

A la memoria de mis queridos padres

Pedro Ucar Echeverría

y

Dorita Navarro de Ucar

Con especial dedicación y cariño

A mi esposa **Damaris**

y a mis hijos

Adriana, Jorge y Eduardo

ÍNDICE DE MATERIAS

CAPÍTULO I

LOS ANCLAJES COMO ELEMENTO ESTABILIZADOR EN
OBRAS CIVILES Y MINERAS

CAPÍTULO II

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD Y DEL SOPORTE MEDIANTE
ANCLAJES EN TALUDES ROCOSOS CONSIDERANDO ROTURA
PLANAR

CAPÍTULO III

DISEÑO DE ANCLAJES PARA LA ESTABILIZACIÓN DE
TALUDES ROCOSOS EN TRES DIMENSIONES

CAPÍTULO IV

CÁLCULO DE ANCLAJES EN TALUDES CON SUPERFICIE DE
DESLIZAMIENTO CIRCULAR

CAPÍTULO V

DIMENSIONAMIENTO DE LOS TIRANTES ANCLADOS

CAPÍTULO VI

RUPTURA DE LA MASA DE SUELO O ROCA BAJO LA ACCIÓN
DE TIRANTES ANCLADOS

CAPÍTULO VII

SOSTENIMIENTO DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS MEDIANTE ANCLAJES

CAPÍTULO VIII

MUROS ANCLADOS

CAPÍTULO IX

CONCRETO PROYECTADO, CARACTERÍSTICAS Y DISEÑO DE LA MEZCLA

PRÓLOGO

El presente Manual de Anclajes en Obras de Tierra es el resultado de años de estudio, investigación y ejercicio profesional del autor. Incorporado en 1976 a la sección de Geotecnia del Departamento de Vías de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Los Andes , el Ing. Roberto Ucar Navarro , ha venido cumpliendo una destacada labor académica que ha sabido compaginar adecuadamente con su actividad profesional , enriquecedora en experiencias , dentro del campo de la Geotecnia.

Los trabajos de asesoría desempeñados , los ha convertido en una verdadera extensión de la cátedra universitaria que regenta.

Estudioso de materiales tan complejos como los suelos y las rocas , ha hechos suyas las aseveraciones de Karl Terzaghi, el artífice de la Mecánica de Suelos , quien en el año de 1962 publicó un trabajo en la Universidad de Harvard , sobre el pasado y el futuro de la Mecánica de Suelos , resaltando como fue cambiando de criterio y de punto de vista a medida que aprendía más y más.

No es sorprendente, por tanto, estas extraordinarias producciones de quienes dedican con pasión su tiempo al estudio, a la observación de los hechos, a la formulación de hipótesis o leyes que los interprete y que permitan su previsión, comprensión y explicación.

Este manual representa para el ingeniero proyectista , calculista o práctico un recurso obligado de consulta en lo concerniente a la estabilidad de

taludes , tema íntimamente ligado con la mayoría de las obras civiles que incluyen excavaciones , cortes y terraplenes .Comprende además Análisis y Dimensionamiento de los Tirantes Anclados , Muros Anclados, Concreto Proyectado , Sostenimiento de Túneles y Galerías mediante Anclajes . Todos estos temas son expuestos con singular maestría, con rigor matemático sin llegar a extremos .

La introducción formal de conceptos va precedida de observaciones que la motiven y despierten el apetito intelectual por su desarrollo, idealización y aplicación.

La investigación realizada de muchos sistemas tendentes a simplificar los cálculos le hace versátil, pues pone a disposición del ingeniero procedimientos de análisis y cálculo si no absolutamente rigurosos, por lo menos, muy aproximados a la realidad.

Sistemas rápidos experimentados que ayudan a hacer los estudios más fáciles y más exactos y permiten por otra parte , un estudio de las estructuras de contención más económicas, resistentes y durables.

Constituye un recurso didáctico aprovechable para quien desea hablar con propiedad de estabilidad y de soporte en masas de suelos y rocas, para quienes conjugan teoría y práctica . Permítanme modificar a mi manera lo dicho alguna vez por Terzaghi , “quien sólo conoce la teoría de la geotecnia y carece de experiencia práctica puede ser un peligro público”.

El estudio detallado del contenido de este manual y las críticas que pueda merecer estimularán a su autor , sostengo ese criterio , a profundizar en el fundamento , evolución y alcance de lo expuesto .

José Isidro Casteletti López

Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería

Universidad de Los Andes -Mérida

INTRODUCCION

La experiencia acumulada en el campo de la ingeniería práctica y teórica, a través de la mecánica de suelos y de rocas en las últimas cuatro décadas tanto en Europa como en Norte América, así como el éxito alcanzado mediante la aplicación de la técnica de los tirantes anclados como elemento estabilizador en las diferentes obras civiles y mineras, han permitido obtener verdaderas soluciones a la gran variedad y complejidad de problemas reales, a sabiendas de la existencia de suelos y macizos rocosos que presentan condiciones extremadamente difíciles.

El objetivo fundamental del anclaje es de sostener y por lo tanto reforzar, tanto las masas de suelo o de rocas meteorizadas y diaclasadas que debido a la baja capacidad portante que poseen están propensas a fallar.

Estas masas, potencialmente inestables, pueden estabilizarse a través de los anclajes, los cuales generan un incremento de las tensiones normales sobre la superficie potencial de rotura, y por ende un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante del terreno mediante la transmisión de fuerzas externas a la profundidad de diseño.

Por consiguiente, es esencial tener un conocimiento de las características geotécnicas del suelo y del macizo rocoso, particularmente en lo referente a las discontinuidades y su arreglo espacial, así como el flujo de agua a través del subsuelo.

Adicionalmente, se debe estudiar y conocer los cambios tensionales y las deformaciones que se producen después de aplicados los procedimientos de estabilización.

Lo anterior implica que el ingeniero debe estar actualizado en relación a las nuevas técnicas y metodología que se han desarrollado.

Vista la importancia de estos aspectos y su trascendencia en las obras civiles y mineras, los cuales sumados al apoyo entusiasta del Departamento de Vías de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Los Andes, he asumido la importante responsabilidad de escribir una nueva edición del "MANUAL DE ANCLAJES EN OBRAS DE TIERRA", compromiso el cual agradezco tomando en cuenta la contribución que puedan tener los temas investigados, en el cual el anclaje juega un papel de vital importancia como elemento estructural que colabora como soporte y por ende como medio estabilizador del terreno que lo circunda.

Por otra parte, cabe destacar que al intentar elaborar y darle forma al libro, me encontré, con tres alternativas que podrían llevarse a cabo.

En la primera, se enfocaría el atractivo de una serie de análisis teóricos, que harían sentir a los lectores lo sobresaliente de esta técnica constructiva.

En la segunda opción, se presenta la senda tentadora del cálculo práctico, el cual al hacer caso omiso de los fundamentos teóricos, nos conduciría a soluciones con gran simplicidad muy del agrado de muchos ingenieros experimentados que desean fórmulas de aplicación inmediata.

Al considerar el tercer camino a seguir se tendría que recorrerlo tomando en cuenta los suficientes conocimientos teóricos, conjuntamente con la profundidad requerida que permita aportar al mismo tiempo, el apoyo claro y conciso a las resoluciones prácticas que aparecen planteadas a través de los diferentes tópicos incluidos en el manual.

Por lo tanto, no hay ningún interés de acrecentar aún más la excelente cantidad de literatura teórica existente, pero tampoco se desea colaborar en el sentido de convertir a los jóvenes profesionales de la ingeniería en simples máquinas de cálculo al aplicar la técnica de los tirantes anclados.

En estas condiciones, a pesar que el título se refiere a un manual de anclajes, éste contiene importantes desarrollos teóricos al buscar como objetivo final tratar de alcanzar la tercera opción, en la cual concurra el verdadero equilibrio teórico y práctico.

A la vez, no se pretende que en este trabajo sobre la aplicación de los tirantes anclados como elementos de refuerzo del terreno se encuentren resueltas todas las dudas que le puedan surgir al ingeniero, sino más bien una exposición con fundamentos teóricos sólidos sin perder de vista los aspectos de aplicación en los diversos procedimientos y técnicas utilizadas en el diseño de los anclajes como elemento estabilizador.

También es importante destacar que el manual tiene como aspecto primordial colaborar si ninguna presunción en la preparación de

mejores ingenieros, mejores estudiantes y, como corolario natural, lograr excelentes hombres en beneficio de la comunidad donde aporten su experiencia y conocimientos.

No se ha olvidado al escribir estas páginas introductorias la deuda de gratitud contraída con los que fueron guías y consejeros, Profesores Eduardo Peláez de la Universidad Central de Venezuela y Wilbur I. Duvall de Colorado School of Mines. También al Ingeniero Rolando Rodrigo Alarcón, quien con sus palabras de aliento generaron la motivación para que se llevara a cabo esta difícil tarea de escribir un libro. Fallecido inesperadamente y prematuramente, el vacío que deja como un excelente profesional y venezolano ejemplar, es la prenda más segura de memoria imperecedera.

Asimismo agradezco la colaboración prestada al personal del Laboratorio de Control de Calidad adscrito al antiguo Ministerio de Transporte y Comunicaciones, actual Ministerio de Infraestructura, quienes me han suministrado información muy beneficiosa a través de los ensayos realizados, los cuales han sido aplicados en el diseño de la mezcla del concreto proyectado, tomando en cuenta el correcto balance de los materiales, lo que ha permitido llevar a cabo ejemplos de aplicación directamente de la propia obra.

De igual modo deseo manifestar mi gratitud al Ingeniero William Zabala, quien a través de su experiencia en el campo del concreto proyectado ha contribuido con sus valiosos comentarios en que se haya mejorado este significativo tema.

Un reconocimiento especial a Magaly Varona, secretaria del Departamento de Vías de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Los Andes, por su óptimo trabajo en transcribir el manuscrito. También a Javier Cerrada, por su gran dedicación y profesionalismo demostrado a través de los excelentes dibujos y gráficos contenidos en el presente Manual.

Por otro lado, parte de la experiencia aquí transmitida, ha sido el resultado de varios años de trabajo como gerente general de la empresa GEOVANCA (Geotecnia, Voladuras y Anclajes, C.A.), donde se realizaron importantes obras de estabilización a lo largo y ancho de los andes venezolanos.

Sin lugar a dudas gran cantidad de referencias utilizadas en esta investigación han sido el producto de una laboriosa recopilación bibliográfica llevada a cabo durante mis estudios de doctorado en el Departamento de Mecánica de Rocas en la Universidad de Mc Gill en Canadá. Todo esto sumado al valioso apoyo recibido por parte de la hemeroteca de nuestra apreciada Facultad de Ingeniería a través de las diferentes publicaciones geotécnicas, lo que ha permitido aprender y

desarrollar nuevas técnicas de soporte mediante anclajes en la ingeniería del terreno.

Finalmente , espero que las sugerencias que puedan hacer los especialistas dedicados al campo de la geotecnia ayudarán a perfeccionar en un futuro esta modesta obra concerniente con la aplicación de los tirantes anclados en las obras de tierra.

Mérida, Mayo de 2002

Roberto Ucar Navarro, Ph.D

Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería

Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela

Correo electrónico: robertoucar@cantv.net

CAPITULO I

LOS ANCLAJES COMO ELEMENTO ESTABILIZADOR EN LAS OBRAS CIVILES Y MINERAS

1.- INTRODUCCION

Aproximadamente desde 1950, se ha desarrollado el concepto de masas rocosas y suelos anclados con elementos pretensados hasta alcanzar un campo muy amplio de aplicación.

Los anclajes constituyen en los actuales momentos un medio esencial para garantizar la estabilidad de estructuras muy diversas, lográndose utilizar los procedimientos y posibilidades que la tecnología actual del soporte mediante anclajes pone a nuestra disposición para aplicar la técnica moderna del sostenimiento.

Los anclajes pueden usarse en forma muy ventajosa en cualquier situación en que se necesite la ayuda de la masa de suelo para soportar un determinado estado de tensiones o esfuerzos.

Casos muy comunes se producen en los muros de tierra en donde es necesario garantizar la estabilidad de la masa de suelo, y por ende el de la obra.

Como elemento que contrarresta las subpresiones producidas por el agua, en el sostenimiento de techos y hastiales en obras subterráneas de vialidad, de centrales hidroeléctricas y mineras, e igualmente como soporte artificial en taludes constituidos por masas de suelos y/o de rocas.

En el caso de muros anclados, es muy común observar este tipo de obra a lo largo y ancho de importantes tramos carreteros, en donde parte de la calzada ha colapsado al producirse una disminución en la resistencia al corte de la masa de suelo.

Estos problemas han sido resueltos satisfactoriamente a través de las pantallas o muros atirantados.

En este sentido, cabe destacar que en las construcciones civiles se viene utilizando cada vez con mayor frecuencia y éxito los anclajes inyectados para sostener muros y absorber momentos volcadores. Este último como ocurre en las torres de alta tensión y en las presas para resistir las fuerzas volcadoras debidas al agua, así como en otras numerosas obras, en la cual la fuerza de tracción al terreno del anclaje transfiere las solicitaciones hasta una zona más profunda y estable, y por tanto de mayor capacidad portante. En estas condiciones, la resistencia tangencial de la masa de suelo o roca circundante al miembro estructural empotrado actúa para resistir dicha carga de tracción.

En lo referente a obras subterráneas tales como galerías y túneles de vialidad el problema fundamental que se plantea es el de asegurar el sostenimiento mediante anclajes durante y posterior al período de excavación, definiendo y construyendo un soporte y revestimiento capaz de asegurar la estabilidad definitiva de la obra.

Lo mencionado anteriormente es de vital importancia, por cuanto la concentración de esfuerzos en la vecindad de la excavación puede ser la causante que la roca

fracturada pueda desplazarse comprometiendo la estabilidad de la bóveda y de los hastiales del túnel.

Cabe destacar también, que el sistema de muros anclados o sistemas de contención por medio de anclajes, bien sea activos o pasivos, es cada vez de mayor utilización.

La razón fundamental se debe a que en los centros urbanos de gran desarrollo es frecuente la construcción de edificios con varios sótanos donde se requieren cortes de gran altura.

Lo dicho anteriormente indica que la utilización de los anclajes ha sido considerada como una excelente alternativa técnica y económica en la construcción de muros de retención, conjuntamente con los procedimientos modernos que nos ofrece el concreto proyectado bien sea por vía seca o húmeda. Por supuesto, al realizar este tipo de obra deben tenerse en cuenta otros aspectos que sin lugar a dudas son de vital importancia, tales como las construcciones vecinas y las redes de servicio. En este sentido, no se deben correr riesgos innecesarios que puedan causar pérdidas materiales y hasta humanas.

Por otra parte, al diseñar un sistema de anclajes es fundamental no sólo llevar a cabo todas las comprobaciones de estabilidad, sino a la vez un análisis detallado del tipo de anclaje que mejor se adapte al terreno, conjuntamente con una adecuada disposición, la cual permita una mejor ejecución y funcionamiento del refuerzo metálico.

De esta forma, se asegura que estos elementos que trabajan a tracción mejorarán las condiciones de equilibrio de la estructura incorporando al conjunto las fuerzas de masa por unidad de volumen que las circunda.

Finalmente, las gráficas que se adjuntan en las páginas siguientes muestran una gran variedad de ejemplos representativos de la utilización de los anclajes empleados como medio estabilizador en las diferentes construcciones civiles y mineras , así como los detalles principales y partes típicas de los anclajes al terreno.

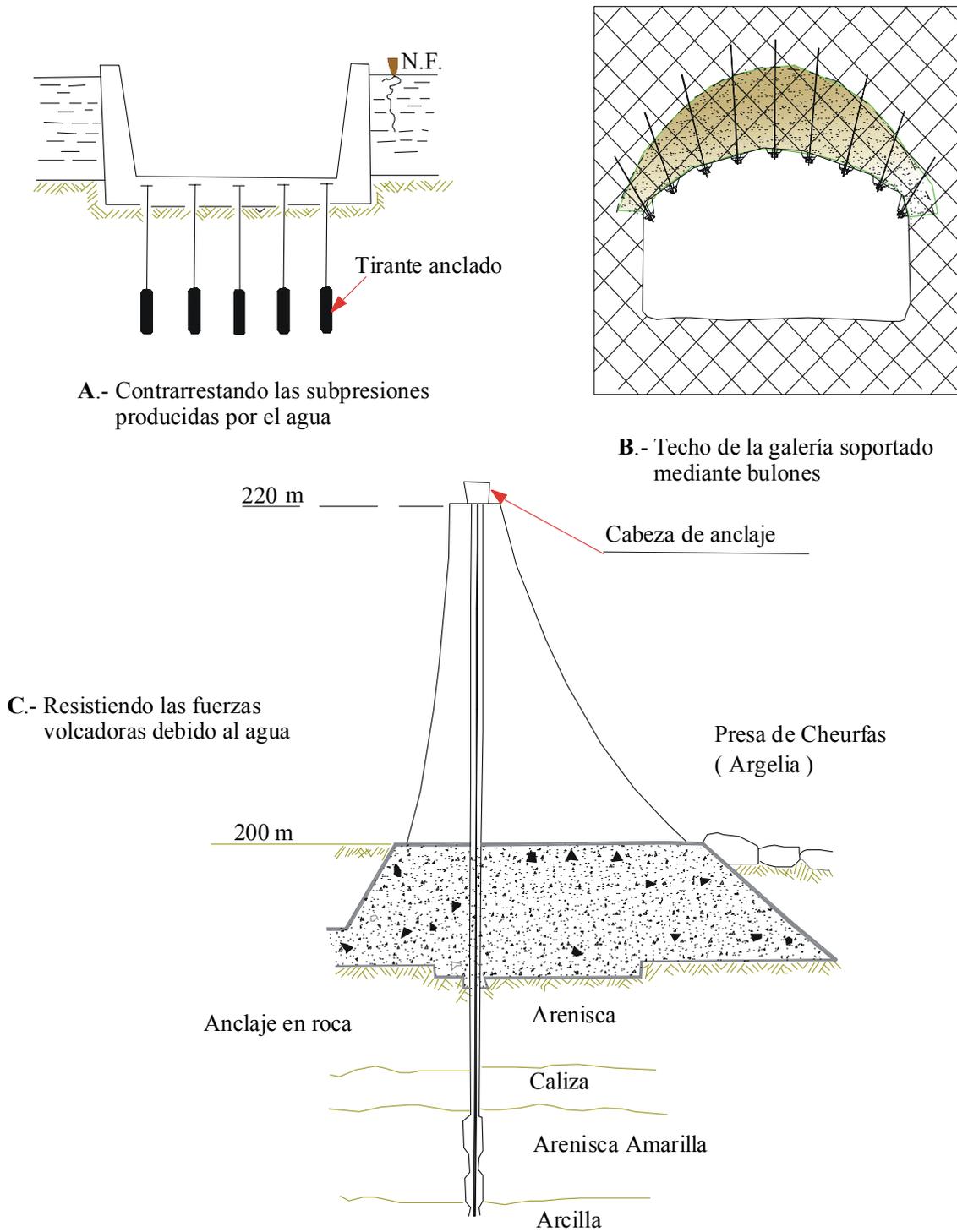


Figura 1.1. Diferentes aplicaciones de los tirantes anclados

Por otra parte, la continua investigación y las necesidades cada vez más complejas, encaminadas a ofrecer una óptima solución a la gran variedad de problemas existentes, ha generado que las empresas de ingeniería especializadas dispongan de una amplia gama de anclajes diseñados para garantizar la estabilidad aun en suelos y macizos rocosos que presentan condiciones extremadamente difíciles.

Como es bien conocido en los últimos años, se han llevado a cabo muchos estudios experimentales y teóricos sobre anclajes. El criterio actual de diseño puede ser clasificado en dos principales grupos, el primero se basa en la teoría de la elasticidad, la cual presenta limitaciones cuando se trata de masas rocosas heterogéneas.

El segundo criterio involucra la selección de parámetros mediante reglas empíricas. La brecha entre estos dos extremos es todavía muy real y las razones son que al diseñar un sistema de anclaje el proceso es complejo y requiere un conocimiento detallado de la geología del sitio, de las propiedades de las rocas, de las condiciones hidráulicas del suelo, conjuntamente con el estado de las presiones originadas por el flujo de agua a través de la masa del subsuelo. Adicionalmente es importante conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos antes y después de la excavación.

Paralelamente, al diseñar y ejecutar el sostenimiento mediante tirantes anclados se requiere estudiar en detalle los conceptos principales de diseño en relación a los cuatro modos de ruptura:

- a) Ruptura de la masa rocosa o de suelo
- b) Ruptura en la interfase acero-lechada de cemento
- c) Ruptura en el contacto roca/suelo-lechada de cemento
- d) Ruptura de la barra o guayas de acero.

Por tanto, al establecer el factor de seguridad del anclaje como elemento estabilizador, cada uno de los modos de falla antes mencionados deben ser considerados, siendo cada caso en particular estudiado en detalle en los capítulos siguientes.

Por otra parte, la función principal del anclaje es de reforzar y sostener suelos y masas rocosas parcialmente sueltas, fracturadas o incompetentes que de otra manera pueden estar sujetas a fallar.

Estas masas inestables pueden estabilizarse mediante anclajes, al generarse un incremento de las tensiones normales sobre la existente o potencial superficie de rotura, lográndose por lo tanto un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante en dicha superficie.

Los anclajes introducen tensiones y deformaciones adicionales en la masa de suelos mejorando la estabilidad general, y en donde el tipo de anclajes, el método de

instalación, conjuntamente con los aspectos geológicos más resaltantes juegan un papel preponderante en el diseño del soporte.

Tomando en cuenta estos aspectos al ingeniero le interesa mantener fundamentalmente la estabilidad de la masa de suelo o roca, incrementando su resistencia a través de la aplicación de los procedimientos modernos que ofrece este sistema de refuerzo al mejorar los niveles de seguridad del terreno, el cual previamente se caracterizaba por ser potencialmente inestable.

A pesar de que existen diferentes métodos de estabilización, el soporte mediante la técnica de los tirantes anclados ha tenido mucho éxito, aun en condiciones desfavorables como es el caso de rocas relativamente meteorizadas y fracturadas.

Lógicamente el área principal de aplicación del anclaje es estabilizar la masa rocosa o de suelo que no está en equilibrio consigo misma mediante la transmisión de fuerzas externas a la profundidad diseñada. En estas condiciones es esencial tener un conocimiento preciso de las características geotécnicas del suelo y del macizo rocoso, particularmente en lo referente a las discontinuidades y su arreglo espacial, así como el flujo de agua a través del subsuelo. Adicionalmente, se debe también estudiar y conocer los cambios tensionales y las deformaciones que se producen durante y después de la construcción

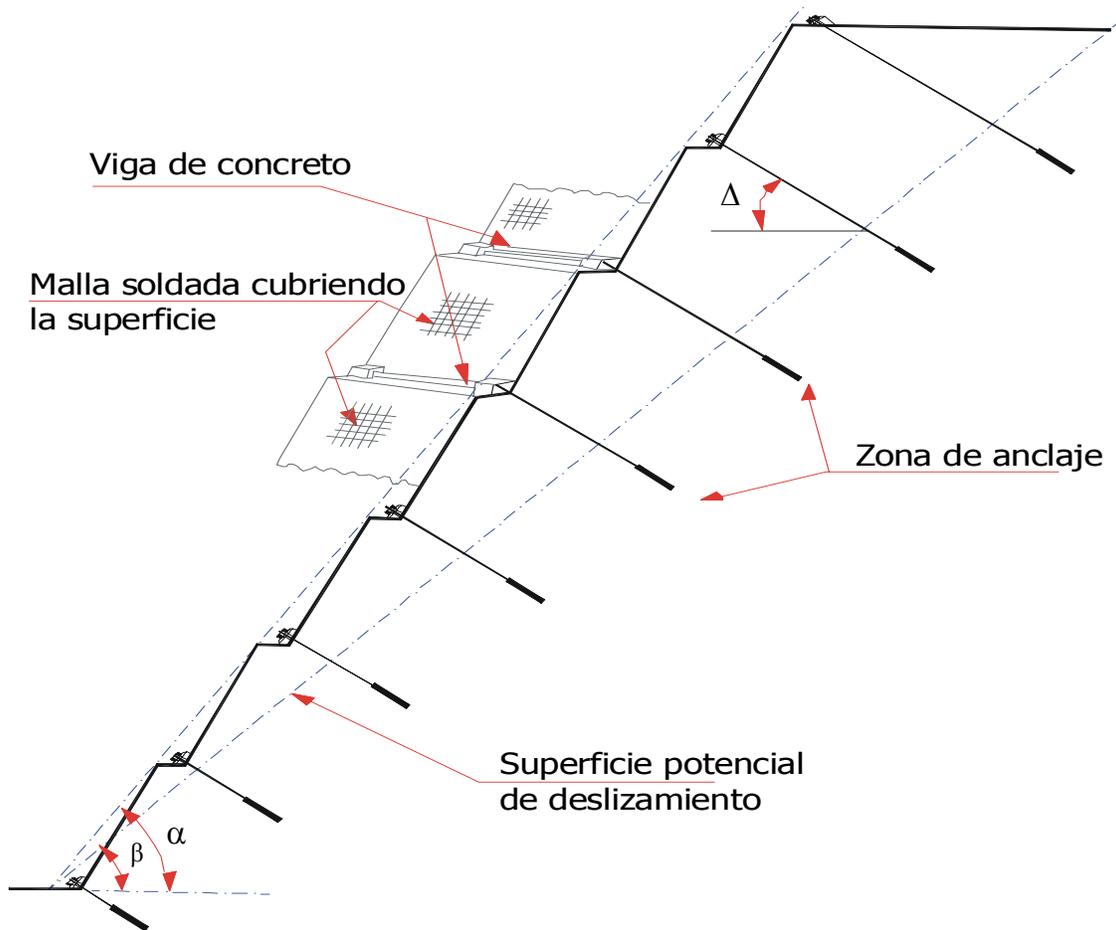


Figura 1.2 Estabilización de taludes mediante la técnica de tirantes anclados según Barron et al [1].

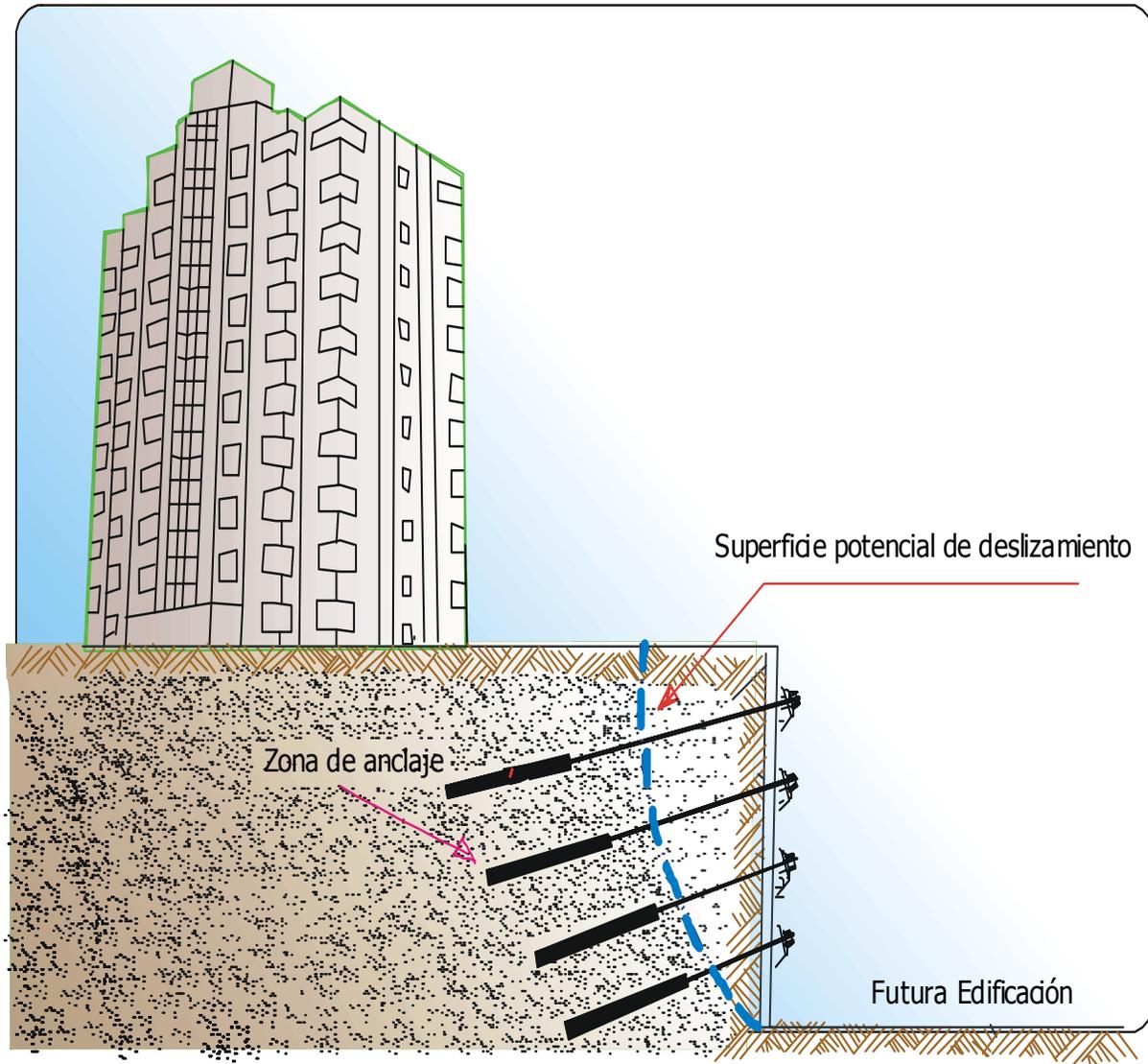


Figura 1.3. Muro anclado construido en centro urbano

Así, un caso que presenta interés especial corresponde a la figura (1.4), en la cual se muestra de acuerdo a la empresa Bauer [2], la forma de ejecutar los anclajes como elementos de soporte en las obras de tierra.

Perforación de un barreno con o sin revestimiento
de 75 - 150 mm de diámetro

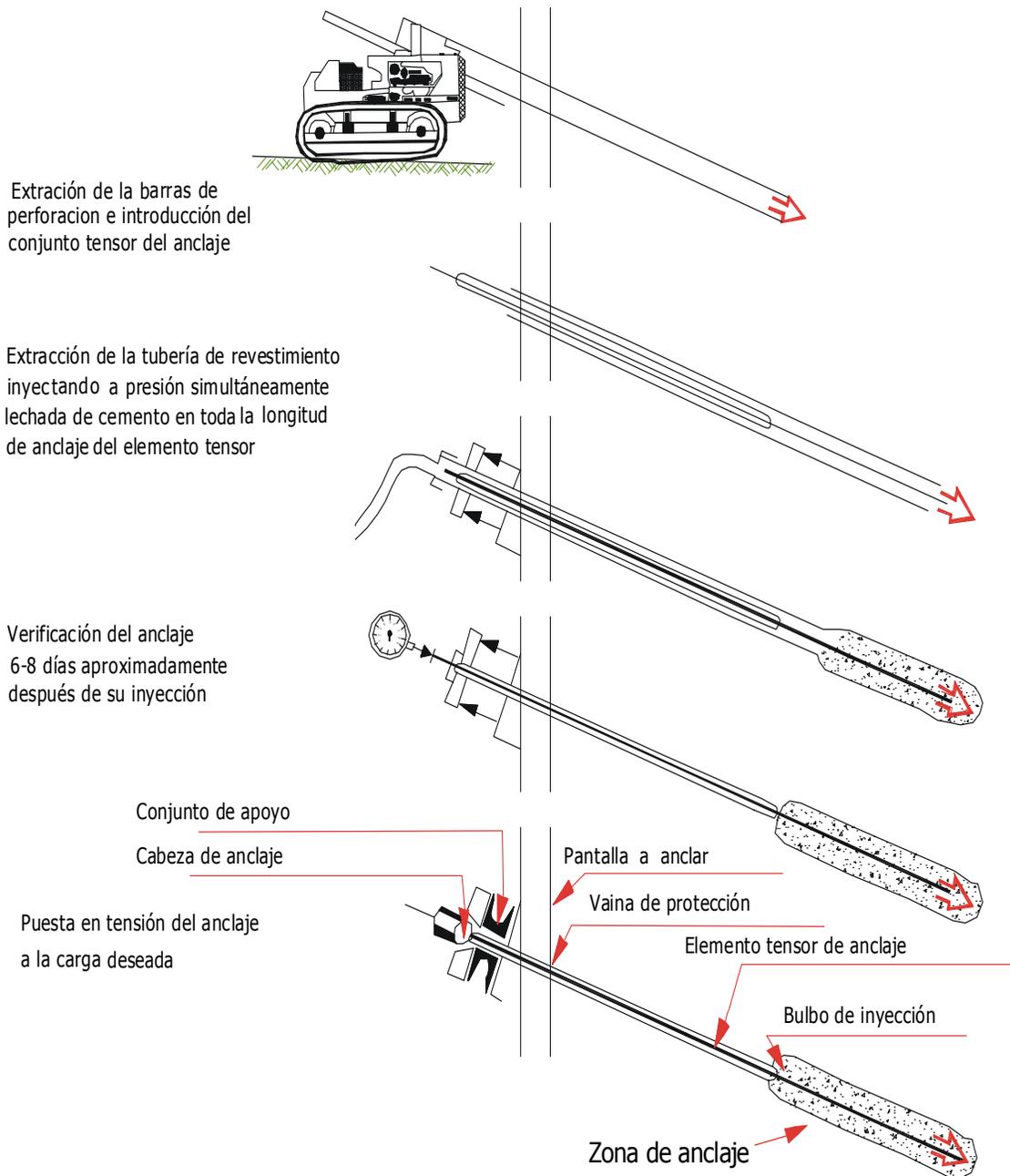


Figura 1.4 Diferentes etapas de la instalación del anclaje según Bauer [2]

2.- CONCEPTOS Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ANCLAJES

INYECTADOS

Estos tipos de anclajes son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados, cementadas mediante inyecciones de lechada de cemento o mortero.

El elemento estructural es sometido a tracción, generando un esfuerzo de anclaje el cual es soportado por la resistencia al corte lateral en la zona de inyección en contacto con el terreno.

A través de la inyección, se forma un miembro empotrado en el extremo profundo del tirante metálico colocado dentro del barreno, por lo tanto las fuerzas que actúan sobre el anclaje inyectado no se transmiten al terreno en toda su longitud, sino solamente en el tramo de la zona inyectada.

Cabe destacar que adicionalmente a los anclajes inyectados se emplean también los pernos de anclaje puntuales, los cuales tienen un dispositivo para empotrar el sistema de anclaje en el fondo del barreno, siendo en minería muy utilizados los de expansión.

Este tipo de pernos se anclan debido a la apertura que se producen en dos valvas metálicas ranuradas al apretar el perno.

Igualmente, es práctica común emplear los pernos de anclaje repartidos (anclajes pasivos), en el cual el empotramiento a la roca se efectúa en toda la longitud del barreno con lechada de cemento o resina. En el último caso mencionado, la resina y

el elemento endurecedor se colocan en unas cápsulas en el fondo del barreno. Al colocar la varilla metálica y rotarla se rompen las cápsulas mezclándose sus componentes.

En las resinas rápidas, el fraguado tiene lugar en un tiempo menor del minuto y en las lentas entre tres y cuatro minutos.

También se cementan los pernos mediante el denominado tipo Perfo, el cual consiste en colocar el mortero en un cuerpo cilíndrico perforado (constituido por dos chapas) que se incorpora en el interior del barreno.

Posteriormente se introduce el perno que comprime el mortero, el cual es obligado a salir por los agujeros de las chapas rellenando todo el volumen del barreno.

Adicionalmente, es importante mencionar que entre 1977 y 1980 se desarrolló el sistema Swellex a través de un programa de investigación llevado a cabo por la empresa Atlas Copco en Suecia, el cual consiste en bulones de acero tubular de anclaje mecánico repartido que han sido doblados longitudinalmente para reducir su diámetro, al cual se le incorpora una bomba de inyección de agua de alta presión.

Una vez colocado el bulón en el taladro, se bombea agua a alta presión (unos 30 MPa) en su interior a través del orificio de inyección del casquillo inferior. Como resultado del proceso de bombeo, el bulón Swellex se comprime contra las paredes de barreno adaptándose a la vez a las irregularidades del terreno.

En estas condiciones, una vez expandido el bulón se produce una presión de contacto entre el bulón y la pared del barreno, en la cual actúan dos tipos de fuerzas, una radial perpendicular su eje en toda su longitud, y otra friccionante que dependerá principalmente de la estructura de la roca,

Por otra parte, en los tirantes de anclaje se utilizan como miembro de tracción barras de acero de alta resistencia. Las barras tienen generalmente un fileteado exterior que aumenta la adherencia en la zona de anclaje y permite por otra parte la unión por medio de manguitos especiales.

El bloqueo de la barra sobre la placa de apoyo se hace por medio de una tuerca. Los tirantes de este tipo corresponden a capacidades portantes relativamente bajas del orden de los 500,00 kN y aún menores.

Con mayor frecuencia se utilizan los tirantes constituidos por un cierto número de hilos o de cables unidos formando un haz. El anclaje se hace generalmente mediante enclavamientos cónicos, como se podrá observar más adelante.

Para los tirantes anclados en roca se pueden alcanzar perfectamente unidades que sobrepasan los 3.000,00 kN. Para tirantes anclados en terrenos aluviones las tensiones son más bajas y actualmente se limitan a 1.000,00 ó 1.500,00 kN.

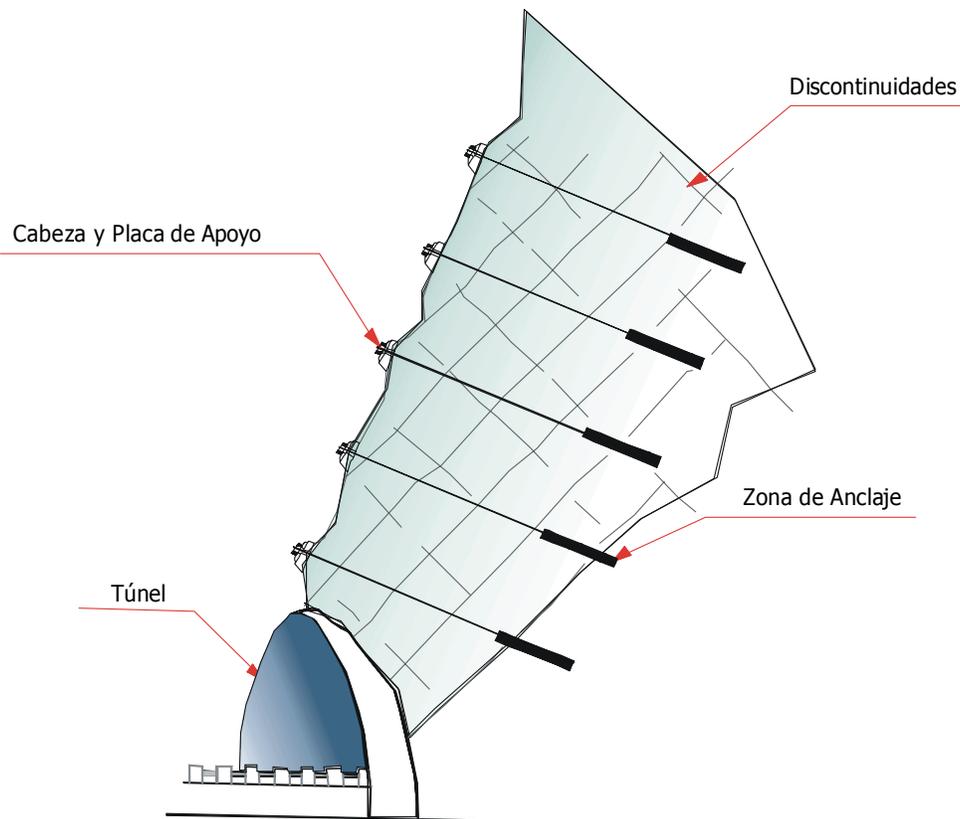


Figura 1.5 Roca fracturada en el portal de un túnel estabilizada mediante la técnica de tirantes anclados de acuerdo a Schnabel [3]

Los tirantes se componen de tres partes:

- a) La zona de anclaje propiamente dicha.
- b) Una zona libre en la que el tirante puede alargarse bajo el efecto de la tracción. En esta zona el tirante se encuentra generalmente encerrado en una vaina que impide el contacto con el terreno.
- c) La cabeza de anclaje que transmite el esfuerzo a la estructura o pantalla.

