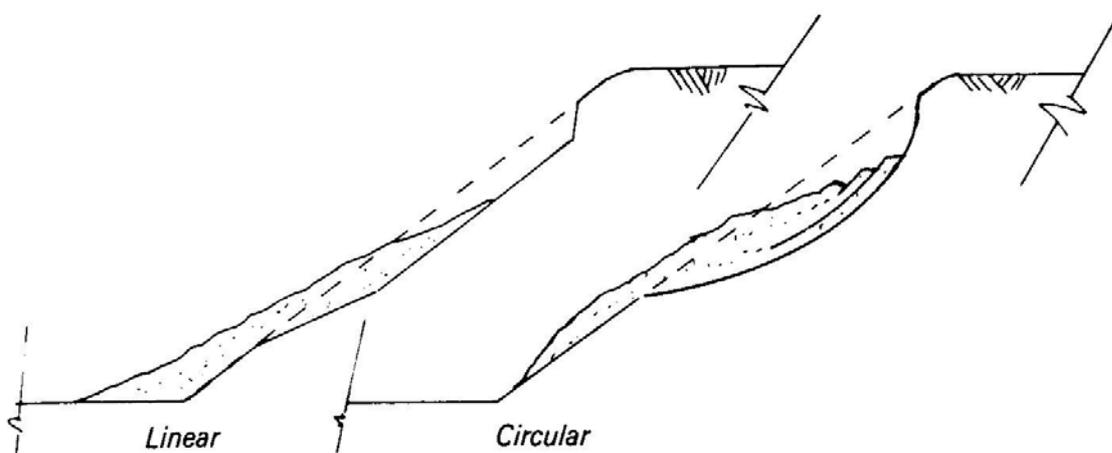


Figura 1.2 Inestabilidades superficiales en taludes (Barker, 1986)

corrección. Todos ellos se aplican en el paramento del talud y se caracterizan por su acción sobre las capas más superficiales.

En general, con el empleo de los distintos sistemas de corrección se trata de aumentar la seguridad frente a pequeños deslizamientos, mediante protección de la superficie contra fenómenos de erosión y meteorización, o bien reforzando de forma activa dicha zona del talud.

1.3. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES QUE PRESENTAN UNA CAPA SUPERFICIAL DE SUELO DÉBIL

En el análisis de la estabilidad de taludes se puede distinguir de forma genérica entre análisis basados en el método de equilibrio límite, y análisis numéricos basados en el método de los elementos finitos (o diferencias finitas). De estos dos tipos de análisis, el primero es el que de forma general se ha venido empleando en el análisis de inestabilidades superficiales, no siendo usual encontrar en la literatura la aplicación de métodos numéricos en este tipo de inestabilidad.

Sobre el análisis de equilibrio límite existen distintos métodos que se han venido empleando desde muy antiguo en los estudios de la estabilidad de taludes, no sólo en lo que se refiere a roturas superficiales, sino también para el caso de roturas profundas. Sin embargo, el desarrollo en los últimos años de los ordenadores ha convertido en habitual el empleo de programas basados en el método de elementos finitos o diferencias finitas para este estudio.

La principal diferencia entre los métodos de equilibrio límite y los elementos finitos se centra en el comportamiento que se supone del suelo, y por tanto en los resultados que pueden obtenerse mediante el empleo de cada uno de ellos.

En los métodos basados en equilibrio límite, el suelo se supone con un comportamiento rígido-plástico, de forma que la única información que se obtiene del análisis se refiere a la rotura, y en ningún caso a las deformaciones o tensiones que se producen en el talud hasta llegar a dicha situación. De este modo, los métodos basados en equilibrio límite analizan el talud suponiendo una determinada situación de rotura. Por tanto, se trata de un método a aplicar para conocer factores de seguridad frente a rotura pero en ningún caso para analizar situaciones en servicio.

En cambio, los métodos basados en elementos finitos consideran el terreno con un comportamiento elasto-plástico, mediante el cual se definen las relaciones tensodeformacionales que rigen el comportamiento hasta llegar a rotura, y realizan el análisis de forma que en todo momento anterior a la rotura se conocen la distribución de tensiones y de deformaciones en el talud.

Como ya se ha comentado en el apartado anterior, en el análisis de inestabilidades superficiales generalmente el talud se puede considerar como indefinido, dada la relación existente entre el espesor de la zona potencialmente inestable con respecto a la altura del talud. Bajo esta premisa, el empleo del método basado en elementos finitos no es usual, realizándose en la mayoría de los casos análisis de equilibrio límite. Ello se debe a la gran sencillez de cálculo que supone la aplicación del método de equilibrio límite en una situación en la que el talud es considerado como indefinido, y donde se estudia el posible deslizamiento de un espesor de suelo reducido y más o menos constante, es decir, con una superficie de deslizamiento paralela al paramento del talud.

En cambio, el análisis mediante elementos finitos se suele emplear en casos de inestabilidades profundas donde la geometría del problema sea más complicada o donde el terreno presente gran heterogeneidad lo que complicaría la realización de un análisis mediante equilibrio límite. No obstante, existe alguna referencia de análisis de inestabilidades superficiales por este método.

1.3.1. Métodos de equilibrio límite

La estabilidad de taludes y desmontes se analiza frecuentemente mediante el empleo de métodos de equilibrio límite. Los primeros desarrollos de estos métodos se realizaron para el caso de análisis en dos dimensiones, asumiendo la condición de deformación plana, y obteniéndose el coeficiente de seguridad global. Para ello se considera la superficie de deslizamiento dividida en una serie de fajas o rebanadas, las cuales se encuentran interaccionando unas con otras. Dentro de estos métodos se pueden citar los de Bishop (1955), Fellenius (1936), Janbu (1957), Morgenstern y Price (1965), Spencer (1967), etc. Dada la magnitud que supondría un recorrido por todos ellos, no se van a abordar uno a uno, en cualquier caso en la literatura existen muchas referencias con relación a todos ellos. Por supuesto los métodos de fajas se pueden aplicar al caso de inestabilidades superficiales en las cuales la forma de rotura es más cercana a una superficie plana que a un círculo de deslizamiento, sin más que adoptar la forma necesaria para cada una de las rebanadas. En la Figura 1.3 se presenta un ejemplo de lo que sería una discretización para un análisis de este tipo.

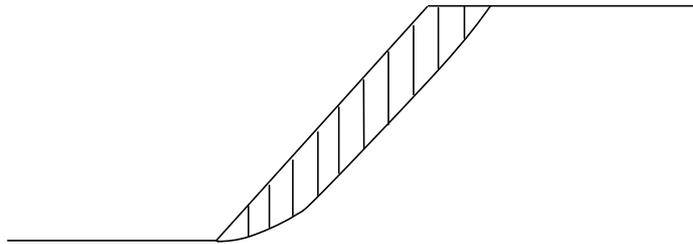


Figura 1.3. Geometría de rebanadas en el análisis de estabilidad superficial de un talud

A partir de los años 70 comienzan a desarrollarse métodos de equilibrio límite en tres dimensiones, para el análisis de la estabilidad de taludes. En estos métodos se considera la masa que desliza dividida bien en una serie de columnas verticales (ver Figura 1.4), o bien en fajas tridimensionales (ver Figura 1.5). Sobre este tipo de análisis se pueden citar los primeros métodos desarrollados por Baligh y Azzouz (1975), Hovland (1977), Chen y Chameau (1982), Leshchinsky y Baker (1986), Hungr (1987), Gens, et al. (1988) y Hungr et al. (1989). Cada uno de dichos autores desarrolla un método de equilibrio límite considerando análisis en tres dimensiones, mediante la generalización de alguno de los métodos existentes en dos dimensiones (Bishop, Janbu, etc.). Estudios más recientes sobre este tema se deben a Stark y Eid (1998), Michalowski (1989), Leshchinsky y Huang (1992), Lam y Fredlund (1993), Huang y Tsai (2000), Huang et al. (2002) y Farzaneh y Askari (2003).

El cálculo realizado en dos dimensiones da lugar a valores de coeficientes de

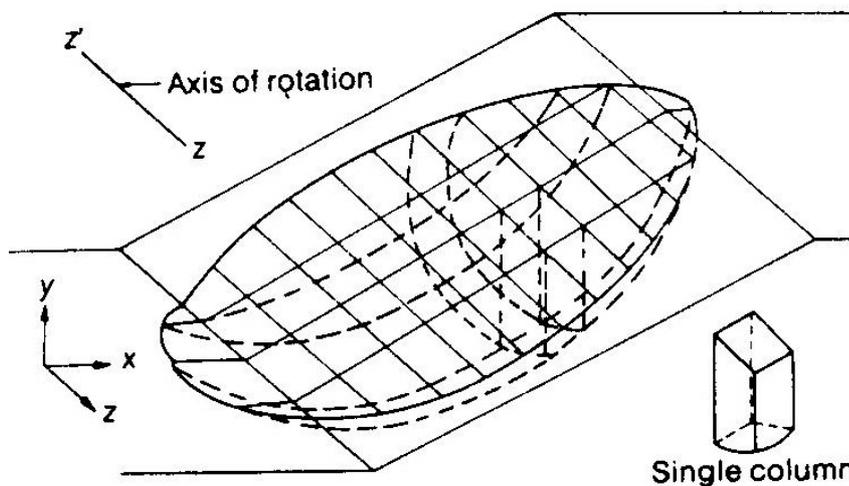


Figura 1.4. Masa de deslizamiento en tres dimensiones (Chen y Chameau, 1982)

seguridad del lado de la seguridad. Ello se debe a que no tienen en cuenta la resistencia existente en los planos transversales que delimitan la rotura del talud. Por contra, si lo que se pretende es realizar un back análisis para obtener los parámetros resistentes del suelo, los valores obtenidos de un análisis en dos dimensiones resultan del lado de la inseguridad, obteniéndose resultados demasiado altos con respecto a los valores reales; sin embargo esto no ocurre si el análisis se realiza en tres dimensiones.

Todos los métodos de equilibrio límite empleados en el análisis de estabilidad de taludes tienen en común una serie de aspectos que se pueden resumir en cuatro características (Duncan y Wright, 1980).

- El factor de seguridad se define con respecto a los parámetros resistentes del terreno.
- La relación tensión-deformación del suelo no influye en el análisis, de modo que la misma resistencia tangencial puede ser movilizada dentro de un amplio rango de valores de deformaciones que se tengan a lo largo de la superficie de deslizamiento.
- Todos ellos emplean algunas o todas las ecuaciones de equilibrio para

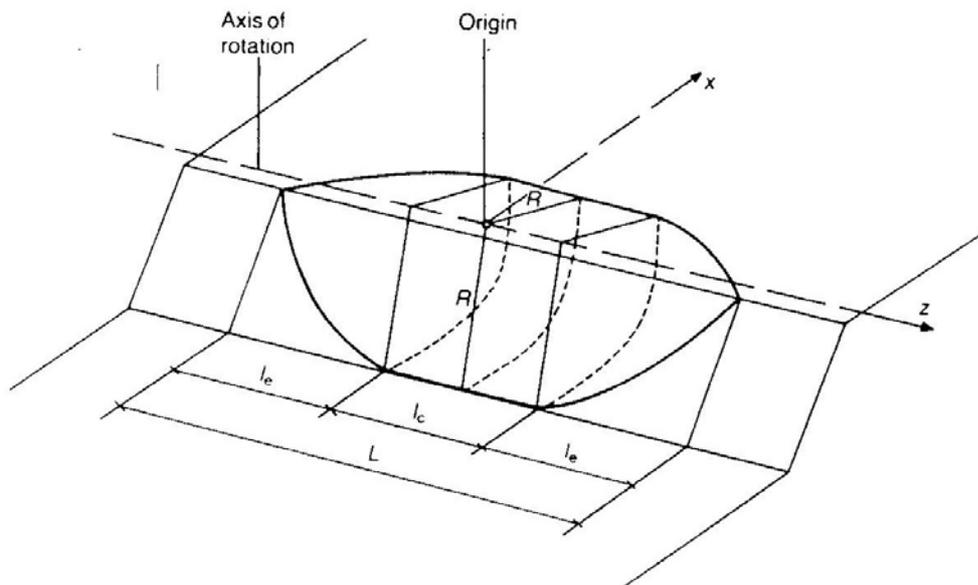


Figura 1.5. Geometría de fajas cilíndricas con extremos curvos en tres dimensiones (Gens et al., 1988)

calcular el valor medio de la tensión tangencial y normal que actúa en la superficie de deslizamiento, y con ello poder obtener el valor del coeficiente de seguridad.

A las consideraciones anteriores, Beikae (2000) añade dos más.

- La masa de suelo que desliza se supone con un comportamiento de sólido rígido.
- La dirección de menor resistencia a deslizamiento en problemas en tres dimensiones en general no resulta obvia por lo que se considera en el análisis una dirección crítica.

Con respecto a la definición del coeficiente de seguridad global, se establece la siguiente definición en términos de la resistencia tangencial movilizada:

$$F = \frac{\int_S (c + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi) \cdot ds}{\int_S \tau \cdot ds} \quad (1.1)$$

siendo S la superficie de deslizamiento, σ' y τ las tensiones normal y tangencial en la situación de equilibrio en servicio, y (c, ϕ) los parámetros resistentes.

La condición (1.1) puede ponerse de la forma:

$$\int_S \tau \cdot ds = \int_S \left(\frac{c}{F} + \sigma' \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} \right) \cdot ds \quad (1.2)$$

En esta forma se ve que el coeficiente de seguridad global F se puede considerar como aquél que, aplicado por igual a los parámetros resistentes, c y $\operatorname{tg} \phi$, proporciona la situación de equilibrio estricto en condiciones de servicio.

Mediante el análisis de equilibrio límite se obtiene el valor del coeficiente de seguridad del talud, el cual por su propia definición anterior, se supone el mismo en todos los puntos situados a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Existen también programas comerciales que realizan análisis de estabilidad de taludes mediante el método de equilibrio límite, empleando alguna o varias de las

formulaciones existentes de este método. Algunos de ellos presentan la opción de que la cohesión varíe con la profundidad, lo que permite representar una variación de forma que sea menor en superficie, y progresivamente mayor al amentar la profundidad, tendiendo la cohesión a un valor asintótico. De esta forma la superficie de rotura adopta la forma correspondiente según dicha definición de cohesión, y se puede llegar a modelizar una situación con una zona superficial de terreno con menor resistencia.

Dentro de los métodos de equilibrio límite y análisis en dos dimensiones, se enmarca el conocido método del talud indefinido, empleado en análisis de estabilidad de taludes donde se presenta una zona inestable de pequeño espesor con respecto a la altura del talud. Como ya se ha indicado, dicha situación de talud indefinido es la que se asume en la mayor parte de los análisis de estabilidad superficial, siendo la forma más usual de cálculo en dicho campo. Es por ello que este método se describe de forma detallada en el siguiente apartado.

1.3.2. Método del talud indefinido

El análisis de estabilidad de un talud infinito por el método de equilibrio límite se encuentra desarrollado en prácticamente toda la literatura existente sobre estabilidad de taludes.

La condición de talud infinito hace que el estudio de la estabilidad pueda realizarse con independencia de la altura del talud. El análisis se realiza en dos dimensiones y consiste en plantear el equilibrio de fuerzas en un elemento como el presentado en la Figura 1.6 (Lambe y Whitman, 1972). Dicho elemento se encuentra delimitado por dos planos verticales situados a una cierta distancia el uno respecto del otro de valor a .

La condición de talud infinito impone que las tensiones sobre cualquier cara vertical del elemento sean independientes de su posición a lo largo del talud, lo que implica que los esfuerzos sobre las caras laterales AD y BC sean iguales y contrarios por lo que pueden no considerarse en el equilibrio de fuerzas del elemento. Del equilibrio de momentos se deduce por otra parte, que dichas fuerzas sobre las caras laterales deben ser paralelas al talud.

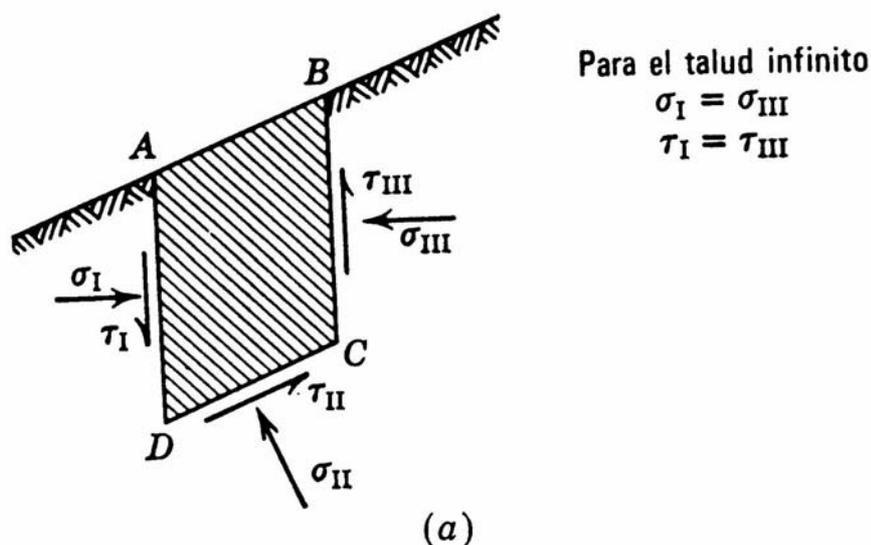


Figura 1.6. Análisis de un talud infinito (Lambe y Whitman, 1972)

Además, cualquier punto situado a una misma profundidad por debajo de la superficie del talud tendrá el mismo estado tensional, por tanto, la línea de rotura ha de ser paralela a la superficie del talud.

En el análisis de estabilidad de taludes infinitos se suele distinguir entre el análisis correspondiente a tres situaciones distintas en lo que se refiere a las condiciones de presencia de agua: i) talud seco, ii) talud sumergido, iii) talud con filtración.

Talud seco

En la Figura 1.6 se presenta un elemento de suelo delimitado por dos planos verticales (AD y BC), la superficie del talud (AB) y el supuesto plano de deslizamiento (CD). Como ya se ha indicado, dada la condición de talud infinito, los esfuerzos sobre los dos planos verticales son iguales y de sentido contrario por lo que se pueden no considerar en el equilibrio de fuerzas, y por tanto no se presentan en la figura.

Olvidando las fuerzas sobre las caras laterales AD y BC, en el elemento de suelo actúan únicamente el peso (W), la resultante de las tensiones normales sobre el plano CD (N) y la resultante de las tensiones tangenciales sobre CD (T) (ver Figura 1.7).

El peso del elemento considerado viene dado por la expresión:

$$W = a \cdot d \cdot \gamma \tag{1.3}$$

donde γ es el peso específico del terreno.

Del polígono de fuerzas presentado en la Figura 1.7 correspondiente al equilibrio de fuerzas en el elemento considerado, se deducen las siguientes expresiones:

$$N' = W \cdot \cos(i) = \gamma \cdot d \cdot a \cdot \cos(i) \tag{1.4}$$

$$T = W \cdot \text{sen}(i) = \gamma \cdot d \cdot a \cdot \text{sen}(i) \tag{1.5}$$

Por otro lado el coeficiente de seguridad F se obtiene sin más que integrar la expresión (1.1) a lo largo de la cara de deslizamiento CD, teniendo en cuenta que las tensiones τ y σ' son uniformes en toda la longitud. De dicha integración se obtiene la siguiente expresión:

$$F = \frac{c' \cdot a / \cos(i) + N' \cdot \text{tg}(\phi')}{T} \tag{1.6}$$

donde c' y ϕ' son la cohesión y ángulo de rozamiento interno del terreno.

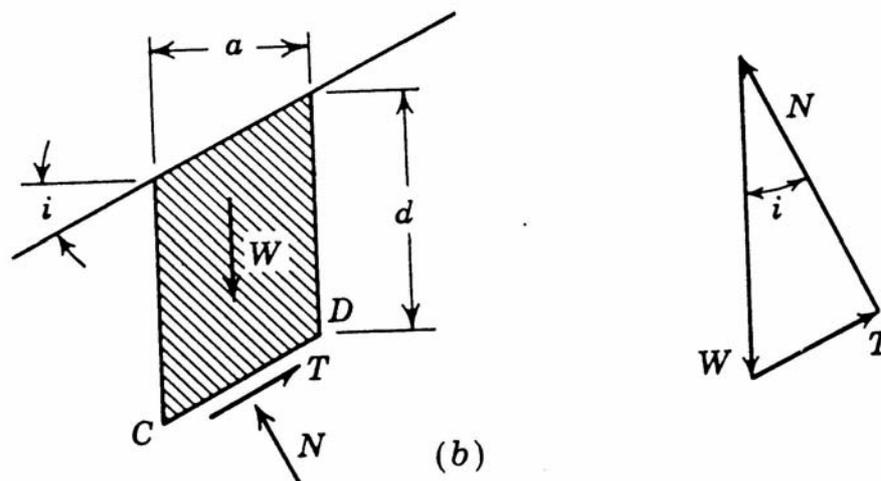


Figura 1.7. Planteamiento del equilibrio en el análisis de talud infinito (Lambe y Whitman, 1972)

Combinando las expresiones (1.4), (1.5) y (1.6) se obtiene:

$$F = \frac{c'}{\gamma \cdot d \cdot \cos(i) \cdot \text{sen}(i)} + \frac{\text{tg}(\phi')}{\text{tg}(i)} \quad (1.7)$$

Como se puede observar, el valor del coeficiente de seguridad depende de la dimensión d , es decir de la profundidad de la zona inestable, pero no de a .

La línea de rotura, por razones ya expuestas sobre igualdad del estado tensional de dos puntos situados a la misma profundidad por debajo del talud, ha de ser paralela a la superficie del talud. Esta condición se observa también en la ecuación (1.7), que pone de manifiesto que todos los elementos con un mismo valor de d tienen el mismo coeficiente de seguridad F .

Por tanto, la formulación anterior permite definir un valor de profundidad crítica d_c para la cual el coeficiente de seguridad sea la unidad. Dicho valor de profundidad viene dado por:

$$d_c = \frac{c'}{\gamma \cdot \cos^2(i) \cdot [\text{tg}(i) - \text{tg}(\phi')]} \quad (1.8)$$

De esta forma, si el valor de d se encuentra limitado por la presencia de un estrato, y se cumple que $d < d_c$ el talud es estable, sin embargo si $d > d_c$ se producirá la rotura.

De la ecuación (1.8) se deduce que en cuanto se cumple que el ángulo de rozamiento interno del suelo tiene un valor igual o superior a la inclinación del talud, es decir $\phi' \geq i$, el talud es siempre estable.

La misma condición viene expresada por la ecuación (1.7) donde además se observa que para casos de cohesión nula ($c = 0$), es decir, para suelos granulares, el coeficiente de seguridad viene dado por la relación:

$$F = \frac{\text{tg}(\phi')}{\text{tg}(i)} \quad (1.9)$$

y lo mismo ocurre cuando el valor de d tiende a infinito.

Talud sumergido

Una vez expuesta la formulación para el caso de talud seco, el análisis de talud sumergido resulta elemental.

Si se considera un talud sumergido bajo una superficie de agua estática tal y como se presenta en la Figura 1.8 (Lambe y Whitman, 1972), la resultante de las presiones intersticiales sobre las cuatro caras del elemento que se analiza resulta un empuje de Arquímedes vertical, que habrá que restar al peso del elemento.

De esta forma, las ecuaciones de equilibrio de fuerzas son las mismas que en el caso anterior de talud seco, pero considerando el peso sumergido del elemento. Por tanto basta con sustituir en todas las ecuaciones anteriores el valor del peso específico del terreno por el peso específico sumergido.

Con ello, el coeficiente de seguridad aumenta, como es lógico, y responde a

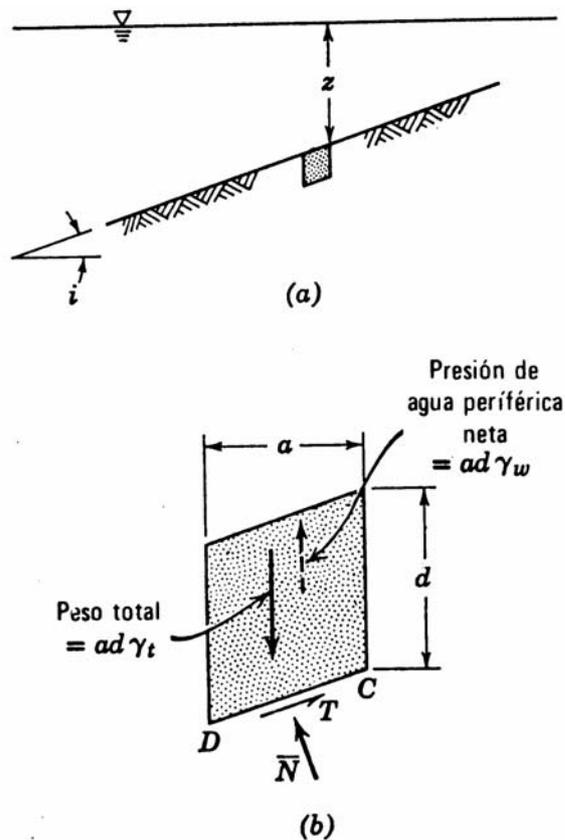


Figura 1.8. Planteamiento del equilibrio en el análisis de talud infinito sumergido (Lambe y Whitman, 1972)

la siguiente expresión:

$$F = \frac{c'}{\gamma_{sum} \cdot d \cdot \cos(i) \cdot \text{sen}(i)} + \frac{\text{tg}(\phi')}{\text{tg}(i)} \quad (1.10)$$

siendo el valor del peso específico sumergido función del saturado y del peso específico del agua según la relación:

$$\gamma_{sum} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (1.11)$$

De la expresión (1.10) se deduce que el factor de seguridad para suelos no cohesivos es igual en el caso de talud seco que sumergido, y viene dado por la expresión (1.9).

Talud con filtración

Se trata de obtener la expresión del coeficiente de seguridad para un talud indefinido en el que existe una red de filtración cuyas líneas de corriente forman un ángulo α con la horizontal (Figura 1.9).

Si se considera una equipotencial como la presentada en la citada figura, se tiene que:

$$\phi_O = z_O + \frac{u_O}{\gamma_w} \quad (1.12)$$

$$\phi_M = z_M + \frac{u_M}{\gamma_w} = z_M \quad (1.13)$$

Igualando las dos expresiones anteriores resulta:

$$u_O = \gamma_w \cdot (z_M - z_O) \quad (1.14)$$

Por tanto, la presión intersticial en puntos situados a una profundidad z (ver Figura 1.9) viene dada por la expresión:

$$u = \gamma_w \cdot OM \cdot \cos(\alpha) = \gamma_w \cdot z \cdot \frac{\cos(\beta) \cdot \cos(\alpha)}{\cos(\beta - \alpha)} \quad (1.15)$$

siendo β la inclinación del talud, y α la inclinación de las líneas de corriente, con respecto a la horizontal.