La zona de anclaje es la parte solidaria al terreno, y es la encargada de transferir los esfuerzos al mismo.

La zona libre es la parte en la cual la armadura metálica se encuentra separada o independizada del terreno que la rodea, lo que permite deformarse con plena libertad al ponerse en tensión.

Por último, la cabeza, corresponde a la zona de unión de la armadura a la placa de apoyo. El anclaje de los tirantes se coloca mediante inyecciones de mortero o de lechada de cemento. El tirante tiene uno o dos tubos que sirven para la inyección y para la salida del aire.

Este último sirve para indicar que el barreno ha sido totalmente inyectado y por ende la zona de anclaje.

Para repartir el esfuerzo ejercido por el tirante sobre la estructura a estabilizar se utiliza una placa de hormigón armado o metálica.

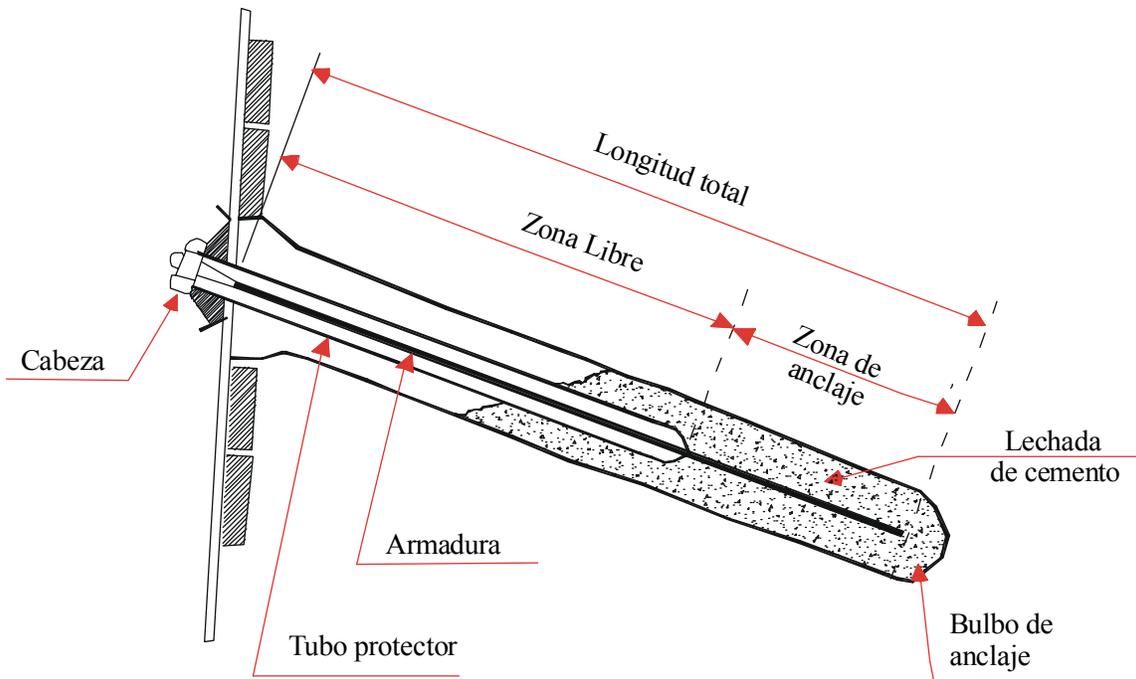


Figura 1.6 Detalle de un tirante anclado

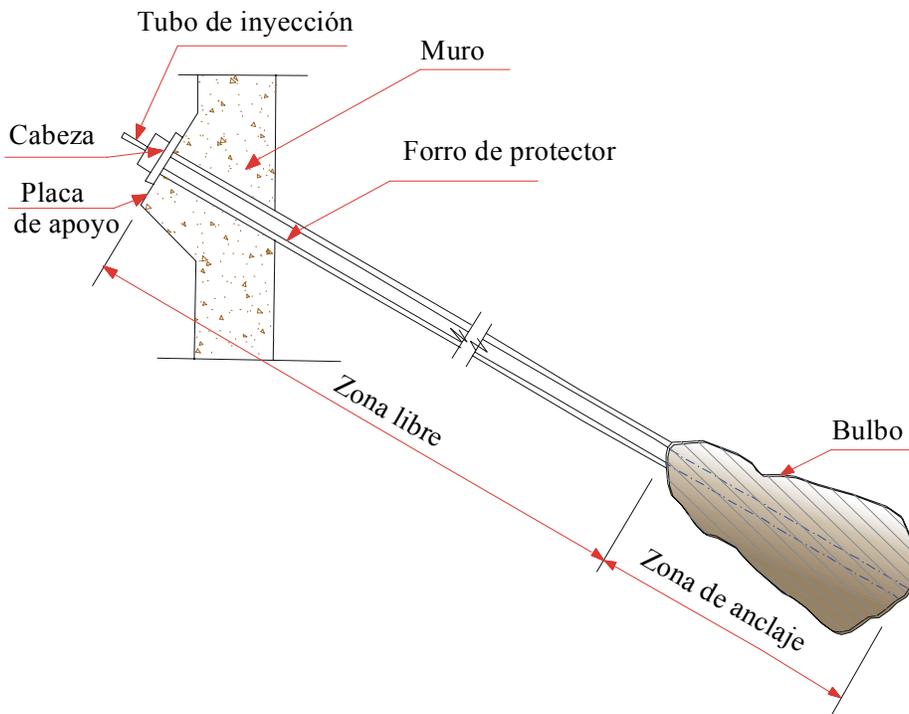


Figura 1.7 Sección típica de un tirante anclado

En relación a las características de los anclajes, Ayala et al [4] menciona lo siguiente:

La longitud de los anclajes suele oscilar entre 10 y 80 m y el diámetro de perforación entre 75 y 150 mm.

Los anclajes pueden dividirse según su aplicación en función del tiempo de servicio, distinguiéndose los siguientes tipos:

a) Anclajes provisionales: Tienen carácter de medio auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que los sustituyan. De acuerdo a Habib [5] la vida útil no debe ser mayor de 18 meses.

b) Anclajes permanentes: Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar proyectados y ejecutados para hacer frente a los efectos de la corrosión. Dichos anclajes están diseñados para una vida de servicio superior a los 18 meses [5].

Como previamente se ha indicado en este tipo de anclajes es importante disponer de la aplicación de un sistema anticorrosivo que garantice la protección del acero por varias décadas. El anticorrosivo debe ser resistente a los agentes químicos y elementos bacteriológicos, además de los ácidos orgánicos, así como resistente a los niveles de agresividad del suelo.

Adicionalmente la armadura metálica debe ser capaz de transmitir de forma duradera y continua los esfuerzos del anclaje sin sufrir deterioro alguno.

En definitiva se requiere adoptar una filosofía de diseño orientada a poder asegurar una protección completa del tirante y de la lechada de cemento.

En función de su forma de trabajar se pueden clasificar en:

c) Anclajes pasivos: No se pretensa la armadura después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo o roca.

d) Anclajes activos: Una vez instalado se pretensa la armadura hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza.

e) Anclajes mixtos: La estructura metálica se pretensa con una carga menor a la admisible, quedando una fracción de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

La carga admisible de una armadura es igual al producto de la sección de acero por su límite elástico, multiplicado por un coeficiente de seguridad (0,6 para anclajes permanentes y 0,75 para anclajes provisionales). Por lo tanto, al utilizar anclajes permanentes la carga o tracción máxima admisible (service load o designa load) corresponde a $T_a \leq 0,6 T_g$, siendo T_g la carga que representa el límite elástico

considerando el 0,1% de la deformación en el diagrama $\sigma - \varepsilon$, para barras o cables de alta resistencia, y 0,2 % para aceros normales.

En una forma aproximada $T_g \approx 0,85 F_{pu}$, es decir un 85% de la carga de rotura (ultimate tensile load), lo que conlleva a obtener finalmente que $T_a \approx 1/2 F_{pu}$.

La Tabla 1.1*, muestra según Pfister et al [6] las características mecánicas de las barras, cordones y alambres utilizados como elementos de soporte, la cual es de gran utilidad para determinar la carga de diseño, así como la separación entre anclajes.

* Se ha conservado el sistema técnico de las unidades utilizado por el autor.

TABLA 1-1

**CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE BARRAS, CORDONES Y ALAMBRES
SEGÚN PFISTER [6]**

	TIPO	ÁREA (mm ²)	Es (tf)	T _g (tf)	F _{pu} (tf)	Tipo de acero St (Normas francesas) (kgf/mm ²)	T _a (tf) Para anclajes perma- nentes
Barras	φ26DY ^b	551,00	41,00	47,00	58,00	85,00-105,00 (Esfuerzo de tracción al 0,1% de deformación – resistencia última)	28,00
	φ32DY	804,00	60,00	68,00	84,00		41,00
	φ36DY	1.018,00	76,00	87,00	107,00		52,00
Cordones (torones)	1T13 ^c	93,00	12,00	15,00	17,00	163,00-185,00	9,00
	2T13	186,00	24,00	30,00	34,00		18,00
	4T13	372,00	48,00	60,00	68,00		36,00
	6T13	558,00	72,00	90,00	102,00		54,00
	7T13	651,00	84,00	105,00	119,00		63,00
	8T13	744,00	96,00	12,00	136,00		72,00
	9T13	837,00	108,00	135,00	153,00		81,00
	10T13	930,00	120,00	150,00	170,00		90,00
	11T13	1.023,00	132,00	165,00	187,00		99,00
	12T13	1.116,00	144,00	180,00	204,00		108,00
	1T15	139,00	18,00	22,00	24,00	153,00-175,00	13,00
	6T15	834,00	108,00	132,00	148,00		79,00
	7T15	973,00	126,00	154,00	173,00		92,00
	8T15	1.112,00	144,00	176,00	198,00		105,00
	9T15	1.251,00	162,00	198,00	222,00		118,00
	10T15	1.390,00	180,00	220,00	247,00		132,00
	11T15	1.529,00	198,00	242,00	272,00		145,00
	12T15	1.668,00	216,00	264,00	296,00		158,00
	13T15	1.807,00	234,00	286,00	321,00		171,00
	14T15	1.946,00	252,00	308,00	346,00		184,00
15T15	2.085,00	270,00	330,00	371,00	198,00		
16T15	2.224,00	288,00	352,00	395,00	211,00		
17T15	2.363,00	306,00	374,00	420,00	224,00		
18T15	2.502,00	324,00	396,00	445,00	237,00		
9T18	2.007,00	266,00	297,00	349,00	178,00		
12T18	2.676,00	354,00	396,00	465,00	237,00		
Alambres	6W8 ^d	301,00	30,00	39,60	44,40	148,00-194,00	23,00
	8W8	401,00	40,00	52,80	59,20		31,00
	10W8	502,00	50,00	66,00	74,00		40,00
	12W8	604,00	60,00	79,20	88,80	131,00-148,00	47,00

b – Barras Dywidag

c – Torones: 8T13 = 8 torones φ 13 mm

d – Alambres

T_a = Límite elástico correspondiente al 0,1% de la deformaciónen el diagrama σ-ε ∴ T_g ≈ 0,85 F_{pu}E_s = Límite elástico de proporcionalidad , T_a = Tracción admisible

Por ejemplo, si se considera una barra ϕ 32 DY, St 85/105 (85/105 kgf / mm²) es decir (834/1.030 MPa) los valores de F_{pu} (carga de rotura), T_g (limite elástico) y T_a (tracción admisible) son respectivamente:

$$Área = \frac{\pi (32,00)^2}{4} \text{ mm}^2 \approx 804,00 \text{ mm}^2$$

$$F_{pu} = (\text{Área de la barra} \cdot \text{Resistencia unitaria})$$

$$F_{pu} = 804,00 \text{ mm}^2 \cdot 1.030,00 \text{ N/mm}^2 = 828.12 \text{ kN} (\sim 84,00 \text{ tf})$$

$$T_g = (\text{Área de la barra} \cdot \text{Esfuerzo de tracción al 0,1\% de deformación})$$

$$T_g = 804,00 \text{ mm}^2 \cdot 834,00 \text{ N/mm}^2 = 670,54 \text{ kN} (\sim 68,00 \text{ tf})$$

$$T_g \approx 0,85 \cdot F_{pu} \approx 0,85 \cdot 828,12 \text{ kN} \approx 704,00 \text{ kN} (71,00 \text{ tf valor aproximado para fines prácticos})$$

$$T_a = 0,60 \cdot T_g (\text{Anclajes Permanentes})$$

$$T_a = 0,60 \cdot 670,54 \text{ kN} \approx 402,32 \text{ kN} (\sim 41,00 \text{ tf, ver tabla 1.1})$$

Para el caso de un cable constituido por cuatro torones de ϕ 13,00 mm, 4T13 (cada torón está formado por siete hilos, seis de acero de ϕ 4,10 mm alrededor de un alma central metálica de ϕ 4,20 mm)*, resulta:

El diámetro del cable se mide sobre el resalte máximo de los torones o hilos, y no sobre los llanos. Es un dato nominal puesto que cualquiera que sea el cuidado que se ponga en la fabricación el diámetro del cable varía de forma sensible de una a otra sección, por lo tanto posee dos diámetros, siendo el diámetro práctico igual al teórico más o menos 5%.

$$\text{Área del cordón (torón)} = \frac{\pi}{4} \left[(4,20)^2 + 6(4,10)^2 \right] \text{mm}^2 = 93,00 \text{ mm}^2$$

$$F_{pu} = 4 (93,00 \text{ mm}^2 \cdot 1.815,00 \text{ N/mm}^2)$$

$$F_{pu} = 4 \cdot 168,80 \text{ kN} = 675,20 \text{ kN} (\sim 68,00 \text{ tf})$$

$$T_g = 4 (93,00 \text{ mm}^2 \cdot 1.599,00 \text{ N/mm}^2)$$

$$T_g = 4 \cdot 148,71 \text{ kN} = 594,84 \text{ kN} (\sim 60,00 \text{ tf})$$

$$T_g \approx 0,85 F_{pu} = 0,85 \cdot 675,20 \text{ kN} = 573,92 \text{ kN} (\sim 58,00 \text{ tf})$$

$$T_a \approx 0,60 \cdot T_g = 0,60 \cdot 594,84 \text{ kN} = 356,90 \text{ kN} (\sim 36,00 \text{ tf})$$

Finalmente si el torón es 1T15, el alma tiene un diámetro de ϕ 5,35 mm, más seis hilos de satélite de ϕ 5,20 mm, dando una sección metálica nominal de aproximadamente 140,00 mm².

Durante la fase del tensado, es importante llevar a cabo la tracción de prueba T_p , la cual está limitada por la tracción admisible y por la tracción correspondiente al límite elástico.

$$T_p = 1,20 T_a \text{ (anclajes provisionales)}$$

$$T_p = 1,30 T_a \text{ (anclajes permanentes), siempre que } T_p \leq 0,90 T_g.$$

La tracción de prueba se mantiene durante cierta cantidad de tiempo y al fijar la armadura a la estructura, se produce un desplazamiento de la misma y la correspondiente pérdida de tensión, además de las producidas por el sistema de

anclaje a gato, penetración de cuñas, etc. (aproximadamente un 3% de la carga), hasta llegar a la tensión real al final del bloqueo T_b (lock-off load). Debido a que la tracción en el tirante decrece con el tiempo por pérdidas por relajación del acero, y a deformaciones que sufre el terreno $T_b = (T_a + \text{pérdidas de tensión})$.

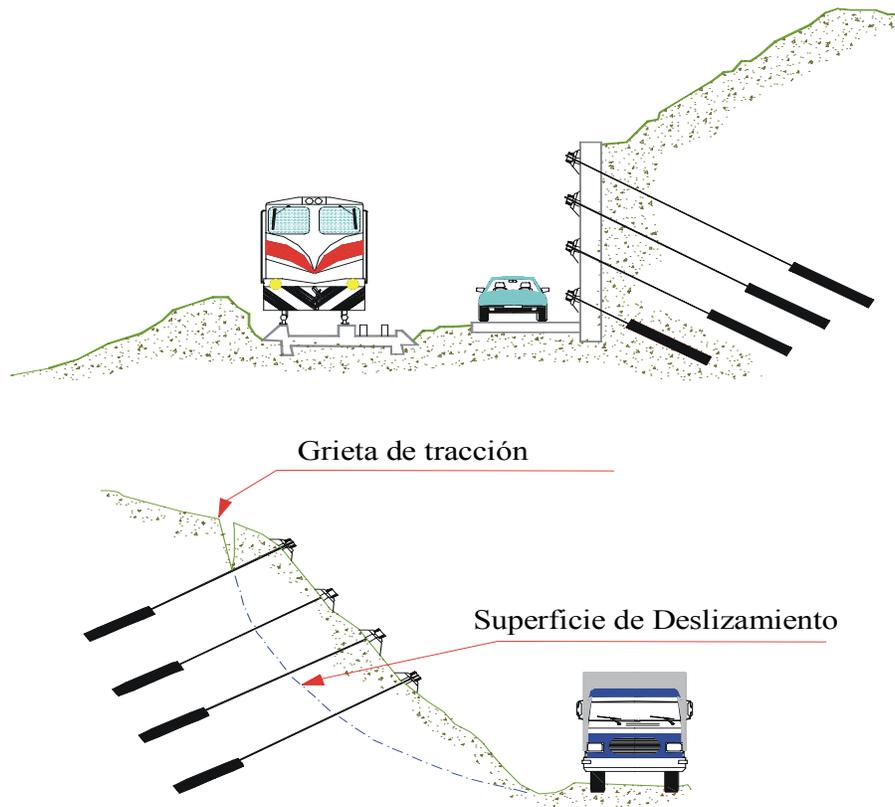


Figura 1.8 Estabilización de talud rocoso utilizando la técnica de anclajes en las vías terrestres .

En base a lo indicado por Habib [5], los anclajes instalados en suelos de buena capacidad las pérdidas han representado alrededor del 2 al 3% de la carga máxima, lógicamente es necesario agregar además las pérdidas accidentales y

aquellas no proporcionales a la carga causadas por fenómenos más complejos inherentes al proceso de adherencia en la zona del anclaje.

Con el objeto de aclarar lo arriba indicado se lleva a cabo el siguiente ejemplo con pequeñas variaciones, el cual es descrito por Xanthakos [7].

Cable de 7 torones de ϕ 13,00 mm con una carga de rotura por cordón de 167,00 kN, es decir la carga total última a tracción es $F_{pu} = 7 \times 167,00 \text{ kN} = 1.169,00 \text{ kN}$, siendo el valor de $T_a = 1/2 F_{pu} = 584,50 \text{ kN}$. El área total del anclaje por cable constituido por los siete torones es $A = 7 \cdot 93,00 \text{ mm}^2 = 651,00 \text{ mm}^2$ y el módulo de elasticidad $E=197,00 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$.

Las pérdidas iniciales producidas por la puesta de tensión en el sistema de anclaje a través del gato, penetración de cuñas y rozamiento en la entubación es de 6,00 milímetros y las pérdidas diferidas a través del tiempo por relajamiento del acero y deformaciones del suelo han sido estimadas en un 8% de la carga de diseño. La longitud libre del anclaje es $L = 12,00 \text{ m}$.

Inicialmente el alargamiento del acero es:

$$(\Delta L)_i = \frac{T_a \cdot L}{A \cdot E} = \frac{584,50 \text{ kN} \cdot 12,00 \text{ m}}{651,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot 197,00 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2}$$

$$(\Delta L)_i = 0,0547 \text{ m} = (54,70 \text{ mm})$$

Por lo tanto el alargamiento total estimado, considerando el 8% a través del tiempo, más el correspondiente a las pérdidas iniciales es:

$$(\Delta L)_t = 54,70 \text{ mm} \cdot 1,08 + 6,00 \text{ mm} \approx 65,00 \text{ mm}$$

Bajo estas condiciones la carga de tracción de bloqueo T_b requerida, a objeto de lograr la carga de diseño T_a , una vez consideradas las pérdidas es :

$$T_b = \frac{(\Delta L)_t \cdot A \cdot E}{L} = \frac{65,00 \cdot 10^{-3} \cdot 651,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot 197,00 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2}{12,00 \text{ m}}$$

$T_b = 694,67 \text{ kN}$, es decir aproximadamente un 59,00% de F_{pu}

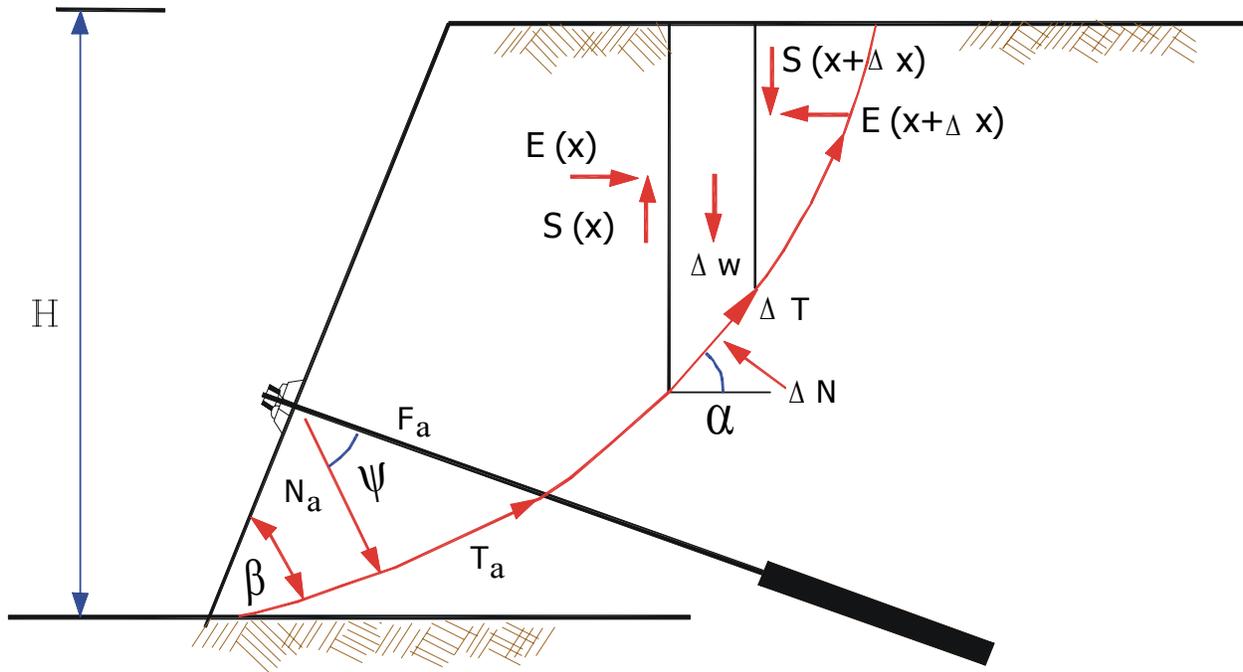


Figura 1.9 Tirantes anclados como elemento estabilizador en masa de suelos.

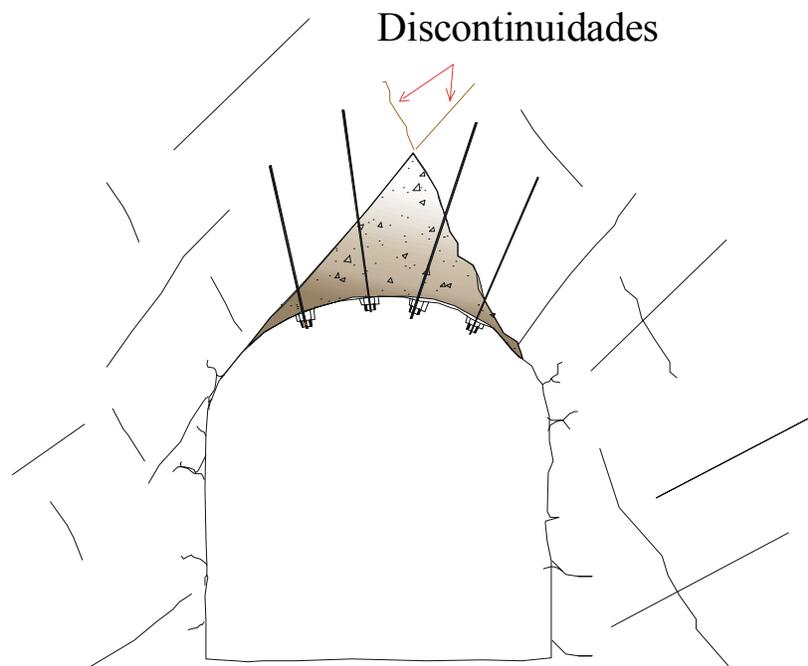


Figura 1.10 a Bulones de anclajes soportando un bloque de roca en un túnel excavando a través de un macizo rocoso diaclasado.

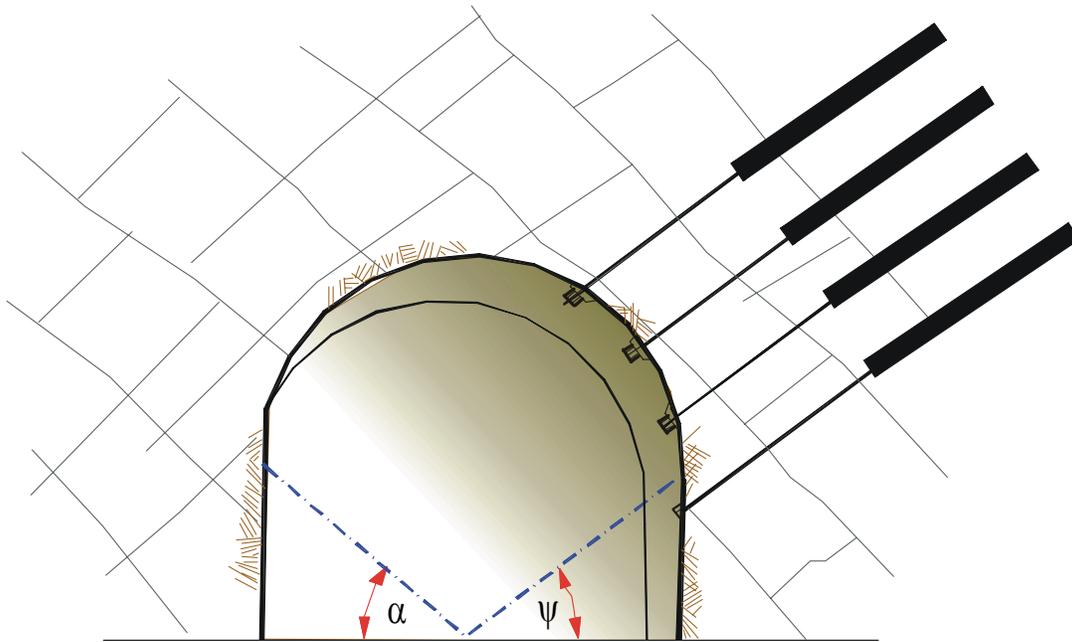


Figura 1.10 b Galería excavada en roca estratificada y estabilizada mediante bulones o pernos de anclaje.

De acuerdo a Muzás Labad [8] los materiales empleados como armadura o miembro de tracción son los siguientes:

- Alambres de acero de alta resistencia.
- Cordones o torones constituidos por alambres de alta resistencia.
- Barras de Acero especial.

Los alambres utilizados generalmente tienen un diámetro entre 5 y 8 mm. El acero posee una resistencia a tracción de 1.600,00 a 1.900,00 N/mm² y un límite elástico convencional de 1.450,00 a 1.700,00 N/mm².

La armadura de los anclajes se conforma de una serie de alambres paralelos cuyo número suele oscilar entre 6 y 54.

Alambres con un diámetro algo inferior (entre 2 y 4 mm) sirven para la fabricación de cordones de alambres trenzados. Los más utilizados son los torones de 7 y de 19 hilos o alambres. Los cordones se emplean aisladamente o en grupos de hasta 39 cordones. Las barras de acero especial tienen generalmente diámetros comprendidos entre 16 y 40 mm, con resistencia a la tracción del orden de 600,00 a 1.050,00 N/mm² y límite elástico convencional entre 500,00 y 900,00 N/mm².

En todos los casos los aceros empleados han de ser dúctiles, con alargamientos de rotura superiores al 4%. Las barras de acero utilizadas en los anclajes se denominan bulones o pernos de anclaje.

El anclaje mediante cordones o grupos de cordones (torones) se denomina anclaje por cables. Dicha armadura está formada por una serie de hilos paralelos comprendidos entre 6 y 54. La torsión en hélice de una o varias capas de hilos de acero, alrededor de un alma central rectilínea constituye el torón", con un mínimo de 7 hilos o alambres (1 + 6), o de 19 hilos (1 + 6 + 12), el primero frecuentemente utilizado en la estabilización de taludes. Faraco [9], menciona que una combinación de 39 cordones de 19 alambres cada uno puede resistir 7.500,00 kN.

Por consideraciones operacionales los bulones no suelen usarse para anclajes de más de 12 m de longitud por lo que su uso está limitado a anclajes superficiales.

Se emplean generalmente en taludes y galerías en roca con objeto de minimizar los desprendimientos producidos por fracturas a lo largo de fisuras superficiales.

Los bulones se caracterizan por su aplicación como anclajes de baja capacidad, tanto activos como pasivos. La carga admisible, suele fluctuar entre 60,00 y 100 kN por bulón. Por lo general las longitudes varían entre 3 a 6 metros

Los anclajes por cable suelen tener una longitud mucho mayor, en ocasiones superior a los 80 m y una capacidad de carga también superior, generalmente entre 200,00 y 2.000,00 kN por anclaje, sobrepasándose, en algunos casos, las 4.000,00 kN por anclaje. A diferencia de los bulones, es poco frecuente como anclaje pasivo. Los anclajes por cable se emplean para estabilizar grandes masas deslizantes con superficies de rotura profundas.

2.1.- Partes del Anclaje

Como lo mencionan Ayala et al [4], existen diferentes maneras de constituir la zona de anclaje, en la que la armadura queda fijada al terreno.

a) Zona de Anclaje

El dispositivo mecánico más elemental y de más fácil instalación es el casquillo expansivo (figura 1.12a) dado su carácter puntual, está concebido para anclar en roca sana o estabilizar bloques y cuñas de roca que se han desarrollado por la intersección de unos pocos planos de debilidad. Se utiliza generalmente en bulones de poca capacidad resistente (menos de 200 kN por bulón)

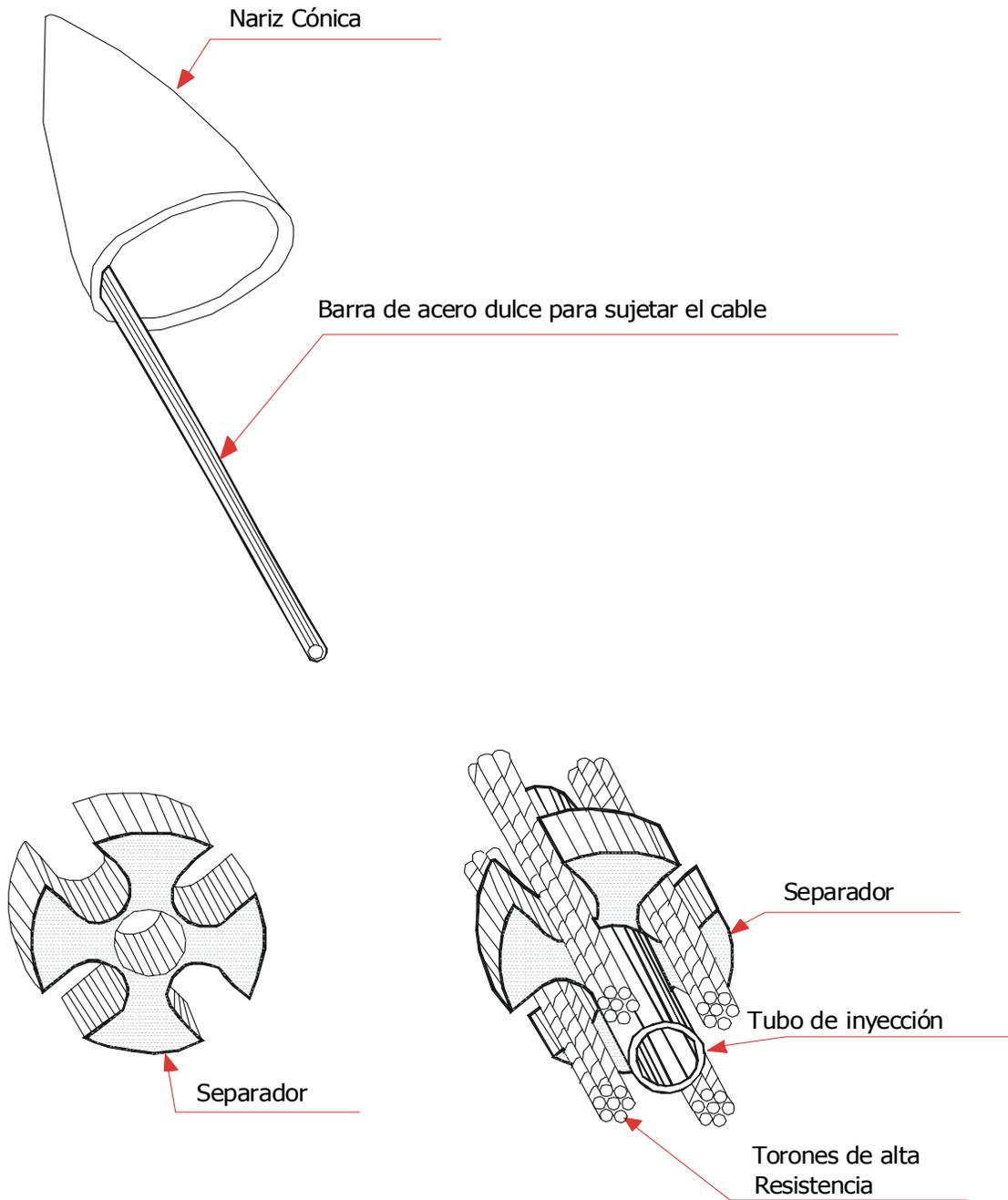
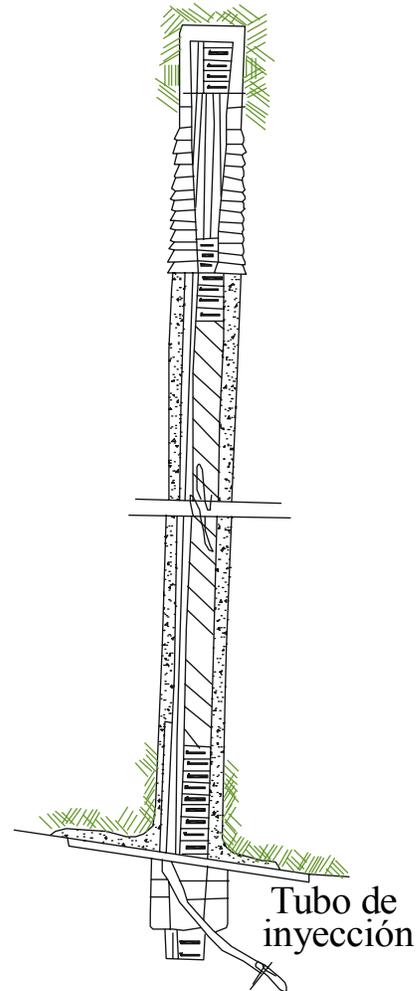
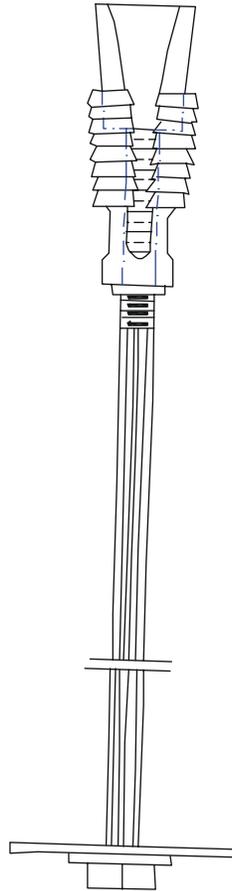


Figura 1.11 Algunos elementos del anclaje según Coates y Sage [10].

a) Anclaje de expansión



b) Anclaje de expansión inyectado

Figura 1.12 Anclajes de expansión según el Corps of Engineers [11].

Con el tiempo hay la tendencia que el cono de expansión se deslice perdiendo efectividad progresivamente debido probablemente, como resultado del efecto de las vibraciones por las voladuras. En muchos casos para evitar esta desventaja, el barreno es inyectado con lechada de cemento.

La lechada se inyecta por la boca del barreno y el tubo de regreso llega hasta el final del mismo. La inyección termina después de la salida del aire y de la emisión de lechada por el tubo de regreso (véase figura 1.12b). De esta forma el anclaje actúa en forma permanente, evitándose a la vez los efectos de corrosión.

Los bulones de expansión se utilizan con éxito en el campo de la minería debido a las siguientes ventajas:

Recuperabilidad: Al aflojar la tuerca que sujeta la placa, el perno pierde la tensión, y si no existen deformaciones excesivas puede recuperarse con facilidad.

Mecanización: El perno de expansión puede mecanizarse con bastante simplicidad con las modernas unidades de perforación tipo jumbo para bulonaje.

Seguridad: Las conchas de expansión poseen una mayor superficie de anclaje.

Los bulones de expansión no pueden ser empleados en rocas friables y la carga que admiten, es por lo general, inferior a la resistencia del acero de la barra.

Este obstáculo ha sido superado mediante la utilización de bulones de anclaje repartido, donde la zona de anclaje se obtiene a todo lo largo de la superficie lateral del perno mediante el fraguado de un mortero que ocupa el espacio anular libre entre el perno y las paredes del barreno (véase figura 1.13)

Adicionalmente tiene la ventaja con relación a los bulones de expansión, que pueden emplearse con éxito en rocas fracturadas, además de su simplicidad, economía y estabilidad en el tiempo como anclaje permanente.

Una forma de eliminar el sistema de inyección del mortero o lechada de cemento, es aplicando el método perfo, sin lugar a dudas más versátil pero también más costoso.