Con ello queda definido el valor de la presión intersticial en los puntos sobre la base CD del elemento sobre el cual se va a establecer el equilibrio de fuerzas.

La ley de presiones intersticiales sobre las caras verticales da lugar a unas fuerzas iguales y contrarias, que por tanto no es necesario tener en cuenta a la hora de plantear el equilibrio de fuerzas en el elemento. La resultante sobre la cara CD se obtiene sin más que multiplicar el valor de la presión intersticial correspondiente a la profundidad z por la longitud de dicha cara, resultando una fuerza U que actúa en dirección perpendicular a CD.

$$U = u \cdot \frac{a}{\cos(\beta)} = \gamma_w \cdot z \cdot a \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\cos(\beta - \alpha)} \quad (1.16)$$

Una vez que se ha establecido la fuerza a que da lugar la filtración, se puede establecer ya el equilibrio de fuerzas en el elemento considerado.

En este caso la fuerza normal que actúa sobre la cara CD se descompone en dos sumandos:

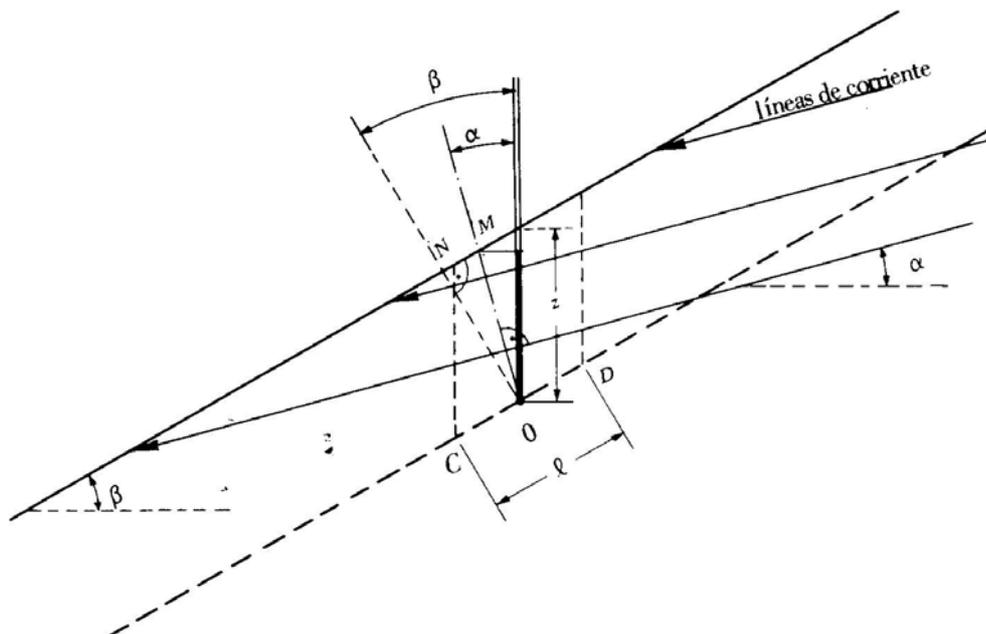


Figura 1.9. Talud infinito con filtración (Jiménez Salas et al., 1981)

$$N = N' + U \quad (1.17)$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas en la dirección perpendicular y paralela al talud se obtiene:

$$N = W \cdot \cos(\beta) = \gamma \cdot z \cdot a \cdot \cos(\beta) \quad (1.18)$$

$$T = W \cdot \text{sen}(\beta) = \gamma \cdot z \cdot a \cdot \text{sen}(\beta) \quad (1.19)$$

Combinando las ecuaciones (1.16) a (1.18) se obtiene el valor de N' que resulta:

$$N' = \gamma \cdot a \cdot z \cdot \cos(\beta) - \gamma_w \cdot a \cdot z \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\cos(\beta - \alpha)} \quad (1.20)$$

Entrando con este valor de N' en la ecuación (1.6) se obtiene finalmente el valor del coeficiente de seguridad para el caso de talud con filtración.

$$F = \frac{c'}{\gamma \cdot z \cdot \cos(\beta) \cdot \text{sen}(\beta)} + \frac{\text{tg}(\phi')}{\text{tg}(\beta)} - \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\text{sen}(\beta) \cdot \cos(\beta - \alpha)} \cdot \text{tg}(\phi') \quad (1.21)$$

Para este caso el valor de la profundidad z_c para la cual el coeficiente de seguridad es igual a la unidad resulta:

$$z_c = \frac{c'}{\gamma \cdot \cos(\beta) \cdot \text{sen}(\beta) \cdot \left[1 + \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\text{sen}(\beta) \cdot \cos(\beta - \alpha)} \cdot \text{tg}(\phi') - \frac{\text{tg}(\phi')}{\text{tg}(\beta)} \right]} \quad (1.22)$$

En el caso concreto de $\alpha = \beta$, es decir filtración paralela al talud, las expresiones correspondientes al coeficiente de seguridad y a la profundidad z_c para la cual $F = 1$, resultan las siguientes:

$$F = \frac{c'}{\gamma \cdot z \cdot \cos(\beta) \cdot \text{sen}(\beta)} + \frac{\gamma_{sum}}{\gamma} \cdot \frac{\text{tg}(\phi')}{\text{tg}(\beta)} \quad (1.23)$$

$$z_c = \frac{c'}{\gamma \cdot \cos^2(\beta) \cdot \left[\text{tg}(\beta) - \frac{\gamma_{sum}}{\gamma} \cdot \text{tg}(\phi') \right]} \quad (1.24)$$

1.3.3. Método de elementos finitos. Técnica de reducción de la resistencia del suelo.

Como ya se ha comentado en el apartado sobre análisis de equilibrio límite, el coeficiente de seguridad global se define en términos de la resistencia tangencial movilizada, según la expresión (1.1), pudiéndose expresar también en la forma dada en la (1.2), lo que pone de manifiesto que el coeficiente de seguridad global se puede considerar como un factor de reducción de la resistencia.

Ello ha hecho que diversos autores hayan planteado una técnica para la obtención del coeficiente de seguridad consistente en una reducción de la resistencia hasta llegar a rotura, empleando dicha técnica dentro de la formulación bien de elementos finitos o de diferencias finitas.

La idea de reducción de la resistencia para obtener el coeficiente de seguridad de un talud se ha venido desarrollando desde los años 70. Así Zienkiewicz et al. (1975) realizó análisis, tanto de un terraplén como de una excavación, consistentes en reducir el valor de la cohesión del suelo manteniendo constante el valor del ángulo de rozamiento, hasta un valor de la cohesión para el cual se llegaba a la rotura.

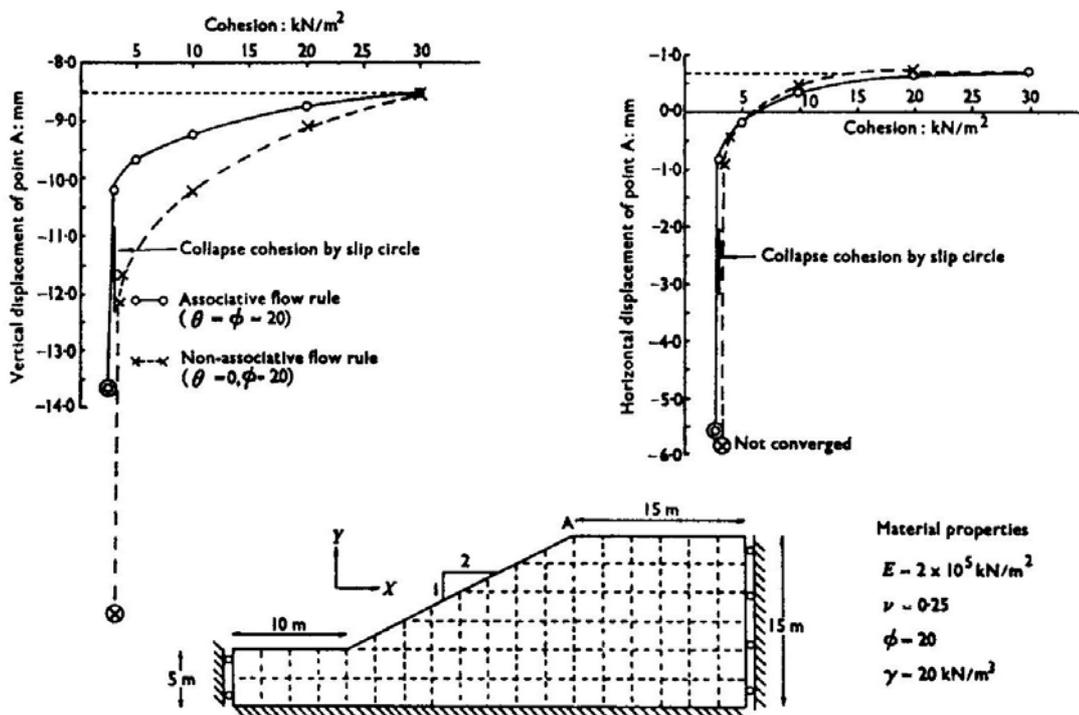


Figura 1.10. Terraplén. Desplazamientos resultantes de la reducción de la cohesión

Para el análisis del terraplén los autores consideraron la geometría de la Figura 1.10, realizando el cálculo para distintos valores de la cohesión, y un valor del ángulo de rozamiento de 20° . Los análisis consistieron en someter al terraplén a la acción de su peso propio, y se realizaron tanto para el caso de material asociado (dilatancia = ángulo de rozamiento) como no asociado (en concreto dilatancia nula).

Como resultado se obtuvo el desplazamiento, tanto horizontal como vertical, del punto A del terraplén para cada uno de los valores de cohesión adoptados. En la Figura 1.10 se presentan dichos resultados de los que se deduce el valor de la cohesión para el cual se produce la rotura.

En el caso de la excavación del desmonte los autores consideraron la geometría representada en la Figura 1.11, consistiendo el análisis en la excavación de la zona correspondiente, y realizando el cálculo también para distintos valores de cohesión, y para cada uno de ellos considerando material asociado y no asociado.

En la Figura 1.11 se presentan los resultados obtenidos por los autores

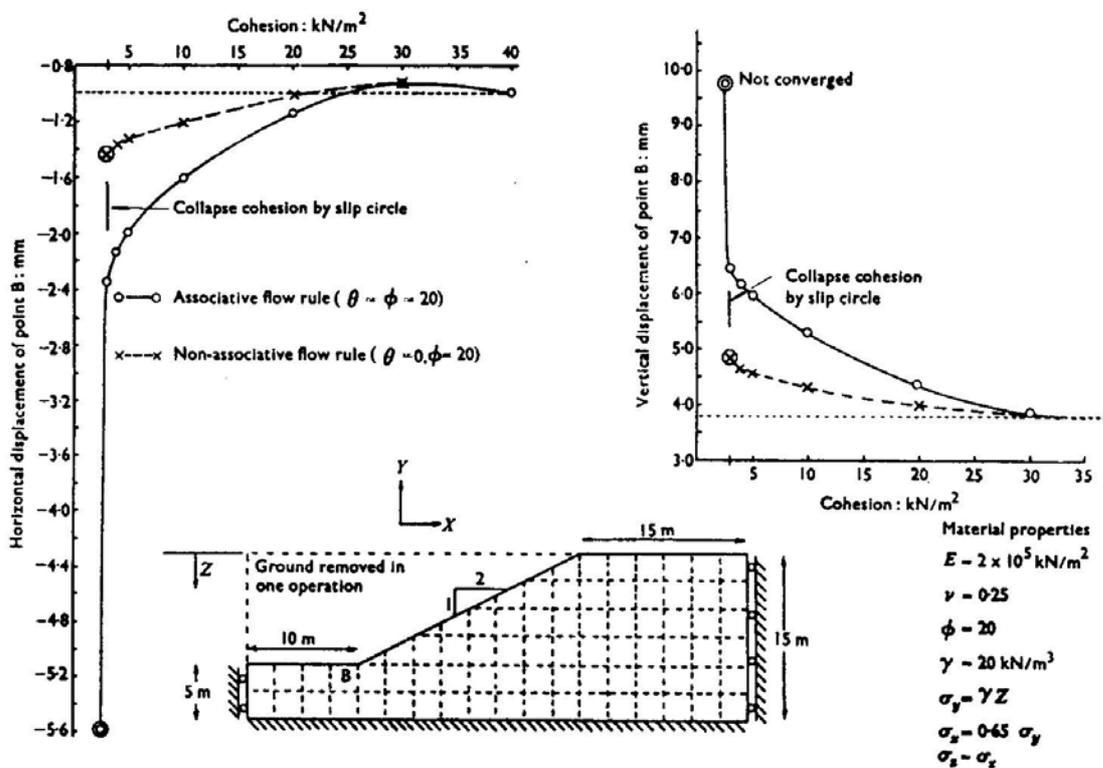


Figura 1.11. Desmonte. Desplazamientos resultantes de la reducción de la cohesión (Zienkiewicz et al., 1975)

correspondientes al desplazamiento vertical y horizontal del punto B del desmonte. Al igual que en el caso anterior, del análisis se obtiene el valor de la cohesión que la lugar a la rotura.

Con el tipo de análisis descrito se puede obtener el valor de los parámetros resistentes para los cuales el coeficiente de seguridad es la unidad (en este caso $\phi=20^\circ$ y $c= 3 \text{ kN/m}^2$).

Además los autores realizaron también análisis consistentes en la reducción simultánea de c y $\text{tg}\phi$, ambos en la misma proporción, obteniendo así el valor del coeficiente de seguridad.

Finalmente se puede remarcar el análisis que en el estudio se hace sobre la influencia de considerar material asociado o no asociado. Este tema sobre la influencia del valor del ángulo de dilatancia será tratado también a lo largo de esta Tesis.

A partir de entonces el empleo de la técnica de reducción de la resistencia en formulaciones numéricas ha sido aplicada por Naylor (1982), Donald y Giam (1988), Matsui y San (1988), Ugai (1989), Matusi y San (1992), Ugai y Leshchinsky (1995), Griffiths y Lane (1999), Dawson et al. (1999) y otros.

El análisis de la estabilidad de taludes empleando la técnica de reducción de la resistencia del terreno consiste en realizar una serie de análisis, cada uno de ellos para unos determinados valores de la resistencia del terreno dados por las relaciones (1.25) y (1.26). Es importante reseñar que se ha de tratar de análisis 'independientes' y no de un único análisis donde los valores de las características resistentes del suelo se vayan reduciendo.

$$c^{prueba} = \frac{c}{F^{prueba}} \quad (1.25)$$

$$\phi^{prueba} = \arctg\left(\frac{\text{tg}(\phi)}{F^{prueba}}\right) \quad (1.26)$$

donde c y ϕ son la cohesión y ángulo de rozamiento del terreno.

Con ello, el análisis consiste en realizar distintos cálculos independientes, para valores cada vez mayores del coeficiente F^{prueba} , hasta que en uno de ellos ocurra

que la solución no converja y por tanto se considere que es inestable. El valor de F_{prueba} para el cual ocurre dicha circunstancia se corresponde con el coeficiente de seguridad del talud.

Esta forma de cálculo que inicialmente resultaba poco usual y sobre todo poco práctica dada la cantidad de tiempo invertida para cada uno de los análisis, debido fundamentalmente a las limitaciones que ofrecían los análisis numéricos en cuanto a velocidad de ejecución, se han visto hoy en día reducidas por la gran velocidad de procesamiento de que se dispone actualmente incluso en los ordenadores personales. Ello ha contribuido a que esta forma de análisis se haya convertido en una herramienta usual en el campo de la estabilidad de taludes.

Así, existen publicaciones recientes sobre el análisis de estabilidad de taludes mediante la técnica descrita. Un ejemplo lo constituye el algoritmo de reducción de la resistencia descrito por Rachez et al. (2002), el cual se ajusta al procedimiento descrito consistente en realizar distintos análisis para diferentes valores del coeficiente F_{prueba} . El procedimiento es introducido en el programa de diferencias finitas FLAC, el

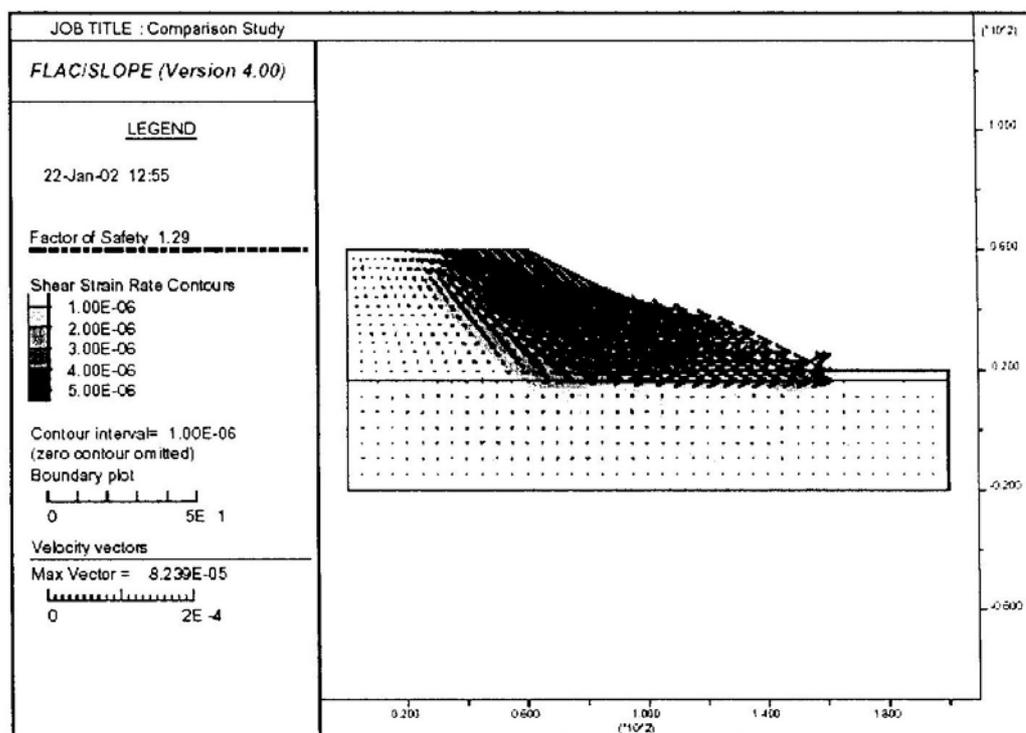


Figura 1.12. Resultado del coeficiente de seguridad mediante técnica de reducción de la resistencia (Rachez et al., 2002)

cual emplea la técnica de bisección para la obtención del coeficiente de seguridad. Un ejemplo de los resultados obtenidos por los autores se presenta en la Figura 1.12.

Sobre la definición de rotura, existen diferentes formas de definir la situación para la cual se considera que se ha llegado a una situación inestable en el talud. Así Snitbhan y Chen (1976) lo hacen en función del abombamiento relativo del paramento del talud, Duncan y Dunlop (1969) consideran una limitación de las tensiones tangenciales en la superficie de deslizamiento, otros autores como Zienkiewicz y Taylor (1989) consideran la rotura como la situación para la cual la solución deja de converger. Todas estas formas de definir la situación de rotura han sido discutidas por Abramson et al. (1996) a partir del estudio realizado por Wong (1984).

Como ejemplo en las Figura 1.13 y Figura 1.14 se presentan resultados obtenidos por Dawson et al. (1999) y Griffiths y Lane (1999) con respecto al análisis de dos taludes, en las cuales se pone de manifiesto la forma empleada para definir la rotura. Los primeros autores emplean la condición basada en los valores de la fuerza en desequilibrio normalizada, definida en cada punto como el valor de la fuerza en desequilibrio referida al valor de la fuerza de gravedad en el punto; mientras que los segundos se basan en los desplazamientos alcanzados.

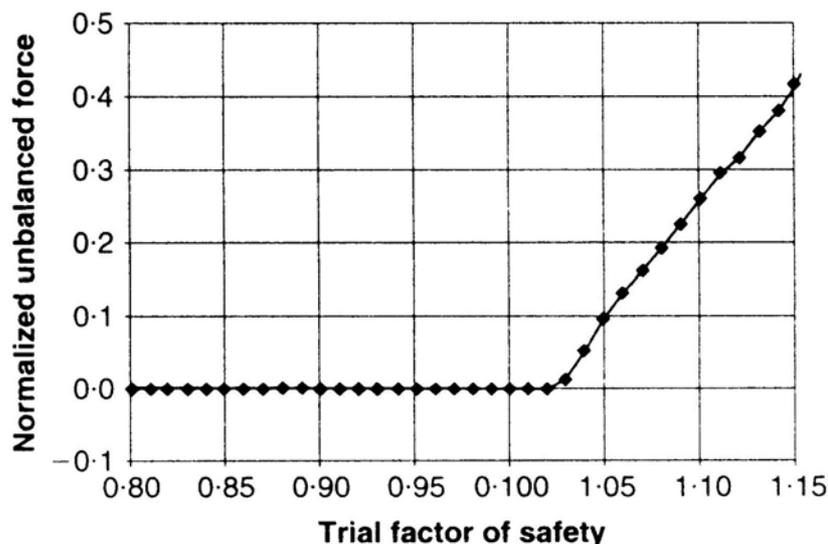


Figura 1.13. Técnica de reducción de resistencia del terreno. Fuerzas en desequilibrio a medida que el factor de seguridad de prueba aumenta en pequeños escalones (Dawson et al., 1999)

También existen diferencias sobre los modelos empleados por los distintos autores para representar el comportamiento del suelo. Dentro de la gran cantidad de modelos de comportamientos que se han ido desarrollando a lo largo de los años (Sagaseta, 2000), en general se suelen aplicar modelos elasto-plásticos (San y Matsui, 1991; Griffiths y Lane, 1999; Dawson et al., 1999; etc.) pero también existen estudios realizados con el empleo de otros modelos como por ejemplo el realizado por Matsui y San (1992) en el cual emplean una relación tensión-deformación elástica no lineal de tipo parabólica.

Con respecto a los métodos de equilibrio límite, todos los autores ponen de manifiesto la ventaja del análisis numérico descrito en cuanto a que no es necesario establecer la forma de la superficie de rotura, sino que en este caso dicha superficie es

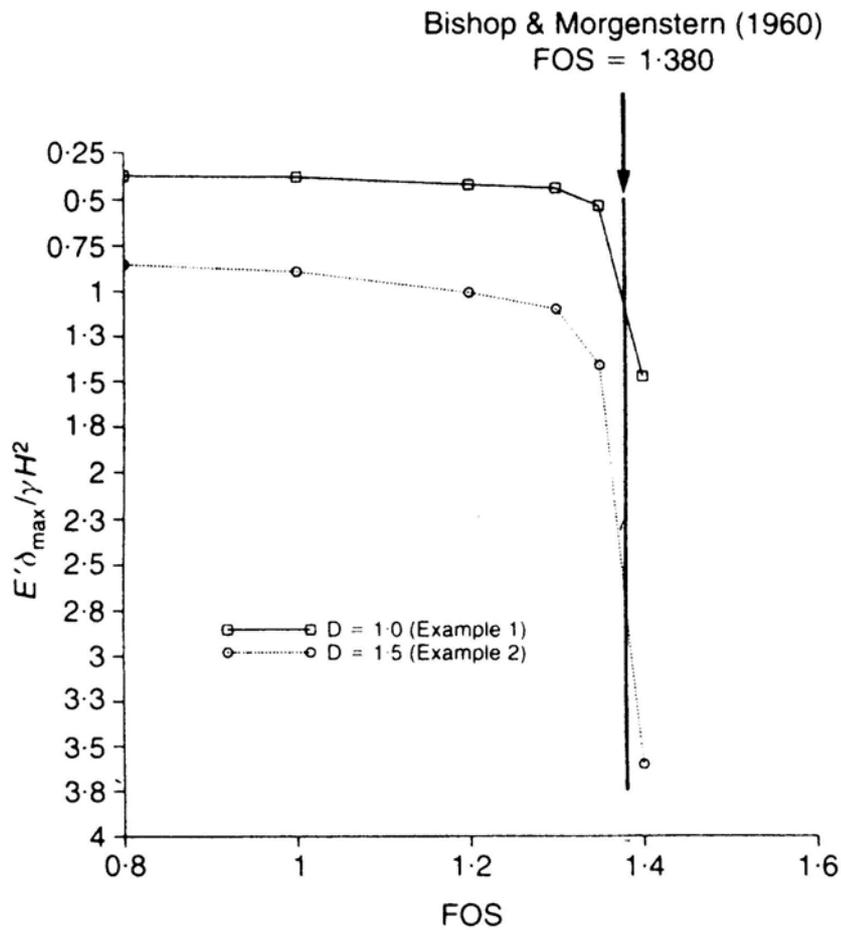


Figura 1.14. Obtención del coeficiente de seguridad con la técnica de reducción de la resistencia del terreno (Griffiths y Lane, 1999)

obtenida como resultado del propio análisis.

Aplicación a las inestabilidades superficiales

El método descrito de reducción de la resistencia del terreno para obtención del valor del coeficiente de seguridad se puede emplear en el caso de inestabilidades superficiales de taludes en suelo. Para ello bastaría con considerar una zona superficial del talud con ciertos parámetros resistentes, y para el resto del talud emplear valores muy superiores.

Con ello, al reducir los parámetros resistentes, la zona superficial del talud se ve muy afectada, mientras que dados los valores tan elevados en el resto del talud, esta zona se encontrará aún muy lejos de rotura. Así se consigue una forma de rotura superficial.

1.4. DEGRADACIÓN DEL TERRENO EN ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS

En los apartados anteriores se ha comentado la técnica de reducción de los parámetros resistentes del terreno con el objetivo de obtener el valor del coeficiente de seguridad del talud, realizándose para ello distintos análisis, cada uno de ellos con valores cada vez menores de la resistencia. La degradación de un terreno, también se corresponde con una reducción de su resistencia, pero este caso presenta una serie de diferencias con respecto al anterior: i) no se trata de llevar el terreno a rotura para así definir su coeficiente de seguridad, ii) la degradación del terreno puede tener lugar en una zona concreta del terreno, no teniendo porqué afectar a todo, iii) la degradación se suele definir en función de la distancia a la superficie expuesta a la atmósfera, e incluso del tiempo transcurrido.

Con la descripción realizada se pretende establecer la diferencia conceptual entre los análisis presentados en el apartado anterior, y los que se presentan en éste sobre la degradación del terreno.

En el análisis de inestabilidades superficiales de taludes en suelo es interesante conocer los fenómenos y procesos que pueden dar lugar a posibles inestabilidades. La razón principal de la aparición de inestabilidades superficiales suele estar relacionada con una degradación de la zona superficial del talud debida a fenómenos de erosión, filtraciones, corrientes de agua, meteorización, degradación química de las rocas, etc. Dicha degradación hace que la resistencia del terreno en la zona superficial del talud se vea reducida de forma que el coeficiente de seguridad frente a inestabilidades superficiales se reduce pudiendo llegar a una situación de rotura.