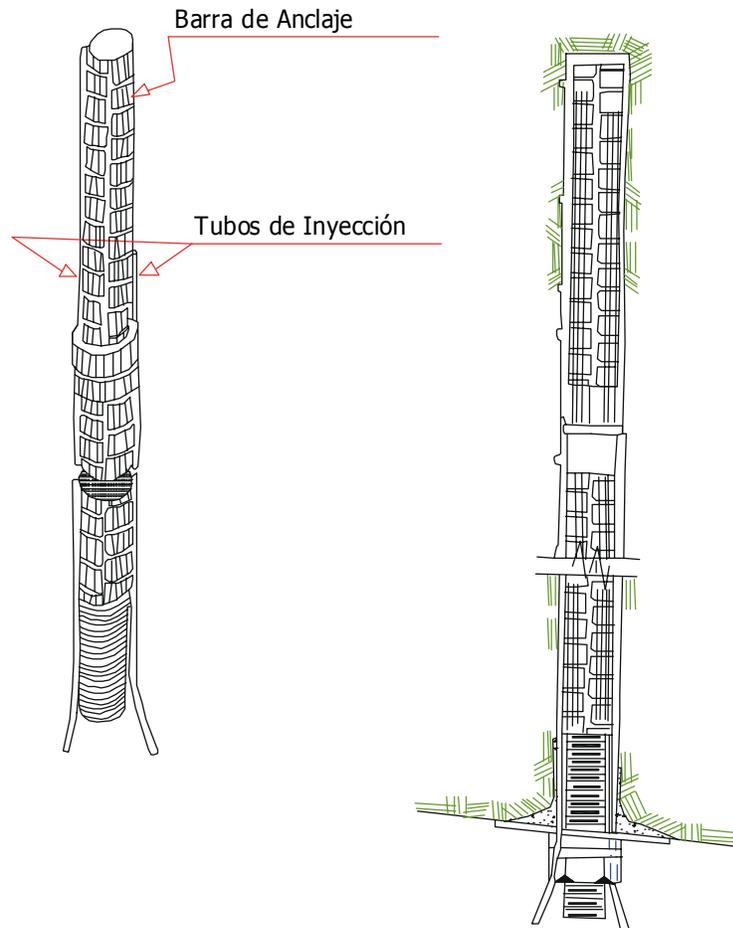


Figura 1.13 Bulones de anclajes repartidos según el Corps of Engineers [11].

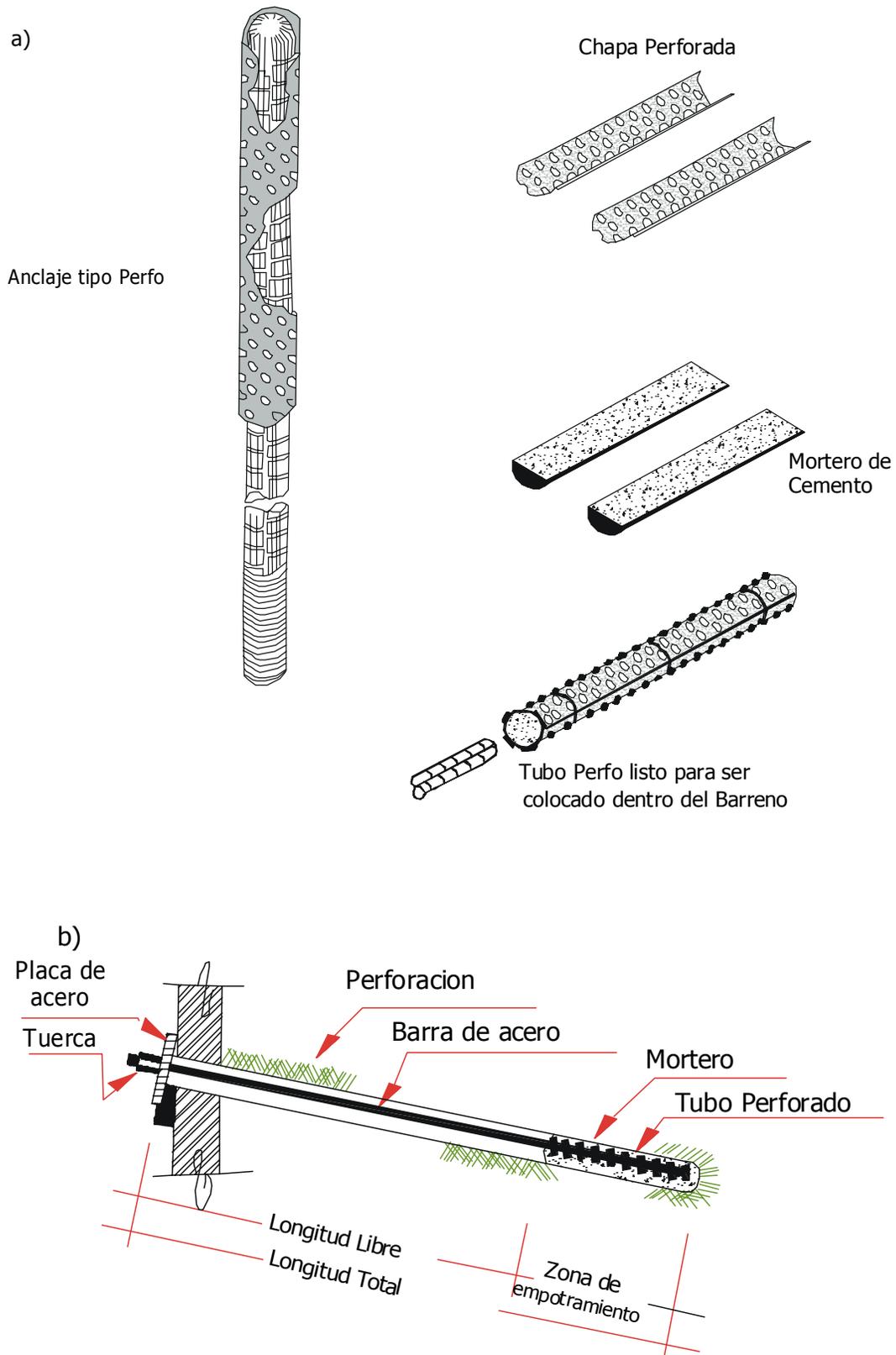


Figura 1.14 Anclaje tipo perfo con longitud libre que permite ser tensado.

Para colocar el mortero se utilizan dos semicilindros de chapa perforadas (ver figura 1.14a), que una vez rellenos de mortero se introducen en el barreno, posteriormente se inserta la barra de acero, desplazando lateralmente el mortero, el cual penetra en el espacio anular, adaptándose perfectamente a todas las irregularidades, garantizando al mismo tiempo una buena adherencia de los barrenos. Los anclajes tipo perfo se construyen en longitudes hasta de 12 metros y para capacidades de carga entre 120,00 y 200,00 kN.

De acuerdo a Stilborg [12] los pernos de anclajes repartidos (totalmente inyectados) han sido utilizados con extraordinarios resultados a través de diferentes aplicaciones en el campo de la ingeniería civil y la minería, así como en las diversas condiciones que pueda presentar la roca.

A pesar de su versatilidad, por su rigidez en algunos casos extremos puede resultar inadecuado.

Hoek y Brown [13] recomiendan los siguientes diámetros para el sistema perfo.

Diámetro barra (mm)	Diámetro barreno (mm)	Diámetro adecuado del tubo “perfo” (mm)
19 (3/4”)	32 (1 ¼”)	27 (1 1/16”)
25 (1”)	32 (1 ½”)	32 (1 ¼”)
29 (1 1/8”)	44 (1 ¾”)	38 (1 ½”)
32 (1 ¼”)	51 (2”)	44 (1 ¾”)
35 (1 3/8”)	57 (2 ¼”)	51 (2”)

Desde luego, si únicamente en la parte extrema del barreno se coloca el mortero con el tubo perforado, quedará una longitud libre, lo que permitir en este caso tensar el

tirante (ver figura 1.14b). Como se ha indicado previamente la zona de anclaje se efectúa mediante inyecciones de lechada, generalmente a base de cemento con relaciones cemento-agua entre 1,5 y 2. También se emplean, en algunos casos, inyecciones de mortero de cemento.

La inyección se lleva a cabo a través de tuberías de PVC y es frecuente inyectar a presión, alcanzándose valores de hasta 3,00 MPa. En este caso es necesario separar la zona de anclaje de la zona libre y evitar que ésta se cimente con la lechada.

Puede ser ventajoso emplear aditivos que aceleren el fraguado y disminuyan la retracción.

En el caso de bulones de roca es frecuente la utilización de resinas para la formación de la zona de anclaje. La adherencia resina-roca es 2 ó 3 veces la de la lechada de cemento siempre que se utilice en un medio seco.

Se llama bulbo de anclaje al material (cemento, mortero o resina) que recubre la armadura y que la solidariza con el terreno que la rodea.

Es importante lograr una buena materialización del bulbo de anclaje, operación más delicada cuando se trata de terrenos sueltos y fracturados.

La versión más simple es el tirante tipo monobarra o mono (figura 1.6) en el cual la barra es directamente empotrada en el bulbo.

Debido a las dificultades de garantizar una buena protección a la corrosión de la armadura metálica tienen su aplicación en la mayoría de los casos en contenciones temporales.

A la vez es importante destacar tal como lo menciona Schnabel [3], que en la zona de anclaje el mortero o lechada de cemento es de gran utilidad para preservar la armadura metálica frente a la acción corrosiva, protegiéndola mediante una película pasiva formada por hidróxidos ferrosos $[\text{Fe}(\text{OH})_2]$, que se caracteriza por ser altamente insoluble en soluciones con un PH alcalino, siendo además la responsable de garantizar la seguridad en ambientes agresivos cuando el acero está embebido en estructuras de concreto.

Como se sabe el cemento hidratado tiene un PH mayor de 12,40, proporcionando un medio ideal alcalino para mantener la mencionada película. (El acero se encuentra bien protegido en un medio de PH 10-12).

Por otro lado el mencionado autor, ha investigado una gran cantidad de anclajes permanentes instalados a partir de 1960, y protegidos únicamente con lechada o mortero de cemento, sin que exista evidencia de que hallan fallado debido a la acción de los agentes corrosivos.

Igual resultado positivo ha tenido el analizar y examinar la mencionada protección con diferentes empresas especialistas en la materia, consultores y suplidores, quienes coinciden de no haber registrado falla por corrosión.

También menciona, que aun cuando los criterios británicos y franceses han tenido gran influencia de las normas alemanas, la última en mencionarse utiliza doble protección como anclaje permanente, sin embargo, en Europa y los Estados Unidos de Norteamérica, emplean en la mayoría de los casos la inyección de cemento como elemento de protección en la zona de anclaje, y grasa con camisas de PVC o metálicas en la zona libre.

Sin embargo, cabe destacar que hay evidencias que el mortero o lechada de cemento haya fallado como elemento de protección contra la corrosión, y existe la duda que la inyección de cemento pueda proveer una garantía adecuada para una vida útil de 50 a 100 años.

En este sentido Merrifield, Barley y Von Matt [14], reportan que de los millones de tirantes anclados instalados alrededor del mundo, 35 casos de falla por corrosión han sido señalados en los últimos años. Esto indica que los ingenieros deben aplicar rigurosamente las especificaciones concernientes al diseño e instalación de los anclajes, especialmente si se considera que en la próxima década habrá un incremento considerable de anclajes, los cuales requerirán que se implementen rigurosos controles de protección contra la corrosión.

Por tal motivo Barley [15] menciona que el British Standard Institute de Inglaterra a través de un comité dirigido por G.S. Littlejohn en 1978, concluyen que la lechada de cemento en la zona de anclajes no puede ser considerada como un elemento único de

protección contra la corrosión, debiéndose utilizar doble barrera protectora a través de una vaina corrugada interna y otra externa.

Adicionalmente, para disminuir el riesgo de corrosión es recomendable instalar los tirantes anclados en masas de suelo con PH mayores a 4,50 y resistividades superiores a los 2.000,000 ohm-cm, por cuanto están actuando en ambientes no agresivos.

La resistencia de la zona de anclaje viene determinada, en primer lugar, por la adherencia entre lechada y acero, y en segundo lugar, por la adherencia entre el bulbo de anclaje y el terreno que lo rodea que es generalmente lo que determina la resistencia.

Es difícil determinar "a priori" la resistencia de la zona de anclaje, especialmente en anclajes inyectados, dado que no es fácil definir la presión residual de inyección y la forma real del bulbo. En la Tabla anexa recomendada por Muzás Labad [8] se recogen con carácter orientativo algunos valores de la resistencia media al deslizamiento de bulbos inyectados, en distintos tipos de terreno (en el capítulo V se analiza en detalle este tema).

**RESISTENCIA MEDIA AL DESLIZAMIENTO DE BULBOS INYECTADOS
SEGÚN Muzás Labad [8]**

Tipo de terreno	Resistencia media al deslizamiento (MPa)
Rocas duras (granito, gneis, caliza)	1,00 a 2,50
Roca floja	0,30 a 1,00
Gravas y arenas gruesas	0,70 a 1,00
Arenas medias y finas	0,30 a 0,60
Arcillas con resistencia a la compresión simple:	> 0,80
≥ 0,4 MPa	0,40 a 0,80
0,10 a 0,40 MPa	0,25 a 0,40
0,05 a 0,10 MPa	

b) Zona Libre

La zona libre, cuando el terreno de la perforación puede separarse, queda independizado del mismo mediante camisas de PVC o metálicas. En cualquier caso debe protegerse de la corrosión mediante rellenos de productos protectores.

Por razones constructivas, la zona libre debe tener una longitud mínima de 6m, con objeto de controlar adecuadamente la puesta en tensión y minorar la influencia de los movimientos de la cabeza.

c) Cabeza y Placa de Apoyo

El sistema de abroche de la armadura a la placa de apoyo puede estar constituido por tuercas en el caso de barras roscadas o bien remachados o conos macho-hembra para alambres y cordones.

El abroche puede ser común al conjunto de la armadura o independiente para uno o varios elementos.

La placa de apoyo suele situarse, a su vez, sobre un bloque de hormigón armado que transmite los esfuerzos a la superficie del terreno.

La puesta en tensión de los cables se efectúa normalmente mediante gatos o, si la cabeza dispone de rosca (barra), mediante llave dinamométrica. En este último caso es posible conocer aproximadamente la tensión transmitida al anclaje.

Tomando en cuenta las gráficas elaboradas por la empresa Williams [16], se obtiene una fórmula sencilla para determinar la fuerza (F) de tensión, resultando la

expresión $F \approx 315,00 \left(\frac{18,75}{\phi} \right) \cdot M$, para barras de $18,75 \leq \phi \leq 35$ mm. La tracción

expresada en N y el momento de torsión M en N·m. Existen sistemas en los que, además de tensar simultáneamente todos los alambres, se puede comprobar la tensión y efectuar el pretensado posterior sin dañar los alambres.

2.2.- Anclajes Activos y Pasivos

Los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo o roca como consecuencia de las tensiones normales adicionales al esqueleto mineral. Los anclajes pasivos entran en acción, oponiéndose al desplazamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse. De aquí se obtienen dos importantes ventajas de los anclajes activos sobre los pasivos. En los primeros se logra aprovechar la resistencia intacta del terreno, por cuanto, el movimiento de la masa produce una disminución de las propiedades resistentes. Por otro lado, dicho movimiento puede causar la rotura del revestimiento protector contra la corrosión, precisamente en el momento en el que la resistencia del anclaje es más necesaria.

Los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la expansión o dilatación que se produce en las discontinuidades de la roca cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de las mismas.

El movimiento de la masa produce un incremento de volumen (dilatación) que está relacionado con la presencia de rugosidades en la misma.

Es decir, la efectividad de un anclaje pasivo está relacionada directamente con la magnitud de la dilatación, la cual depende del tamaño y la dureza de las

rugosidades. Por consiguiente en taludes en suelos o rocas blandas con juntas relativamente lisas los anclajes pasivos son menos efectivos.

2.3.- Protección Contra la Corrosión

La vida útil de un anclaje está condicionada a los efectos de la corrosión. Un anclaje carente de cualquier tipo de protección puede tener una duración de pocos meses.

También, cabe destacar que un anclaje sometido a esfuerzos relativamente altos puede originarse la denominada corrosión bajo tensión, que aparece incluso si el anclaje se encuentra en un ambiente neutro. El problema se evidencia por la formación de zonas frágiles en el anclaje a lo que sigue una rotura repentina.

En lo referente a las medidas efectivas está rellenar el anclaje en toda su longitud.

En la zona de anclaje, el mortero o lechada de cemento es vital importancia para evitar la corrosión, necesitándose un recubrimiento mínimo de 2 a 3 cm.

En general, como previamente se ha mencionado es necesario emplear en el caso de anclajes permanentes una vaina corrugada como elemento protector. Véase figura (1.15), tal como se indica en las recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno H.PO.8-96, redactado por la Asociación Técnica Española de Pretensado ATEP [17].

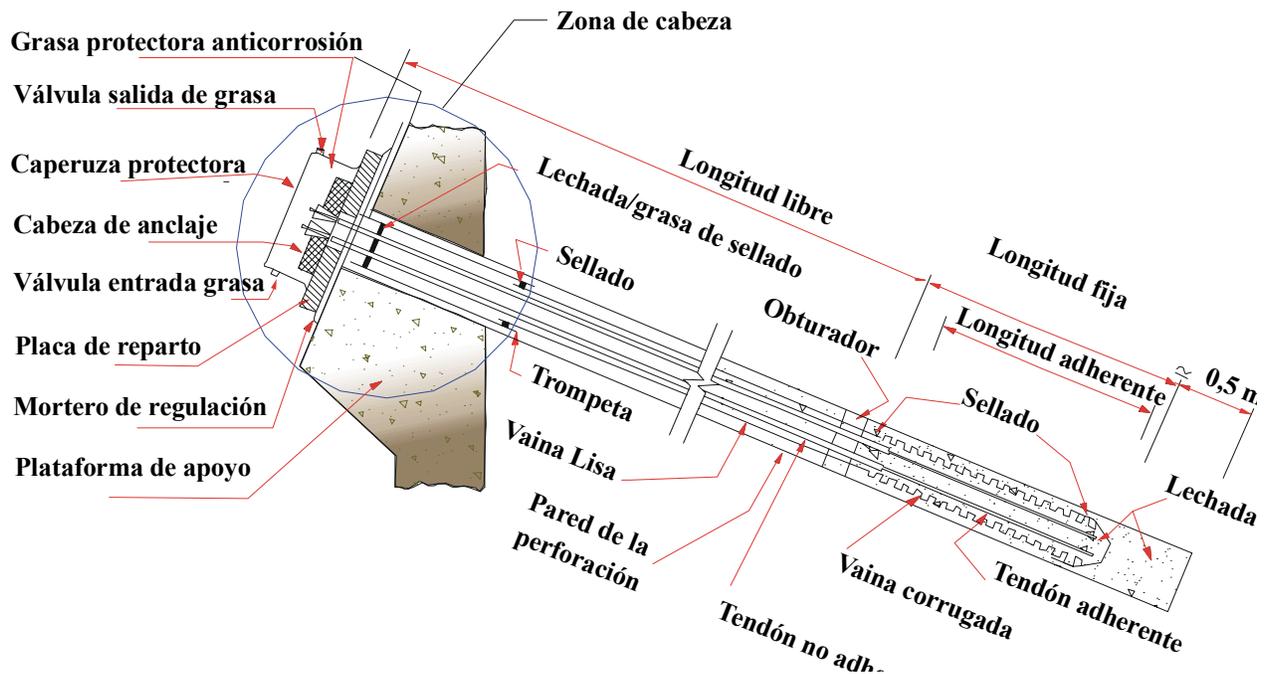


Figura 1.15 Partes típicas de un anclaje inyectado al terreno según la ATEP

[17].

También se utiliza la doble vaina corrugada para asegurar la completa protección contra la corrosión. La vaina interior de plástico corrugada contiene los tirantes, no debe agrietarse durante la carga, además de poseer suficiente capacidad adherente con la lechada de cemento en la interfase interior y exterior para asegurar la máxima capacidad de carga del tirante.

El conducto de plástico o vaina exterior debe tener suficiente espacio anular para permitir que penetre con facilidad la lechada de cemento entre ambos conductos y

tiene que cumplir con los mismos requisitos de la vaina interior. A la vez, la distancia adecuada entre el conducto externo y el barreno para que la lechada fluya con facilidad es de 5,00 mm, sin embargo los códigos especifican un mínimo de 10,00 mm.

Por otro lado, las grietas en la lechada de cemento no deben exceder de 0,10 mm de ancho.

La zona libre se puede preservar cubriendo el espacio entre la armadura y el barreno de la perforación con la lechada de cemento, recomendándose después de la puesta en tensión de la armadura, aunque en muchos casos no es posible, por cuanto hay que estar seguro que la inyección de la lechada de cemento ha cubierto en toda su longitud la zona de anclaje.

Adicionalmente es necesario revestir individualmente las barras o cordones con tubos de polietileno rellenos de grasa, lo cual está especialmente indicado si son previsibles movimientos posteriores a la puesta en tensión, pues podría producirse la rotura del revestimiento de lechada.

La cabeza de anclaje se encuentra en la parte exterior y debe ser objeto de cuidado especial. Es común sellarla con cemento o bien protegerla con grasa en el interior de una cubierta galvanizada. En función de lo previamente indicado Hanna [18], destaca que es importante conocer los principales factores que ayudan a contribuir con el proceso de corrosión del acero, éstos son:

a) Resistividad del suelo, la cual decrece a medida que la porosidad incrementa.

La tabla anexa muestra claramente que al disminuir la resistividad del suelo, el riesgo de corrosión aumenta.

b) Factores microbiológicos.

c) Contenido de humedad.

Un incremento en el contenido de humedad genera un ambiente propicio para la corrosión bacterial.

d) Contenido de sales en el suelo.

e) Valor del pH.

pH < 4, corresponde a suelos altamente ácidos, generando picaduras en el metal.

f) Contenido orgánico y transferencia de oxígeno.

Suelos orgánicos producen ácidos orgánicos los cuales atacan a metales enterrados.

El flujo de aire o de oxígeno a través del suelo, retrasa la corrosión microbiológica, pero incrementa la corrosión electroquímica.

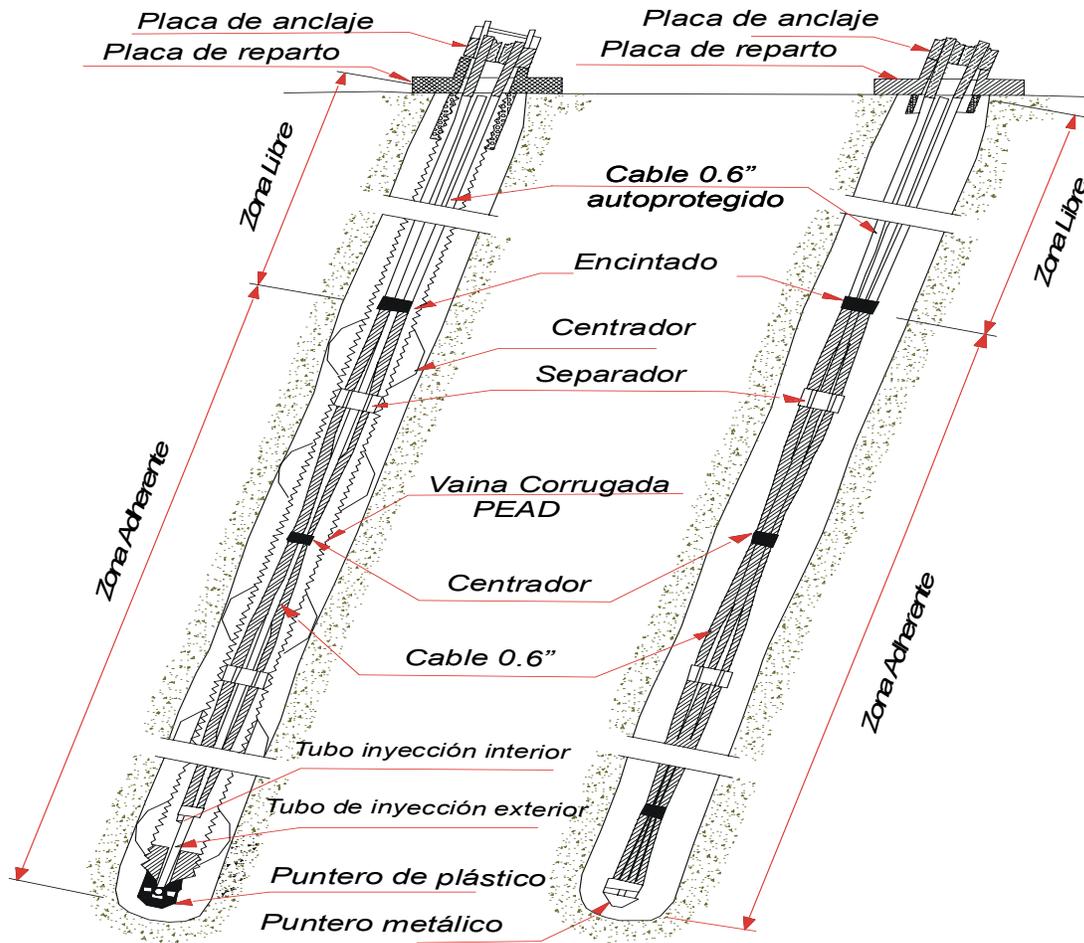
Corrosividad del Suelo	Resistividad ohm-cm
Muy corrosivo	< 700,00
Corrosivo	700,00 – 2.000,00
Moderadamente corrosivo	2.000,00 – 5.000,00
No corrosivo	> 5.000,00

En resumen, tomando en cuenta que el anclaje está constituido por varios torones, se requerirá de separadores para lograr un espacio mínimo de 5 mm entre torones, debiéndose a la vez instalar piezas centradoras para mantener el conjunto del anclaje correctamente centrados (ver figura 1.16). Cuando los anclajes actúan como una estructura de soporte permanente o definitiva, se debe utilizar la vaina corrugada con la finalidad de obtener una protección segura contra la corrosión del tensor dentro del bulbo (ver figuras 1.15, 1.16 y 1.17).

Para garantizar y transmitir una carga efectiva, el paso del tubo corrugado debe ser de 6 a 12 veces el espesor de la pared, cuyo valor mínimo recomendado es de 0,8 mm.

Los torones en el tramo libre del tensor deben ser recubiertos con grasa anticorrosiva, completamente estable al agua y el oxígeno, así como a la acción microbiológica.

Debe ser también estable a largo plazo, y no debe contener elementos que puedan producir condiciones de corrosión. En este sentido, Littlejohn [19] menciona que la cantidad de cloruros y nitratos no debe exceder del $5 \cdot 10^{-4}\%$ en peso. Adicionalmente el tramo libre deberá estar protegido mediante un tubo plástico liso, para lograr una protección óptima.



Tendón Tipo Permanente

Tendón Tipo Provisional

Figura 1.16 Anclajes tipo MK4, Según MeKano4, s.a. [20].

Con relación a la inyección del bulbo, cabe mencionar que el cemento no debe contener sulfatos en cantidades superiores al 4% (en peso del cemento). Por otro lado es recomendable que los contenidos de cloruros totales se encuentren por debajo del 0,1% en peso.

Finalmente con el propósito de garantizar que la instalación y puesta en marcha de los tirantes anclados han cumplido correctamente con las pruebas de idoneidad correspondientes a la fabricación, instalación, inyección, pruebas de tensado, etc., es de vital interés utilizar el manual de la ATEP (H.P.8-96) ya referido, el cual es una excelente guía concerniente con las recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno.

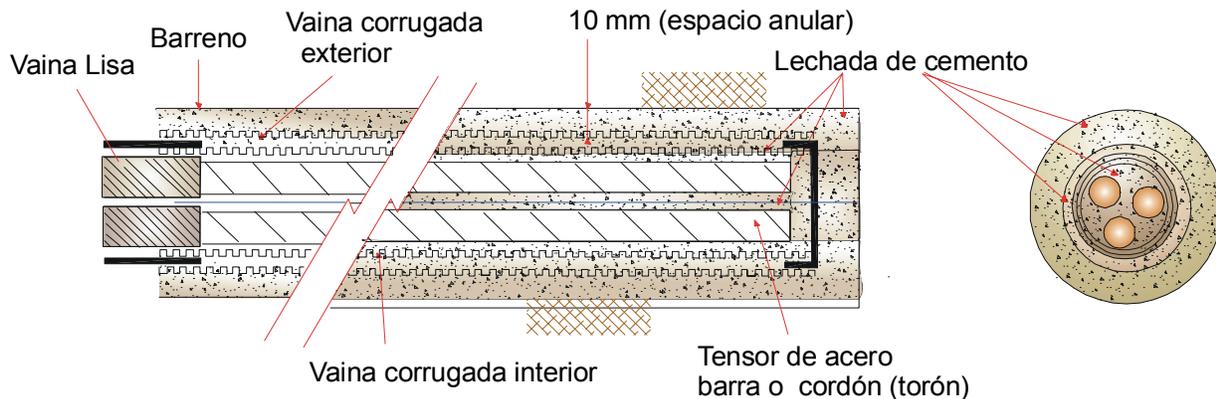


Figura 1.17 Anclaje protegido de la corrosión mediante doble vaina corrugada

REFERENCIAS

1. BARRON, K., COATES, D. y GYENGE, M., (1970), “Artificial Support of Rock Slopes”, Department of Energy and Resources, Mines Branch, Canadá, Research Report No. 228, 144 p.
2. ANCLAJES DE INYECCIÓN. Egesa Bauer, Catálogo Informativo, 6p.
3. SCHNABEL FOUNDATION Co., (1982), “Tiebacks”, Federal Highway Administration , Report N° FHWA/RD-82/047 ,Washington, D.C., 233 p
4. AYALA, F., et al (1987), “Manual de Taludes”, Instituto Geológico y Minero de España, 456 p.
5. HABIB, P. (1989), “Recommendations for the Design, Calculation, Construction and Monitoring of Ground Anchorages”, A.A. Balkema, 115 p.
6. PFISTER, P., EVERS, M., GUILLAND y DAVIDSON, R., (1982), “Permanent Ground Anchors”, Soletanche Design Criteria, Office of Research and Development, Federal Highway Administration, U.S. Dept. Transp. Washington, D.C., report N° FHWA/RD-81/150 , 195 p.
7. XANTHAKOS, P. (1991), “Ground Anchors and Anchored Structures”, John Wiley and Sons, Inc, 686 p.
8. Muzás , F (1980), “ Anclajes “ , capítulo 13 , Tomo III , del libro Geotecnia y Cimientos”, Edición coordinada y dirigida por José Antonio Jiménez Salas, Editorial Rueda, Madrid., pp. 1143-1153

9. FARACO, C. (1982), “Anclajes: Ejecución. Puesta en Carga y Ensayos”, Boletín de Información del Laboratorio de Carreteras y Geotecnia., Centro de Estudios y Experimentación de obras Públicas, Madrid, No. 151, pp. 9-19.
10. COATES, D. y SAGE R., (1973), “Rock Anchors in Mining”, Department of Energy and Resources, Mines Branch, Canadá, Technical Bulletin TB, 47 p.
11. CORPS OF ENGINEERS – Department of the Army (1980), “Rock Reinforcement Engineer Manual, EM 1110-12907, Washington, D.C.
12. STILLBORG, B. (1986), “Professional Users Handbook for Rock Bolting”, Trans Tech. Publications, 145 p.
13. HOEK, E. y BROWN, T. (1980), “Underground Excavations in Rock”, Institution of Mining and Metallurgy, England, 527 p.
14. MERRIFIELD, C., BARLEY, A. y VON MATT U. (1997), “The Execution of Ground Anchor Works: The European Standard prEN 1537”, Ground Anchorages and Anchored Structures, Edited by G.S. Littlejohn, Thomas Telford, pp. 492-507.
15. BARLEY, A. (1997), “Ground Anchor Tendon Protected Against Corrosion and Damage by a Double Plastic Layer”, Ground Anchorages and Anchored Structures, Edited by G.S. Littlejohn, Thomas Telford, pp 371-392.
16. WILLIAMS – “Rock & Concrete Anchors”, Catálogo No. 728, pp. E2-H4.
17. ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPAÑOLA DE PRETENSADO”, Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al terreno”, H.P.8-96, Geotecnia (G-1), 1996, 86 p.
18. HANNA, T. (1982), “Foundations in Tension – Ground Anchors”, Trans. Tech. Publications, 573 p.

19. LITTLEJHON, T (1982) ,” Ground Anchorage Practice”, Design and Performance of Earth Retaining Structures , Editado por Philip, Lambe y Lawrence. A Hansen, ASCE, Geotechnical Special Publication N° 25, pp 693-731
20. MEKANO4, S.A., (1996), “Anclajes al Terreno MK4”, Catálogo, 6 p, Barcelona, España.

CAPITULO II

ANALISIS DE LA ESTABILIDAD Y DEL SOPORTE MEDIANTE ANCLAJES EN TALUDES ROCOSOS CONSIDERANDO ROTURA PLANAR

2.1.- INTRODUCCION

Aplicando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, conjuntamente con las ecuaciones de equilibrio estático, se ha desarrollado una expresión analítica al minimizar el factor de seguridad (FS), en la cual se determina la inclinación más crítica de la superficie potencial de deslizamiento para el caso particular de rotura planar en taludes rocosos.

A la vez se analiza la estabilidad del talud considerando la fuerza sísmica y el efecto de la presión intersticial actuando sobre el plano de discontinuidad.

Con el apoyo de ejemplos sencillos se aprecia la importancia de esta nueva metodología, de gran utilidad en el diseño del soporte artificial mediante tirantes anclados.

Adicionalmente, a través de gráficos también se hace hincapié, sobre la variación del coeficiente de seguridad en función de los parámetros más influyentes en el cálculo de la estabilidad de la masa rocosa.

Por otro lado, al utilizar esta técnica es posible distinguir tres aspectos fundamentales en el diseño de taludes en macizos rocosos:

- 1.- Permite diseñar excavaciones estables para un factor de seguridad previamente conocido.

- 2.- Aplicando una simple expresión matemática, se determina el plano potencial de falla más crítico, y por ende el mínimo factor de seguridad correspondiente a la mencionada superficie de discontinuidad.

- 3.- En el caso particular que el talud rocoso sea inestable o con un coeficiente de seguridad de baja confianza, se obtiene la fuerza de anclaje por unidad de longitud de talud, tanto para el caso activo como pasivo, con la finalidad de elevar el mínimo factor de seguridad previamente determinado, a un nuevo coeficiente que garantice la estabilidad del macizo rocoso, tal como se podrá apreciar en detalle en el presente capítulo a través de las ecuaciones desarrolladas y con la ayuda de ejemplos numéricos.

2.2.- GENERALIDADES

Como se sabe el mecanismo de falla relacionado con la estabilidad de taludes en macizos rocosos está controlado por estructuras geológicas tales como diaclasas, foliación, estratificación, así como otras discontinuidades que conjuntamente con las anteriores son las causantes de que existan deslizamientos al llevarse a cabo excavaciones en obras civiles y mineras, tanto en la construcción de presas y obras viales como en las explotaciones a cielo abierto y subterráneas, con el resultado lamentable en muchas circunstancias de la pérdida de vidas humanas, además del costo horario adicional que representan las interrupciones y demoras, conjuntamente con las inversiones cuantiosas que deben realizar las empresas y organismos competentes encargados de la remoción de bloques y fragmentos de roca y de la ulterior estabilización del macizo rocoso en caso de que se requiera.

Lógicamente lo dicho anteriormente indica que el ingeniero geotécnico juega un papel preponderante en la toma de decisiones con la finalidad de poder garantizar la seguridad de las excavaciones en macizos rocosos.

En estas condiciones, es de fundamental interés conocer los modos de rotura que ocurren en la roca cuyo movimiento está controlado por discontinuidades geológicas, las cuales pueden dividirse en tres tipos:

- a) Deslizamiento planar, ver figura (2.1).

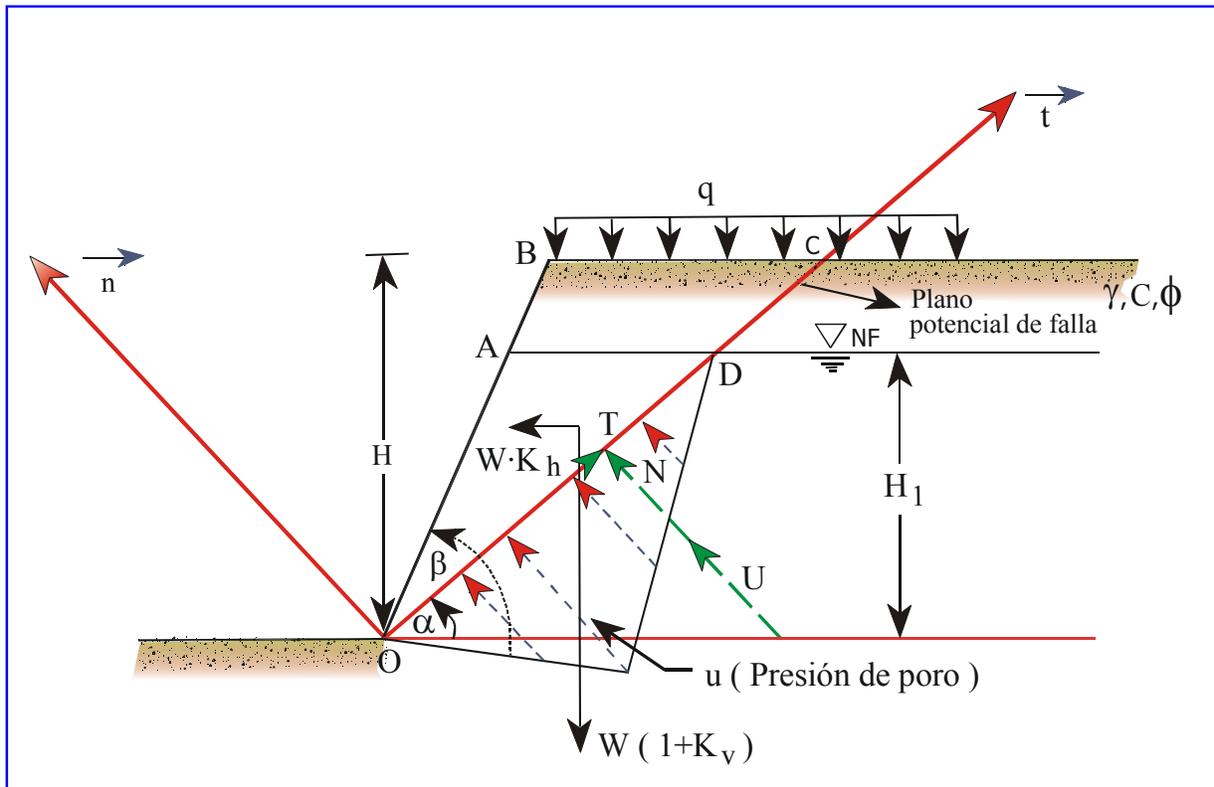


Figura 2.1 Geometría del talud mostrando las fuerzas y el plano potencial de deslizamiento (método bidimensional)

b) Rotura por cuña ocasionada a través de dos planos de discontinuidad dispuestos oblicuamente al plano del talud, en el cual el desplazamiento está gobernado por la inclinación y dirección de la recta de intersección de los dos planos, ver figura (2.2)

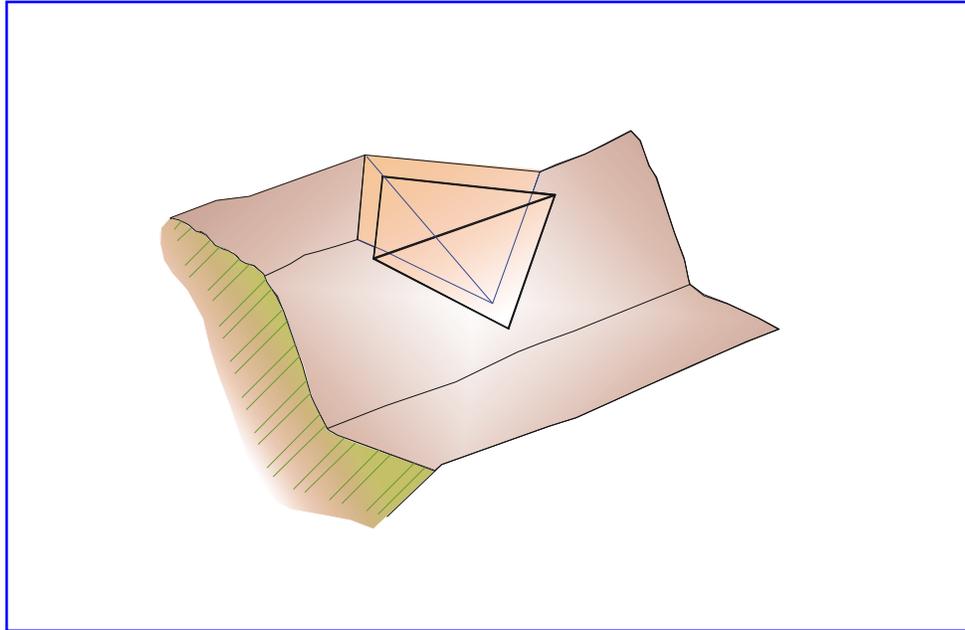


Figura 2.2 Rotura por cuña

c) Vuelco

Este tipo de rotura se caracteriza por una rotación de la columna o bloque de roca sobre su base, bajo el efecto de la acción de la gravedad y de las fuerzas desarrolladas por las rocas adyacentes o en ciertos casos debido al empuje del agua al penetrar en las discontinuidades (véase figura 2.3).