El proceso de degradación puede afectar no sólo al caso de taludes con su superficie expuesta a los agentes atmosféricos, sino también en situaciones como puede ser el comportamiento de una estructura cimentada sobre un terreno que sufra dicho proceso de degradación. En este sentido existen casos en la literatura sobre asientos en cimentaciones, e incluso roturas, debidas a fenómenos como procesos de degradación debida a la acción del agua en rocas salinas en Rusia (Petrukhin, 1993), o el cambio de las condiciones hidrológicas del suelo debido a excavaciones cercanas,

o a fenómenos de degradación en rocas blandas carbonatadas como ha ocurrido en algunos edificios históricos de Italia, etc.

Todo ello ha justificado la necesidad de poder introducir el fenómeno de la degradación del terreno en los análisis numéricos realizados bien con elementos finitos o diferencias finitas.

Sobre el análisis de la degradación del terreno existen numerosos estudios relacionados con lo que es el proceso de degradación desde un punto de vista químico y geológico, pero no tanto en lo que se refiere a su consideración o implementación en análisis numéricos.

Como ejemplo sobre la influencia de la degradación en análisis numéricos se puede citar los estudios realizados por Castellanza et al. (2002) sobre los asientos en una cimentación circular sobre una roca blanda debidos al fenómeno de degradación. Los autores introducen este efecto como una reducción progresiva del dominio elástico inicial, lo que equivale a que la superficie de plastificación se va encogiendo con respecto a la correspondiente a la roca sana.

En la Figura 1.15 se muestran las superficies de plastificación correspondientes a la roca sana (f_0), la roca degrada hasta convertirse en un suelo (f_u), y una situación intermedia correspondiente a una degradación parcial de la roca (f_w).

Como se puede observar la variable p_s de la figura controla el tamaño del dominio elástico para un material sin cohesión, mientras que p_t y p_m se introducen para tener en cuenta el efecto de las conexiones intergranulares. La primera, p_t , está relacionada con la resistencia a tracción, y la segunda, p_m , con la amplitud del dominio elástico en la zona de compresión.

Los autores consideran dichas variables dependientes del tensor de deformaciones plásticas y de un parámetro escalar X_d relacionado con la degradación y que varía desde el valor cero (roca sana) hasta la unidad (degradación completa), según las siguientes expresiones:

$$p_s = p_s(\varepsilon_{ij}^p)$$

$$p_m = P_m(\varepsilon_{ij}^p) \cdot Y(X_d) \quad (1.27)$$

$$p_t = P_t(\varepsilon_{ij}^p) \cdot Y(X_d)$$

En las expresiones anteriores P_m y P_t son funciones escalares que decrecen de forma monótona con las deformaciones plásticas. La función escalar $Y(X_d)$ representa la degradación química de la roca y decrece de forma monótona cuando el grado de degradación X_d aumenta.

Teniendo en cuenta lo anterior los autores definen la superficie de plastificación en el espacio de tensiones como:

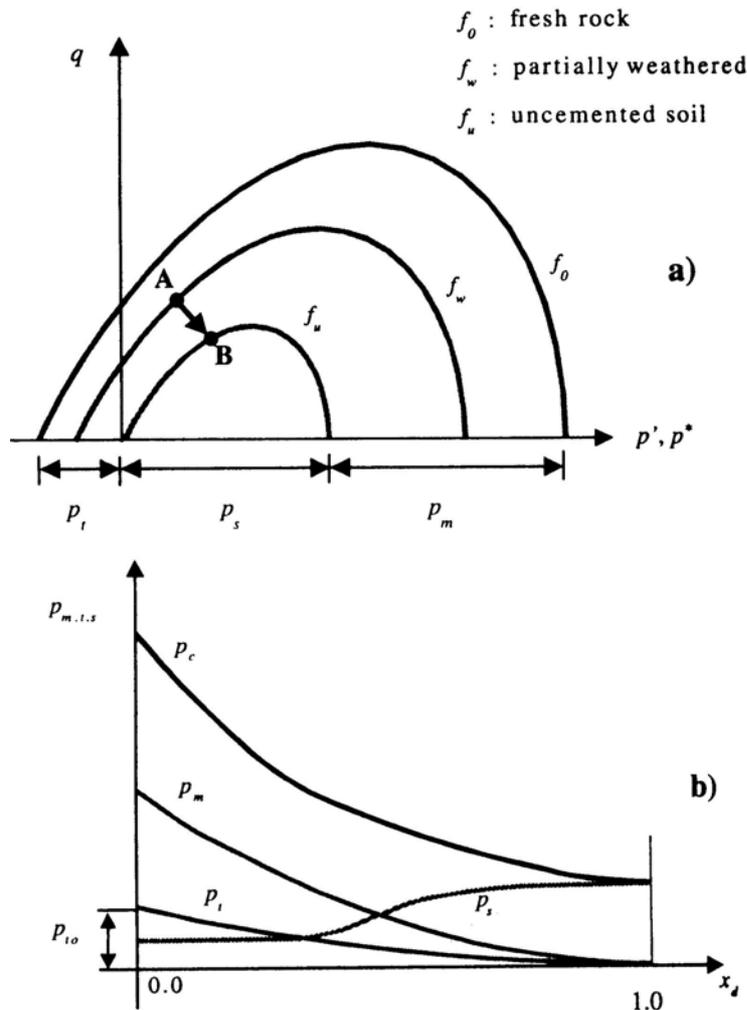


Figura 1.15. a) Evolución de la superficie de plastificación con la degradación. b) Evolución de las variables de rigidez con la degradación (Castellanza et al. 2002)

$$f[\sigma'_{ij}, p_k(\varepsilon'_{rs}, X_d)] = 0 \quad (1.28)$$

La función adoptada para la degradación se basa en datos experimentales sobre muestras de roca ensayada en diferentes grados de degradación y viene dada por:

$$Y(X_d) = 1 - r \cdot X_d + (r - 1) \cdot X_d^2 \quad (1.29)$$

donde X_d se considera igual a una relación t/T siendo T el tiempo requerido para completar la degradación.

El análisis de la cimentación circular realizado consiste en la aplicación de una carga y a continuación en el desarrollo de un proceso de degradación. Para ello consideran una primera fase en la que se aplican las cargas gravitacionales, una segunda consistente en la aplicación de una carga uniforme en toda la superficie del talud, en la tercera se aplica la carga a la cimentación, y finalmente tiene lugar el proceso de degradación. Los valores de p_s y p_m considerados en el cálculo son tales que el terreno no llega a plastificar durante las fases anteriores a la degradación.

En la Figura 1.16 se presenta la malla de elementos finitos empleada en el análisis.

Para simular el proceso de degradación de la roca se asoció a cada una de las diez capas de elementos de la discretización de elementos finitos una ley correspondiente a X_d . En la Figura 1.17 se muestran las leyes para distintos tiempos, teniendo en cuenta que al final de la degradación se le ha asociado un valor de $T = 1$.

Como ejemplo de los resultados obtenidos por los autores, en la Figura 1.18 se muestra la evolución del desplazamiento vertical del punto A durante la degradación.

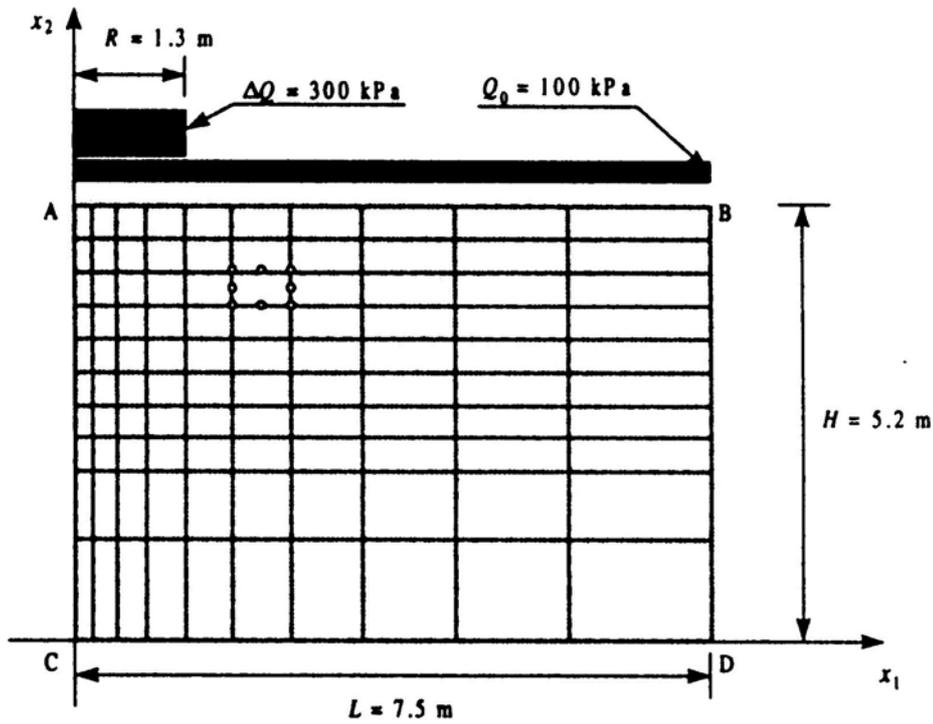


Figura 1.16. Discretización en elementos finitos para el análisis de una cimentación en roca blanda sometida a degradación (Castellanza et al., 2002)

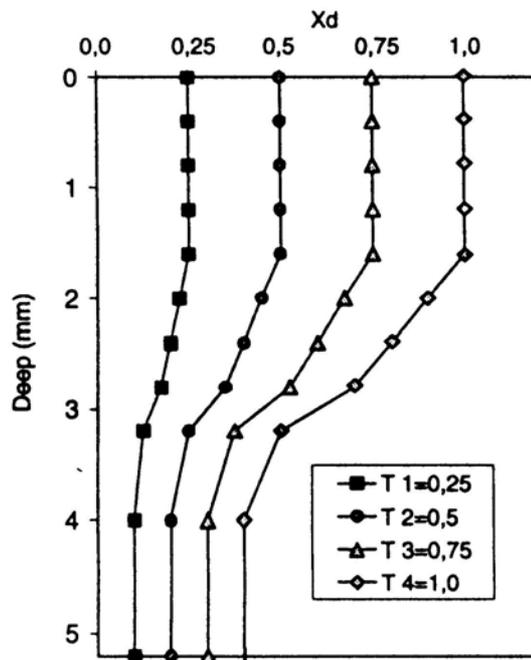


Figura 1.17. Perfiles de X_d para distintos tiempos de degradación (Castellanza et al, 2002)

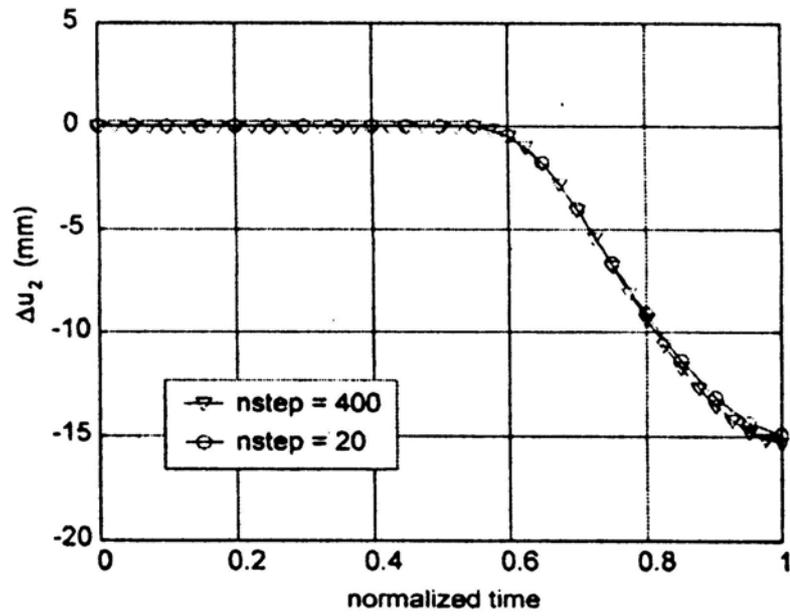


Figura 1.18. Desplazamiento vertical del punto A en función del tiempo normalizado durante la fase de degradación química (Castellanza et al., 2002)

1.5. SISTEMAS DE PROTECCIÓN Y REFUERZO FRENTE A INESTABILIDADES SUPERFICIALES DE TALUDES EN SUELOS

Los métodos empleados para la corrección de posibles inestabilidades de taludes en suelos se pueden agrupar de forma genérica en dos, por un lado los métodos de protección, y por otro los de estabilización o refuerzo.

La principal diferencia entre ambos se centra en que los primeros tratan de evitar que se desarrollen posibles fenómenos de alteración de la zona superficial del talud, lo que puede dar lugar a inestabilidades; mientras que los métodos de refuerzo y estabilización se caracterizan por actuar de forma activa en el caso de que se produzcan dichos fenómenos.

En los apartados siguientes se describen los métodos más empleados hasta nuestros días dentro de los dos grupos mencionados. Gran parte de la información ha sido obtenida de recopilaciones, cursos y libros que tratan sobre el tema (Manual de Ingeniería de Taludes, Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes, Curso sobre Estabilidad de Taludes: Protección y Conservación de taludes (CEDEX), Slope Stability 2000, etc.).