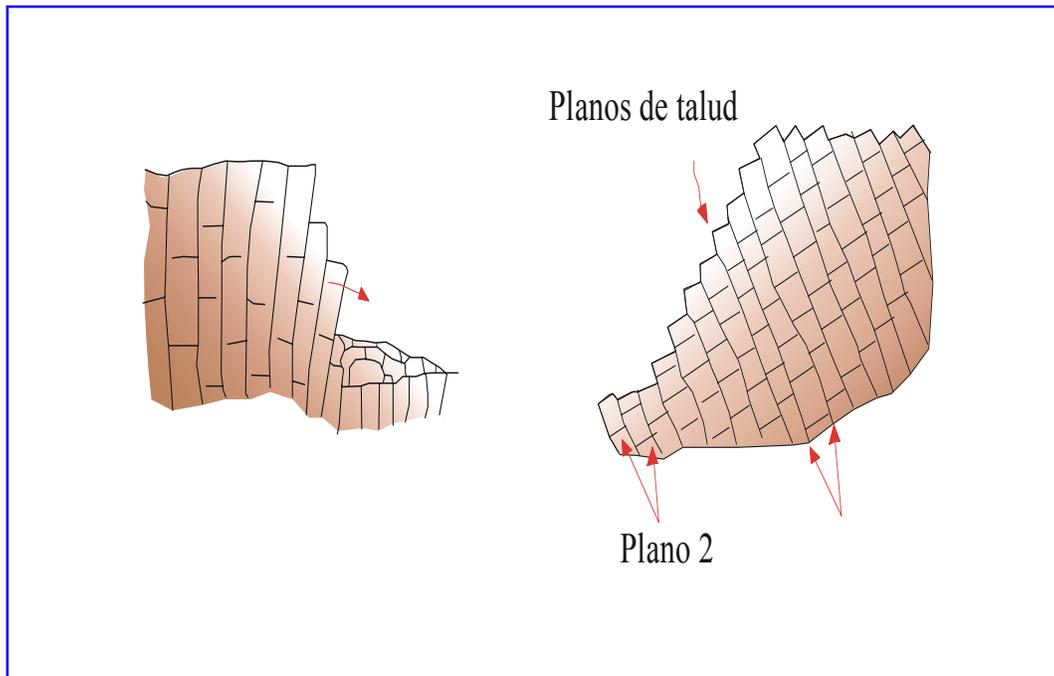


Figura 2.3 Disposición de discontinuidades en rotura por vuelco de bloques

En el caso particular de la rotura planar, el bloque de roca se desliza sobre una superficie de fractura. Es la más simple de las formas de rotura, y se produce cuando existe una discontinuidad dominante en la roca, buzando en sentido desfavorable.

Las condiciones geométricas para la ocurrencia de la falla son las siguientes, tal como lo indican Hoek y Bray [1].

1) $\phi < \alpha < \beta$

Donde:

α = ángulo que forma el plano de falla con la horizontal (buzamiento de la discontinuidad)

β = inclinación de la cara del talud con la horizontal

$\phi = \phi_j$ = ángulo de fricción interna del macizo rocoso en la superficie de deslizamiento.

2) El plano de falla debe tener un rumbo aproximadamente paralelo ($\pm 20^\circ$) con relación al plano del talud.

Es importante indicar, tal como lo menciona Salcedo [2], que el término falla es aplicado para este caso en particular en el sentido ingenieril, en lo referente a movimientos o corrimientos del macizo rocoso, y no a fallas geológicas.

Por otra parte, en la condición específica que no se considere el efecto sísmico y la presión de poro, se demuestra analíticamente que la altura crítica del talud corresponde cuando $\alpha=1/2(\beta+\phi)$, y por supuesto cuando $\beta = \pi/2$, se obtiene la bien conocida expresión $\alpha=(\pi/4+ \phi/2)$. Igualmente cuando se diseñan anclajes como sistemas de estabilización puede demostrarse según Barron et al [3],

que el esfuerzo cortante excedente τ_e es un máximo cuando $\alpha = 1/2 (\beta + \phi)$, al

tomar en cuenta $\left[\frac{\partial \tau_e}{\partial \alpha} \right] = 0$.

Para la condición en la cual exista sobrecarga, fuerzas sísmicas y la presión intersticial Ucar [4], determinó recientemente que el valor τ_e es máximo en el caso de deslizamiento planar cuando:

$$\tan(\beta - \alpha) = \left[\frac{\Omega \cdot (\text{sen} \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi) + k_h \cdot (\cos \alpha + \text{sen} \alpha \cdot \tan \phi) + \Omega_1 \cdot \sec \alpha \cdot \tan \phi}{\Omega \cdot (\cos \alpha + \text{sen} \alpha \cdot \tan \phi) + k_h \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \phi - \text{sen} \alpha) + \Omega_1 \cdot \text{sen} \alpha \cdot \tan \phi \cdot \sec^2 \alpha} \right] \quad (2.1)$$

Dicha fórmula expresada en una forma más simple es:

$$\cos \alpha \cdot \text{sen}(\beta + \phi - 2\alpha - \varepsilon) + \tan \alpha \cdot \text{sen}(\beta - \alpha) \cdot \text{sen} \phi \cdot \frac{\psi_1}{K \cdot \psi} = 0$$

Se observa claramente para el caso particular que $H_1 = 0$ ($\psi_1 = 0$) y $K_h = 0$ ($\varepsilon = 0$), el ángulo crítico de falla $\alpha = 1/2 (\beta + \phi)$.

Siendo:

K_h = coeficiente sísmico horizontal

$\Omega = (1 \pm K_v)$ $\therefore K_v$ = coeficiente sísmico vertical

$\Omega_1 = \psi_1 / \psi$

$\psi_1 = \gamma_w H_1^2 / 2$ $\therefore H_1$ = altura del nivel freático (ver figura 2.1)

$\psi = [q \cdot H + \gamma (H^2 - H_1^2) / 2] + \gamma_{\text{sat}} \cdot H_1^2 / 2$, kN/m

H = altura del talud, m

q = sobrecarga, kN/m^2

$$k = \left[k_h^2 + (1 + k_v)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1 + k_v)}$$

γ = peso unitario del macizo rocoso (condición natural), kN/m^3

γ_{sat} = peso unitario saturado, kN/m^3

Los cálculos obtenidos en el presente estudio se basan en que la cuña de roca se considera como un cuerpo rígido, analizándose el sistema de fuerzas aplicando el concepto de equilibrio límite, conjuntamente con el bien conocido criterio de rotura de Mohr- Coulomb

Por otro lado, en el mencionado análisis no se ha tomado en cuenta el efecto del vuelco, es decir no hay momentos que generen rotación del bloque por cuanto se considera que todas las fuerzas pasan por el centro de gravedad de la cuña potencial de falla. En este sentido Hoek y Bray [1] estiman que el error es pequeño al ignorar los momentos, sin embargo los mencionados autores juzgan conveniente que el análisis de estabilidad en taludes rocosos con fuertes pendientes y planos de discontinuidad con buzamiento elevados, se deber aplicar la condición de momentos.

En relación a las fallas por vuelco previamente mencionadas, se presentan en taludes con planos de discontinuidades que tienen buzamiento muy grande en sentido contrario al frente del talud.

De acuerdo a Ayala et al [5] en muchos casos se aprecia la existencia de otra familia de discontinuidades de buzamiento muy suave en el mismo sentido que el talud y aproximadamente perpendicular a la otra discontinuidad previamente mencionada, demarcando los bloques y configurando la superficie de deslizamiento basal por donde ocurre la rotación o deslizamiento.

El movimiento comprende el vuelco (toppling) de bloques de rocas que tratan de doblarse y caer por su propio peso, conjuntamente con los empujes debidos a otros bloques inestables.

La estabilidad puede mejorarse utilizando anclajes en una determinada dirección lográndose minimizar la fuerza del tirante.

Finalmente es necesario mencionar aunque sea brevemente, la rotura circular (ver figura 2.4), la cual se caracteriza por aproximarse bastante bien a una superficie cilíndrica cuya sección transversal se asemeja a un arco de círculo. Esta clase de deslizamiento ocurre con frecuencia en suelos o macizos rocosos altamente fracturados sin direcciones predominantes de los planos de discontinuidad.

Adicionalmente debe cumplirse que las partículas de suelo o roca deben tener un tamaño muy pequeño en comparación con las dimensiones del talud.

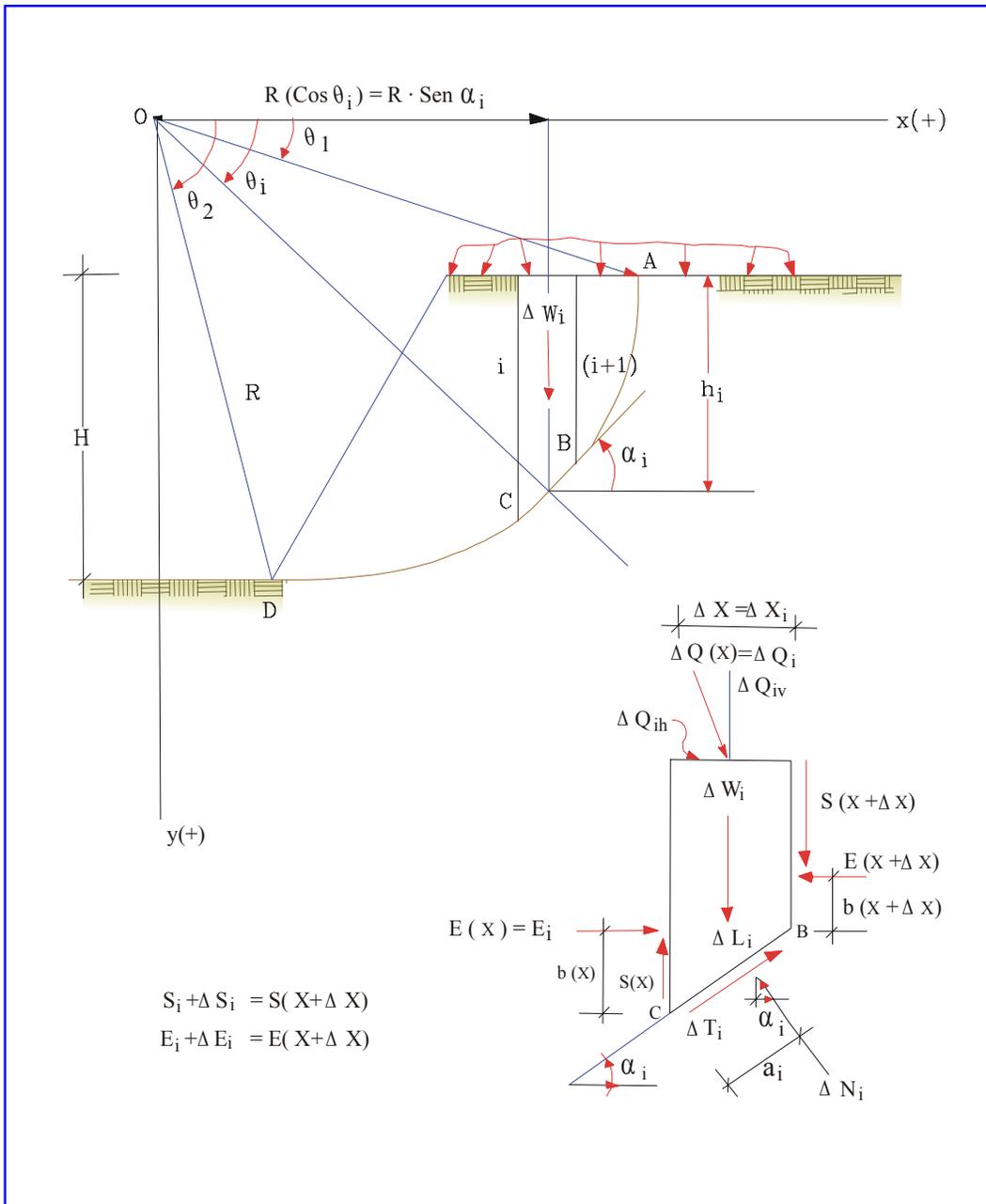


Figura 2.4 Rotura Circular

2.3. DESARROLLO ANALITICO - ROTURA PLANAR

A continuación se describe el procedimiento para determinar la superficie crítica de deslizamiento y el mínimo coeficiente de seguridad al tomar en cuenta el peso de la cuña W_T , las fuerzas sísmicas F_h y F_v , conjuntamente con la resultante U de las presiones intersticiales que actúan sobre la superficie potencial de rotura, la sobrecarga q y los parámetros $C = C_j$ y $\phi = \phi_j$ que gobiernan la resistencia al corte en el plano de discontinuidad.

Dichas fuerzas pueden expresarse como sigue:

$$\left. \begin{aligned} \text{Fuerza Sísmica Horizontal} &= F_h = m \cdot a_h = \frac{W_T}{g} a_h = W_T \cdot k_h \\ \text{Fuerza Sísmica Vertical} &= W_T \cdot k_v \end{aligned} \right\} \quad (2.2)$$

Adicionalmente $k_h = \frac{a_h}{g}$ y $k_v \approx \frac{1}{2}k_h$ a $\frac{3}{4}k_h$ (dependiendo de la distancia epicentral)*

$$U = \frac{H_1^2}{2} \gamma_w (\cot \alpha - \cot \beta) \sec \alpha$$

U = Fuerza total debida al agua actuando sobre el plano de discontinuidad

$$U = \psi_1 (\cot \alpha - \cot \beta) \sec \alpha = \psi_1 \cdot \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \alpha \cdot \text{sen} \beta} \right] \sec \alpha \quad (2.3)$$

* A. Malaver (1995), "Sismos Destruidores en Venezuela en el Período 1970-1990", Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Universidad Central de Venezuela, Vol. 33, No. 3, pp. 25-34.

$$\text{Siendo } \psi_1 = \frac{\gamma_w \cdot H_1^2}{2} \quad (2.4)$$

El peso total de la cuña de falla de acuerdo a la figura (2.1) es:

$$W_T = \frac{\gamma_{sat}}{2} \cdot H_1^2 (\cot \alpha - \cot \beta) + \frac{1}{2} (\overline{AD} + \overline{BC}) \cdot (H - H_1) \gamma + q \cdot H (\cot \alpha - \cot \beta) \quad (2.5)$$

Observándose además que:

$$\overline{AD} = H_1 (\cot \alpha - \cot \beta) \quad \text{y} \quad \overline{BC} = H (\cot \alpha - \cot \beta) \quad (2.6)$$

Sacando factor común a $(\cot \alpha - \cot \beta) = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta \cdot \text{sen} \alpha}$, resulta:

$$W_T = (\cot \alpha - \cot \beta) \cdot \left\{ \frac{\gamma_{sat}}{2} \cdot H_1^2 + \frac{1}{2} \cdot (H^2 - H_1^2) \gamma + q \cdot H \right\} \quad (2.7)$$

$$W_T = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta \cdot \text{sen} \alpha} \cdot \left\{ \frac{\gamma_{sat}}{2} \cdot H_1^2 + \frac{1}{2} \cdot (H^2 - H_1^2) \gamma + q \cdot H \right\}$$

Es decir:

$$W_T = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta \cdot \text{sen} \alpha} \right] \cdot \psi \quad (2.8)$$

Siendo:

$$\psi = \frac{\gamma_{sat}}{2} \cdot H_1^2 + \frac{1}{2} \cdot (H^2 - H_1^2) \gamma + q \cdot H, \text{ kN/ m (Factor de peso)} \quad (2.9)$$

Al aplicar la condición de equilibrio, se obtiene:

$$\Sigma F_n = 0 \implies N + U - R \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (2.10)$$

$$\Sigma F_t = 0 \implies T - R \cdot \sin(\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (2.11)$$

A través de la figura (2.5) la inclinación (ε) que forma la resultante (R) con la vertical se determina mediante la fórmula:

$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1 + k_v)} \quad (2.12)$$

A la vez, la expresión que define el coeficiente de seguridad al aplicar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb es:

$$FS = \frac{\frac{C \cdot H}{\sin \alpha} + N \cdot \tan \phi}{T} = \frac{\text{Fuerza máxima resistente}}{\text{Fuerza movilizada}} = \frac{\lambda_1}{\lambda_3} \quad (2.13)$$

Al sustituir (2.10) y (2.11) en (2.13) resulta:

$$FS = \frac{\frac{C.H}{\text{sen}\alpha} + [R \cos(\alpha + \varepsilon) - U] \cdot \tan \phi}{R \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\lambda_1}{\lambda_3} \quad (2.14)$$

Siendo R la resultante de las fuerzas actuantes

$$R^2 = W_T^2 \left[k_h^2 (1 + k_v)^2 \right] \quad (2.15)$$

$$R = W_T \cdot \sqrt{k_h^2 + (1 + k_v)^2} = W_T \cdot k \quad (2.16)$$

$$k = \left[k_h^2 + (1 + k_v)^2 \right]^{1/2} \quad (2.17)$$

$C = C_j$, es la cohesión, o resistencia al corte cuando tensión normal es nula, medida en el plano de discontinuidad.

Al dividir por R la ecuación (2.14), se obtiene:

$$FS = \frac{\left(\frac{C.H}{R \text{sen}\alpha} \right) + \left[\cos(\alpha + \varepsilon) - \frac{U}{R} \right] \tan \phi}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \quad (2.18)$$

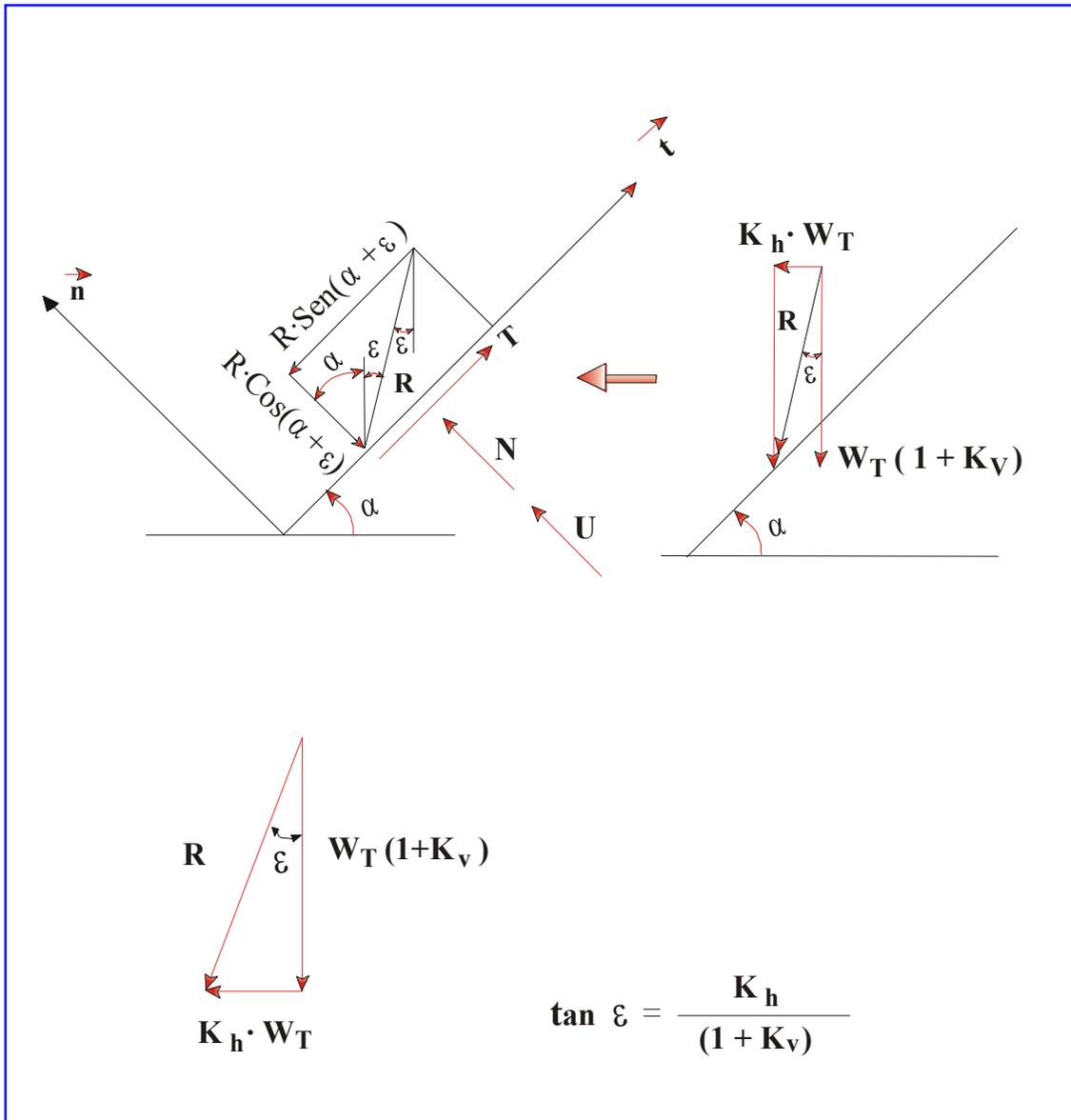


Figura 2.5 Fuerzas sísmicas actuando sobre la superficie potencial de rotura

Al reemplazar (2.8) en (2.16) queda:

$$R = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen } \beta \cdot \text{sen } \alpha} \right] \cdot \psi \cdot k \quad (2.19)$$

Por otro lado, como previamente se ha indicado, la fuerza debida al agua corresponde:

$$U = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen } \beta \cdot \text{sen } \alpha} \right] \cdot \text{sec } \alpha \cdot \psi_1 \quad (2.20)$$

y

$$\psi_1 = \frac{\gamma_w \cdot H_1^2}{2} \quad (\text{Factor debido al agua}) \quad (2.21)$$

Reemplazando R y U/R en la ecuación (2.18) se obtiene:

$$FS = \frac{\frac{C.H \text{ sen } \beta}{\text{sen}(\beta - \alpha) \cdot \psi \cdot k} + \left[\cos(\alpha + \varepsilon) - \text{sec } \alpha \cdot \frac{\psi_1}{k \cdot \psi} \right] \tan \phi}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \quad (2.22)$$

Llamando:

$$k_1 = \frac{\psi_1}{k \cdot \psi} \quad \text{y} \quad k_2 = \frac{C.H}{\psi.k} \cdot \text{sen } \beta$$

La ecuación anterior se transforma:

$$FS = \frac{\frac{k_2}{\text{sen}(\beta - \alpha)} + [\cos(\alpha + \varepsilon) - k_1 \cdot \text{sec } \alpha] \cdot \tan \phi}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \quad (2.23)$$

En este punto es importante resaltar, tal como lo menciona Salcedo [6], que al analizar la estabilidad de taludes en macizos rocosos, es fundamental caracterizar la roca en función de los factores geológicos y los procedimientos de campo conjuntamente con los ensayos de laboratorio, tales como las pruebas de corte directo a lo largo de las discontinuidades.

Adicionalmente es primordial entender los criterios de resistencia al corte bajo el entorno de esfuerzos establecidos, definiendo a la vez los mecanismos de rotura para la utilización de los métodos de análisis correspondientes.

Este análisis detallado permitirá conocer:

- a) La resistencia al corte de las discontinuidades planas lisas.
- b) La resistencia al corte de las discontinuidades rugosas.
- c) La resistencia al corte de discontinuidades rellenas de suelo.

En la práctica, lo importante es determinar la resistencia al cizallamiento del macizo rocoso, tomando en cuenta que la rotura se producirá en un gran porcentaje a través de estructuras geológicas o planos de debilidad, y en otra parte menor por los "puentes de roca" que producirán una cohesión.

La determinación de esta cohesión dependerá del número de familias que presentan planos de fracturas y su continuidad, la cual es fundamental y difícil de determinar.

Muchas veces juega un papel preponderante el criterio y la experiencia, y la ayuda en muchos casos de un análisis regresivo o retrospectivo en taludes fallados.

Por otro lado, existen también procedimientos que permiten cuantificar en una forma aproximada su resistencia sin efectuar ensayos de corte en el macizo rocoso, válidos para cálculos de estabilidad de taludes, considerándolos globalmente en toda su extensión, permitiendo así calcular los parámetros que gobiernan la resistencia al corte $C = C_j$ y $\phi = \phi_j$.

Estos métodos son empíricos y su forma de aplicación para caracterizar la roca en el campo es sencilla a través de los índices de calidad de la roca basados en la

clasificación geomecánica, tales como el índice RMR (rock Mass Rating) de Bieniawski [7], del South Council for Scientific and Industrial Research, y el índice Q de Barton, et al [8], del Norwegian Geotechnical Institute.

Recientemente Hoek y Brown [9] han desarrollado una metodología para calcular gráficamente la resistencia al corte en macizos rocosos a través del índice GSI (Geological Strength Index) y los parámetros m y s del bien conocido criterio de rotura propuesto por lo mencionados investigadores [10], en el cual determinan los parámetros de corte equivalentes C y ϕ (ver apéndice A).

A la vez Ucar [11] explica en dicho apéndice un procedimiento analítico con la finalidad de obtener con mayor exactitud los parámetros equivalentes y por ende la resistencia al cizallamiento de la roca para un conocido campo de tensiones utilizando la envolvente de falla no lineal obtenida por Ucar [12] conjuntamente con el criterio empírico de rotura de Hoek y Brown [10].

Cabe destacar, que todas las clasificaciones geomecánicas determinan la calidad de la roca dividiéndola en dominios estructurales, es decir, en sectores delimitados por discontinuidades geológicas, dentro de las cuales la estructura puede considerarse aproximadamente homogénea.

La estructura del macizo toma en cuenta el conjunto de fallas, diaclasas, pliegues, foliación y demás defectos mecánicos que caracterizan una determinada región, en la que existen geológicamente diferentes dominios estructurales claramente definidos y diferenciados entre sí.

En este sentido, se recomienda leer los libros “Discontinuity Analysis for Rock Engineering” por S. Priest [13] y “Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics por R. Parry [14].

Igualmente dos artículos presentados por A. Palmstrøm [15] sobre caracterización de macizos rocosos empleando el índice de masa rocosa R_{Mi} (The Rock Mass Index). En resumen los parámetros involucrados en las fórmulas (2.22) y (2.23) se especifican en la tabla anexa:

TABLA No. 2.1

PARAMETROS INVOLUCRADOS PARA DETERMINAR (FS)

$$k = \left[k_h^2 + (1 + k_v)^2 \right]^{1/2}, \quad R = W_T \cdot k$$

$$\psi_1 = \frac{\gamma_w \cdot H_1^2}{2}, \quad W_T = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta \cdot \text{sen} \alpha} \right] \cdot \psi, \quad k_1 = \frac{\psi_1}{k \cdot \psi}$$

$$\psi = \left\{ \frac{\gamma_{sat}}{2} \cdot H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \gamma + q \cdot H \right\}, \quad k_2 = \frac{C \cdot H}{\psi \cdot k} \text{sen} \beta$$

$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1 + k_v)}, \quad K_v = \text{negativo cuando la fuerza sísmica es hacia arriba}$$

La ecuación (2.23) puede también expresarse de la forma siguiente:

$$FS = \frac{k_2}{\text{sen}(\beta - \alpha) \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} + \frac{\tan \phi}{\tan(\alpha + \varepsilon)} - k_1 \cdot \tan \phi \frac{\sec \alpha}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \quad (2.24)$$

El mínimo factor de seguridad se obtendrá al considerar $\frac{\partial FS}{\partial \alpha} = 0$, es decir:

$$\begin{aligned} & \frac{-k_2 \cdot [\cos(\alpha + \varepsilon) \text{sen}(\beta - \alpha) - \text{sen}(\alpha + \varepsilon) \cos(\beta - \alpha)]}{\text{sen}^2(\beta - \alpha) \cdot \text{sen}^2(\alpha + \varepsilon)} - \frac{\tan \phi \cdot \sec^2(\alpha + \varepsilon)}{\tan^2(\alpha + \varepsilon)} \\ & - k_1 \tan \phi \cdot \left[\frac{\sec \alpha \cdot \tan \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon) - \sec \alpha \cos(\alpha + \varepsilon)}{\text{sen}^2(\alpha + \varepsilon)} \right] = 0 \end{aligned} \quad (2.25)$$

Al simplificar y considerando que:

$$[\cos(\alpha + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\beta - \alpha) - \text{sen}(\alpha + \varepsilon) \cdot \cos(\beta - \alpha)] = \{ \text{sen}[(\beta - \alpha) - (\alpha + \varepsilon)] = \text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon) \}$$

Resulta:

$$\frac{-k_2 \cdot \text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon)}{\text{sen}^2(\beta - \alpha) \cdot \text{sen}^2(\alpha + \varepsilon)} - \frac{\tan \phi}{\cos^2(\alpha + \varepsilon) \cdot \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varepsilon)}{\cos^2(\alpha + \varepsilon)}} -$$

$$k_1 \cdot \tan \phi \cdot \sec \alpha \cdot \left[\frac{\tan \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon) - \cos(\alpha + \varepsilon)}{\text{sen}^2(\alpha + \varepsilon)} \right] = 0 \quad (2.26)$$

$$-\frac{k_2 \cdot \text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon)}{\text{sen}^2(\beta - \alpha)} - \tan \phi - k_1 \cdot \tan \phi \sec \alpha \left[\frac{\text{sen} \alpha}{\cos \alpha} \text{sen}(\alpha + \beta) - \cos(\alpha + \varepsilon) \right] = 0$$

(2.27)

Quedando finalmente:

$$\left\{ \frac{k_2 \cdot \text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon)}{\text{sen}^2(\beta - \alpha)} + k_1 \cdot \tan \phi \cdot \sec^2 \alpha \cdot [\text{sen}(\alpha + \varepsilon) \cdot \text{sen} \alpha - \cos(\alpha + \varepsilon) \cdot \cos \alpha] + \tan \phi \right\} = 0$$

(2.28)

$$\frac{k_2 \text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon)}{\text{sen}^2(\beta - \alpha)} + \tan \phi - k_1 \tan \phi \sec^2 \alpha \cos(2\alpha + \varepsilon) = 0$$

(2.29)

2.3.1.- Aplicación Práctica

Ejemplo No. 1

Se desea calcular el factor de seguridad de una excavación en roca, en función de sus características geométricas y parámetros resistentes, considerando además los siguientes factores determinantes en la estabilidad del macizo rocoso como son la presiones intersticiales actuando sobre el plano potencial de deslizamiento, la sobrecarga y el efecto sísmico.

$$H = 30,00 \text{ m}$$

$$H_1 = 20,00 \text{ m}$$

$$\beta = 76^\circ$$

$$\phi = \phi_j = 30^\circ$$

$$C = C_j = 295 \text{ kN/m}^2$$

} Parámetros de corte minorados

$$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$q = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$K_h = 0,20 \quad \text{y} \quad K_v = 0,10$$

En el diseño de taludes, estructuras de retención y en los diferentes proyectos de obras de tierra es práctica común que los parámetros de corte deben ser reducidos mediante un factor de minoración tal como lo menciona Recommendations Clouterre[16].

En estas condiciones la resistencia al corte toma la forma:

$$\tau_{\alpha} = \frac{C}{\Gamma_c} + \sigma_n \cdot \frac{\tan \phi}{\Gamma_{\phi}}$$

Los factores parciales de seguridad recomendados según el Project Clouterre son:

$$\left. \begin{array}{l} \Gamma_c = 1,50 \\ \Gamma_{\phi} = 1,30 \end{array} \right\}$$

Las razones de tomar en cuenta estos factores de minoración son:

1. La existencia de desigualdades importantes entre los parámetros resistentes del suelo o roca en la zona en estudio.

2. Evitar cualquier consecuencia perjudicial para la estructura, como resultado que un sector del terreno se determinen resistencias locales inferiores al compararse con los valores característicos del material.
3. La resistencia al corte de la masa de suelo o roca es extremadamente sensitiva a los parámetros de corte, es especial la cohesión.

A través de la tabla No. 2.1 se obtiene:

$$K = 1.1180,00$$

$$K_1 = 0,0894$$

$$K_2 = 0,3840$$

$$\psi_1 = 2.000,00 \text{ kN/m,}$$

$$\varepsilon = 10,30^\circ$$

$$\psi = 20.000,00 \text{ kN/m}$$

Al utilizar la ecuación (2.29) la inclinación del plano más crítico es $\alpha \cong 45,00^\circ$, y el correspondiente mínimo factor de seguridad considerando la fórmula (2.23) es $FS=1,22$.

Igualmente, a través de la figura (2.6) se aprecia la variación del factor de seguridad en función del ángulo potencial de falla α , utilizando los parámetros arriba indicados conjuntamente con la ecuación (2.23), obteniéndose nuevamente que $(FS)_{\text{mínimo}} = 1,22$ cuando $\alpha = 45^\circ$.

Por otro lado las figuras (2.7) y (2.8) muestran la variación de FS en función de β y H, considerando el caso particular que la inclinación del plano de falla (α) permanece constante.

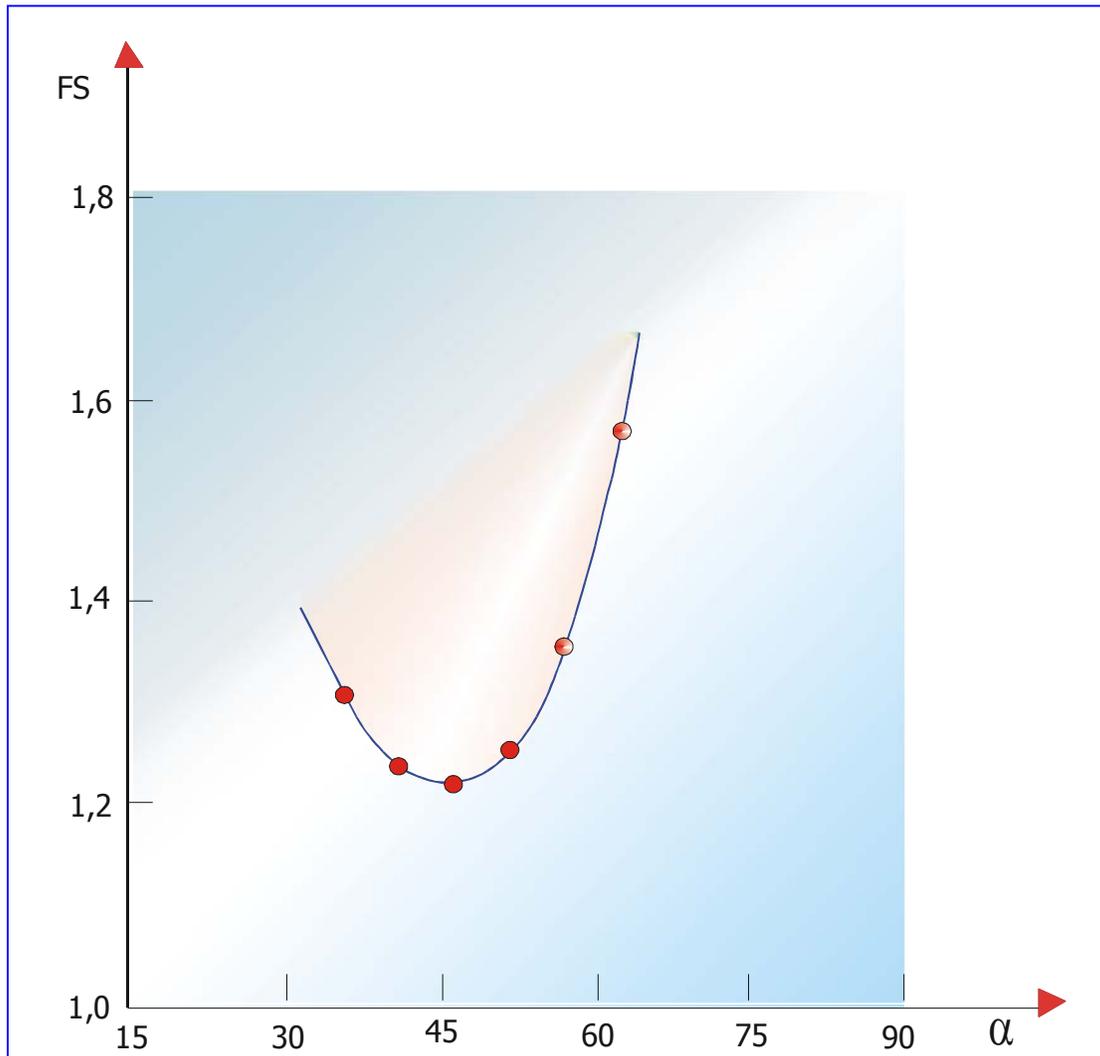


Figura 2.6 Variación del factor de seguridad (FS) en función de la inclinación del plano de falla

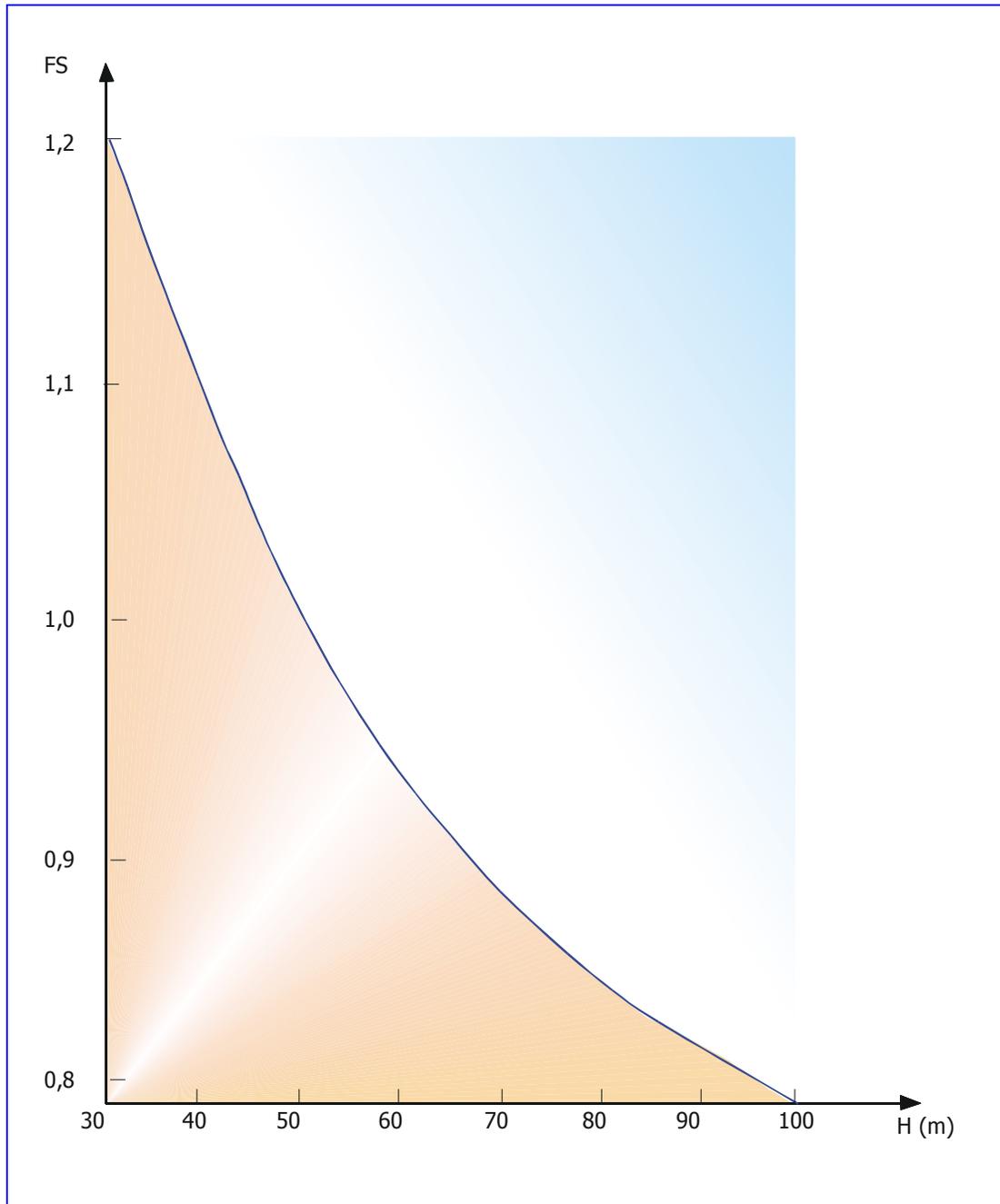


Figura 2.7 Variación del factor de seguridad (FS) en función de la altura del talud (H), siendo la inclinación del plano de rotura α constante

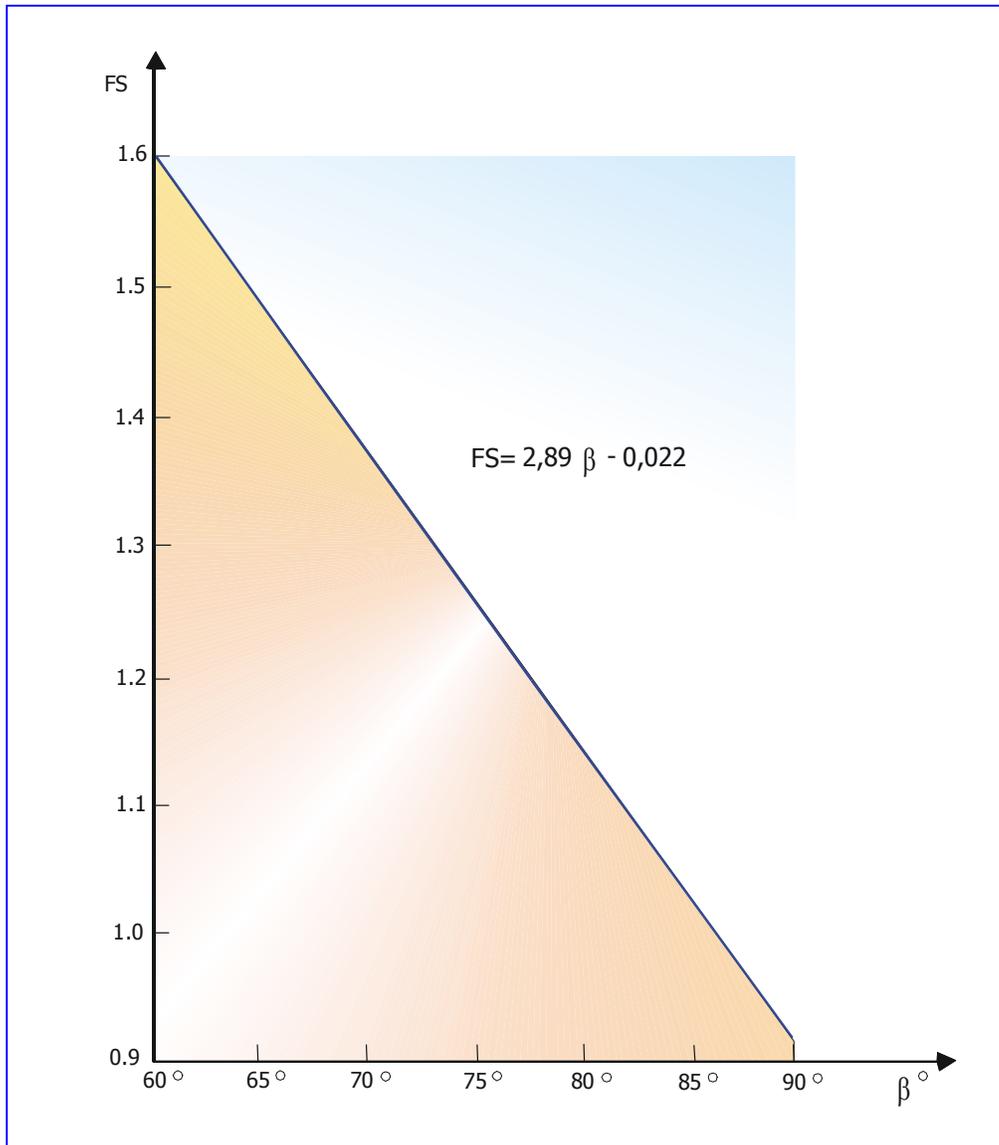


Figura 2.8 Variación del factor de seguridad (FS) en función de la inclinación del talud β , considerando que el ángulo del plano de rotura α es constante.