1.5.1. Sistemas de protección. Vegetación

El empleo de la vegetación con fines de protección superficial de taludes en suelos es conocido desde antiguo. La cubierta vegetal en un talud constituye un factor importante para su estabilidad, produciendo indudables efectos beneficiosos sobre todo en lo que se refiere a la protección de la superficie.

El movimiento de tierras que se produce en la construcción de desmontes y terraplenes, inevitablemente hace que se elimine la cubierta vegetal de forma que la superficie del talud queda expuesta a los agentes de meteorización lo que hace que se desarrollen zonas superficiales en las que la estabilidad se ve afectada. Jover et al. (1989) analizan esta problemática en taludes de infraestructuras viarias, y describen distintas técnicas de revegetación dependiendo del tipo de obra, además de justificar su empleo.

El beneficio que produce la presencia de vegetación, hierba, arbustos y árboles, se atribuye a una serie de efectos relacionados con la mejor de las condiciones de la zona superficial del talud y que se presentan a continuación.

Atenuación del efecto del viento. La presencia de la vegetación hace que el viento incida de forma más atenuada en el terreno que constituye la zona superficial del talud, evitando o reduciendo el efecto de posibles erosiones.

Efecto hidrológico. La absorción de agua por las raíces de las plantas produce un efecto de drenaje de las capas superficiales del terreno. En este sentido, existen estudios de diversos autores sobre la influencia de la siembra en el contenido de agua en un suelo.

Felt (1953) analizó la disminución del contenido de humedad en suelos arcillosos debido a la acción de las plantas. Para ello analizó los perfiles de humedad con la profundidad del suelo, para tres tipos distintos de plantaciones. En la Figura 1.19 se presentan los resultados obtenidos por dicho autor.

Gray (1978) estudió el efecto de la cubierta de árboles en la humedad del suelo. En su estudio se analiza el efecto del clima en la humedad del suelo para el caso de suelo con o sin cubierta vegetal. Como resultado se pone de manifiesto el

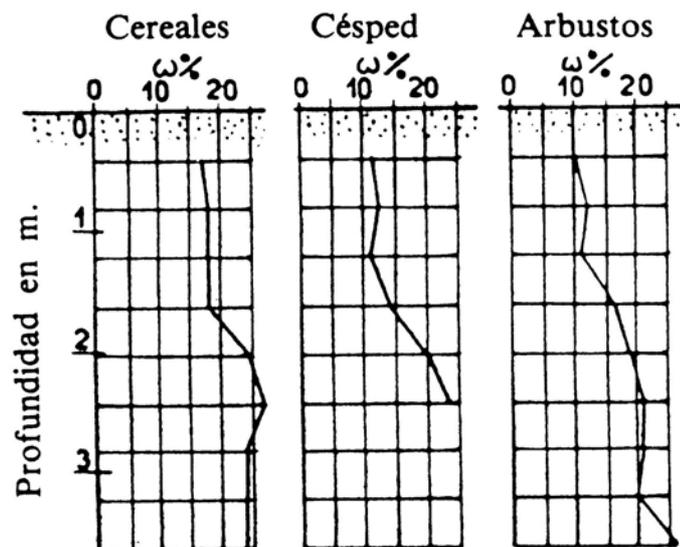


Figura 1.19. Disminución del contenido de humedad debido a la acción de las plantas en suelos arcillosos (Felt, 1953)

hecho de que la presencia de una cubierta vegetal tiene poco efecto sobre la humedad del suelo cuando la precipitación sobrepasa un cierto valor, y sólo por debajo de él se muestra una clara diferencia en la humedad del suelo según tenga o no cubierta vegetal. En la Figura 1.20 se muestra la gráfica que recoge los resultados obtenidos por el autor.

Susceptibilidad del suelo a ser erosionado. Evidentemente, ante la actuación de los mismos agentes erosivos no todos los suelos se ven alterados en la misma manera, por tanto, interesa conocer la susceptibilidad del suelo a sufrir erosión. Con respecto a este tema, existen estudios en la literatura que tratan de caracterizar los suelos según su susceptibilidad a ser erosionados como consecuencia del efecto de la lluvia y las corrientes de agua, y sufrir por tanto fenómenos de separación y transporte de sus partículas.

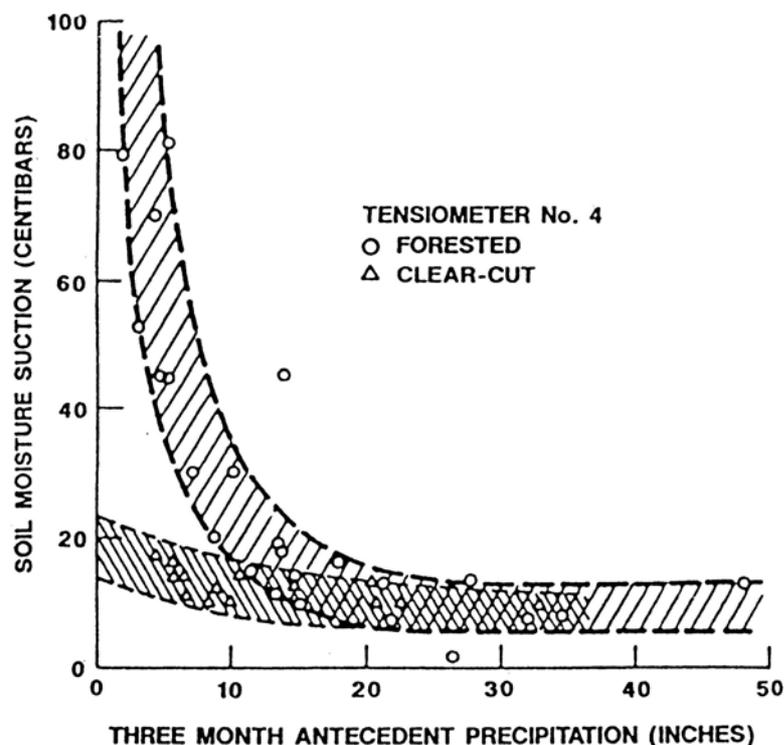


Figura 1.20. Succión del suelo en función de la precipitación (Gray, 1978)

Slope (H:V)	Length Slope Factor Values (L.S.) Slope Lengths (feet)					
	50	100	150	200	250	300
100:1	0.11	0.12	0.14	0.14	0.15	0.16
20:1	0.38	0.53	0.66	0.76	0.85	0.93
10:1	0.97	1.37	1.68	1.94	2.16	2.37
5:1	2.88	4.08	5	5.77	6.45	7.06
3:1	6.67	9.43	11.55	13.34	14.91	16.33
2:1	12.6	17.82	21.83	25.21	28.18	30.87
1.5:1	18.87	26.68	32.68	37.74	42.19	46.22
1:1	29.87	42.24	51.74	59.74	66.79	73.17

Tabla 1.1. Valores del coeficiente de longitud de taludes (Goldman et al, 1986)

En dichos estudios, la susceptibilidad de un suelo a sufrir erosión se mide a través de un coeficiente que depende de la textura del suelo y la longitud e inclinación del talud. En la Figura 1.21 se presenta un gráfico propuesto por Goldman et al (1986) para estimar el valor de dicho coeficiente. Sobre el efecto de la longitud e inclinación del talud en el transporte de las partículas de suelo una vez se han visto disgregadas por el impacto de la lluvia o por la acción de una corriente de agua, el análisis se suele realizar por medio de un factor denominado factor de longitud-inclinación del talud. Dicho factor representa la relación entre la pérdida de terreno por unidad de área con respecto a la pérdida en un caso experimental de 72.6 pies de longitud y talud del 9%. En la Tabla 1.1 se presentan los valores de dicho factor según Goldman et al (1986), valores que derivan de la formulación empírica desarrollada por Wischmeier y Smith (1965) y que responde a la expresión:

$$L.S. = \left(\frac{65.41 \cdot s^2}{s^2 + 10,000} + \frac{4.56 \cdot s}{\sqrt{s^2 + 10,000}} + 0.065 \right) \cdot \left(\frac{l}{72.5} \right)^m \quad (1.30)$$

donde

L.S.: factor de longitud el talud

l: longitud del talud en pies

s: inclinación del talud

m: exponente que depende de la inclinación del talud con los siguientes valores:

0.2 para taludes < 1%

0.3 para taludes entre el 1 y el 3%

0.4 para taludes entre 3.5 y 4.5 %

0.5 para taludes > 5%

En taludes con poca pendiente la corriente de agua es lenta por lo que las partículas recorren pequeñas distancias desde el lugar donde impacta la lluvia, por tanto, el valor del factor L.S. es menor de la unidad para taludes menores del 9% y longitudes menores de 50 pies. En cambio, en taludes más pendientes, el movimiento que sufren las partículas de suelo aumenta considerablemente de forma que el paso de un talud 3H : 1V a 1.5H : 1V triplica el valor del factor L.S., o lo que es lo mismo la

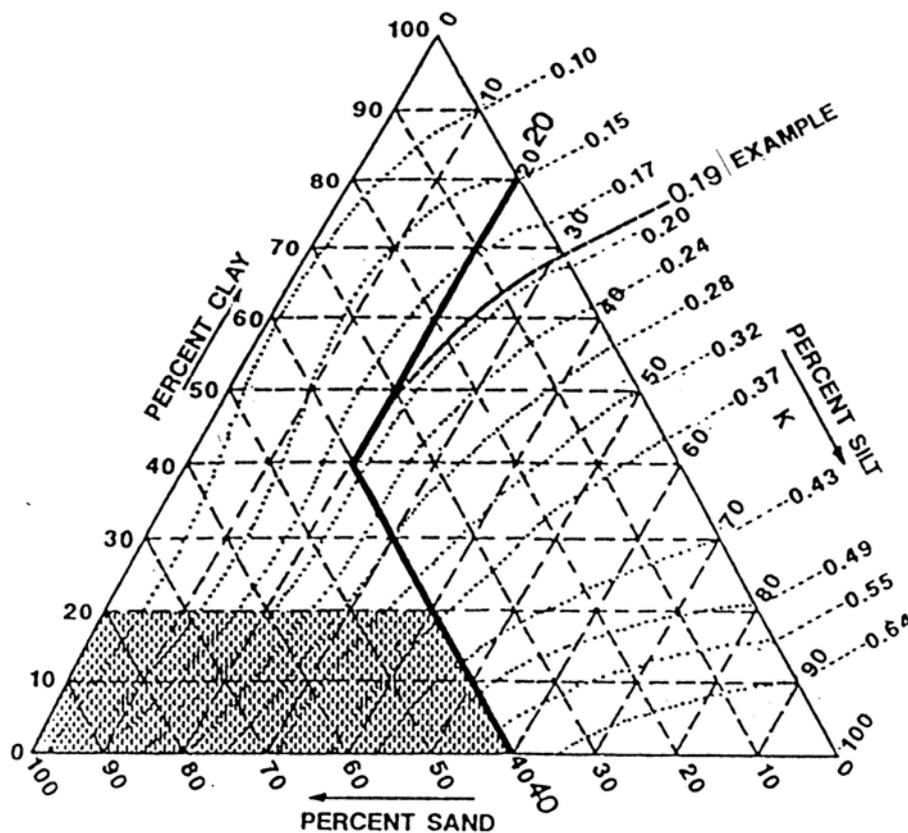


Figura 1.21. Gráfico para estimación del coeficiente K (Goldman et al, 1986)

pérdida de terreno se triplica.

En la formulación anterior el efecto de la longitud del talud resulta menor que el efecto de su inclinación. Con todo ello, se pone de manifiesto la necesidad de establecer alguna medida de protección, como puede ser la vegetación, en taludes de grandes longitudes y especialmente en caso de grandes pendientes.

Existen también otros índices relacionados con la susceptibilidad a la erosión como son el coeficiente de dispersión (C_d), la relación entre coloides y equivalente de humedad (C_r), coeficiente de erosión (C_e), coeficiente C_s , etc. Estos coeficientes se encuentran definidos en distintas bibliografías relacionadas con la erosión en suelo, y permiten establecer, en función de su valor, la facilidad de un suelo a ser erosionado.

$$C_d = \frac{\%(\text{limo} + \text{arcilla}) \text{ sin dispersante}}{\%(\text{limo} + \text{arcilla}) \text{ con dispersante}} \times 100 ; >15 \text{ Fácilmente erosionable}$$

$$C_r = \frac{\% \text{coloides}}{\% \text{equivalente humedad}} ; >1,5 \text{ Fácilmente erosionable}$$

$$C_e = \frac{C_d}{C_r} ; >10 \text{ Erosionable}$$

$$C_s = \frac{\text{sup. específica en cm}^2/\text{gr de partículas } \phi \text{ entre 0,05 y 2 mm.}}{\% \text{limo y arcilla en suelo dispersado menos en suelo no dispersado}}$$

Refuerzo producido por las raíces. Las raíces de las plantas producen un aumento de la resistencia a esfuerzo cortante en la zona de suelo que ocupan, de forma que la resistencia de un suelo con raíces puede llegar a ser del orden de 2 veces la del mismo suelo sin ellas.

Las raíces de ciertas hierbas pueden llegar a alcanzar profundidades de 0.5 a 0.75 metros, y en algunos casos concretos hasta más de 1.5 metros.

En definitiva el efecto de las raíces se puede considerar como una aportación al suelo de una cohesión aparente, de forma que el aumento de la resistencia al corte a que da lugar se traduce en un aumento del coeficiente de seguridad del talud frente a posibles inestabilidades superficiales.