Ejemplo No. 2

Consideremos una sección de un talud en un importante tramo vial en el que aflora una roca arenisca la cual se caracteriza por presentar los siguientes valores:

$$H = 30,00 \text{ m} , \quad H_1 = 0,00 \text{ m}$$

$$\beta = 76^\circ , \quad \text{talud } 1/4: 1(v)$$

$$\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 26,50 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 0$$

$$C = C_j = 200,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = \phi_j = 35,00^\circ$$

$$K_h = 0,30 \quad y$$

$K_v = - 0,15$ (La fuerza sísmica vertical tiende a levantar la cuña potencial de falla, es decir está dirigida hacia arriba en el sentido positivo del eje de las ordenadas).

Tomando en cuenta dichos parámetros, y utilizando nuevamente la tabla (2.1), resulta:

$$K = \left[K_h^2 + (1 + K_v)^2 \right]^{1/2} = \left[0,3^2 + 0,85^2 \right] = 0,90$$

$$\psi = \frac{\gamma H^2}{2} = 11.250,00 \text{ kN} / m$$

Adicionalmente no se ha considerado la sobrecarga ($q = 0$) y la altura del nivel freático ($H_1 = 0$), por lo tanto se obtiene:

$$\psi_1 = \frac{\gamma_w H_1^2}{2} = 0$$

$$k_1 = \frac{\psi_1}{K \psi} = 0$$

$$k_2 = \frac{C.H}{\psi K} \text{sen}\beta = \frac{200,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 30,00\text{m}}{11.250,00 \text{ kN/m} \cdot 0,90} \cdot \text{sen}76^\circ = 0,5750$$

Utilizando las ecuaciones (2.29) y (2.24) los valores de la inclinación del plano de falla más crítico y el mínimo factor de seguridad son respectivamente:

$$\alpha = \alpha_{\text{crítico}} = 40,44^\circ$$

$$(\text{FS}) = (\text{FS})_{\text{mínimo}} = 1,55 \text{ (estable)}$$

Nuevamente, otro de los aspectos que es necesario analizar, es la variación del factor de seguridad con respecto al ángulo α al aplicar la ecuación 2.23

Así, manteniendo todos los demás factores constantes y dándole diferentes valores a α , se obtiene la figura (2.9) con su respectiva tabla de datos, en el que se aprecia que el mínimo factor de seguridad, para este caso, corresponde al ángulo (α) crítico previamente calculado.

Del mismo modo, mediante gráficos, también es posible investigar la variación del coeficiente de seguridad mínimo (FS_{\min}) en función de los factores H , β , C , K y H_1 , ver figuras (2.9), (2.10), (2.11), (2.12), (2.13) y (2.14) en donde se observa que los parámetros antes mencionados no afectan en igual medida a la estabilidad del macizo rocoso, notándose una mayor sensibilidad del factor de seguridad ante la variación de la altura del talud (H), de la cohesión del macizo rocoso ($C = C_j$) y del ángulo de inclinación de la cara del talud (β).

También otra de las acotaciones que podemos hacer en relación con los gráficos son las siguientes:

- a) Al disminuir la cohesión, se aprecia un aumento de α y el correspondiente descenso del factor de seguridad (ver gráfico No. 2.12).

- b) De manera diferente es el comportamiento en el gráfico No. 2.10, en el cual se observa que al aumentar H se eleva el valor de α y disminuye el coeficiente de seguridad.

- c) En la figura (2.11) existe una relación prácticamente lineal entre FS y β , y como era de esperar al aumentar β se incrementa α , y por ende disminuye el factor de seguridad FS .

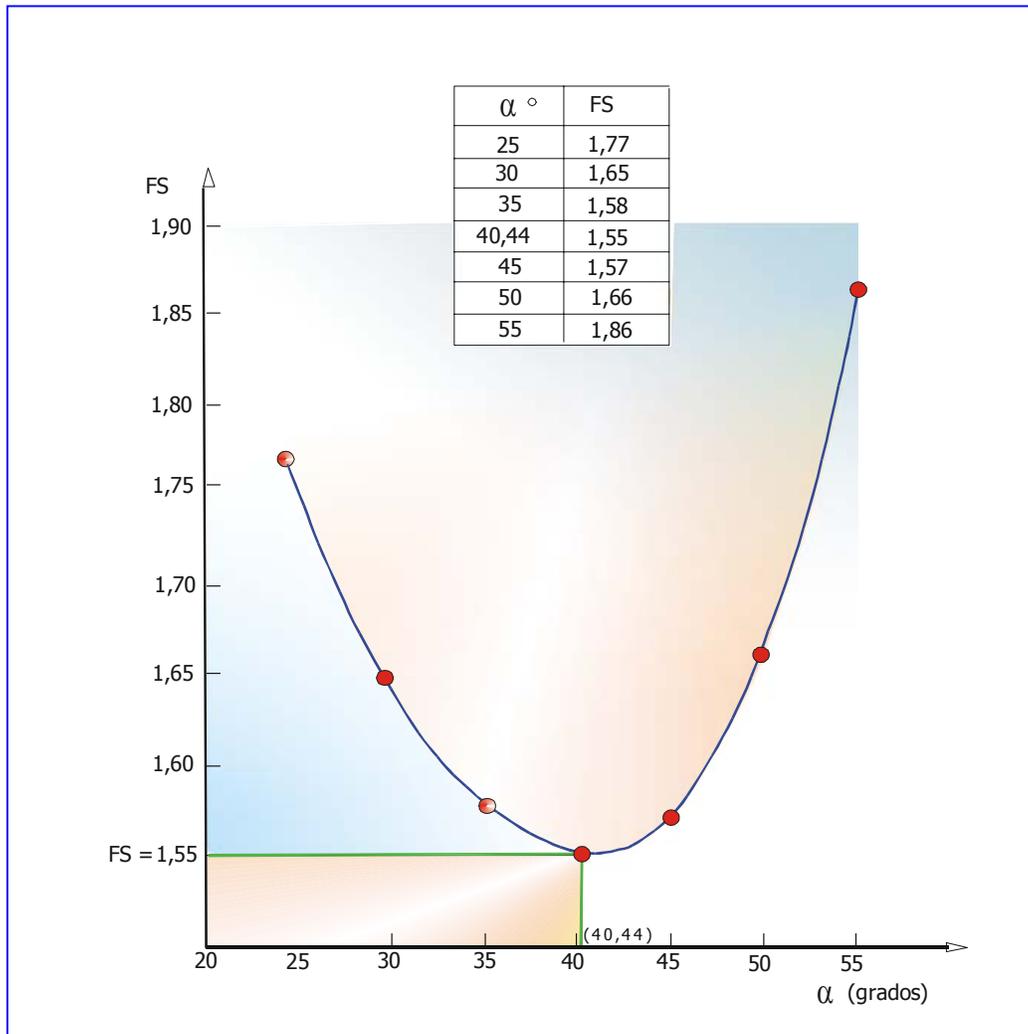


Figura 2.9 Variación del factor de seguridad en función del ángulo potencial de deslizamiento.

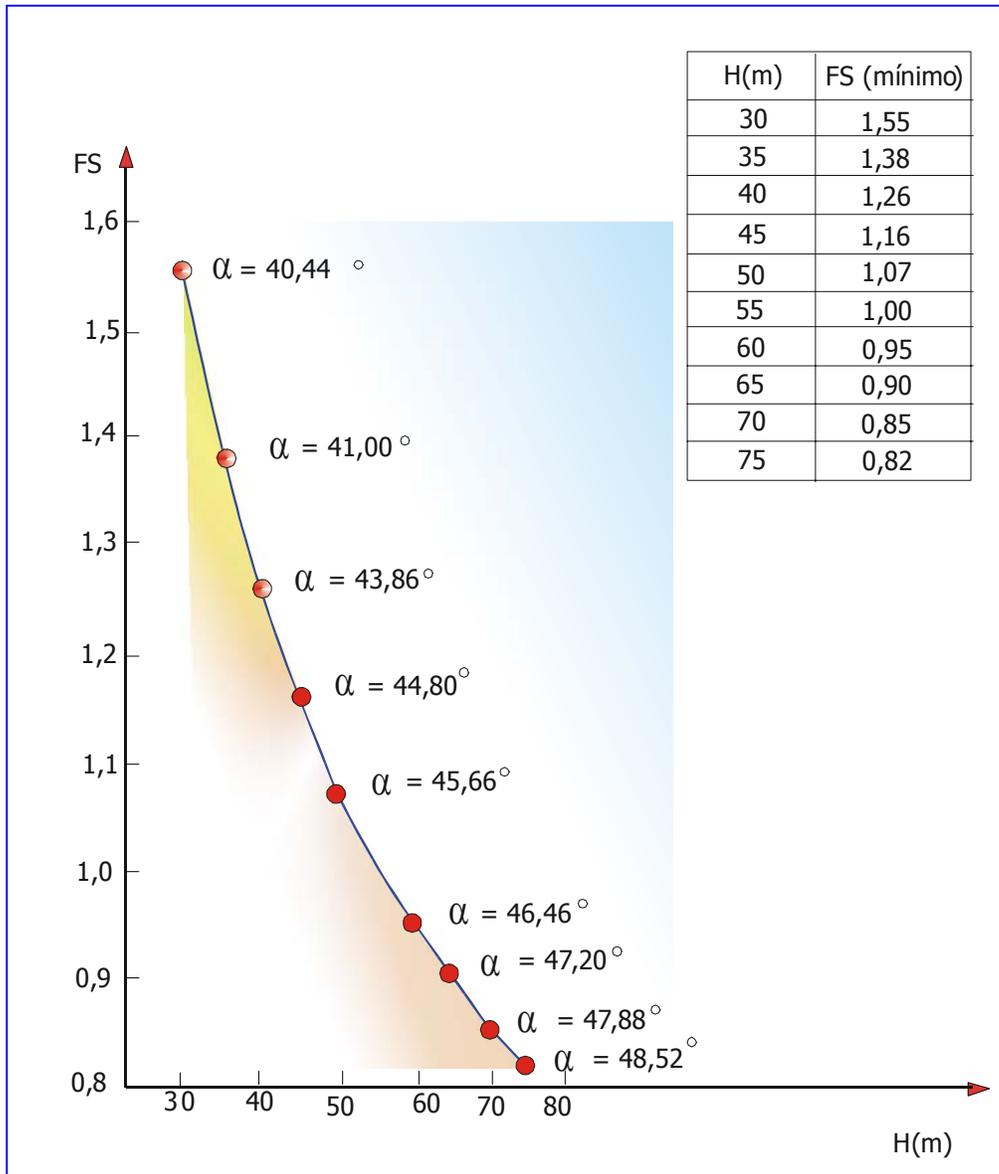


Figura 2.10 Variación del mínimo factor de seguridad en función de la altura del talud.

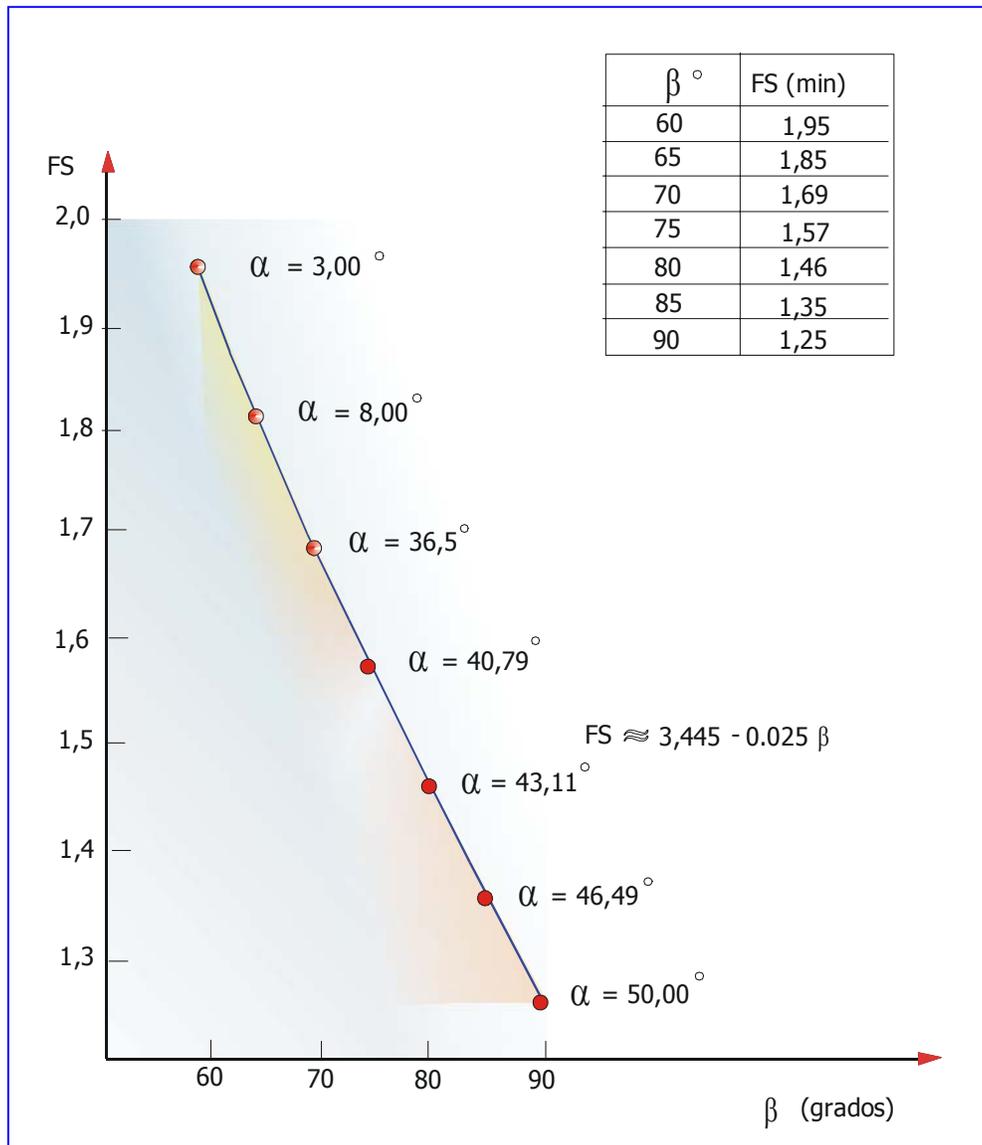


Figura 2.11 Variación del mínimo factor de seguridad en función del ángulo de inclinación de la cara del talud β .

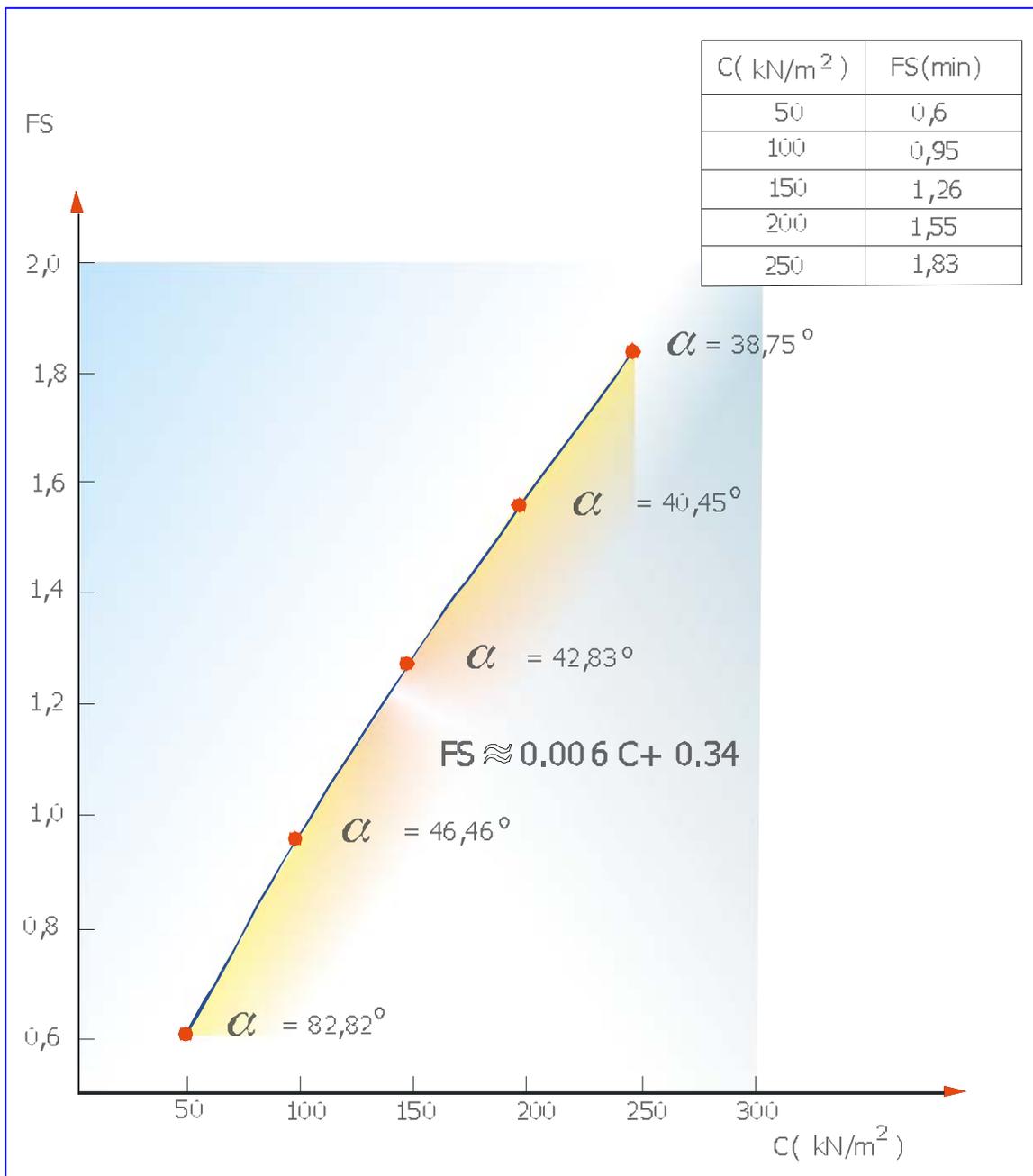


Figura 2.12 Variación del mínimo factor de seguridad respecto a al cohesión del macizo rocoso

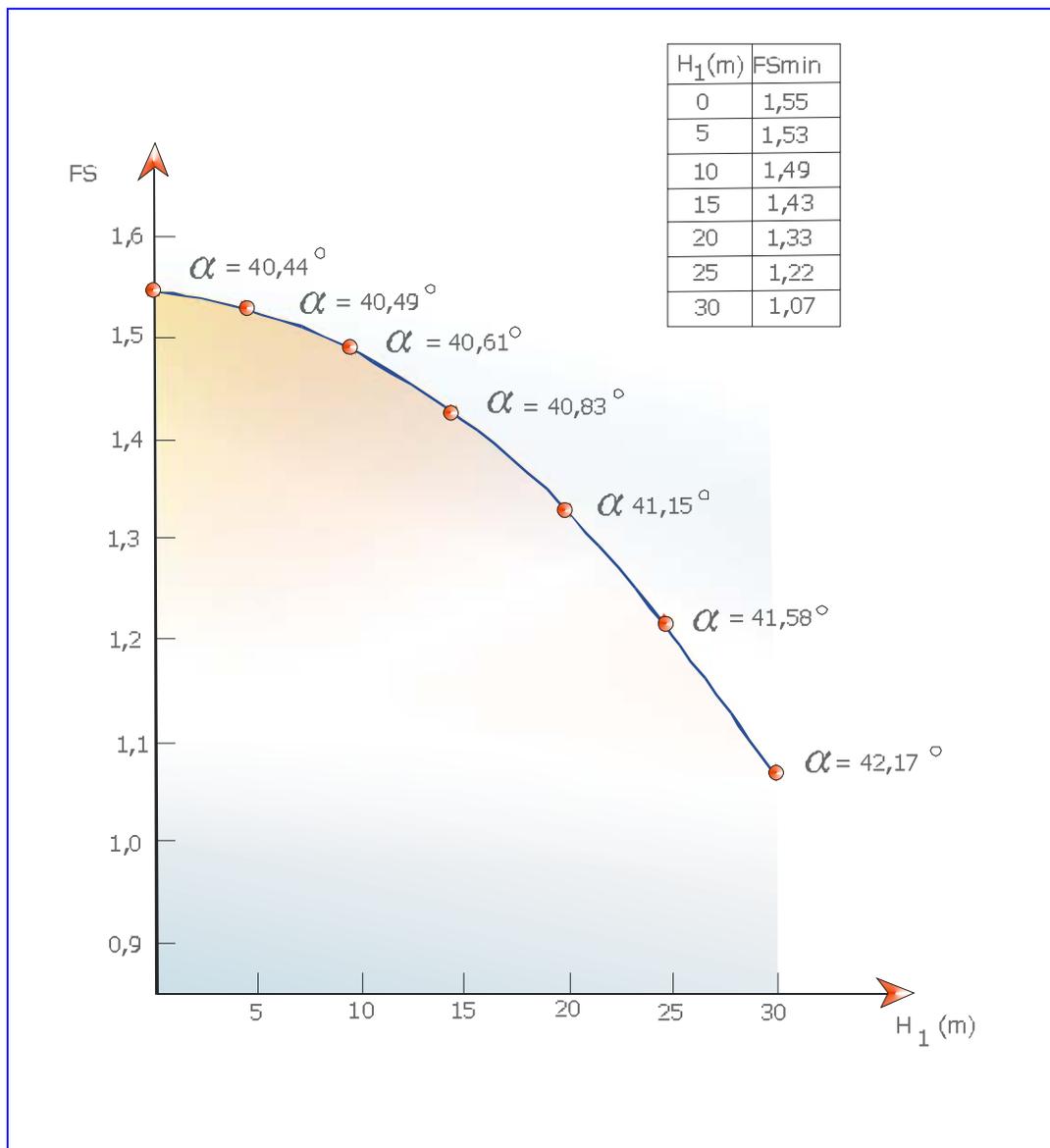


Figura 2.13 Variación del mínimo factor de seguridad en función de la altura del nivel freático H_1 .

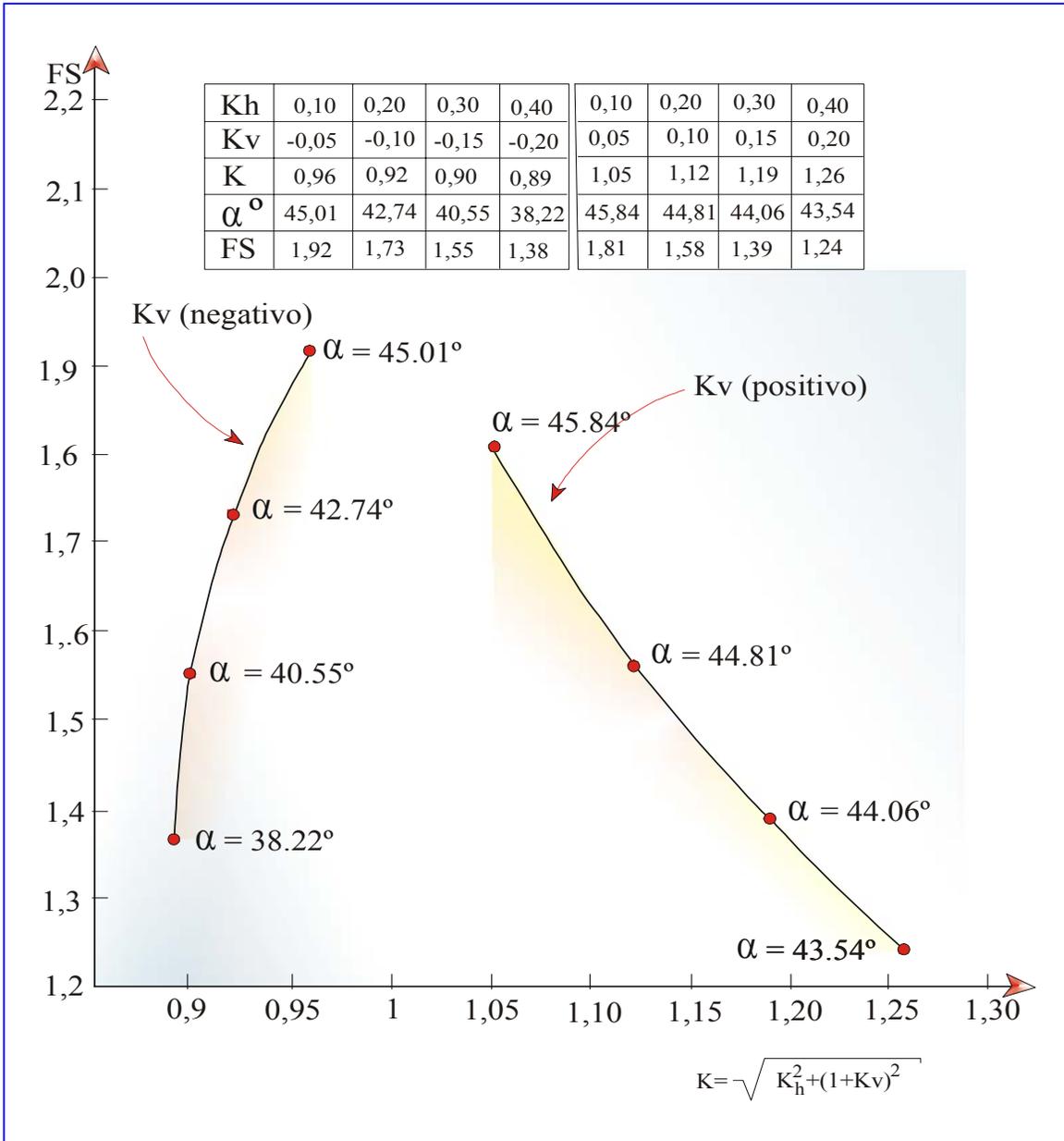


Figura 2.15 Variación del mínimo factor de seguridad en función del factor del sismo.

d) A través del gráfico (2.13) se puede distinguir que no hay una variación muy marcada del ángulo α , el cual aumenta levemente al incrementarse la altura del nivel freático H_1 . Sin embargo, el coeficiente de seguridad decrece en un 31% al pasar del estado seco a la condición más desfavorable cuando H_1 alcanza la altura del talud, es decir $H_1 = H$, y por lo tanto la fuerza U debida a las presiones hidrostáticas es máxima.

e) En cuanto a la variación de FS que se produce por el efecto sísmico actuando sobre la masa deslizante, la fuerza resultante R , cuyo valor aumenta al acrecentarse el factor sísmico K , y disminuir el ángulo α , es más influyente que el ángulo ε , el cual forma dicha resultante $R = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta \cdot \text{sen}\alpha} \right] \psi \cdot k$, con la vertical.

En definitiva se concluye que FS, decrece más rápidamente con R que con la función $\text{sen}(\alpha + \varepsilon)$, tal como se aprecia a través del denominador de la ecuación (2.14).

Por lo tanto, la condición más desfavorable ocurre cuando la fuerza sísmica vertical (K_v) está dirigida en el mismo sentido que el peso de la masa potencial de deslizamiento. En estas circunstancias, la figura (2.14) muestra la variación de FS en función del coeficiente sísmico K , tomando en cuenta K_v positivo y negativo.

2.3.2. Análisis de la Estabilidad Aplicando el Criterio de Rotura de Hoek y Brown

En el Apéndice (B) se analiza la estabilidad de taludes aplicando el criterio de rotura de Hoek y Brown [10] conjuntamente con las ecuaciones de equilibrio estático desarrolladas en el apartado 2.3. A través de esta alternativa se determina con un aceptable rango de aproximación el coeficiente de seguridad para el caso particular de rotura planar.

Este nuevo procedimiento, el cual considera la envolvente no lineal obtenida por Ucar [11] al aplicar el mencionado criterio de rotura, permite llevar a cabo importantes comparaciones con la curva de resistencia intrínseca lineal de Mohr-Coulomb.

2.3.3. Determinación del Mínimo Factor de Seguridad en Taludes Rocosos con Grietas de Tracción.

Vista la importancia que tiene el efecto de las grietas de tracción sobre la estabilidad de taludes, se ha desarrollado una metodología (ver apéndice C), en la cual la superficie potencial de deslizamiento está constituida por dos bloques con inclinaciones diferentes. La parte superior colindante con la cresta del talud caracterizada por la presencia de una grieta de tracción la cual se ha considerado

vertical para simplificar el problema, y la parte inferior cuya geometría está formada por una superficie de discontinuidad de inclinación α con la horizontal.

En estas condiciones se obtiene la profundidad máxima de la grieta de tracción, el ángulo crítico α y el mínimo factor de seguridad del talud investigado.

Se demuestra igualmente la importancia de este método al comparar los resultados con los otros procedimientos analíticos previamente indicados en el apartado 2.3 y en el apéndice (B).

2.4.- METODO APROXIMADO PARA OBTENER EL FACTOR DE SEGURIDAD DINAMICO EN FUNCION DEL ESTATICO

En muchos casos el ingeniero necesita conocer en una forma aproximada como disminuye el coeficiente de seguridad al tomar en cuenta las fuerzas sísmicas que actúan sobre el macizo rocoso. Esto permitir analizar y tomar las medidas necesarias que garanticen la estabilidad del talud, contrarrestando así dicho efecto sísmico.

A través de la ecuación (2.22) se aprecia que el factor de seguridad dinámico puede expresarse de la forma siguiente:

$$(FS)_d = \frac{1}{K} \left\{ \frac{\frac{C H \operatorname{sen} \beta}{\psi \operatorname{sen}(\beta - \alpha)} + K \left[\cos(\alpha + \varepsilon) - \frac{\psi_1}{\psi \cdot K} \right] \cdot \tan \phi}{\operatorname{sen} \alpha \cos \varepsilon (1 + \cot \alpha \tan \varepsilon)} \right\} \quad (2.30)$$

$(FS)_d$ = factor de seguridad dinámico

$$(FS)_d = \frac{1}{K \cos \varepsilon (1 + \cot \alpha \cdot \tan \varepsilon)} \left\{ \frac{\frac{C H \operatorname{sen} \beta}{\psi \operatorname{sen}(\beta - \alpha)} + \left(\cos \alpha - \frac{\psi_1}{\psi} \sec \alpha \right) \cdot \tan \phi}{\operatorname{sen} \alpha} + \frac{[K \cos(\alpha + \varepsilon) - \cos \alpha] \tan \phi}{\operatorname{sen} \alpha} \right\} \quad (2.31)$$

Se aprecia que el primer término dentro de las llaves corresponde al factor de seguridad estático ($K = 1$). Por lo tanto es posible escribir:

$$(FS)_d = \frac{1}{K \cos \varepsilon (1 + \cot \alpha \cdot \tan \varepsilon)} \left\{ (FS)_e + \frac{[K \cos(\alpha + \varepsilon) - \cos \alpha] \cdot \tan \phi}{\operatorname{sen} \alpha} \right\} \quad (2.32)$$

Siendo $(FS)_e$ el factor de seguridad estático.

Además se observa que:

$$K = \left\{ (1 + K_v)^2 \left[\frac{K_h^2}{(1 + K_v)^2} + 1 \right] \right\}^{1/2} = \frac{(1 + K_v)}{\cos \varepsilon} \quad (2.33)$$

Tomando en cuenta esta última expresión, y realizando los correspondientes cambios trigonométricos, la ecuación del factor de seguridad dinámico se transforma:

$$(FS)_d = \frac{1}{(1 + K_v) \cdot (1 + \cot \alpha \cdot \tan \varepsilon)} \{ (FS)_e + \tan \phi [\cot \alpha (K \cos \varepsilon - 1) - K \operatorname{sen} \varepsilon] \} \quad (2.34)$$

$$(FS)_d = \frac{1}{(1 + K_v)(1 + \cot \alpha \cdot \cot \varepsilon)} \{ (FS)_e + \tan \phi [\cot \alpha (K_v - \tan \varepsilon)(1 + K_v)] \}$$

La ecuación anterior puede evaluarse tomando en cuenta la variación de (FS) en función de ε , y considerando a la vez que el ángulo α es conocido y constante.

Lógicamente $\alpha_{\text{crítico}} = f(\beta, \phi, \varepsilon, \psi_1, \psi)$, por lo tanto para determinar el mínimo factor de seguridad dinámico en función del estático, el problema se complica

por cuanto a ambos coeficientes de seguridad le corresponde un plano de falla crítico de inclinación α que difieren en magnitud.

Una forma muy aproximada y grosamente de resolver el problema es considerando que la variable $\cot\alpha$ en la ecuación del coeficiente de seguridad $(FS)_d$, se le determine su valor medio es decir:

$$(\cot\alpha)_{promedio} = \frac{1}{\alpha_2 - \alpha_1} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} \cot\alpha \cdot d\alpha$$

Tomando como límites aproximados $\alpha_1 = 30^\circ$ y $\alpha_2 = 60^\circ$ se obtiene:

$$(\cot\alpha)_{promedio} = \frac{6}{\pi} [\ln \operatorname{sen}\alpha]_{30}^{60} \approx 1$$

Resultando finalmente:

$$(FS)_d \approx \frac{1}{(1 + K_h + K_v)} \{ (FS)_e - \tan\phi \cdot [K_h - K_v] \} \quad (2.35)$$

La tabla No. 2.2 muestra los resultados utilizando la ecuación (2.35), los cuales se aproximan bastante bien al compararse con los valores correctos obtenidos a través de la ecuación (2.23).

TABLA No. 2.2

COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE EL (FS) OBTENIDO POR METODOS APROXIMADOS MEDIANTE LA ECUACION (2.35) Y FS, SEGUN LA ECUACION (2.23), UTILIZANDO LOS DATOS DEL EJEMPLO No. 2.

K_h	K_v	K	ε°	$\alpha^\circ_{\text{crítico}}$	$(FS)_{\text{min}}$	$(FS)_d$
0,00	0,00	1,00	0,00	47,17	2,11=(FS)_e	- -
0,10	-0,05	0,96	6,00	45,01	1,92	1,90
0,20	-0,10	0,92	12,52	42,74	1,73	1,71
0,30	-0,15	0,90	19,44	40,55	1,55	1,53
0,40	-0,20	0,89	26,56	38,22	1,38	1,37
0,10	0,05	1,05	5,44	45,84	1,81	1,80
0,20	0,10	1,12	10,30	44,81	1,58	1,56
0,30	0,15	1,19	14,62	44,06	1,39	1,37
0,40	0,20	1,16	18,43	43,54	1,24	1,22

2.5.- CALCULO DE LA FUERZA DEL ANCLAJE CONSIDERANDO EL CASO ACTIVO Y PASIVO

Los anclajes pueden ser activos, es decir se someten a tracción antes de que ocurra o exista cualquier movimiento de la masa rocosa sobre la estructura. Esto genera la reacción inmediata de las fuerzas tangenciales resistentes de la roca adyacentes al miembro estructural (barra o cables) para resistir dicha fuerza de tracción.

Lo anterior indica que la fuerza del tirante F_a reduce las fuerzas perturbadoras o actuantes, al ejercer una acción estabilizadora desde el mismo momento de su puesta en tensión.

En el caso pasivo los anclajes no se tensan y actúan exactamente como una fuerza resistente, es decir dichos anclajes entran en acción oponiéndose al deslizamiento cuando el macizo rocoso ha comenzado a moverse.

En función de la fuerza pasiva desarrollada F_p , se deduce que la componente normal del anclaje $N_p = F_p \cdot \cos(\alpha - \Delta)$ multiplicada por su coeficiente de rozamiento interno $\mu = \tan\phi$ actúa similar a la fuerza de fricción que opone la roca sobre el plano de discontinuidad.

Adicionalmente la componente tangencial $T_p = F_p \cdot \sin(\alpha - \Delta)$ interviene en forma equivalente a la fuerza cohesiva de la roca.

Bajo estas condiciones el tirante comienza a absorber las fuerzas de tracción, justamente al iniciarse el movimiento o desplazamiento de la masa de suelo o roca.

Por otro lado, tomando en cuenta lo mencionado previamente se deducen ciertas ventajas de los anclajes activos con relación a los pasivos, tal como lo menciona Ayala et al [5].

a) Los anclajes activos permiten utilizar la resistencia intacta del terreno, por cuanto el desplazamiento de la masa rocosa conduce a una disminución de los parámetros de corte.

Adicionalmente dicho movimiento puede llegar a producir la rotura del elemento que sirve de protección al tirante contra la corrosión, justamente en el instante en que la resistencia del anclaje es completamente requerida.

b) Los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la expansión o dilatación que se produce en los planos de discontinuidad del macizo rocoso cuando se inicia el desplazamiento a través de dicho planos, dependiendo a la vez de la existencia de las rugosidades.

Por consiguiente la efectividad de un anclaje pasivo dependerá principalmente de la magnitud de la dilatación, la cual está relacionada con el tamaño y las durezas de las rugosidades. Esto implica que en taludes constituidos por rocas blandas con planos de discontinuidad relativamente lisos, los anclajes pasivos son menos efectivos.

En relación a este relevante tema, es oportuno mencionar la discusión y comentarios sobre estos conceptos, que tuvieron lugar en la sesión No. 1, Design of Rock Slopes and Foundations en el "Sixteenth Symposium on Rock Mechanics y celebrado en la Universidad de Minnesota en Septiembre de 1975 [17].

Igualmente se recomienda al lector el apéndice tres, "Factor of Safety for Reinforced Rock Slopes", del excelente libro Rock Slope Engineering por Hoek y Bray [1], conjuntamente con Seegmiller, B. [18] a través del artículo "Artificial Support of Rock Slopes" (Third International Conference on Stability in Surface Mining – Society of Mining Engineers of AIME).

2.5.1.- Caso Activo

Al observar la figura (2.15) conjuntamente con la (2.5), y aplicando nuevamente las condiciones de equilibrio resulta:

$$\sum F_n = 0, \quad N + U - R \cos(\alpha + \varepsilon) - F_a \sin(\alpha - \Delta) = 0 \quad (2.36)$$

$$\sum F_t = 0, \quad T - R \sin(\alpha + \varepsilon) + F_a \cos(\alpha - \Delta) = 0 \quad (2.37)$$

Siendo:

F_a = fuerza activa del tirante

Δ = ángulo de inclinación del anclaje con la horizontal

Observando la disposición del anclaje indicado en la figura (2.15), y de acuerdo al sistema de ejes coordenados escogido, el cual está ubicado en el primer cuadrante, Δ es positivo cuando el barreno perforado o anclaje están dirigidos hacia arriba, y cuyo término en inglés es "up dip".

Al reemplazar N y T en la ecuación (2.13), se obtiene el factor de seguridad en la condición activa (FS), es decir:

$$(FS)_a = \frac{\frac{C.H}{\text{sen}\alpha} + [R \cos(\alpha + \varepsilon) - U + Fa \cdot \text{sen}(\alpha - \Delta)] \cdot \tan \phi}{R \text{sen}(\alpha + \varepsilon) - Fa \cos(\alpha - \Delta)} \quad (2.38)$$

Por otro lado en la fórmula (2.14) se aprecia que el factor de seguridad previo al refuerzo es:

$$FS = \frac{\lambda_1}{\lambda_3} = \frac{\frac{C.H}{\text{sen}\alpha} + [R \cos(\alpha + \varepsilon) - U] \cdot \tan \phi}{R \text{sen}(\alpha + \varepsilon)}$$

Lo anterior implica que la expresión (2.38) se transforma:

$$(FS)_a = \frac{\lambda_1 + Fa \cdot \text{sen}(\alpha - \Delta) \cdot \tan \phi}{\lambda_3 - Fa \cdot \cos(\alpha - \Delta)} \quad (2.39)$$

Al despejar F_a , queda:

$$F_a = \frac{\lambda_3 [(FS)_a - \lambda_1 / \lambda_3]}{(FS)_a \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \tan \phi} = \frac{\lambda_3 [(FS)_a - FS]}{f(\Delta)} \quad (2.40)$$

Siendo:

$$f(\Delta) = f(\Delta_a) = (FS)_a \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \cdot \tan \phi \quad (2.41)$$

Sustituyendo $\lambda_3 = R \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)$ y llamando $\delta(FS) = [(FS)_a - FS]$, la ecuación anterior indicada en forma adimensional es:

$$\frac{F_a}{R \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\delta(FS)}{f(\Delta)} \quad (2.42)$$

Lógicamente habrá un valor de la función $f(\Delta)$, en la cual F_a será un mínimo, y por ende $f(\Delta)$ ser un máximo.

Efectuando $\frac{df(\Delta)}{d\Delta} = f'(\Delta) = 0$, y considerando a la vez que α , ϕ y $(FS)_a$ son

constantes resulta:

$$f'(\Delta) = (FS)_a \sin(\alpha - \Delta) - \cos(\alpha - \Delta) \cdot \tan \phi = 0 \quad (2.43)$$

Al simplificar se obtiene:

$$\tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan \phi}{(FS)_a} \quad (2.44)$$

De párrafos anteriores se sabe que una de las condiciones de la rotura planar es que $\alpha > \phi$, por lo tanto el valor de $\Delta = \left\{ \alpha - \arctan \left[\frac{\tan \phi}{(FS)_a} \right] \right\}$ siempre será positivo, lo que indica que la inclinación óptima del anclaje está dirigida hacia arriba en (sentido ascendente).

Desde el punto de vista práctico y constructivo se dificultan las labores de instalación de la barra o cables de acero al tratar de colocarlas dentro del barreno en contra de la gravedad, igualmente ocurre con la inyección de la lechada o mortero de cemento.

Seegmiller [18], recomienda que una forma de evitar el mencionado obstáculo es colocar el anclaje buzando hacia abajo (down dip) con valores del ángulo $\Delta = \Delta_a = -5$ a -10° de forma que la fuerza del tirante se incremente poco

con la relación a la mínima fuerza de tracción obtenido en función del ángulo óptimo $\Delta = \Delta_a$.

A pesar que no es la solución ideal el ingeniero geotécnico, prefiere esta última alternativa, la cual es fácilmente ejecutable en el campo.

Expresando $f(\Delta) = f(\Delta_a)$ en función de $\tan(\alpha - \Delta)$, se obtiene:

$$f(\Delta) = \cos(\alpha - \Delta) [(FS)_a + \tan(\alpha - \Delta) \cdot \tan \phi] \quad (2.45)$$

$$f(\Delta) = \frac{[(FS)_a + \tan(\alpha - \Delta) \cdot \tan \phi]}{[1 + \tan^2(\alpha - \Delta)]^{1/2}} \quad (2.46)$$

Por otro lado a través de la ecuación (2.44), se aprecia que el valor óptimo de Δ corresponde cuando $\tan(\alpha - \Delta) = \tan \phi / (FS)_a$, lográndose determinar el máximo valor de $f(\Delta) = f(\Delta_a)$, al reemplazar dicho valor en (2.46), por lo tanto:

$$[f(\Delta_a)]_{\max imo} = \frac{(FS)_a + \frac{\tan^2 \phi}{(FS)_a}}{\left[1 + \frac{\tan^2 \phi}{(FS)_a^2}\right]^{1/2}} = \left[(FS)_a^2 + \tan^2 \phi\right]^{1/2} \quad (2.47)$$

Resultando por tanto, según (2.42) :

$$\frac{(F_a)_{\text{minima}}}{R \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\delta(FS)}{\left[(FS)_a^2 + \tan^2 \phi \right]^{1/2}} \quad (2.48)$$

2.5.2.- Aplicación Práctica

A través de la ecuación (2.40) se ha construido la figura No. (2.16), la cual muestra la variación de F_a en función de Δ , utilizando los datos del ejemplo No. 1, para un nuevo factor de seguridad activo $(FS)_a$.

Por lo tanto a través del mencionado ejemplo se tiene:

$FS = 1,22$ (coeficiente de seguridad previo al anclaje)

$$\alpha = \alpha_{\text{critico}} = 45^\circ$$

$$\varepsilon = 10,30^\circ, \quad K = 1,118, \quad \beta = 76^\circ, \quad \phi = 30^\circ \quad \text{y} \quad \psi = 20.000,00 \text{ kN/m}$$

$$R = \left\{ \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta \cdot \text{sen}\alpha} \right\} \psi \cdot K = \left\{ \frac{\text{sen}31^\circ}{\text{sen}76^\circ \cdot \text{sen}45^\circ} \right\} 20.000,00 \text{ kN/m} \cdot 1,118$$

$$R = 16.785,02 \text{ kN/m}$$

$(FS) = 1,50$, coeficiente de seguridad activo, el cual se incrementa debido al reparto de tensiones que se generan a través del tirante anclado dentro del macizo rocoso obteniéndose por un lado un aumento en la resistencia al cizallamiento de la roca, y por otro como consecuencia de la sustracción de las fuerzas tangenciales actuantes.

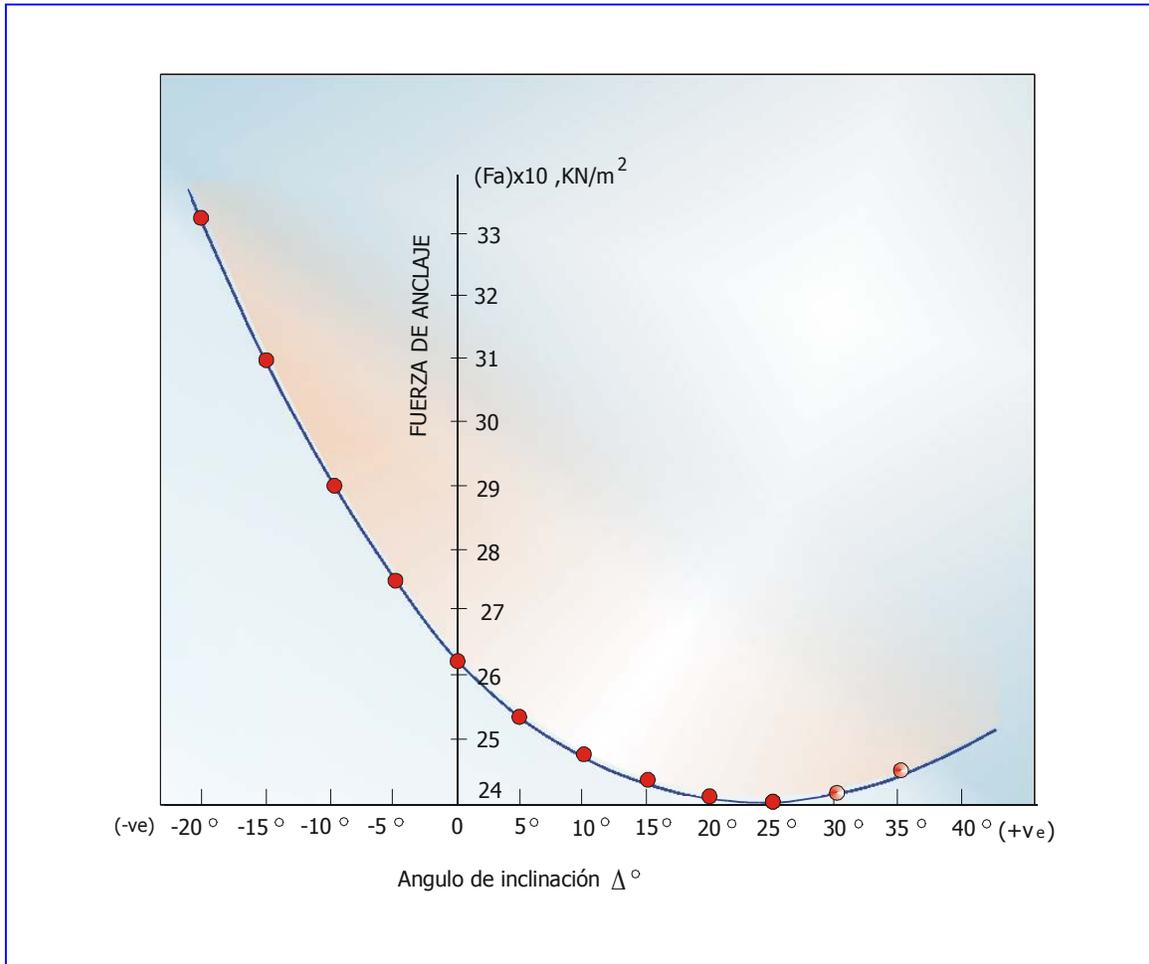


Figura 2.16 Variación de la fuerza activa F_a en función de la inclinación Δ del tirante anclado. El ángulo Δ es positivo hacia arriba (up dip)

Al tomar en cuenta (2.42) se obtiene el valor óptimo de Δ , es decir:

$$\tan(45^\circ - \Delta) = \frac{\tan 30^\circ}{1,50} = 0,385$$

$$\Delta = \Delta_a = 24^\circ$$

Utilizando la ecuación (2.42) la relación $F_a / R \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon) = F_a / \lambda_3$, es la siguiente:

$$\frac{F_a}{R \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{0,28}{1,5 \cdot \cos 21^\circ + \text{sen} 21^\circ \cdot \tan 30^\circ} = 0,174$$

Es decir, se requiere una mínima fuerza del tirante para alcanzar un $(FS)_a = 1,50$, del 17,4% de las fuerzas tangenciales movilizadas. Por tanto:

$$F_a = 0,174 \cdot 16.785,00 \text{ kN/m} \cdot \text{sen} 55,3^\circ$$

$$F_a \approx 2.400,00 \text{ kN/m de longitud de talud}$$

Finalmente es importante destacar, que a través de la ecuación (2.38), el anclaje activo ejerce dos acciones beneficiosas para garantizar la estabilidad de la masa rocosa potencialmente deslizante.

Primeramente, su componente tangencial T_a paralela al plano de discontinuidad se resta a las fuerzas que tienden a provocarlo, y por otra parte, la componente normal a dicho plano $N_a = F_a \cdot \text{sen}(\alpha - \Delta)$ aumenta la resistencia al corte de la discontinuidad.

Por lo tanto en la expresión que define el nuevo coeficiente de seguridad activo $(FS)_a$, resulta en una disminución del denominador y en un aumento en el numerador.

La tabla 2.3, muestra igualmente la variación de F_a en función de Δ , al emplear la ecuación $F_a = R \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon) \cdot (FS)/f(\Delta)$.

En la mencionada tabla se observa para el caso particular que la inclinación del anclaje $\Delta = -20^\circ$, la fuerza $:(F_a)_{\Delta=-20^\circ} = 1,388 \cdot (F_a)_{\Delta=24^\circ}$

Es decir $(F_a)_{\Delta=-20^\circ} = 1,388 \cdot 2.400,00 \text{ KN/m} \approx 3.331,00 \text{ kN/m}$.

TABLA 2.3

**VARIACION DE LA FUERZA DEL TIRANTE ANCLADO F_a EN
FUNCION DE Δ ,
UTILIZANDO LA ECUACION (2.42)**

Δ°	$(F_a)_{\text{activo}}$ KN/m	$f(\Delta_{\text{óptimo}})/f(\Delta)$
40	2.508,00	1,045
35	2.446,00	1,019
30	2.414,00	1,006
$\Delta = \Delta_a = 24$ ($\Delta_{\text{óptimo}}$)	$2.400,00 = (F_a)_{\text{mínima}}$	1,000
20	2.414,00	1,006
15	2.431,00	1,013
10	2.477,00	1,032
5	2.542,00	1,059
0	2.628,00	1,095
-5	2.741,00	1,142
-10	2.897,00	1,100
-15	3.091,00	1,288
-20	3.331,00	1,388

2.5.3.- Determinación de la Separación entre Anclajes Requerida para Garantizar la Estabilidad.

El área de acción de cada tirante anclado, así como el número requerido para estabilizar la masa rocosa, se determinan partiendo del hecho que se conocen las características del anclaje tales como diámetro, tipo de acero, carga admisible o tracción admisible T_a , (service load o design load). Igualmente el límite elástico del acero T_g ($T_a = 0,6T_g$) que corresponde al 0,1% de deformación, y la tensión de bloqueo T_b , ($T_a = T_b$ - pérdidas por relajación del acero, deformación del suelo o roca, etc.).

Bajo estas condiciones, el número de anclajes N en función de la longitud total del talud L_t , F_a y T_a , se obtiene mediante la siguiente igualdad:

$$F_a \cdot L_t = N \cdot T_a \quad (2.49)$$

Para F_a en kN/m, L_t en m y T_a en kN

$$N = \left(\frac{F_a \cdot L_t}{T_a} \right) \quad (2.50)$$

Al mismo tiempo, es posible escribir en función del área del talud a estabilizar, la expresión:

$$(S_c \cdot S_f) \cdot N = L_t \cdot (H/\text{sen}\beta) \quad (2.51)$$

Siendo S_c la separación en metros de los anclajes entre una misma hilera (separación lateral entre columnas) y S_f la distancia en metros entre filas.

Eliminado (N) a través de (2.50) y (2.51) y considerando además que $S = S_c = S_f$ resulta:

$$S^2 \cdot \left(\frac{F_a \cdot L_t}{T_a} \right) = L_t \left(\frac{H}{\text{sen}\beta} \right) \quad (2.52)$$

Por tanto:

$$S = \left(\frac{H}{\text{sen}\beta} \cdot \frac{T_a}{F_a} \right) \quad (2.53)$$

Tomando en cuenta nuevamente el problema No. 1, en el cual $H = 30,00 \text{ m}$, $\beta=76^\circ$, $F_a = 2.400,00 \text{ kN/m}$ y sabiendo además que $T_a = 410 \text{ kN}$, barra $\phi 32\text{DY}$, ST 85/105, se obtiene:

$$S = \left[\frac{30,00\text{m}}{\text{sen}76^\circ} \cdot \frac{410,00 \text{ kN}}{2.400,00 \text{ kN/m}} \right]^{1/2} = 2,30\text{m}$$

De dicho resultado y análisis se aprecia que los anclajes deben colocarse sobre una cuadrícula de $2,30 \text{ m}$ por $2,30 \text{ m}$, con una carga admisible de trabajo igual a $T_a = 410,00 \text{ kN}$.

2.5.4.- Caso Pasivo

Tal como se mencionó en el párrafo (2.6), en los anclajes pasivos no se pretensa la armadura metálica posterior a su instalación.

El anclaje reacciona al entrar en tracción al iniciarse el movimiento del terreno, produciendo un incremento de los esfuerzos normales sobre la superficie potencial de rotura, y por ende un aumento de la resistencia al corte en dicha superficie.

En base a lo previamente mencionado, tanto la componente de la fuerza normal del anclaje $N_p = F_p \cdot \text{sen}(\alpha - \Delta)$ como la correspondiente componente tangencial $T_p = F_p \cdot \text{cos}(\alpha - \Delta)$ son dependientes de la fuerza pasiva F_p , la cual justamente se desarrolla al ocurrir el movimiento de la masa rocosa, generando a

la vez un aumento de volumen, el cual está relacionado con la presencia de rugosidades.

En estas condiciones, la ecuación (2.14) que representa el factor de seguridad $FS = \lambda_1 / \lambda_3$ previo al refuerzo, se transforma para el caso pasivo como sigue:

$$(FS)_p = \left[\frac{\lambda_1 + T_p + N_p \cdot \tan \phi}{\lambda_3} \right] \quad (2.54)$$

Reemplazando T_p y N_p por su valor, queda:

$$(FS)_p = \frac{\lambda_1 + F_p [\cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \cdot \tan \phi]}{\lambda_3} \quad (2.55)$$

Al despejar F_p , se obtiene:

$$F_p = \frac{\lambda_3 [(FS)_p - \lambda_1 / \lambda_3]}{\cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \cdot \tan \phi} = \frac{\lambda_3 [(FS)_p - FS]}{f(\Delta)} \quad (2.56)$$

Siendo:

$$f(\Delta) = f(\Delta_p) = \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \cdot \tan \phi \quad (2.57)$$

Sustituyendo $\lambda_3 = R \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon) \cdot \delta(FS) = [(FS)_p - FS]$ y expresando en forma adimensional la ecuación (2.56), resulta:

$$\frac{F_p}{R \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\delta(FS)}{f(\Delta)} \quad (2.58)$$

Nuevamente el mínimo valor de F_p se obtendrá al considerar $\frac{df(\Delta)}{d\Delta} = 0$, es

$$\text{decir: } f'(\Delta) = \text{sen}(\alpha - \Delta) - \cos(\alpha - \Delta) \cdot \tan \phi = 0 \quad (2.59)$$

Simplificando (2.59) se transforma:

$$\tan(\alpha - \Delta) = \tan \phi \quad (2.60)$$

Por lo tanto,

$$(\alpha - \Delta) = \phi \quad (2.61)$$

y

$$\Delta = \Delta_p = (\alpha - \phi) \quad (2.62)$$

Al reemplazar el óptimo valor de $\Delta = \Delta_p = (\alpha - \phi)$ en la ecuación previamente conocida $f(\Delta) = \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \tan \phi$, resulta:

$$[f(\Delta_p)]_{\text{máximo}} = f(\alpha - \phi) = \cos \phi + \frac{\text{sen}^2 \phi}{\cos \phi} = \frac{1}{\cos \phi}$$

Esto implica que la mínima fuerza a desarrollarse en el anclaje para el caso pasivo

se obtiene al reemplazar $[f(\Delta) = f(\Delta_p)]_{\maximo} = \frac{1}{\cos \phi}$ en la ecuación (2.56), es

decir:

$$\frac{(F_p)_{\minima}}{R \operatorname{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \cos \phi \cdot \delta(FS) \quad (2.63)$$

Con el objeto de equiparar ambos casos, se tomará en cuenta nuevamente el ejemplo No. 1, para determinar la mínima fuerza para el caso pasivo F_p .

Al considerar $\alpha = 45^\circ$ y $\phi = 30^\circ$, el ángulo Δ óptimo que forma el anclaje con la horizontal es según (2.62) $\Delta_p = (\alpha - \phi) = 15^\circ$, y al considerar (2.63):

$$\frac{(F_p)_{\minima}}{R \operatorname{sen}(\alpha + \varepsilon)} = \cos 30^\circ \cdot 0,28 = 0,242$$

Esto implica, al compararse con el caso activo que la fuerza requerida es 1,39 veces mayor.

Por otro lado, si se examina la relación entre F_a y F_p a través de las ecuaciones (2.42) y (2.58), se obtiene:

$$\frac{F_a}{F_p} = \left[\frac{f(\Delta_p)}{f(\Delta_a)} \right] = \left\{ \frac{\cos(\alpha - \Delta_p) + \text{sen}(\alpha - \Delta_p) \cdot \tan \phi}{(FS)_a \cdot \cos(\alpha - \Delta_a) + \text{sen}(\alpha - \Delta_a) \cdot \tan \phi} \right\} \quad (2.64)$$

Al observar dicha ecuación se aprecia que para valores de $\Delta_a = \Delta_p$, se obtiene que $f(\Delta_a) > f(\Delta_p)$, y por lo tanto F_a será menor que F_p , lo que resulta en una economía al considerar el caso activo, pues implica menos perforación, menos armadura metálica, reducción en la lechada de cemento, etc.

Por supuesto la resistencia desarrollada por los anclajes pasivos es más difícil de interpretar que los activos debido a la expansión o dilatación que se produce en la discontinuidad.

En este sentido el Canadá Centre for Mineral and Energy Technology (CANMET) en el capítulo 6 del Pit Slope Manual [19] explica que la fuerza desarrollada en la barra o cordones de acero como consecuencia de la dilatación al utilizar la conocida Ley de Hooke es $F_p = E \cdot A \cdot \left(\frac{e}{L} \right)$, siendo A, el área de la armadura metálica, E, su módulo de elasticidad ($\approx 200 \times 10^6$ kPa), e corresponde a la expansión y L la longitud tensionada como resultado de la dilatación.

Lógicamente se aprecia lo complicado y difícil de calcular e y L con precisión. Por el contrario la resistencia suministrada por los anclajes activos está mucho más definida, proporcionando una fuerza definida a través de un soporte más seguro y eficaz.

2.6.- DETERMINACION DE LA LONGITUD DEL ANCLAJE

La longitud de un anclaje inyectado se determina conociendo la longitud de intersección entre el anclaje y la superficie potencial de deslizamiento de la masa de suelo o roca, que corresponde al tramo \overline{PI} de la figura (2.15).

Adicionalmente debe considerarse la longitud mínima \overline{IJ} que garantice que la zona de anclaje se encuentre localizada en la roca estable, es decir toda su longitud debe quedar por detrás de la zona potencial de rotura. Esta condición es de gran importancia, sobre todo en los anclajes inferiores.

De acuerdo al Canadian Foundation Engineering Manual [20], esta longitud medida a lo largo de la perforación es de un 15% de la profundidad de la excavación o altura del talud (H).

En base a lo previamente indicado la longitud $L_L = (\overline{PI} + \overline{IJ})$ corresponde a la zona libre, y es la parte en que la armadura se encuentra independizada del terreno que la rodea, de forma que pueda deformarse con plena libertad al ponerse en tensión.

Por otro lado a través de la figura (2.15) se observa que la longitud libre del anclaje es la distancia entre la cabeza del anclaje y el inicio del tramo inyectado.

Finalmente la zona de anclaje $\overline{JK} = L_S$, es la parte solidaria a la masa de suelo o de roca, encargada de transferir los esfuerzos al terreno, y corresponde a la longitud del miembro inyectado del anclaje.

De acuerdo a la mencionada figura se observa:

$$\frac{\overline{PI}}{\text{sen}(\beta - \alpha)} = \frac{\overline{OP}}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} \quad (2.65)$$

$$\overline{OP} \text{sen } \beta = h$$

Es decir:

$$\overline{PI} = \frac{h}{\text{sen } \beta} \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} \right] \quad (2.66)$$

Quedando por tanto:

$$L = (L_L + L_S) = \left[\frac{h}{\text{sen } \beta} \cdot \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0,15H \right] + L_S \quad (2.67)$$

Siendo h , la cota del anclaje en metros, medida a partir del pie del talud, ver figura (2.15).

Como se sabe la longitud de la zona del anclaje viene definida por la adherencia cemento - acero y cemento - roca (o suelo), escogiéndose para fines de diseño la de mayor longitud.

Si se considera la condición más crítica el contacto cemento - roca, la cual corresponde al caso más general, tal como se analizó en el capítulo anterior, la longitud del bulbo o del anclaje L_S viene expresada a través de la ecuación

$$L_S = \left[\frac{\Gamma_q \cdot F}{\pi \cdot \phi_p \cdot \tau_u / \Gamma_r} \right] \quad (2.68)$$

Siendo:

$\Gamma_q = 1,40$ a $2,00$ = factor de mayoración de la carga aplicada (varía dependiendo del tipo de riesgo y si es temporal o permanente).

F = fuerza de tracción en el anclaje, kN

Tomando en cuenta que es necesario obtener la mayor economía en el soporte, es aconsejable aplicar en el diseño la condición en la cual $F = T_a$ (tracción admisible).

ϕ_p = diámetro de perforación (barreno), m

τ_u = resistencia al corte en la interfase cemento - roca (adhesión + fricción), la cual para fines prácticos se considera uniformemente distribuida, MPa.

Muchos autores se refieren como resistencia adherente o "Bond" (término en inglés).

Γ_r = factor de seguridad, el cual actúa como elemento de minoración o reducción con respecto a la resistencia al corte en el contacto bulbo-terreno. Dicho valor varía entre 1,30 a 1,50 dependiendo de la categoría del anclaje (temporal o permanente).

Ballivi y Martin [21], mencionan que las normas canadienses recomiendan

$\tau_u = \frac{1}{10} \sigma_c$ o f_c' (el que resulte menor), siendo σ_c y f_c' la resistencia a la compresión de la roca (condición intacta) y de la lechada de cemento respectivamente.

Considerando que la roca del ejemplo No. 1, se encuentra muy diaclasada (con separación entre 10 – 15 cm) y meteorizada, siendo además la resistencia

promedio $\sigma_c = 8,00$ MPa, el valor de L_S empleando un coeficiente mayoración de $\Gamma_q = 1,80$, $\phi_p = 7,50$ cm, $T_a = 410$ kN y un factor de minoración $\Gamma_r = 1,5$, resulta por lo tanto de acuerdo a la ecuación (2.68):

$$L_S = \frac{1,80 \cdot 410,00 \text{ kN}}{\pi \cdot 0,075 \text{ m} \left(\frac{8,00}{15,00} \right) \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2} = 5,87 (\approx 6,00 \text{ m})$$

Utilizando la primera hilera de anclajes se observa a través de la figura 2.15 que la separación $\overline{OP} = S = 2,30$ m con respecto al pie del talud, siendo la ordenada analizada igual a $h = S \cdot \text{sen}\beta = 2,30 \cdot \text{sen}76^\circ = 2,23$ m.

Por lo tanto, la longitud total de la mencionada hilera al considerar los valores de $\beta = 76^\circ$; $\alpha = 45^\circ$; $\Delta = -10^\circ$ y $H = 30$ m, se obtiene según la ecuación (2.67) como a continuación se indica:

$$L = \left[\frac{2,23 \text{ m}}{\text{sen}76^\circ} \cdot \frac{\text{sen}(76^\circ - 45^\circ)}{\text{sen}(45^\circ + 10^\circ)} + 0,15 \cdot 30,00 \text{ m} + 6,00 \right]$$

$$L = (1,45 + 4,50 + 6,00) \text{ m} \approx 12,00 \text{ m (primera hilera)}$$

REFERENCIAS

- 1.- HOEK, E. y BRAY, J. (1981), "Rock Slope Engineering", The Institution of Mining and Metallurgy, London 358 p.
- 2.- SALCEDO, D. (1978), "El Uso de las Proyecciones Hemisféricas como Técnica de Predicción y Análisis de Problemas Relativos a Estabilidad de Taludes en Macizos Rocosos", Escuela de Geología y Minas, Facultad de Ingeniería, U.C.V., 78 p.
- 3.- BARRON, K. COATS, F. y GYENGE, M., (1971), "Artificial Support of Rock Slopes", Department of Energy, Mines and Resources Mines Branch, Ottawa, 144 p.
- 4.- UCAR, R. (1988), "New Design Methods of Ground Anchoring", PhD Thesis, Mc Gill University, Montreal, Canada, 288 p.
- 5.- AYALA, L. et al (1987), "Manual de Taludes", Instituto Geológico y Minero de Espada, 450 p.
- 6.- SALCEDO, D., (1983), "Macizos Rocosos: Caracterización, Resistencia al Corte y Mecanismos de Rotura", Conferencia 25 Aniversario Sociedad Venezolana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, pp 143-215.
- 7.- BIENIAWSKI, Z. T., (1976), "Rock Mass Clasification in Rock Engineering", Proceedings of The Symposium on Exploration for Rock Engineering, Vol. 1, A.A. Balkema, Rotterdam, pp 97-106.
- 8.- BARTON, N. LIEN, R. y LUNDE, J., (1974), "Engineering Clasification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, pp 189-236.
- 9.- HOEK, E. Y BROWN, T. (1998) "Practical Estimates of Rock Mass Strength", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 34, No. 8, pp 1165-1186.
- 10.- HOEK, E. y BROWN, T. (1986), "Empirical Strength Criterion for Rock Masses", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 106, pp 1.013-1.035.

- 11.- UCAR, R. (2000), "Diseño del Sostenimiento de Túneles a través de la Energía de Distorsión Almacenada en el Terreno", Ingeo Túneles, Volumen 3, Entorno Gráfico, S.L, Madrid, España.
- 12.- UCAR, R. (1986), "Determination of Shear Failure Envelope in Rock Masses", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 112, No. 3, pp 303-315.
- 13.- PRIEST, S. (1993), "Discontinuity Analysis for Rock Engineering", Chapman & Hall, 473 p.
- 14.- PARRY, R. (1995), "Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics", E & FN SPON, 230 p.
- 15.- PALMSTRØM, A. (1998), "Characterizing Rock Masses by the RMI for Use in Practical Rock Engineering", Tunnelling and Underground Space Technology, Part 1: The Development of the Rock Mass Index (RMI), Volumen II, No. 2, pp 175-188, Part 2: Some Practical Applications of the Rock Mass Index (RMI), Volume II, No. 3, pp 287-304.
- 16.- Recommendations Clouterre (English Translation) (1991), "Soil Nailing Recommendations for Design, Calculating, Constructing and Support Systems Using Soil Nailing", Report No. FHWA-SA-93-026, Federal Highway Administration, Washington DC, 302 p.
- 17.- DESIGN METHODS IN ROCK MECHANICS, (1975), "Session 2, Slopes and Foundations, General Discussion, Proceedings, Sixteenth Symposium on rock Mechanics, Published by American Society of Civil Engineers, pp 63-68.
- 18.- SEEGMILLER, B. L., 1982, "Artificial Support of Rock Slopes". 3rd Int. Conf. on Stability in Surface Mining, Soc. of Mining Engineers, AIME, pp 249-288.
- 19.- CANADA CENTRE FOR MINERAL AND ENERGY TECHNOLOGY, CANMET, (1977), Pit Slope Manual, Capítulo 6, Mechanical Support, 111 p.
- 20.- CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY, 1985, "Canadian Foundation Engineering Manual", 2nd Edition, Vancouver, 3.c, 460 p.
- 21.- BALLIVY, G. y MARTIN, A., (1984). "The Dimensioning of Grouted Anchors" Proceedings of the Int. Symposium on Rock Bolting, Edited by Ove Stephansson, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.353-365.

APÉNDICES

APENDICE A

1. DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN MACIZOS ROCOSOS APLICANDO EL CRITERIO EMPIRICO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN

A continuación se describe la nueva hipótesis de rotura propuesta por Hoek y Brown tanto en roca intacta como en macizos que exhiben características predominantes de diaclasamiento y meteorización.

A través de innumerables ensayos de laboratorio, conjuntamente con los fundamentos teóricos que existen sobre fractura y propagación de grietas en roca, Hoek y Brown [1], hallaron una nueva hipótesis empírica de rotura estableciendo la siguiente relación entre los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , es decir:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_3 + \sigma_c \left[m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^{1/2} \\ \text{En forma adimensional} \\ \frac{\sigma_1}{\sigma_c} &= \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \left[m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.1})$$

Donde:

σ_1 = esfuerzo principal mayor en la rotura

σ_3 = esfuerzo principal menor en la rotura

σ_c = resistencia a la compresión simple de la roca “intacta”

m, s = constantes que dependen de las propiedades de la roca

El parámetro (m) controla la curvatura entre los esfuerzos principales, mientras que (s) regula la localización de la curva entre σ_1 y σ_3 .

En la tabla A.1, se pueden apreciar los diferentes valores de m y s , dependiendo del grado de diaclasamiento y de meteorización del macizo.

La resistencia a la compresión simple de la roca intacta σ_c se obtiene al tomar en cuenta que no existe confinamiento lateral ($\sigma_3 = 0$), y que además $s = 1$, resultando a través de (A.1) que $\sigma_1 = \sigma_c$.

Cuando el macizo presenta planos de fracturas, $s < 1$. Por lo tanto la resistencia a la compresión de la masa rocosa σ_{cm} es una fracción de σ_c , como podrá apreciarse más adelante.

Elevando al cuadrado ambos lados de la ecuación (A.1) y despejando σ_3 resulta:

$$\sigma_3 = \left[\sigma_1 + \frac{m}{2} \cdot \sigma_c \right] \pm \frac{1}{2} \left(m^2 \cdot \sigma_c^2 + 4 \cdot m \sigma_1 \cdot \sigma_c + 4 \cdot s \cdot \sigma_c^2 \right)^{1/2} \quad (\text{A.2})$$

Tomando la raíz no positiva de $\left(m^2 \cdot \sigma_c^2 + 4 \cdot m \sigma_1 \cdot \sigma_c + 4 \cdot s \cdot \sigma_c^2 \right)$ ya que σ_3 corresponde al esfuerzo principal menor, se tiene por tanto:

$$\sigma_3 = \left[\sigma_1 + \frac{m}{2} \cdot \sigma_c \right] - \frac{1}{2} \left(m^2 \cdot \sigma_c^2 + 4 \cdot m \sigma_1 \cdot \sigma_c + 4 \cdot s \cdot \sigma_c^2 \right)^{1/2} \quad (\text{A.3})$$

La resistencia de la tracción σ_t se determina al considerar $\sigma_1 = 0$, así la ecuación anterior toma la forma:

$$\sigma_3 = \sigma_t = \frac{\sigma_c}{2} \cdot \left[m - \left(m^2 + 4 \cdot s \right)^{1/2} \right] \quad (\text{A.4})$$

A través de (A.1) y (A.4) se aprecian los límites de s , es decir:

$$s = 1, \quad \sigma_1 = \sigma_c \quad \therefore \quad \text{roca intacta}$$

$$s = 0, \quad \sigma_3 = \sigma_t = 0 \quad \therefore \quad \text{roca muy fracturada}$$

De lo anterior resulta, que para otros estados intermedios del macizo rocoso, (s) se encontrara dentro del entorno $0 < s < 1$.

El valor de m en roca intacta puede hallarse midiendo el ángulo α que forma la superficie de falla con la dirección del esfuerzo principal menor σ_3 .

Como se observa en la figura (A.2) la magnitud de (α) se determina mediante la siguiente expresión:

$$\tan \alpha = \left[\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} \right]^{1/2} = \left\{ 1 + \frac{m}{2 \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{1/2}} \right\}^{1/2} \quad (\text{A.5})$$

Considerando que:

$$s = 1 \quad \therefore \quad \text{roca intacta}$$

$$\sigma_3 = 0 \quad \therefore \quad \text{ensayo de compresión sin confinar}$$

Resulta:

$$\tan^2 \alpha = \left(1 + \frac{m}{2} \right) \quad (\text{A.6})$$

$$m = 2 (\tan^2 \alpha - 1) \quad (\text{A.7})$$

Por otra parte, Ucar [2] aplicando dicho criterio, determinó analíticamente la solución exacta de la envolvente de rotura, es decir la ecuación que gobierna la

resistencia al corte τ_α , conjuntamente la tensión normal σ_n tal como se especifica a continuación:

$$\tau_\alpha = \frac{m}{8} \cdot \sigma_c \left[\frac{1 - \text{sen} \phi_i}{\tan \phi_i} \right] \quad (\text{A.8})$$

ϕ_i = inclinación de la envolvente de falla. Se conoce también como ángulo de fricción interna instantáneo (ver figura A.1).

$$\alpha = \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_i}{2} \right] = \text{ángulo entre la superficie de falla y la dirección del esfuerzo}$$

principal menos σ_3 .

$$\sigma_n = \frac{m}{8} \sigma_c \left[\frac{1}{2 \cdot \text{sen}^2 \phi_i} + \text{sen} \phi_i \right] - \sigma_c \left[\frac{3 \cdot m}{16} + \frac{s}{m} \right] \quad (\text{A.9})$$

Los valores de m y s en función de RMR, pueden obtenerse de acuerdo a Hoek y Brown [3] mediante la siguiente expresión cuando la roca ha sido correctamente excavada mediante voladura controlada (sin ser perturbada), y cuando ha sido perturbada.

$$m = m_i \exp\left[\frac{RMR - 100}{14I_m}\right] \therefore I_m = \begin{cases} 1,00 \text{ (roca perturbada)} \\ 2,00 \text{ (roca no perturbada)} \end{cases} \quad (\text{A.10})$$

m_i = valor de m en la condición “intacta”, ver tabla anexa.

$$s = \exp\left[\frac{RMR - 100}{6I_s}\right] \therefore I_s = \begin{cases} 1,00 \text{ (roca perturbada)} \\ 1,50 \text{ (roca no perturbada)} \end{cases} \quad (\text{A.11})$$

Recientemente dichos autores [4], han propuesto determinar m y s en función de un nuevo índice de calidad de la roca, conocido como índice de resistencia geológica GSI (Geological Strength Index), por considerar que se obtienen valores más reales (véase tabla A.2).