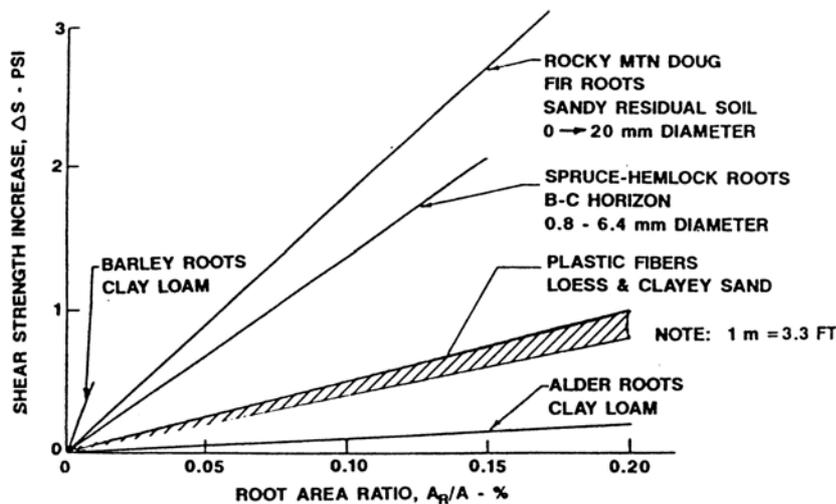


Figura 1.22. Incremento de la resistencia a cortante resultante del refuerzo de varios suelos con fibras y raíces (Gray, 1978)

Sobre el efecto de refuerzo que producen las raíces existen varios estudios, alguno de los cuales llegan a plantear formas de cálculo de taludes con presencia de vegetación.

Gray (1978) realizó un estudio sobre suelos reforzados con raíces y fibras, relacionando el aumento de la resistencia al corte que se obtiene en función de la relación de área ocupada por raíces. En la Figura 1.22 y en la Tabla 1.2 se recogen algunos resultados publicados con respecto a dicho aumento de resistencia al corte. En la citada figura se puede observar que para valores típicos de 0.05 a 0.15% de área de raíces, el incremento en la resistencia al corte es de 0.5 a 2.5 libras/pulgada².

Como ya se ha comentado, existen algunos desarrollos en la literatura con respecto a formas de cálculo de la estabilidad de taludes con vegetación. En ellos se trata de establecer el efecto de la presencia de las raíces en la seguridad frente a deslizamientos superficiales.

En este sentido se puede citar el análisis propuesto por Baker (1986) basado en el método del talud indefinido, pero teniendo en cuenta la presencia de las raíces en el sentido de la cohesión aparente que aportan al suelo.

Para el análisis el autor considera el caso mostrado en la Figura 1.23 (Bache y MacAskill, 1984) donde una capa de suelo superficial se encuentra reforzada por

Tree Species	Root Diameter (mm (in.))	Tensile Strength (psi)	Average Tensile Strength, All Size Classes (psi)
Rocky Mountain Douglas fir	2 (0.08)	3,285	2,653
	4 (0.16)	3,226	
	6 (0.23)	2,579	
	8 (0.39)	2,349	
	10 (0.39)	2,152	
Coastal Douglas fir	2 (0.08)	8,214	7,083
	4 (0.16)	8,504	
	6 (0.23)	6,846	
	8 (0.31)	6,482	
	10 (0.39)	6,243	
Spruce-Hemlock	2 (0.08)	1,450	1,375
	4 (0.16)	1,390	
	6 (0.23)	1,380	
Birch	2 (0.08)	6,600	5,305
	2-7 (0.08-0.27)	3,170	
	>15 (0.59)	6,560	

Tabla 1.2. Resistencia a tracción de raíces de árboles (Abramson, 1996. Source: Burroughs y Thomas, 1976; Gray, 1978 y Turmanina, 1965)

vegetación, en el caso de un talud considerado indefinido. En dicha situación, el coeficiente de seguridad es definido por la expresión:

$$F1 = \frac{S_s + \Delta S_R}{T} \tag{1.31}$$

donde, S_s representa la resistencia al corte del suelo en un área $L \times 1$ (unidad de anchura)

ΔS_R es el incremento de la resistencia al corte debido al refuerzo que producen las raíces.

T es la fuerza tangencial que actúa en el plano de rotura.

Por equilibrio de fuerzas en la figura, se obtiene la expresión:

$$T = W_s \cdot \text{sen}(\beta) \tag{1.32}$$

donde W_s es el peso del elemento considerado y β la inclinación del talud.

Finalmente, el incremento de la resistencia que supone la presencia de las raíces, es introducida por el autor mediante una cohesión aparente Δs de forma que $\Delta S_R = \Delta s \cdot L$. Así, el coeficiente de seguridad del talud con la vegetación viene dado por la expresión:

$$F1 = \frac{(c' + \Delta s) \cdot L + W'_s \cdot \cos(\beta) \cdot tg(\phi')}{W_s \cdot \sin(\beta)} \tag{1.33}$$

donde W'_s representa el peso sumergido del elemento considerado.

Si se considera un valor de la dimensión L_{ab} presentada en la Figura 1.23 igual a la unidad se obtienen los siguientes valores de W'_s , W_s y L :

$$W'_s = \gamma_1 \cdot h_1 + (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot h_2 \tag{1.34}$$

$$W_s = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 \tag{1.35}$$

$$L = 1 / \cos(\beta) \tag{1.36}$$

donde γ_1 y γ_2 son los pesos específicos del suelo por encima y por debajo del nivel freático, y las dimensiones h_1 y h_2 las indicadas en la Figura 1.23.

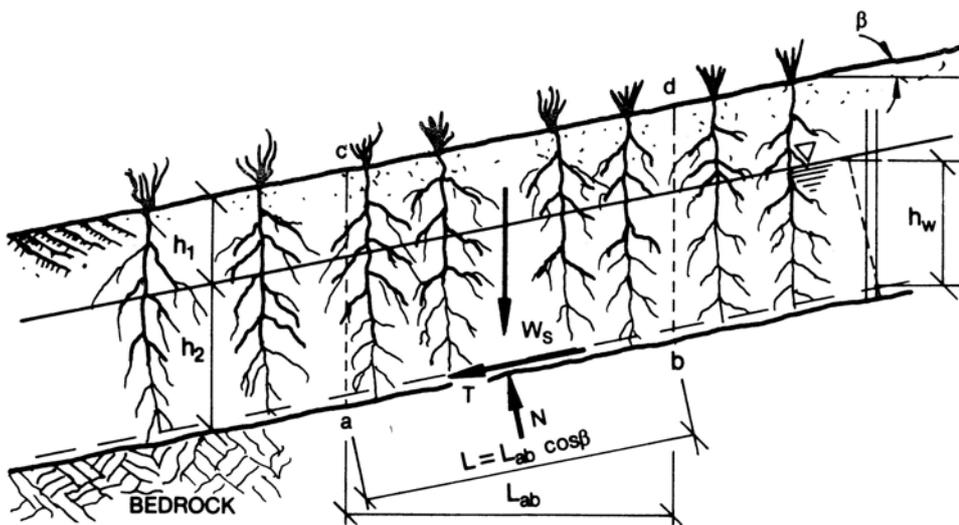


Figura 1.23. Fuerzas sobre un elemento de talud infinito con vegetación (Bache y MacAskill, 1984)

Por tanto, el coeficiente de seguridad frente a inestabilidades superficiales depende la cohesión aparente que produzca la presencia de las raíces. En la Tabla 1.3 se indican algunos valores dados por Bache y MacAskill (1984) con respecto a dicha cohesión aparente para distintas condiciones de vegetación y para distintos valores de las dimensiones h_1 y h_2 . Dichos valores se acompañan del coeficiente de seguridad obtenido en cada caso.

Otros estudios semejantes en los que también se analiza la resistencia del conjunto suelo-raíz son los presentados por Wu et al. (1979), donde los autores presentan una formulación semejante a la anterior. En su estudio también presentan los resultados de ensayos a tracción realizados sobre raíces, y relacionan la resistencia a tracción obtenida con el diámetro de las raíces.

Estudios más recientes sobre el efecto de refuerzo de las raíces frente a deslizamientos superficiales son los presentados por Schmidt et al. (2001) y Roering et al. (2003) ambos en relación a la influencia de la distribución de árboles en deslizamientos superficiales ocurridos en la costa a Oregón en 1996. Los autores documentan en su artículo la distribución y características de árboles presentes en

	h_1 (m)	h_2 (m)	ΔS (kN/m ²)	P_t (kN/m ²)	τ_w (kN/m ²)	FS
<i>Fixed data</i> $c' = 5.3 \text{ kN/m}^2$ } consistent with $\psi' = 34.7 \text{ kN/m}^2$ } Wu et al. (1979) $L = (l/\cos 35^\circ) = 1.22 \text{ m}$ $P_t = \text{Weight of trees per unit slope area}$						
$\gamma_1 = 18.0 \text{ kN/m}^3$ } $\gamma_2 = 20.0 \text{ kN/m}^3$ } $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$ } assumed $\beta = 35^\circ$ } $h_1 + h_2 = 0.9 \text{ m}$ }						
Case 1 uncovered slope	0.4 (assumed)	0.5 (assumed)	0.0 (no plant on slope)	0.0	0.0	1.36
Case 2 plant growth	0.7 (assumed)	0.2 (assumed)	6.0	3.8 (Wu et al. 1979)	0.1	1.93
Case 3 dense growth	0.9 (maximum)	0.0	6.0	3.8	0.1	2.18
Case 4 cut-over immediate	0.9	0.0	6.0 (fresh roots)	0.0 (plants removed)	0.0	2.90
Case 5 after cut-over	0.4 (case 1)	0.5 (case 1)	3.0 (50%)	0.0	0.0	1.75
Case 6 long after cut-over	0.0	0.9 (maximum)	0.0	0.0	0.0	1.13

Tabla 1.3. Efecto de la vegetación en el coeficiente de seguridad para un talud infinito con filtración paralela a su paramento (Bache y MacAskill, 1984)

zonas donde ocurrieron 36 deslizamientos superficiales.

Como resumen final se puede establecer que la presencia de vegetación en los taludes resulta muy beneficiosa en el sentido de prevención de la degradación de la superficie, no sólo en lo que se refiere a su función como sistema de protección, sino que también cumplen una cierta misión de refuerzo del terreno, aunque pequeña en comparación a otros sistemas que se describen en el siguiente apartado.

Otro aspecto que se tiene en cuenta cuando se opta por la vegetación para mejorar la estabilidad superficial de taludes, es la elección del tipo de vegetación a emplear. La absorción de agua realizada por la vegetación depende de la especie y del tipo de suelo en que se encuentre. Una regla general a la hora de elegir el tipo de especie es usar plantas típicas en la zona y que se adapten al clima existente, y de entre ellas suelen convenir especies de raíces profundas y de alto grado de transpiración. Aún con todo ello, a veces resulta difícil la elección debido a condiciones como pueden ser la sombra o sol sobre el talud, la fertilidad del suelo, el presupuesto.

Un ejemplo de elección del tipo de vegetación y de su evolución es presentado por Varela et al. (1989) con relación a los taludes originados por la obra de la autopista Villalba-Villacastín. En el artículo que presentan dichos autores se pone de manifiesto alguna problemática que se encuentra a la hora de establecer el tipo de vegetación, en este caso concreto con relación a la falta de precipitación, suelos y nutrientes, junto con la falta de arcillas y materia orgánica.

Otro aspecto importante dentro de la vegetación son los sistemas que se han ido desarrollando para protección de las semillas. Teniendo en cuenta que el desarrollo de las semillas hasta obtener cierta vegetación no es inmediato sino que hay que prever un desarrollo escalonado de vegetación herbácea, arbustiva y árboles, es necesario en los primeros momentos tras la plantación conseguir fijar la tierra que contiene las semillas durante un plazo suficiente para que crezcan las primeras plantas. Tradicionalmente dicha función se ha conseguido mediante el hincado de estaquillas y colocando entre ellas cañizo, fajinas, costeros de madera, etc.

Hoy en día se obtienen muy buenos resultados mediante una técnica que consiste en proyectar una mezcla en la que van incluidas las semillas y los fertilizantes, con algún elemento de protección y fijación.

A continuación se describen los sistemas que se han venido empleando para conseguir la fijación de semillas hasta que se produzca el crecimiento de las primeras plantas.

Sistemas de fijación del terreno que contiene las semillas

Como ya se ha comentado, tradicionalmente la función de fijación del sustrato que contiene las semillas se ha conseguido mediante el hincado de estaquillas y colocando entre ellas cañizo, fajinas, costeros de madera, etc.

Hoy en día los sistemas empleados suelen consistir en elementos continuos que se disponen ocupando toda la superficie del talud y que de alguna manera se anclan al talud. Dentro de estos sistemas se encuentran las mantas orgánicas, redes naturales, geosintéticos, mallas metálicas, etc.

La diferencia entre cada uno de los citados elementos de soporte se basa fundamentalmente en el material y forma en que están contruidos, dando lugar a distintos elementos, cada uno de ellos con distintas propiedades en cuanto a espesor, masa por unidad de área, resistencia a tracción, etc.

Por ejemplo, Havard (1986) realizó un estudio sobre la siembra en un geotextil constituido por desechos de la fabricación de ropa trenzados en una malla de polipropileno. En el estudio se presentan ensayos de laboratorio y campo realizados con el objetivo sobre todo de conocer la capacidad de almacenamiento de agua. Como resultado se obtiene el buen comportamiento del geotextil empleado como soporte artificial de las semillas.

Otro ejemplo es el estudio realizado por Ruegger (1986) consistente en la disposición de una estructura de vegetación y sobre ella una malla de contención. Este sistema no sólo cumple la misión de soporte de la vegetación, sino que en este caso se logra también cierto refuerzo del suelo con respecto a una estabilidad en el talud, lo que se sale un poco de las estabilidades superficiales y entrar ya en el campo de las profundas.