Al tomar en cuenta este nuevo índice resulta:

$$\left. \begin{aligned} m &= m_i \cdot \exp\left[\frac{GSI - 100}{28}\right] \\ s &= \exp\left[\frac{GSI - 100}{9}\right] \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.12})$$

Utilizando los gráficos A3 y A4 desarrollados por Hoek y Brown o empleando las ecuaciones derivadas por Ucar en este apéndice los valores equivalentes de cohesión y ángulo de fricción se obtienen fácilmente.

Cabe destacar que los gráficos obtenidos por Hoek y Brown para determinar los mencionados parámetros, se basan en que el esfuerzo principal menor varía entre $\sigma_3/\sigma_c = 0$ a $\sigma_3/\sigma_c = 1/4$.

En este sentido, lo más lógico y correcto es emplear un rango de σ_3/σ_c el cual se ajuste lo mejor posible a las condiciones de campo.

De acuerdo a Hoek, Kaiser y Bawden [5], el índice de resistencia geológica (Geological Strength Index) $GSI = RMR_{76}$, para valores de $RMR_{76} > 18$ y por otra parte , $GSI = (RMR_{89} - 5)$, cuando la calidad del macizo rocoso $RMR_{89} > 23$.

Tabla A.1.- Valores típicos de los parámetros del criterio de rotura de Hoek y Brown.

TIPO DE ROCA CALIDAD DEL MACISO ROCOSO	ROCAS CARBONATADAS BIEN CRISTALIZADAS (Dolomía, Caliza y Marmol)		ROCAS ARCILLOSAS LITIFICADAS (Argilitas, Limolitas Pizarras no arenosas)		ROCAS ARENOSAS Bien cementadas (Areniscas y Cuarcitas)		ROCAS ÍGNEAS DE GRANO FINO (Andesita, Basalto Diabasa y Riolita)		ROCAS METAMÓRFICAS E ÍGNEAS DE GRANO GRUESO (Gneis, granito, Gabro, Diorita)	
	m	s	m	s	m	s	m	s	m	s
ROCA INTACTA (RMR = 100)	7,0	1,0	10,0	1,0	15,0	1,0	17,0	1,0	25,0	1,0
ROCA MUY BUENA (RMR= 85)	3,5	0,1	5,0	0,1	7,5	0,1	8,5	0,1	12,5	0,1
ROCA BUENA (RMR= 65)	0,7	0,004	1,0	0,004	1,5	0,004	1,7	0,004	2,5	0,004
ROCA NORMAL (RMR= 44)	0,14	0,0001	0,2	0,0001	0,3	0,0001	0,34	0,0001	0,5	0,0001
ROCA MALA (RMR= 23)	0,04	0,00001	0,05	0,00001	0,08	0,00001	0,09	0,00001	0,13	0,00001
ROCA MUY MALA (RMR= 3)	0,007	0,00	0,01	0,00	0,015	0,00	0,017	0,00	0,025	0,00

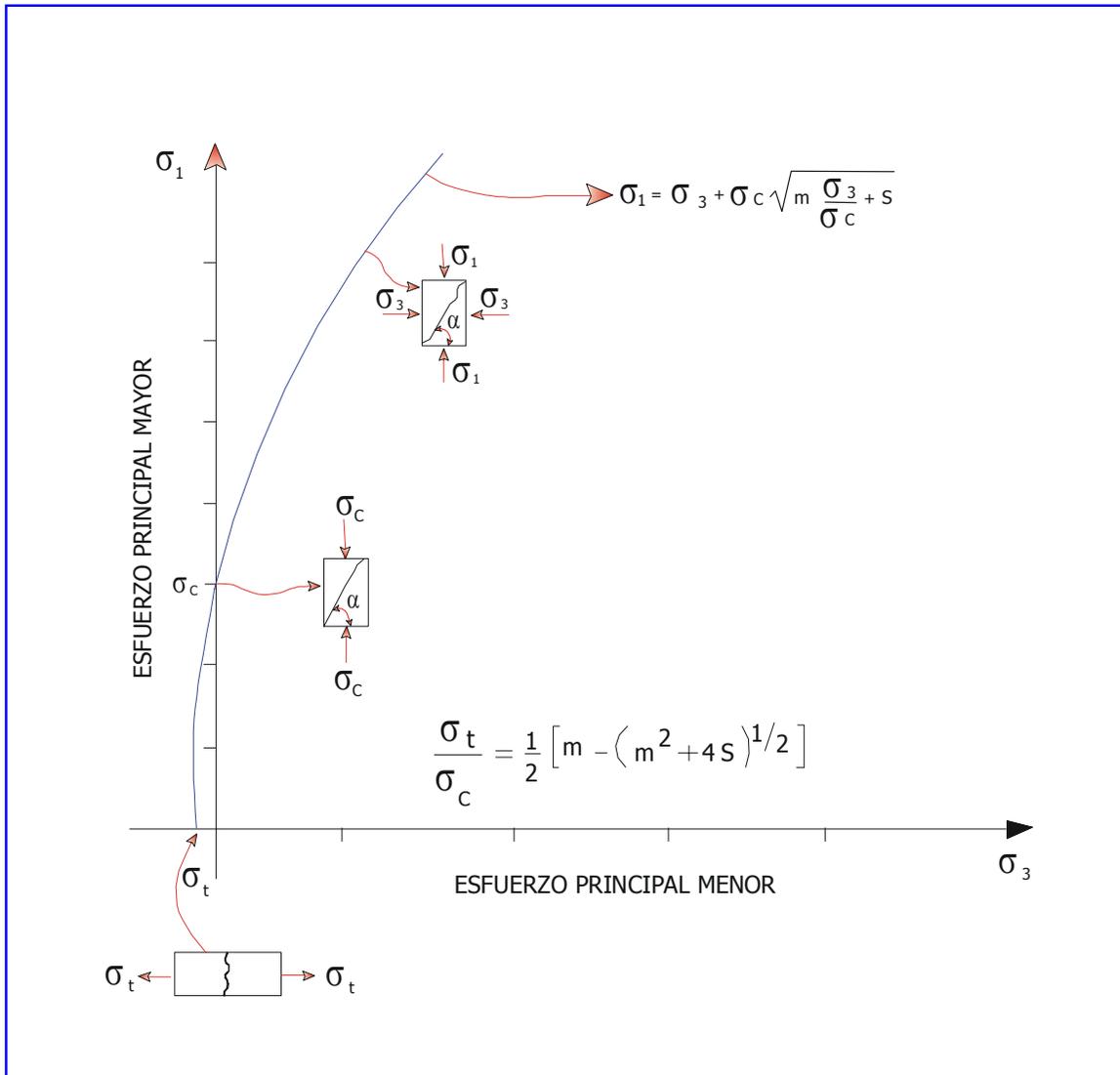


Figura A.1 Relación entre los esfuerzos principales de acuerdo al criterio de rotura de Hoek y Brown [1]

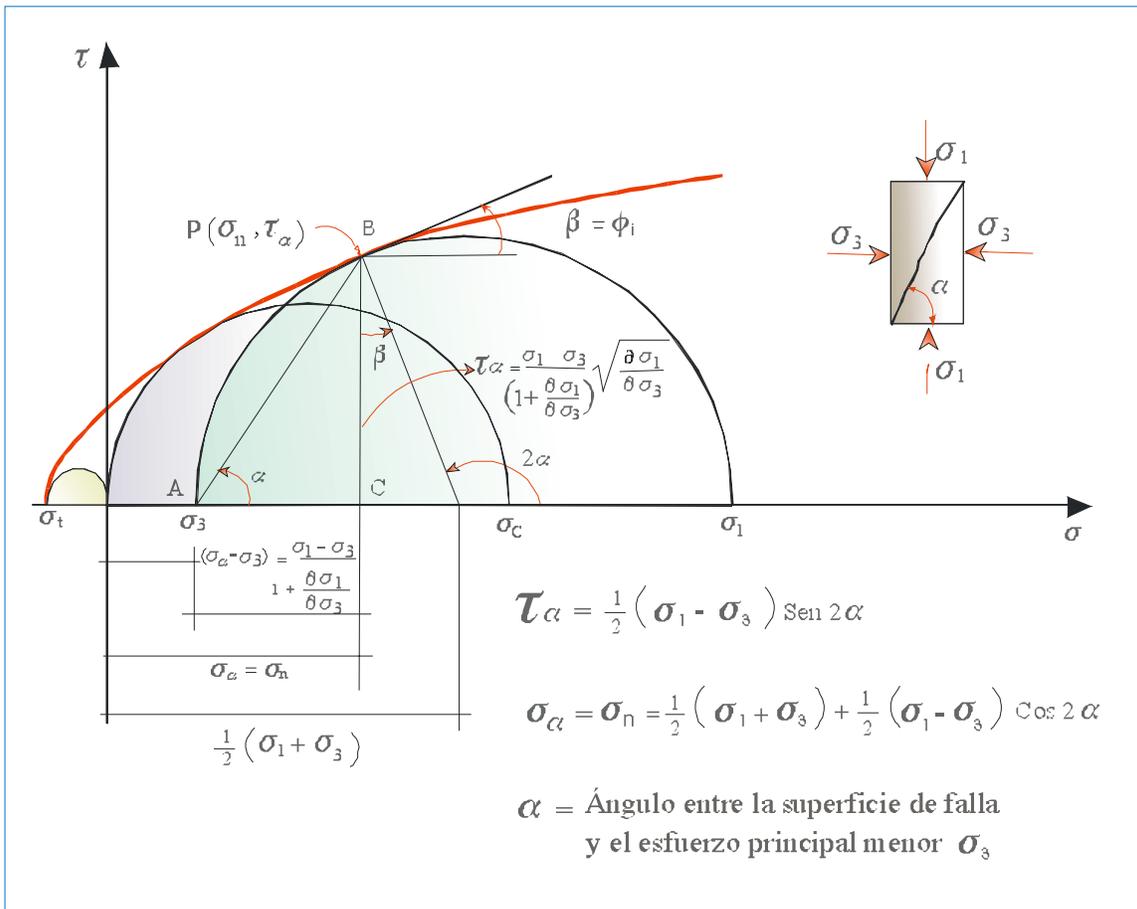
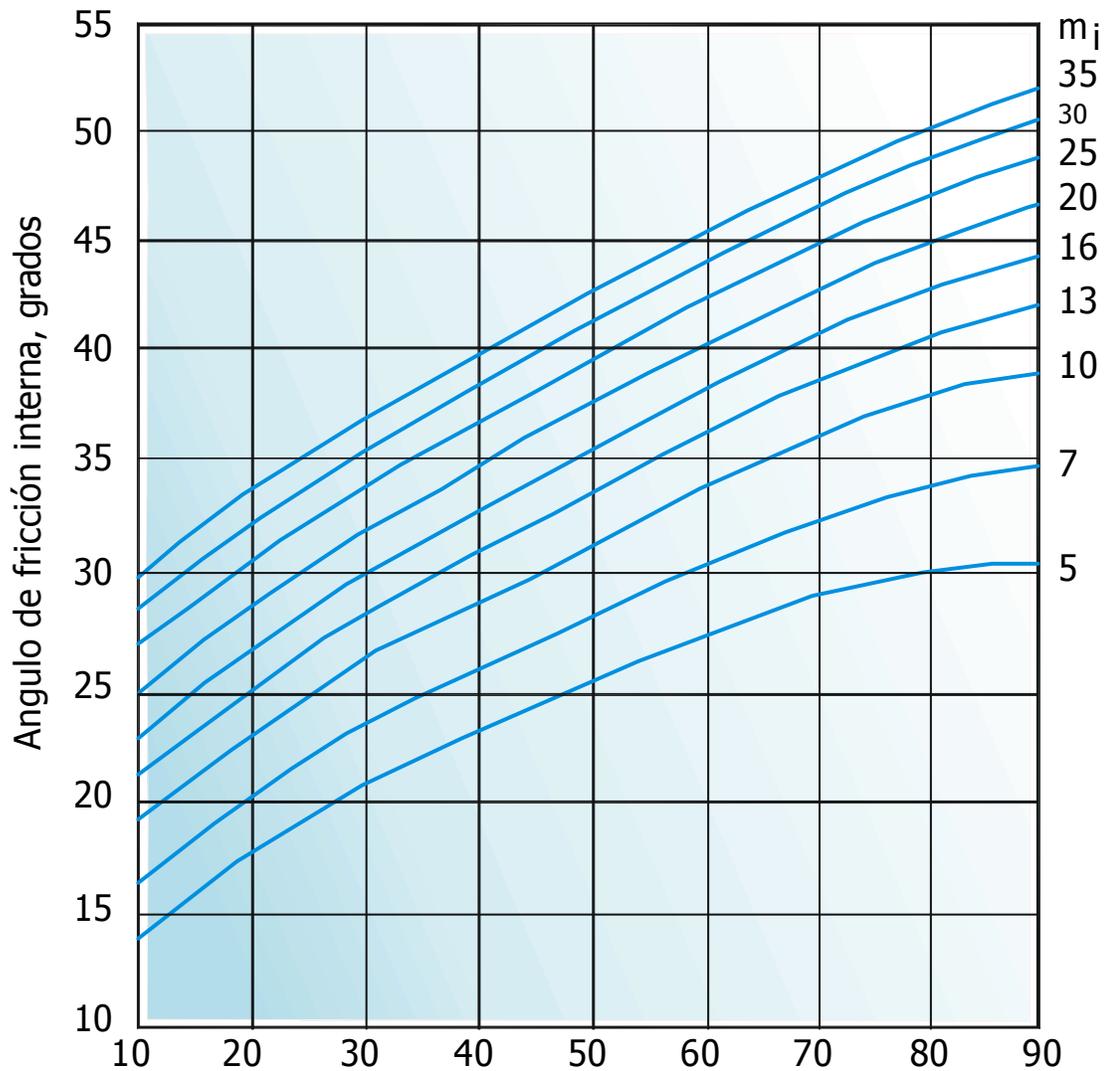


Figura A2. Envolvente de rotura por cizallamiento representada a través del diagrama de Mohr

Tabla A.2 Índice de Resistencia Geológica –GSI, según Hoek y Brown [4]

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX		CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE				
A partir de la descripción de la estructura y las condiciones de la superficie de la masa rocosa, seleccionar el intervalo apropiado de esta gráfica. Estimar el valor promedio del Geological Strength Index (GSI) de dicho intervalo. No intentar ser tan preciso. Escoger un rango de GSI de 36 a 42 es más aceptable que fijar un GSI = 38. También es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicada solamente en macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Cuando el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente mayor a un cuarto de la dimensión de la excavación, generalmente la falla estaría controlada por la estructura y el criterio de Hoek-Brown no debería ser utilizado		MUY BUENA Muy rugosa, superficies sin meteorización	BUENA Rugosa, ligeramente meteorizada, superficies teñidas de óxido	MEDIA Plana, moderadamente meteorizada, superficie alteradas	MA/LA Espejos de falla, superficies muy meteorizadas con rellenos duros o de fragmentos angulares	MUY MALA Espejos de falla, superficies muy meteorizadas con rellenos de arcilla blanca
EXTRUCTURA		DISMINUCIÓN EN CALIDAD DE SUPERFICIE →				
 INTACTAS O MASIVAS - rocas intactas o rocas masiva in situ con pocas discontinuidades separadas ampliamente.	DISMINUCIÓN EN LA UNIÓN DE LOS BLOQUES DE ROCA	90	80	N/A	N/A	N/A
 FRACTURADA.- Macizo rocoso poco perturbado consistente de bloques cúbicos formados por tres sistemas ortogonales de discontinuidades, muy bien unidos entre sí.		70	60			
 MUY FRACTURADA.- Macizo rocoso parcialmente perturbado consistente de bloques angulares unidos entre sí, formados por cuatro o más sistemas de discontinuidades		50				
 FRACTURADA / PERTURBADA - macizo rocoso plegado y/o fallado con bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades		40				
 DESINTEGRADA - macizo rocoso alternante Fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente unidos entre sí		30				
 FOLIADA/LAMINADA - macizo rocoso foliado, plegado y cizallado tectónicamente. La esquistosidad prevalece Discontinuidades, completamente carente de bloques.		20				
		N/A	N/A		10	5



Índice de calidad de Resistencia Geológica GSI.

Figura A.3. Valores del ángulo de fricción interna equivalente ϕ_i en función del índice GSI y m_i según Hoek y Brown [4],

correspondiente al intervalo $0 \leq \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \leq 0,25$

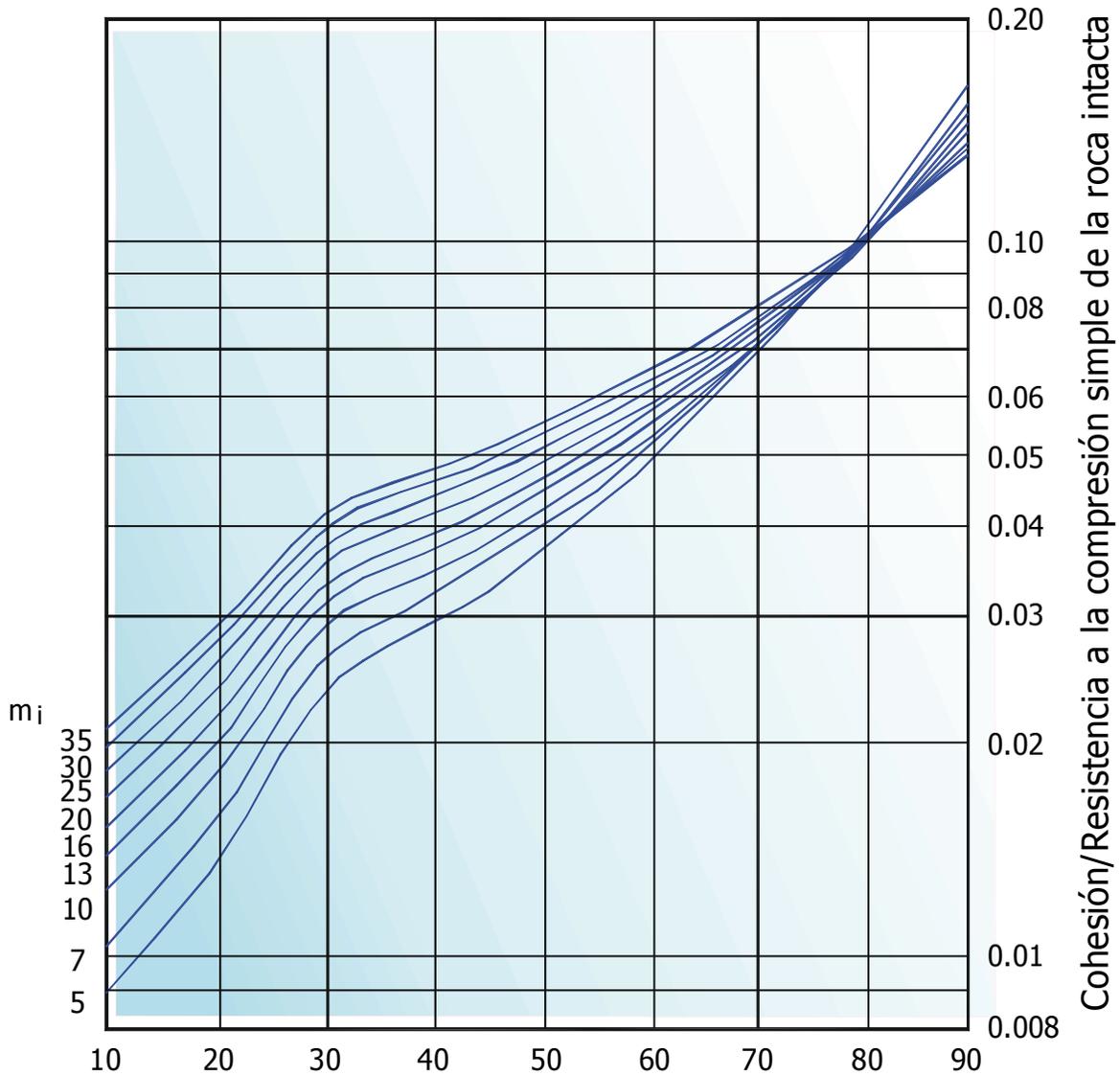


Figura A.4. Valores de la relación cohesión equivalente /resistencia a la compresión simple (C/σ_c) en función del índice GSI y m_i ,

definidos en el intervalo $0 \leq \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \leq 0,25$

2. DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE CORTE EQUIVALENTES C Y ϕ EN FUNCION DE LOS COEFICIENTES m y s DEL CRITERIO EMPIRICO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN.

Empleando la ecuación (A.1) la pendiente de la curva que vincula σ_1 y σ_3 al aplicar el criterio empírico de rotura de Hoek y Brown es:

$$\left(\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}\right) = 1 + \frac{m}{2\left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^{1/2}} \quad (\text{A.13})$$

Tomando en cuenta que $\xi = \sigma_3/\sigma_c$, el valor promedio de la pendiente en el intervalo $[\xi_1, \xi_2]$ puede representarse a través de la ecuación:

$$\left(\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}\right)_{promedio} = \frac{1}{(\xi_2 - \xi_1)} \int_{\xi_1}^{\xi_2} \left[1 + \frac{0,5 \cdot m}{\sqrt{m\xi + s}}\right] d\xi \quad (\text{A.14})$$

Llamando a la pendiente promedio $\tan\psi$, en integrando se convierte en:

$$\tan\psi = 1 + \frac{\sqrt{s}}{(\xi_2 - \xi_1)} \left[\sqrt{1 + \frac{m}{s}\xi} \right]_{\xi_1}^{\xi_2} \quad (\text{A.15})$$

En estas condiciones es recomendable considerar $\xi_1 = \sigma_3/\sigma_c = 0$ y ξ_2 variable. Lógicamente el coeficiente ξ_2 debe determinarse en función del estado tensional existente en el macizo rocoso.

Por lo tanto:

$$\tan \psi = \left\{ 1 + \frac{\sqrt{s}}{\xi_2} \left[\sqrt{1 + \frac{m}{s} \xi_2} - 1 \right] \right\} \quad (\text{A.16})$$

Si $\xi_2 = 1/4$, la ecuación anterior toma la forma:

$$\tan \psi = \left\{ 1 + 4 \left[\sqrt{s + \frac{m}{4}} - \sqrt{s} \right] \right\} \quad (\text{A.17})$$

Al aplicar el bien conocido criterio de rotura de Mohr-Coulomb, la relación entre los esfuerzos principales es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot K + \sigma_c \quad (\text{A.18})$$

Siendo:

$$K = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = \left(\frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \right) = \text{pendiente de la línea de resistencia intrínseca.}$$

Al considerar que $\tan\psi = K$, la ecuación (A.17) puede expresarse en función de ϕ en el intervalo cerrado $0 \leq \sigma_3/\sigma_c \leq 1/4$ mediante la ecuación:

$$\tan^2(45^\circ + \phi/2) = 1 + 4 \cdot \left[\sqrt{s + \frac{m}{4}} - \sqrt{s} \right] \quad (\text{A.19})$$

De esta forma es posible estimar aproximadamente el ángulo de fricción interna “equivalente” aplicando el criterio de rotura de Hoek y Brown, empleando un conocido rango de valores de la tensión principal menor σ_3 .

El valor de la cohesión a través de la tangente a la envolvente de rotura se obtiene considerando que:

$$C \sqrt{\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3}} = \frac{1}{2} \left[\sigma_1 - \sigma_3 \cdot \left(\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} \right) \right] \quad (\text{A.20})$$

Utilizando (A.1) y su derivada $\left(\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} \right)$, el valor promedio de la cohesión

“equivalente” es:

$$\left(\frac{C}{\sigma_c} \right) = \frac{180^\circ}{\pi \cdot (\phi_2^\circ - \phi_1^\circ)} \left\{ \frac{m}{16} \cdot \ln \left[\frac{\tan \phi_2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_1}{2} \right)}{\tan \phi_1 \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_2}{2} \right)} \right] - \left(\frac{s}{m} + \frac{m}{16} \right) \ln \left(\frac{\cos \phi_2}{\cos \phi_1} \right) \right\} \quad (\text{A.21})$$

Los valores de ϕ_1 y ϕ_2 se determinan empleando la ecuación (A.5), es decir:

$$\tan \alpha = \left(\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} \right)^{1/2} = \left[1 + \frac{m}{2 \cdot \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{1/2}} \right]^{1/2} \quad (\text{A.22})$$

Siendo:

$\alpha = (45^\circ + \phi_i/2)$ = ángulo que forma el plano de falla con la dirección del esfuerzo principal menor σ_3 .

Por tanto:

$$\tan^2(45^\circ + \phi_i) = \left\{ 1 + \frac{m}{2 \cdot (m\xi + s)^{1/2}} \right\} \quad (\text{A.23})$$

En estas circunstancias si $\xi = \xi_1 = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) = 0$ y $\xi = \xi_2 = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)$ se obtiene:

$$\left. \begin{aligned} \tan^2(45^\circ + \phi_1 / 2) &= \left\{ 1 + \frac{m}{2 \cdot \sqrt{s}} \right\}, \text{ cuando } \xi_1 = \sigma_3 / \sigma_c = 0 \\ \tan^2(45^\circ + \phi_2 / 2) &= \left\{ 1 + \frac{m}{2 \cdot \sqrt{m \cdot \xi_2 + s}} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.24})$$

Para el caso particular que $\xi_2 = \sigma_3 / \sigma_c = 1/4$, resulta:

$$\tan^2(45^\circ + \phi_2 / 2) = \left\{ 1 + \frac{m}{\sqrt{m + 4s}} \right\}$$

Otra forma más expedita es utilizando de acuerdo a Ucar [2] la siguiente ecuación entre los esfuerzos principales:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2 \tau_\alpha \sqrt{1 + \tau_\alpha'^2} \quad (\text{A.25})$$

Al reemplazar (A.1) y (A.8) en la ecuación anterior y tomando en cuenta además

que $\tau'_\alpha = \left(\frac{d\tau_\alpha}{d\sigma_n} \right) = \tan \phi_i$, resulta:

$$\sigma_c \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s} = 2 \cdot \frac{m}{8} \left(\frac{1 - \text{sen} \phi_i}{\tan \phi_i} \right) \sec \phi_i \quad (\text{A.26})$$

Al simplificar la ecuación anterior se transforma:

$$\text{sen } \phi = \text{sen } \phi_i = \left\{ \frac{m}{4 \cdot \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s + m}} \right\} \quad (\text{A.27})$$

Por tanto:

$$\text{Si } \xi_1 = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) = 0 \quad \text{y} \quad \xi_2 = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) = \frac{1}{4}$$

Resulta:

$$\left. \begin{aligned} \text{sen } \phi_1 &= \left(\frac{m}{4 \cdot \sqrt{s + m}} \right) \\ \text{sen } \phi_2 &= \left\{ \frac{m}{2 \cdot \sqrt{m + 4s + m}} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.28})$$

Siendo además:

$$\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) = \frac{1}{m} \left\{ \left[\frac{m}{4} \cdot \left(\frac{1}{\text{sen } \phi} - 1 \right) \right]^2 - s \right\} \quad (\text{A.29})$$

Una vez conocidos los parámetros de corte equivalentes C y $\phi = \phi_i$, el valor de la resistencia a la compresión simple de la masa rocosa σ_{cm} puede calcularse a través de la conocida expresión:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cm} &= 2 C \tan(45^\circ + \phi/2) \\ \text{La cual es equivalente a escribir:} \\ \left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} \right) &= 2 \cdot \left(\frac{C}{\sigma_c} \right) \tan(45^\circ + \phi/2) \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.30})$$

Hoek [6] en una forma aproximada ha determinado la siguiente ecuación:

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = 0,022 e^{0,038 \cdot GSI} \quad (\text{A.31})$$

De una manera más general la ecuación (A.1) puede expresarse en la forma:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{A.32})$$

Siendo:

$$a = \left[0,65 - \left(\frac{GSI}{200} \right) \right] \quad , \text{ si } GSI \leq 30 \quad (\text{A.33})$$

Cuando $GSI \geq 30$, $a = 1/2$

Por lo tanto, si (σ_3/σ_c) varía entre 0 a $1/4$, se obtiene:

$$K = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = \left\{ 1 + 4 \cdot \left[\left(\frac{m}{4} + s \right)^a - s^a \right] \right\} \quad (\text{A.34})$$

Si $GSI = 20 \Rightarrow s = 0$

Por otro lado, un procedimiento aproximado para obtener la cohesión dentro del intervalo $0 \leq \sigma_3/\sigma_c \leq 1/4$ es a través de las fórmulas:

$$\left(\frac{C}{\sigma_c} \right) \approx \frac{2}{\sqrt{K}} \left\{ \frac{(1-K)}{32} + \frac{1}{m \cdot (a+1)} \left[\left(\frac{m}{4} + s \right)^{a+1} - s^{a+1} \right] \right\} \quad (\text{A.35})$$

Si $a = 1/2$, se obtiene:

$$\left(\frac{C}{\sigma_c} \right) \approx \frac{2}{\sqrt{K}} \left\{ \frac{(1-K)}{32} + \frac{2}{3 \cdot m} \left[\left(\frac{m}{4} + s \right)^{3/2} - s^{3/2} \right] \right\} \quad (\text{A.36})$$

Adicionalmente, como una primera aproximación es recomendable considerar que $\xi_1 = \sigma_3/\sigma_c = 0$, debiéndose calcular ξ_2 en función de la tensión principal mayor σ_1 o normal σ_n .

Tomando en cuenta por ejemplo que se conoce (σ_n/σ_c) los pasos a seguir para obtener ξ_2 son los siguientes:

1. Representar la ecuación (A.9) en función de ϕ_i como a continuación se indica:

$$\text{sen}^3 \phi_i - \lambda \text{sen}^2 \phi_i + \frac{1}{2} = 0 \quad (\text{A.37})$$

$$\lambda = \frac{8}{m^2} \left[m \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right) + s \right] + \frac{3}{2} \quad (\text{A.38})$$

La solución de (A.37) es según Ucar [2]:

$$\text{sen} \phi_i = \frac{\lambda}{3} \cdot \left(2 \cos \left\{ \frac{1}{3} \arccos \left[\left(1 - \frac{27}{4\lambda^3} \right) \right] + \frac{4 \cdot \pi}{3} \right\} + 1 \right) \quad (\text{A.39})$$

2. Una vez determinado $\phi_i = \phi_2$, calcular $\xi_2 = (\sigma_3/\sigma_c)$ a través de la ecuación (A.29).

3. En estas condiciones se obtiene:

$$\xi_2 = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) = \frac{1}{m} \left\{ \left[\frac{m}{4} \left(\frac{1}{\text{sen} \phi_2} - 1 \right) \right]^2 - s \right\} \quad (\text{A.40})$$

Finalmente, conociendo ξ_2 a través de la ecuación A.16 y tomando en cuenta que $\tan \psi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$, se obtiene el valor de ϕ para el rango establecido de tensiones.

Empleando A.27 se determinan ϕ_1 y ϕ_2 . Con dichos valores y los coeficientes m y s , conjuntamente con la fórmula (A.21) se calcula la resistencia a cero esfuerzo normal (C/σ_c) en función del conocido campo de tensiones.

2.1. Aplicación Práctica

Con el objeto de apreciar el procedimiento de cálculo, a continuación se lleva a cabo el siguiente ejemplo en un talud con una altura bastante significativa de 50,00 m, en una roca ignimbrita (tobas soldadas o aglomeradas aunque de origen piroplástico están constituidas casi exclusivamente por material magmático). Este tipo de macizo rocoso aflora en las zonas de cimentación de los puentes sobre el Río Virilla y Río Grande, correspondiente al proyecto Ciudad Colón-Orotina en San José de Costa Rica.

El índice de calidad de la roca y otras propiedades son las siguientes:

$$\left. \begin{array}{l} \text{GSI} = 34 \\ m_i = 18 \\ \sigma_c = 18,50 \text{ MPa} \\ \gamma = 20,00 \text{ KN/m}^3 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} m = 1,70 \\ s = 0,00065 \end{array}$$

Partiendo del hecho que se conoce previamente el campo de tensiones el cual actúa sobre el macizo rocoso, resulta:

$$\text{a) } \xi_1 = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) = 0 \quad (\text{cresta del talud})$$

Al aplicar (A.27), se tiene:

$$\text{sen } \phi_1 = \frac{m}{4\sqrt{s} + m} = \left[\frac{1,70}{4\sqrt{0,00065} + 1,70} \right]$$

$$\phi_1 = 70,63^\circ \Rightarrow \sigma_n / \sigma_c = 0,0088 \quad (\text{utilizando la ecuación A.9})$$

$$\text{b) } \left(\frac{\sigma_n}{\gamma H} \right) \approx 0,40 \quad (\text{base del talud}) \therefore \sigma_n = 0,40 \cdot 0,020 \text{ MN/m}^3 \cdot 50,00 \text{ m}$$

$$\sigma_n = 0,40 \text{ MPa} \quad \text{y} \quad \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right) = 0,022$$

Mediante las ecuaciones (A.38) y (A.37), se obtiene que $\phi_1 = \phi_2 = 50,97^\circ$.

Por lo tanto, al aplicar (A.40) el valor de ξ_2 es:

$$\xi_2 = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right) = \frac{1}{1,70} \left\{ \left[\frac{1,70}{4} \left(\frac{1}{\text{sen } 50,97^\circ} - 1 \right) \right]^2 - 0,00065 \right\}$$

$$\xi_2 = 0,00838$$

Una vez conocida dicha relación, el ángulo promedio de fricción interna equivalente se determina a través de (A.16), tomando en cuenta además la expresión $\tan \psi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$, es decir:

$$\tan^2(45^\circ + \phi/2) = \left\{ 1 + \frac{\sqrt{0,00065}}{0,00838} \left[\sqrt{1 + \frac{1,70}{0,00065} \cdot (0,00838)} - 1 \right] \right\}$$

$$\tan^2(45^\circ + \phi/2) = 12,52 \quad \therefore \quad \phi = 58,43^\circ$$

El paso final es determinar la cohesión equivalente (resistencia al corte a cero esfuerzo normal) en función de $\phi_1 = 70,63^\circ$ y $\phi_2 = 50,97^\circ$. Al considerar (A.21) y operar con varios decimales, resulta:

$$\left(\frac{C}{\sigma_c} \right) = \frac{180^\circ}{\pi(-19,66^\circ)} \cdot \left\{ \frac{1,70}{16} \cdot \ln \left(\frac{42,352944}{22,644975} \right) - 0,106632 \ln(1,898672) \right\}$$

$$\left(\frac{C}{\sigma_c} \right) = \frac{180^\circ}{\pi(-19,66^\circ)} \cdot \{ 0,106250 \cdot (0,626100) - 0,106632(0,641155) \}$$

$$\left(\frac{C}{\sigma_c} \right) = 0,00537 \Rightarrow C = 0,00537 \cdot 18,50 \text{ MPa} \approx 0,10 \text{ MPa}$$

2.1.1. Análisis de la Estabilidad de Taludes utilizando el Ajuste de los Parámetros de Corte Equivalentes Determinados Mediante Mínimos Cuadrados.

En esta sección se desea encontrar la mejor recta, es decir la mejor función con la

forma $\frac{\tau_\alpha}{\sigma_c} = \left(\frac{C}{\sigma_c} \right) + \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right) \cdot \tan\phi$ que se ajuste a una colección de datos dentro de

un conocido intervalo a través de la resistencia al corte $\frac{\tau_\alpha}{\sigma_c} = \frac{m}{8} \left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{\tan\phi} \right)$.

Esto permitirá determinar los parámetros de corte equivalentes (C/σ_c) y ϕ en la cual la curva de resistencia intrínseca es lineal para un rango conocido de tensiones (σ_n/σ_c).

Además podrá compararse dichos parámetros con el procedimiento desarrollado en los párrafos anteriores.

Utilizando estos coeficientes se determinará el ángulo crítico de deslizamiento y el mínimo factor de seguridad empleando rotura planar.

A continuación se estudiará la estabilidad de la roca ignimbrita previamente mencionada en la sección 2.1 en un talud con una altura de $H = 50,00$ m e inclinación $\beta = 55^\circ$. Siendo además la sobrecarga $q = 400,00$ kN/m² y $\varepsilon = 0^\circ$ (no se considera el efecto sísmico).

a) Determinación de los Parámetros Equivalentes

De acuerdo a la figura (A.5.), el esfuerzo normal promedio considerando rotura planar puede calcularse a través de las ecuaciones desarrolladas en la sección 2.3, obteniéndose:

$$\left(\frac{\sigma_n}{\gamma H} \right) = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{2 \text{sen} \beta} \right] \cdot \left\{ \left(\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma} \right) \left(\frac{H_1}{H} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{H_1}{H} \right)^2 \right] + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{2 \cdot q}{\gamma H} \right) \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) \cdot K - \left(\frac{\gamma_w}{\gamma} \right) \cdot \left(\frac{H_1}{H} \right)^2 \cdot \sec \alpha \right\} \quad (A.41)$$

Si la altura del nivel freático $H_1 = 0$, resulta:

$$\left(\frac{\sigma_n}{\gamma H} \right) = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta} \left[\frac{1}{2} + \frac{q}{\gamma \cdot H} \right] \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) \cdot K$$

Al emplear la ecuación (A.41), se posible observa que aproximadamente el valor promedio de $\sigma_n/\gamma \cdot H \approx 0,15$ a $0,30$, aunque también se encuentran valores de $(\sigma_n/\gamma H)$ menores al límite inferior ya indicado.