Palencia et al. (1992) propone un tipo de geomallas para cumplir distintos objetivos uno de ellos el control de la erosión y mejora del crecimiento del césped. Se trata de georedes de polipropileno de alta densidad.

Los sistemas descritos son sólo un ejemplo de la multitud que existen. Al final, cada uno de ellos se comercializa en el mercado con un cierto nombre comercial que en general se encuentra patentado y perfectamente definido en cuanto a su construcción y características.

Sobre la definición de las características de los geotextiles, geomallas, mallas de alambre, etc., hay que destacar que generalmente se trata de elementos con un comportamiento anisótropo de forma que su comportamiento en tracción es distinto según la dirección que se considera. Ello se debe bien a una dirección de tejido, o a la forma de fabricación, trenzado que presentan, etc. En general todos los productos comerciales que existen dentro los grupos mencionados son sometidos a una serie de ensayos para determinan su comportamiento y resistencia. Entre ellos suele encontrarse el ensayo de tracción según distintas direcciones cuyos resultados ponen de manifiesto el comportamiento anisótropo mencionado.

Como ejemplo se puede citar el estudio realizado por Novais-Ferreira y Quaresma (1986) sobre el comportamiento anisótropo debido al proceso de fabricación de geotextiles no tejidos compuestos por pequeñas fibras de polipropileno dispuestas de forma irregular. En la Figura 1.24 se pueden observar los resultados obtenidos por dichos autores con respecto a la variación de la fuerza de rotura, alargamiento en rotura y rigidez, en función de la dirección de ensayo.

Leclerq y Prudon (1986) estudiaron el comportamiento según la dirección de geotextiles tejidos y no tejidos. Para el caso de geotextiles no tejidos encontraron que la rigidez para direcciones de 0° , 30° , 45° , 60° y 90° resultan muy parecidas, en cambio no ocurre así para el caso de los tejidos. En la Figura 1.25 se muestran los resultados correspondientes a la resistencia mecánica de tres geotextiles no tejidos (NT1, NT2, NT3) y cinco tejidos (A1, A2, A3, A4, A5). En la Tabla 1.4 se presentan los resultados sobre el módulo de los geotextiles para un alargamiento del 100%.

	Sens production	Sens travers	30°	45°	60°
N1	135	130	102	104	116
N2	150	139	130	150	136
N3	55	55	60	50	50
A1	98	95	50	50	55
A2	110	110	55	57	55
A3	88	140	60	60	62
A4	54	75	30	38.5	41
A5	158	150	100	75	90

Tabla 1.4. Módulos de geotextiles en kN/m para un alargamiento de 100% (Leclerq y Prudon, 1986)

Finalmente en la Figura 1.26 se presenta el valor de la resistencia en función de la dirección para dos muestras de 5 cm. de largo, una tejida y otra no tejida, y su puede observar de nuevo el comportamiento fuertemente anisótropo que presenta el geotextil tejido, mientras que en caso del no tejido existe una pequeña variación de la resistencia con la dirección.

Otros sistemas empleados para mejorar la estabilidad superficial de taludes consisten en el empleo de elementos de protección frete a la acción de la lluvia e infiltración del terreno que pueden dar lugar a una erosión de la zona superficial del talud. A diferencia de la vegetación donde se conseguía no sólo una función de protección frente a la erosión sino también un efecto de refuerzo del suelo gracias a las raíces de las plantas, con los sistemas que se describen en este apartado únicamente se consigue la función de protección.

Como ejemplo de sistemas de protección frente a lluvia e infiltración se pueden citar la gunita, el suelo-cemento, los mantos de mampostería o de escollera, etc.

Cabe citar también el sistema propuesto por Puig y Schaeffner (1986) consistente en un geotextil tridimensional empleado para combatir el efecto de la erosión debido a la lluvia. El geotextil propuesto una vez instalado forma una especie de celdas hexagonales con la forma de un panal de abejas. Con este sistema se consigue una disipación de la energía debida a las corrientes de agua, un efecto de confinamiento del material que se encuentra en las celdas y un cierto refuerzo mecánico debido a la resistencia a tensión del geotextil.

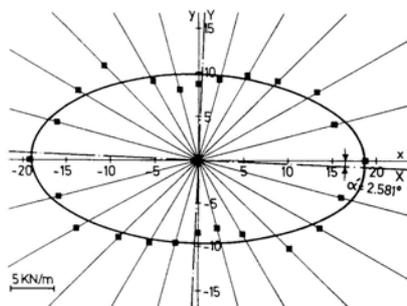


Fig. 2 - FORCE AT FAILURE AS A FUNCTION OF THE DIRECTION OF TESTING
- STRIP TEST -

Fig 3 - ELONGATION AT FAILURE AS A FUNCTION OF THE DIRECTION OF TESTING
- STRIP TEST -

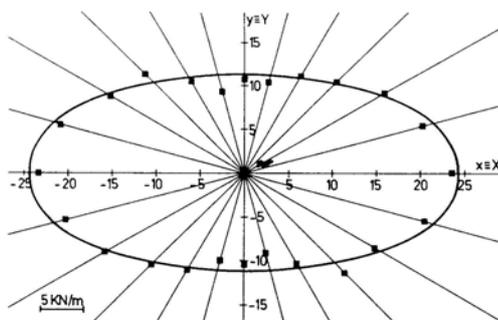
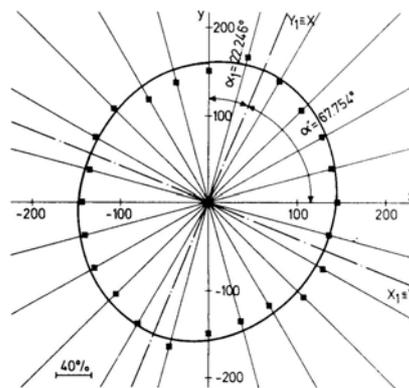


Fig. 4 - TENSILE STIFFNESS AS A FUNCTION OF THE DIRECTION OF TESTING
- STRIP TEST -

Figura 1.24. Características mecánicas del geotextil en función de la dirección (Novais-Ferreira y Quaresma, 1986)

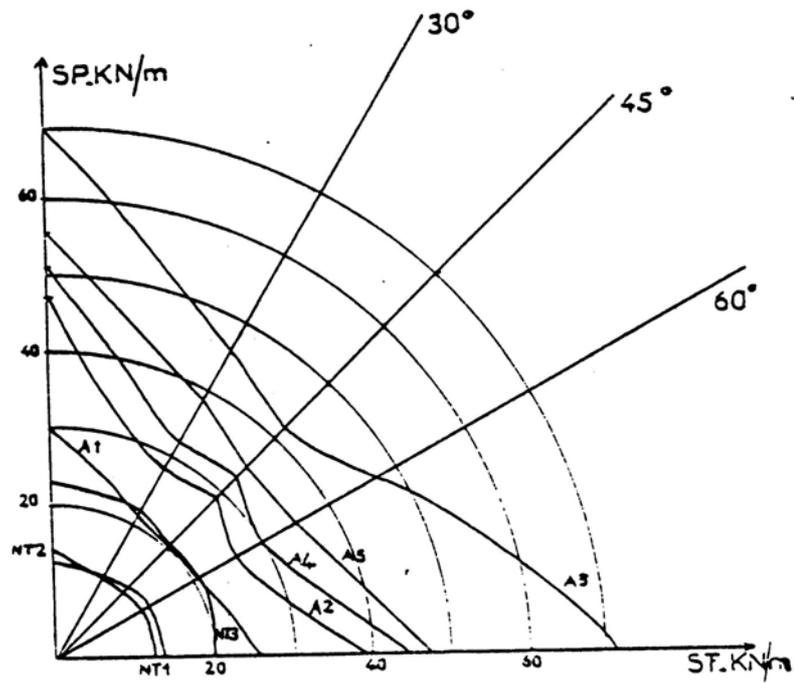


Figura 1.25. Diagrama de resistencias mecánicas para geotextiles tejidos y no tejidos (Leclerq y Prudon, 1986)

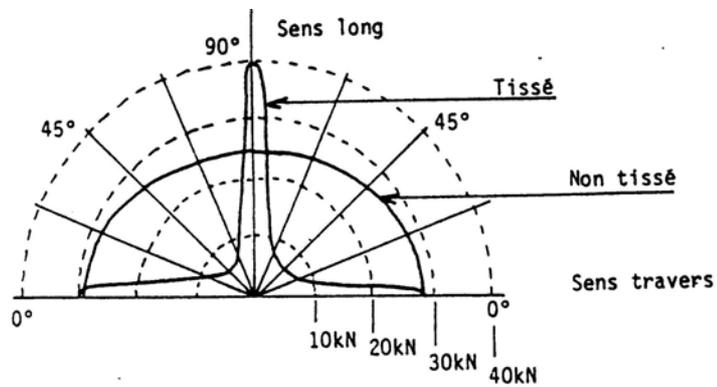


Figura 1.26. Diagrama de resistencias mecánicas de un geotextil no tejido y otro tejido (Leclerq y Prudon, 1986)

1.5.2. Sistemas de estabilización o refuerzo

Los sistemas descritos en los dos apartados anteriores cumplen con la misión de protección de la superficie del terreno frente a erosión, y en el caso de la vegetación introducen una cierta componente de refuerzo en el terreno.

Hace unos años se ha comenzado a emplear sistemas cuya misión es la estabilización y refuerzo superficial del talud, es decir, no se trata de elementos con misión principal de protección, sino que se trata de ejercer un efecto estabilizador en la zona superficial del talud.

Se trata de elementos flexibles (por ejemplo mallas) anclados al talud y que son capaces de soportar tensiones elevadas. La misión de estos elementos es la de contención del terreno de la superficie sometida a erosión, filtración, etc., produciendo una mejora con respecto a posibles inestabilidades superficiales en el talud. La forma de trabajo de estos sistemas se basa en el efecto que producen sobre el talud que consiste básicamente en la transmisión de una presión sobre su paramento (ver Figura 1.27). En algunos casos la forma de funcionamiento de estos sistemas es activa, es

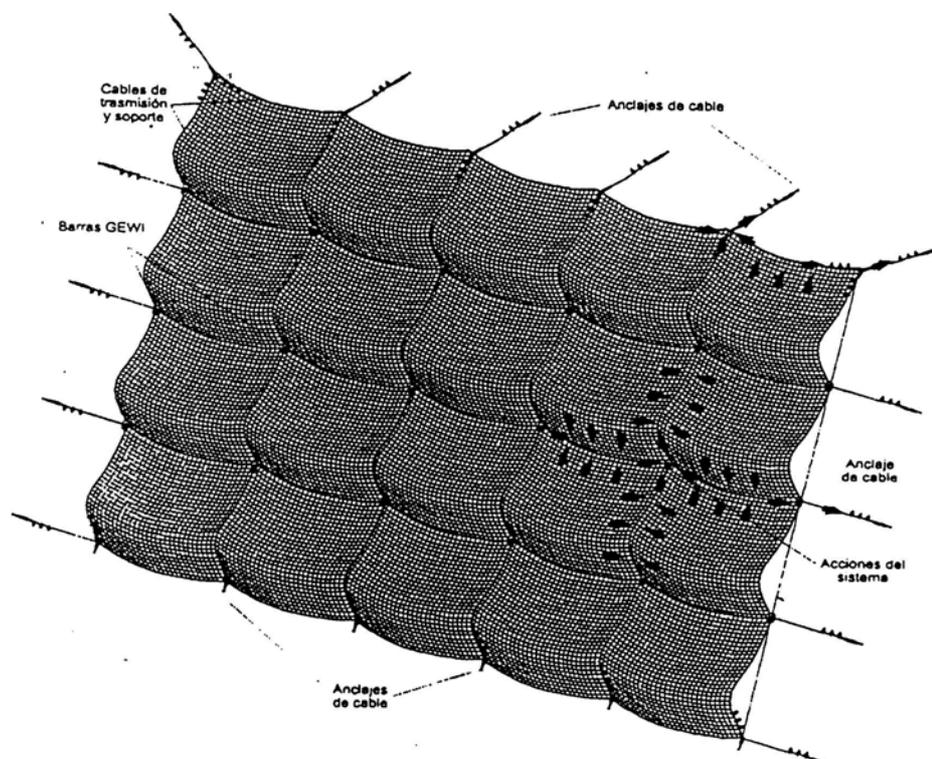


Figura 1.27. Esquema de funcionamiento de las mallas (Torres, J.A., 1997)

decir, los anclajes empleados se pretensan de forma que desde un principio la zona superficial del talud se encuentra comprimida debido al efecto de la malla y anclajes.

Como elemento flexible de sostenimiento se pueden emplear mallas de alta resistencia, muy superior a la de las geomallas o geosintéticos descritos anteriormente como sistemas de protección de las semillas de vegetación, y por tanto capaces de cumplir su función de estabilización.

Este tipo de sistemas ha sido muy empleado en taludes en roca, pero no tanto en el caso de taludes en suelos. En este último caso se puede citar como experiencia reciente el empleo para la estabilización de una ladera que presentaba un espesor de coluvión de hasta 10 m. en la autovía del Noroeste, en el tramo Villafranca del Bierzo-Ambasmestas (Torres, J.A. y Prieto, J., 2001)

Como ocurre en la mayoría de los sistemas de refuerzo la práctica va por delante del desarrollo teórico, es por ello que parte de esta Tesis se dedica al análisis de estos sistemas desde un punto de vista teórico, en relación a su forma de comportamiento y efectos que produce en los taludes.