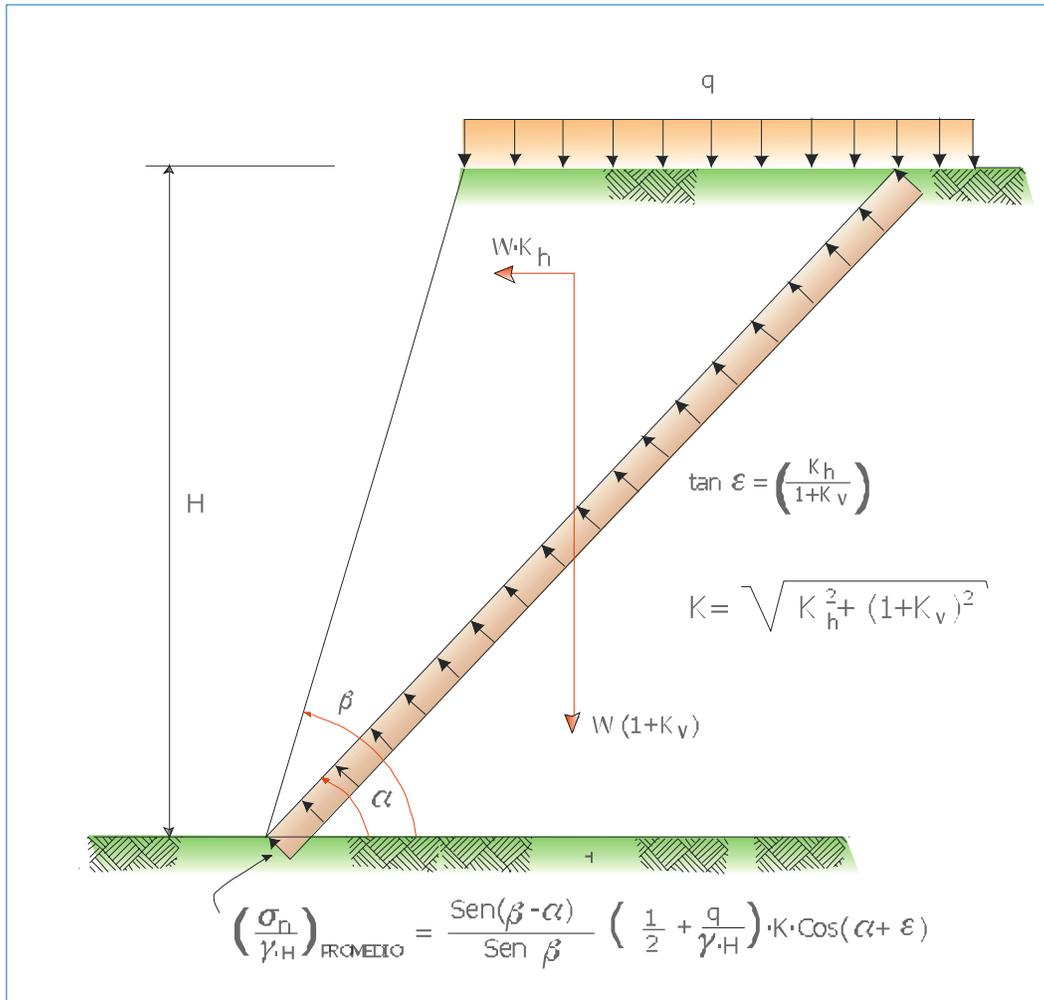


Figura A.5. Tensión normal promedio actuando sobre la superficie potencial de deslizamiento .

Por otro lado, se ha considerado como una primera aproximación que el esfuerzo normal actuando sobre la superficie potencial de falla es lineal, siendo además dicho valor en la cresta del talud $(\sigma_n/\gamma.H)_{z=0}$ relativamente bajo*, y en el pie del talud se encuentra poco más o menos en el rango de $(\sigma_n/\gamma.H)_{z=H} \approx 0,20$ a $0,40$.

En estas circunstancias se analizará la estabilidad del talud dentro del siguiente intervalo de tensiones:

- ◆ Cresta del talud, $z = 0$ valor de (σ_n/σ_c) cuando $\sigma_3/\sigma_c = 0$
- ◆ Pie del talud, $z = H$ valor de (σ_n/σ_c) correspondiente a $\sigma_n/\gamma.H \approx 0,40$ (valor estimado para efectos de cálculo).

Lógicamente, para determinar la envolvente lineal y por ende las magnitudes promedios de C y ϕ equivalentes, es necesario conocer previamente el intervalo de tensiones que está actuando sobre el medio rocoso. Por lo tanto, al tomar en cuenta el mencionado campo de esfuerzos a lo largo de la superficie investigada, resulta:

Valor de (σ_n/σ_c) cuando $\sigma_3/\sigma_c = 0$ (cresta del talud, $z = 0$)

Valor de (σ_n/σ_c) cuando $\sigma_n/\gamma.H = 0,40$, $z = H = 50,00$ m (base del talud)

* La aplicación del cálculo variacional a la estabilidad de taludes ha demostrado que en la zona cercana a la cresta del talud es usual en ciertos casos obtener un campo de esfuerzos a tracción.

$$\sigma_n = 0,40 \cdot 20,00 \text{ KN/m}^3 \cdot 50,00 = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_c} = \frac{0,40}{18,5} = 0,022$$

A la vez, es necesario conocer los valores de ϕ_i para el entorno de σ_n establecido.

Por tanto, cuando $\sigma_3/\sigma_c = 0$, el ángulo instantáneo $\phi = \phi_i$ es al aplicar (A.27)

$$\text{sen } \phi = \text{sen } \phi_i = \left(\frac{m}{4 \cdot \sqrt{s} + m} \right) \quad (\text{A.42})$$

Al tomar en cuenta que $m = 1,70$ y $s = 0,00065$, resulta:

$$\phi = \phi_i = 70,63^\circ (\sim 70^\circ)$$

Por otro lado, la tensión normal es según (A.9)

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right) = 0,2125 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot \text{sen}^2 70,00^\circ} + \text{sen} 70,00^\circ \right) - 0,319132$$

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right) = 0,00088, \quad (\sigma_3/\sigma_c = 0, \quad \phi = \phi_i \cong 70^\circ, \quad z = 0 \text{ (cresta del talud)})$$

Cuando $(\sigma_n/\sigma_c) = 0,022$, $(\sigma_n/\gamma \cdot H \approx 0,40, \quad z = H = 50,00 \text{ m})$, se obtiene al

emplear (A.38) y (A.39) los valores de λ y ϕ_i . es decir:

$$\lambda = 1,605329$$

$$\text{sen}\phi = \text{sen}\phi_i = 0,776816 \therefore \phi = \phi_i = 50,97^\circ$$

Una vez conocido el intervalo de ϕ , es decir $50,97^\circ \leq \phi \leq 70^\circ$, el próximo paso es determinar (τ_α/σ_c) dentro del mencionado entorno.

Por lo tanto, tomando en cuenta ϕ y (σ_n/σ_c) , conjuntamente con las ecuaciones (A.8), (A.29) y (A.1) se ha elaborado la siguiente tabla la cual incorpora también los valores de (τ_α/σ_c) , (σ_3/σ_c) y (σ_1/σ_c) en el intervalo previamente establecido.

Tabla A.2
Resistencia al corte de la roca en función de un conocido rango de tensiones normales

$\phi = \phi_i$	(σ_n/σ_c)	(τ_α/σ_c)	(σ_3/σ_c)	(σ_1/σ_c)
$\sim 70^\circ*$	0,00088	0,00466	0	0,0255
65°	0,0028	0,00928	0,00075	0,0446
60°	0,0066	0,01644	0,00216	0,0679
55°	0,0131	0,0269	0,00497	0,09862
$50,99^{**}$	0,0220	0,03844	0,00838	0,13042
$\left(\frac{\tau_\alpha}{\sigma_c}\right) = \frac{m}{8} \cdot \left(\frac{1 - \text{sen}\phi_i}{\tan\phi_i}\right), \quad m = 1,70 \quad s = 0,00065$				
$\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right) = \frac{1}{m} \left\{ \left[\frac{m}{4} \left(\frac{1}{\text{sen}\phi} - 1 \right) \right]^2 - s \right\} \quad \left \quad \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right) = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right) + \sqrt{m \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right) + s}$				

* Valores en la cresta del talud ($\sim \sigma_3/\sigma_c = 0$), $z = 0$

** Valores correspondientes a la profundidad $z = H = 50,00$ m (pie del del talud) $\sigma_n/\gamma.H \approx 0,40$

Para dicho intervalo de esfuerzos los parámetros equivalentes de C y ϕ se determinan al emplear la bien conocida relación lineal:

$$\frac{\tau_{\alpha}}{\sigma_c} = \left(\frac{C}{\sigma_c} \right) + \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right) \cdot \tan \phi \quad (\text{A.43})$$

Al emplear la técnica de mínimos cuadrados, resulta:

$$\left(\frac{C}{\sigma_c} \right) = 0,00475 \quad \therefore C = 0,00475 \cdot 18,50 \text{ MPa} = 0,088 \text{ MPa}$$

$$\tan \phi = 1,578 \quad \therefore \phi = 57,63^{\circ}$$

Se aprecia que el ángulo ϕ difiere muy poco al compararse con el procedimiento indicado a través de las ecuaciones (A.19) en el cual se obtiene que $\phi = 58,43^{\circ}$.

Sin embargo, se observa que la resistencia al corte a cero esfuerzo normal aplicando la técnica de mínimos cuadrados es aproximadamente un 11,50% menor con respecto al valor con antelación determinado (véase ecuación A.21).

Cabe destacar que los resultados obtenidos correspondientes a los valores equivalentes del ángulo de fricción interna ϕ están representados por el ángulo de

fricción básico ϕ_b (determinado en una superficie suave aparente) y el ángulo de rugosidad i , el cual depende de las irregularidades que exhiba la masa rocosa, es decir $\phi = (\phi_b + i)$.

Por otro lado, de acuerdo al modelo propuesto por Barton [7] y más recientemente por Barton y Bandis [8], se sabe que:

$$i = JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_d}{\sigma'_n} \right) \quad (\text{A.44})$$

Donde:

JRC= Coeficiente de rugosidad en la discontinuidad. $0 \leq JRC \leq 20$

JRC = 0 (superficie perfectamente suave)

JRC = 20 (superficie muy rugosa)

σ_d = Resistencia a la compresión de la roca intacta adyacente a la discontinuidad,

MPa

σ'_n = Tensión normal efectiva, MPa

Adicionalmente, es bien conocido que pruebas de laboratorio a través de diferentes ensayos de corte han arrojado resultados del ángulo de rugosidad entre 40° a 50° los cuales están relacionados con tensiones normales efectivas inferiores a los 0,70 MPa.

Esto demuestra claramente que los valores instantáneos del ángulo de fricción interna son muy altos cuando el campo de tensiones normales efectivas es bajo, por el contrario dicho ángulo disminuye cuando el estado tensional aumenta.

Este último efecto se debe como resultado del aumento progresivo de la tensión normal, lo que genera que las asperezas sean cortadas o cizalladas y por ende se obtiene una inclinación mucho menor de la envolvente de rotura.

Por otra parte, si el campo de tensiones es bajo, el cizallamiento tiende a asociarse con el cabalgamiento de las asperezas.

En estas condiciones, para los efectos de cálculo del coeficiente de seguridad se tomará en cuenta los parámetros equivalentes sin considerar los factores de minoración a la resistencia al corte $C = 0,088$ MPa y $\phi = 57,63^\circ$, conjuntamente con $H = 50,00$ m, $\beta = 55^\circ$, $q = 400,00$ KN/m² y $\varepsilon = 0^\circ$, obteniéndose a través de las ecuaciones (2.29 y 2.23) del capítulo II los siguientes resultados:

$$\left. \begin{aligned} (FS)_{\min} &= 2,23 \\ \alpha &= \alpha_{\text{crítico}} = 45,14^\circ \end{aligned} \right\}$$

La resistencia a la compresión simple de la masa rocosa, la cual es una fracción de la resistencia intacta, se calcula a través de la conocida expresión con anterioridad indicada a través de (A.30). Es decir:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\text{cm}} &= 2.C.\tan(45^\circ + \phi/2) \\ \sigma_{\text{cm}} &= 2 \cdot 0,088 \cdot \tan 73,82^\circ = 0,61 \text{ MPa} \end{aligned} \right\}$$

La cual en términos de σ_c es:

$$\left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c}\right) = 0,033 \quad \left(\sim \frac{1}{30} \sigma_c\right), \quad \sigma_c = 18,50 \text{ MPa}$$

Expresando en forma adimensional la relación lineal entre los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , se sabe que:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right) + \left(\frac{b}{\sigma_c}\right) \quad (\text{A.45})$$

Cuando $\sigma_3 = 0 \Rightarrow \sigma_1 = b = \sigma_{cm}$

Siendo la pendiente de la recta:

$$K = \left(\frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}\right) = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Empleando nuevamente los valores de la Tabla A.2 y ajustándola curva σ_1, σ_3 por mínimos cuadrados da como resultado:

$$K = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 12,04 \quad \therefore \quad \phi = 57,84^\circ$$

$$\left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c}\right) = 0,034$$

Como puede apreciarse los coeficientes que gobiernan la resistencia al corte son prácticamente iguales, bien sea que se determinen a través de la ecuación (A.43) o (A.44). Por supuesto desde el punto de vista teórico no deben existir diferencias, las cuales ocurren, por las aproximaciones realizadas en las operaciones algebraicas.

Es de hacer notar que los resultados obtenidos representan a los parámetros promedios “equivalentes” C y ϕ para un conocido intervalo de tensiones. Si el intervalo de esfuerzos cambia, lógicamente dichos coeficientes serán diferentes.

En realidad lo que se persigue es poder aplicar una relación lineal para un conocido entorno de esfuerzos, en el cual se determina la pendiente equivalente y la resistencia al corte a cero tensión normal. Por lo tanto, a través de dichos coeficientes se obtiene aproximadamente la misma resistencia al esfuerzo cortante al compararse con la envolvente de rotura no lineal por cizallamiento cuando se emplea el criterio de Hoek y Brown para un dominio de esfuerzos establecido.

También, cabe destacar que los mencionados coeficientes “equivalentes” no corresponden con los parámetros de corte que se obtienen al emplear el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. En este caso, aun cuando la curva de resistencia intrínseca es lineal y está gobernada por la resistencia al corte a cero esfuerzo normal (cohesión) y el coeficiente de fricción interna, sus parámetros resistentes son independientes del estado tensional que esté actuando sobre el macizo rocoso.

En este sentido es preferible para evitar confusiones identificar a dichos parámetros obtenidos para un conocido intervalo de tensiones como la resistencia

promedio al corte equivalente a cero esfuerzo normal C_e y el ángulo promedio de fricción interna equivalente ϕ_e .

A la vez, se ha eliminado el término “instantáneo”, por cuanto dicha condición se refiere para el caso particular en el cual se conoce un solo punto del estado tensional (σ_n, τ_α) , perteneciente a la curva de resistencia intrínseca, mientras que la expresión promedio representa a un entorno de esfuerzos donde existen dos o más puntos sobre la envolvente de rotura.

Por otro lado, al tomar en cuenta los gráficos anexos propuestos por Hoek y Brown [2] en el intervalo $0 \leq \sigma_3/\sigma_c \leq 1/4$, se han determinado los siguientes valores “equivalentes”:

$$\left. \begin{array}{l} \text{GSI} = 34 \\ m_i = 18 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \phi = 33^\circ \\ C/\sigma_c = 0,037, C = 0,68 \text{ MPa}, (\sigma_c = 18,50 \text{ MPa}) \end{array}$$

También dichos coeficientes pueden obtenerse aplicando directamente las ecuaciones (A.19) y (A.21) para el intervalo recomendado por Hoek y Brown.

Con el objeto de apreciar los aspectos previamente indicados, a continuación se determina el ángulo instantáneo ϕ_i cuando $\sigma_3/\sigma_c = 1/4$, valor éste propuesto por Hoek y Brown [2].

Por lo tanto, si $m = 1,70$, $s = 0,00065$ y $(\sigma_3/\sigma_c) = 1/4$, al aplicar (A.27) resulta:

$$\text{sen}\phi = \text{sen}\phi_i = \frac{1}{4 \cdot \sqrt{\frac{1,70}{4} + 0,00065} + 1,70} = 0,394$$

$$\phi = \phi_i = 23,30^\circ$$

Por lo tanto, al considerar (A.9) y (A.1) se obtiene:

$$(\sigma_n/\sigma_c) = 0,444 \quad \therefore \quad \sigma_n = 8,21 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_1/\sigma_c) = 0,902 \quad \therefore \quad \sigma_1 = 16,68 \text{ MPa}$$

Es de hacer notar, que las tensiones obtenidas de σ_n y σ_1 son excesivamente elevadas para que existan dentro del entorno $0 \leq z \leq 50,00$ m, siendo la altura del talud $H = 50,00$ m.

Finalmente al comparar ambos procedimientos con la resistencia al corte no lineal aplicando el criterio de rotura de Hoek y Brown, se ha preparado la siguiente tabla de valores.

Tabla No. A.3
Comparación de la Resistencia al Corte Utilizando los Parámetros
Equivalentes C y ϕ , según Ucar, Hoek y Brown

Resistencia al corte según Ucar aplicando el criterio de rotura de Hoek y Brown			Parámetros “Equivalentes” según Ucar [10]		Parámetros “Equivalentes” según Hoek y Brown [2]	
ϕ_i	σ_n/σ_c	τ_α/σ_c	$C/\sigma_c = 0,00475$	$\phi = 57,63^\circ$	$C/\sigma_c = 0,037$	$\phi = 33^\circ$
			τ_α/σ_c		τ_α/σ_c	
70°	0,00088	0,00466	0,00613		0,0375	
65°	0,0028	0,00928	0,00916		0,0388	
60°	0,0066	0,01644	0,00152		0,04120	
55°	0,0131	0,02690	0,00254		0,0455	
50,97°	0,0220	0,03844	0,0394		0,0512	
$\frac{\tau_\alpha}{\sigma_c} = \frac{m}{8} \left(\frac{1 - \text{sen } \phi_i}{\tan \phi_i} \right)$ $m = 1,70 \quad s = 0,00065$			$\frac{\tau_\alpha}{\sigma_c} = \frac{C}{\sigma_c} + \frac{\sigma_n}{\sigma_c} \cdot \tan \phi$			

También, se aprecia a través de la mencionada tabla que los parámetros equivalentes aplicando el procedimiento de Hoek y Brown [4] dan resultados superiores y por ende una resistencia al corte mayor al compararse con los obtenidos empleando la envolvente de rotura no lineal desarrollada por Ucar [2].

REFERENCIAS

1. HOEK, E. y BROWN, T. (1980), Empirical Strength Criterion for Rock Masses, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, pp 1.013-1.035.
2. UCAR, R. (1986), Determination of Shear Failure Envelope in Rock Masses, Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vo., 112, No. 3, pp. 303-315.
3. HOEK, E. y BROWN, T. (1988), The Hoek – Brown Failure Criterion, Proc. 15th Can. Roc. Mech. Symp. University of Toronto.
4. HOEK, E. y BROWN, T. (1998), Practical Stimates of Rock Mass Strength, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci, Vol 34, No. 8, pp 1165-1186.
5. HOEK, E., KAISER P. y BAWDEN, W., (1995) “Support of Underground Excavations in Hard Rock”, A.A. Balkema, 215 p.
6. HOEK, E. (1998), “Rock Engineering Course Notes”, Chapter 12, Tunnels in Weak Rock, 313 p.
7. BARTON, N. (1976), “The Shear Strength of Rock and Rock Joints”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Rock Mechanics Review, pp 255-279.
8. BARTON, N. y BANDIS, S. (1990), “Review of Predective Copabilities of JRC-JCS Model in Engineering Practice”. Proceedings of the International Symposium on Rock Joint, N. Barton and O. Stephansson Editors, Balkema, pp 603-610.

APENDICE B

LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS APLICANDO EL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN

1. Introducción

Aplicando el criterio de falla de Hoek y Brown [1] conjuntamente con las ecuaciones de equilibrio estático, se ha desarrollado una metodología analítica, la cual permite determinar con un aceptable rango de aproximación la estabilidad de taludes en macizos rocosos para el caso particular de rotura planar.

En estas condiciones se obtiene el mínimo factor de seguridad (FS) y la inclinación más crítica de la superficie potencial de deslizamiento.

También se analiza la estabilidad de la masa rocosa considerando la fuerza sísmica (caso pseudo-estático) y el efecto de la presión intersticial actuando sobre el plano de discontinuidad.

Empleando el índice de calidad GSI, se lleva a cabo un ejemplo práctico cuyo resultado se compara con las ecuaciones previamente indicadas en la sección

2.3, conjuntamente con los parámetros de corte equivalentes C y ϕ cuya obtención se explica en detalle en el Apéndice (A). Se aprecia igualmente la importancia de este sencillo sistema de cálculo, el cual es de gran utilidad, cuando se requiera diseñar el soporte artificial de taludes mediante tirantes anclados.

2. Generalidades

Se analiza nuevamente la condición más sencilla como es la rotura planar, en la cual el plano de discontinuidad sobre el cual ocurre el movimiento debe tener un rumbo aproximadamente paralelo al plano del talud.

Cabe destacar que el plano de falla debe interceptar el plano del talud (daylight), es decir el buzamiento de la discontinuidad (α) debe ser menor que la inclinación del talud (β).

Por otro lado, en el mencionado análisis no se ha tomado en cuenta el efecto del vuelco, es decir no hay momentos que generen rotación del bloque por cuanto se considera que todas las fuerzas pasan por el centro de gravedad de la cuña potencial de falla. En este sentido Hoek y Bray [2] estiman que el error es pequeño al ignorar los momentos, sin embargo los referidos autores juzgan conveniente que el análisis de estabilidad en taludes rocosos con fuertes

pendientes y planos de discontinuidad con buzamientos elevados, se deberá aplicar la condición de momentos.

Finalmente, se supone para simplificar el problema que la distribución de tensiones normales (σ_n) sobre la superficie potencial de deslizamiento es constante, y por ende el ángulo de fricción interna instantáneo ϕ_i . Por supuesto el valor de σ_n varía en cada intervalo del plano de discontinuidad, pero para efectos prácticos es una buena aproximación considerar una tensión normal promedio actuando sobre dicho plano.

3. Desarrollo analítico bidimensional de la rotura planar.

Como previamente se ha indicado, el análisis de estabilidad en rotura planar se lleva a cabo empleando las ecuaciones de equilibrio, y tomando en cuenta la geometría del talud, las fuerzas sísmicas F_h y F_v , el peso de la cuña W_T , la resultante (U) de las presiones intersticiales que actúan sobre la superficie potencial de rotura, y la sobrecarga q , tal como se indica en la figura 2.1 del capítulo dos.

Adicionalmente, el método de cálculo para determinar el mínimo factor de seguridad incluye como criterio de rotura el propuesto por Hoek y Brown[1], a través de los parámetros m y s que gobiernan la resistencia al corte en el plano

de discontinuidad, conjuntamente con las tensiones σ_n y τ_α obtenidas por Ucar [3] al utilizar dicho criterio.

En estas condiciones se tiene:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fuerza sísmica horizontal } F_h = m \cdot a_h \frac{W_T}{g} a_h = W_T \cdot k_h \\ \text{Fuerza sísmica vertical} = W_T \cdot k_v \end{array} \right\} \quad (\text{B.1})$$

Por otra parte, $k_h = \frac{a_h}{g}$, y $k_v \approx k_h/2$ a $3/4 k_h$ (para efectos prácticos)

$U = \frac{H_1^2}{2} \gamma_w \cdot (\cot \alpha - \cot \beta) \cdot \sec \alpha =$ Fuerza total debida al agua actuando sobre el plano de discontinuidad.

$$U = \psi_1 \cdot (\cot \alpha - \cot \beta) \cdot \sec \alpha = \psi_1 \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen } \alpha \cdot \text{sen } \beta} \right] \cdot \sec \alpha \quad (\text{B.2})$$

$$\text{Siendo } \psi_1 = \frac{\gamma_w \cdot H_1^2}{2} \quad (\text{B.3})$$

El peso total de la cuña de falla de acuerdo a la mencionada figura (2.1) es:

$$W_T = \frac{\gamma_{sat}}{2} H_1^2 \cdot (\cot \alpha - \cot \beta) + \frac{1}{2} (\overline{AD} + \overline{BC})(H - H_1) \cdot \gamma + q \cdot H \cdot (\cot \alpha - \cot \beta) \quad (\text{B.4})$$

Se observa igualmente que:

$$\overline{AD} = H_1 \cdot (\cot \alpha - \cot \beta) \text{ y } \overline{BC} = H \cdot (\cot \alpha - \cot \beta) \quad (\text{B.5})$$

Sacando factor común a $(\cot \alpha - \cot \beta) = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen } \beta \cdot \text{sen } \alpha} \right]$, resulta:

$$W_T = (\cot \alpha - \cot \beta) \left\{ \frac{\gamma_{sat}}{2} H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \cdot \gamma + q \cdot H \right\} \quad (\text{B.6})$$

$$W_T = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen } \beta \cdot \text{sen } \alpha} \left\{ \frac{\gamma_{sat}}{2} H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \cdot \gamma + q \cdot H \right\}$$

Es decir:

$$W_T = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen } \beta \cdot \text{sen } \alpha} \right] \cdot \psi \quad (\text{B.7})$$

Como puede apreciarse al analizar la estabilidad de un talud bidimensionalmente, se ha calculado el peso W_T tomando en cuenta una rebanada de ancho unitario, limitada por planos perpendiculares al plano del talud.

Donde:

$$\psi = \frac{\gamma_{sat}}{2} H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \cdot \gamma + q \cdot H, \quad \text{kN/m (Factor de peso)} \quad (\text{B.8})$$

Al aplicar las condiciones de equilibrio, se obtiene:

$$\sum F_n = 0 \Rightarrow N + U - R \cos(\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (\text{B.9})$$

$$\sum F_t = 0 \Rightarrow T - R \text{sen}(\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (\text{B.10})$$

A través de la figura 2.5 del capítulo 2 la inclinación (ε) que forma la resultante (R) con la vertical se determina mediante la fórmula:

$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1 + k_v)} \quad (\text{B.11})$$

A la vez, la expresión que define el coeficiente de seguridad al aplicar el criterio de rotura de Hoek y Brown es:

$$FS = \left[\frac{\frac{m\sigma_c}{8} \left(\frac{1 - \text{sen}\phi_i}{\tan\phi_i} \right)}{T} \right] \left(\frac{H}{\text{sen}\alpha} \right) \quad (\text{B.12})$$

Es decir:

$$FS = \left(\frac{\text{Fuerza máxima resistente}}{\text{Fuerza movilizada}} \right) = \frac{\lambda_1}{\lambda_2} \quad (\text{B.13})$$

Al determinar FS, se considera que permanece constante a través de toda la superficie potencial de rotura. Dicha suposición es una buena aproximación, a sabiendas que no es rigurosamente cierta.

En la ecuación (B.12) se observa que el área del plano de falla considerando una rebanada de ancho unidad es igual a $H/\text{sen}\alpha$.

Como previamente se ha mencionado en el Apéndice A, la resistencia al esfuerzo cortante obtenida por Ucar [3] puede escribirse como sigue:

$$\tau_{\alpha} = \tau_f = \frac{m\sigma_c}{8} \left(\frac{1 - \text{sen}\phi_i}{\tan\phi_i} \right) \quad (\text{B.14})$$

Igualmente, según el mencionado autor, la tensión normal actuando sobre el plano potencial de deslizamiento, está representada por la ecuación:

$$\sigma_n = \frac{m \cdot \sigma_c}{8} \left(\frac{1}{2 \cdot \text{sen}^2\phi_i} + \text{sen}\phi_i \right) - \sigma_c \left(\frac{3 \cdot m}{16} + \frac{s}{m} \right) \quad (\text{B.15})$$

A través de dicha ecuación se aprecia que al variar el esfuerzo normal σ_n , se obtiene un nuevo valor de la envolvente de falla ϕ_i (ángulo de fricción interna instantáneo). Para fines prácticos se ha considerado que la tensión normal σ_n actuando sobre la superficie potencial de deslizamiento corresponde al valor promedio, esto indica por supuesto que ϕ_i y por ende α , representan las mismas condiciones que σ_n .

Esta es una aproximación aceptable cuando no se producen cambios tensionales considerables, a sabiendas que en determinadas condiciones se ha comprobado

que existe en la zona cercana de la cresta del talud un campo de esfuerzos a tracción.

Los parámetros involucrados en las dos últimas ecuaciones son:

σ_c = resistencia a la compresión sin confinar de la roca en condición “intacta”.

ϕ_i = ángulo de fricción interna instantáneo (inclinación de la envolvente de falla).

m, s = constantes que dependen de las propiedades de la roca.

Reemplazando el valor de T obtenido a través de la ecuación (B.10) en (B.12) resulta:

$$FS = \left(\frac{m \cdot \sigma_c}{8} \right) \left[\frac{(1 - \text{sen} \phi_i)}{\tan \phi_i R \text{sen}(\alpha + \varepsilon) \text{sen} \alpha} \right] \quad (\text{B.16})$$

Al considerar la figura (2.5) se observa que la resultante R es:

$$R = W_T \cdot \sqrt{K_h^2 + (1 + K_v)^2} \quad (\text{B.17})$$

Utilizando la expresión (B.7), y sustituyendo el peso W_T en la resultante R, queda:

$$R = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta \cdot \text{sen}\alpha} \right] \psi \cdot \sqrt{K_h^2 + (1 + K_v)^2} \quad (\text{B.18})$$

Tomando en cuenta que:

$$K = \sqrt{K_h^2 + (1 + K_v)^2} \quad (\text{B.19})$$

La ecuación (B.18) toma la forma:

$$R = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta \cdot \text{sen}\alpha} \right] \psi \cdot K \quad (\text{B.20})$$

Reemplazando R en la ecuación (B.16), el coeficiente de seguridad puede expresarse como sigue:

$$FS = \left(\frac{m \cdot \sigma_c \cdot H \cdot \text{sen}\beta}{8 \cdot \psi \cdot K} \right) \left[\frac{(1 - \text{sen}\phi_i)}{\tan\phi_i \text{sen}(\beta - \alpha) \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \right] \quad (\text{B.21})$$

$$FS = K_1 \left[\frac{(1 - \text{sen}\phi_i)}{\tan\phi_i \text{sen}(\beta - \alpha) \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \right]$$

Siendo la constante:

$$K_1 = \left(\frac{m \cdot \sigma_c \cdot H \cdot \text{sen}\beta}{8 \cdot \psi \cdot K} \right) \quad (\text{B.22})$$

La componente normal actuando sobre el plano potencial de falla, al emplear (B.9) es:

$$N = R \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) - U \quad (\text{B.23})$$

Por lo tanto el esfuerzo normal efectivo es:

$$\frac{N}{H} = \sigma'_n = \left[\frac{R \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) - U}{H} \right] \frac{\text{sen} \alpha}{\text{sen} \beta} \quad (\text{B.24})$$

Sustituyendo R y U en (B.24) queda:

$$\sigma'_n = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta} \left(\frac{\psi}{H} \right) \left[K \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) - \frac{\psi_1}{\psi} \cdot \sec \alpha \right] \quad (\text{B.25})$$

$$\sigma'_n = K_2 \cdot \text{sen}(\beta - \alpha) [K \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) - \Omega_1 \cdot \sec \alpha] \quad (\text{B.26})$$

Al comparar (B.25) y (B.26) se aprecia que:

$$\left. \begin{aligned} K_2 &= \left(\frac{\psi}{H \cdot \text{sen} \beta} \right) \\ \Omega_1 &= \left(\frac{\psi_1}{\psi} \right) \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.27})$$

Por otro lado, al aplicar el criterio de rotura de no lineal, el esfuerzo normal efectivo determinado por Ucar [3], es según (B.15) :

$$\sigma'_n = K_3 \left[\frac{1}{2 \text{sen}^2 \phi_i} + \text{sen} \phi_i \right] - K_1 \quad (\text{B.28})$$

Siendo:

$$\left. \begin{aligned} K_3 &= \frac{m \cdot \sigma_c}{8} \\ K_4 &= \sigma_c \cdot \left(\frac{3 \cdot m}{16} + \frac{s}{m} \right) \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.29})$$

Igualando (26) y (28) se obtiene:

$$K_2 \cdot \text{sen}(\beta - \alpha) [K \cos(\alpha + \varepsilon) - \Omega_1 \cdot \text{sec} \alpha] - K_3 \left[\frac{1}{2 \cdot \text{sen}^2 \phi_i} + \text{sen} \phi_i \right] + K_4 = 0 \quad (\text{B.30})$$

Lógicamente lo que interesa es determinar la inclinación α del plano potencial de falla más crítico, el cual está vinculado con el mínimo factor de seguridad.

Adicionalmente, la inclinación de la envolvente de falla ϕ_i depende del esfuerzo normal efectivo σ'_n , y éste a su vez es una función de α , como puede apreciarse a través de (B.26). Por lo tanto, para obtener el mínimo coeficiente de seguridad debe considerarse una nueva función f sujeta a la condición de la ecuación (B.30), obteniéndose de acuerdo al mencionado autor [4] :

$$f = K_1 \cdot \left[\frac{(1 - \text{sen } \phi_i)}{\tan \phi_i \cdot \text{sen}(\beta - \phi_1) \cdot \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} \right] + \quad (\text{B.31})$$

$$+ \lambda \cdot \left\{ K_2 \text{sen}(\beta - \alpha) [K \cos(\alpha + \varepsilon) - \Omega_1 \sec \alpha] - K_3 \left[\frac{1}{2 \text{sen}^2 \phi_1} + \text{sen } \phi_1 \right] + K_4 \right\}$$

Siendo:

λ = el multiplicador de Lagrange

En estas condiciones para calcular $(FS)_{\min}$, se requiere llevar a cabo:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial \alpha} = f_\alpha = 0 \\ \frac{\partial f}{\partial \phi_i} = f_{\phi_i} = 0 \\ \frac{\partial f}{\partial \lambda} = f_\lambda = 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.32})$$

$$\frac{\partial f}{\partial \lambda} = 0$$

$$\frac{K_1 \cdot (1 - \text{sen } \phi_i)}{\tan \phi_i} \left[\frac{\text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon)}{\text{sen}^2(\beta - \alpha) \text{sen}^2(\alpha - \varepsilon)} \right] +$$

$$\lambda \cdot K_2 \left\{ [K \cos(\alpha + \varepsilon) - \Omega_1 \cdot \sec \alpha] \cos(\beta - \alpha) + \text{sen}(\beta - \alpha) [K \text{sen}(\alpha + \varepsilon) + \Omega_1 \sec \alpha \cdot \tan \alpha] \right\} = 0 \quad (\text{B.33})$$

$$\frac{\partial f}{\partial \phi_i} = 0$$

$$K_1 \cdot \text{sen } \phi_i - \lambda \cdot K_3 \cdot \cos \phi_i \cdot \text{sen}(\beta - \alpha) - \text{sen}(\alpha + \varepsilon) = 0 \quad (\text{B.34})$$

$$\frac{\partial f}{\partial \lambda} = 0$$

$$\left\{ K_2 \cdot \text{sen}(\beta - \alpha) [K \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) - \Omega_1 \cdot \sec \alpha] - K_3 \left[\frac{1}{2 \cdot \text{sen}^2 \phi_i} \right] + K_4 \right\} = 0$$

3. Aplicación Práctica –Ejemplo N° 1

Con el objeto de comparar resultados, se han empleado los mismos datos del ejemplo de la sección 2.1 y 2.1.1 del Apéndice A para analizar la estabilidad de la roca ignimbrita, los cuales son los siguientes:

$$H = 50,00 \text{ m}$$

$H_1 = 0$ (En los sondeos exploratorios no se encontró la presencia de agua)

$$\beta \approx 55^\circ$$

$$m_i = 15 \text{ (roca intacta)}$$

GSI \approx 34 (Geological Strength Index/Índice de Resistencia Geológica)

$$\left. \begin{array}{l} m = 1,70 \\ s = 0,00065 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Parámetros que gobiernan la resistencia y corte aplicando} \\ \text{el criterio de rotura de Hoek y Brown} \end{array}$$

$$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_c = 18,50 \text{ MPa}$$

$$q = 400,00 \text{ kN/m}^2 \text{ (sobrecarga)}$$

$$\psi = \frac{\gamma H^2}{2} + q \cdot H = 45,00 \text{ MN/m}$$

$$\psi_1 = 0, \quad \Omega_1 = 0, \quad \varepsilon = 0^\circ \text{ (no se considera el efecto sísmico)}$$

Para mayor detalle véase tabla anexa.

TABLA No. B.1
RESUMEN DE LAS CONSTANTES INVOLUCRADAS EN EL
CALCULO DE LA ESTABILIDAD

$$\psi = \left\{ \frac{\gamma_{sat}}{2} \cdot H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \gamma + q \cdot \gamma \right\}, \quad W_T = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta \cdot \text{sen} \alpha} \cdot \psi$$

$$\psi_1 = \frac{\gamma_w}{2} H_1^2 \quad R = W_T \cdot K \quad \Omega_1 = \frac{\psi_1}{\psi}$$

$$\tan \varepsilon = \frac{K_h}{(1 + K_v)} \quad \therefore \quad K = \sqrt{K_h^2 + (1 + K_v)^2}$$

$$K_1 = \left(\frac{m \cdot \sigma_c \cdot H \cdot \text{sen} \beta}{8 \cdot \psi \cdot K} \right) \quad m = m_i \text{ exponencial} \left[\frac{RMR - 100}{14 I_m} \right]$$

$$K_2 = \left(\frac{\psi}{H \cdot \text{sen} \beta} \right) \quad \therefore \quad I_m = \begin{cases} 1,00 \text{ (roca perturbada)} \\ 2,00 \text{ (roca no perturbada)} \end{cases}$$

$$K_3 = \frac{m \cdot \sigma_c}{8} \quad \therefore \quad s = \text{exponencial} \left[\frac{RMR - 100}{6 I_s} \right]$$

$$K_4 = \sigma_c \left(\frac{3m}{16} + \frac{s}{m} \right) \quad I_s = \begin{cases} 1,00 \text{ (roca perturbada)} \\ 1,50 \text{ (roca no perturbada)} \end{cases}$$

$$m = m_i \cdot \text{exponencial} \left[\frac{GSI - 100}{28} \right]$$

$$s = \text{exponencial} \left[\frac{GSI - 100}{9} \right]$$

$$GSI = RMR_{76}, \quad \text{para } RMR_{76} > 18$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad \text{para } RMR_{89} > 23$$

$$K_h = 0, \quad K_v = 0 \Rightarrow K = 1$$

$$K_1 = \left(\frac{1,70 \cdot 18,50 \text{ MPa} \cdot 50,00 \text{ m} \cdot \text{sen}55^\circ}{8 \cdot 45,00 \text{ MN/m} \cdot 1,00} \right) = 3,578$$

$$K_2 = \left(\frac{\psi}{H \text{ sen } \beta} \right) = \left(\frac{45,00 \text{ MN/m}}{50,00 \text{ m} \cdot \text{sen}55^\circ} \right) = 1,098 \text{ MPa}$$

$$K_3 = \frac{m \sigma_c}{8} = \frac{1,70 \cdot 18,50 \text{ MPa}}{8} = 3,931 \text{ MPa}$$

$$K_4 = 18,50 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{3 \cdot 1,70}{16} + \frac{0,00065}{2,70} \right) = 5,903 \text{ MPa}$$

La solución de las tres ecuaciones indicadas a través de (B.33), (B.34) y (B.35) conjuntamente con los parámetros ε , K , K_1 , K_2 , K_3 , K_4 y Ω_1 , permite determinar el valor de la inclinación del plano de falla más crítico (α), el mínimo factor de seguridad $(FS)_{\min}$, y el multiplicador de Lagrange λ .

En este sentido se ha determinado la solución del problema, mediante un programa matemático asistido por el ordenador, obteniéndose los siguientes resultados:

$$(FS)_{\min} = 2,39$$

$$\alpha = \alpha_{\text{crítico}} = 45,16^\circ$$

$$\phi_i = 59,58^\circ$$

$$\lambda = 12,78$$

Al observar los resultados, cabe destacar que dichos valores son muy parecidos con los obtenidos en la sección 2.1.1. del Apéndice A, en el cual:

$$(FS)_{\min} = 2,23$$

$$\alpha = \alpha_{\text{crítico}} = 45,14^\circ$$

Siendo además el ángulo de fricción interna equivalente $\phi = 57,63^\circ$

Ejemplo No. 2

Una forma sencilla de obtener la altura crítica de un talud vertical es mediante la relación entre los esfuerzos principales (σ_1 , σ_3).

Al aplicar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb se sabe que:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2 \cdot C \cdot \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (\text{B.35})$$

Considerando que $\sigma_3 = 0$ y $\sigma_1 = \gamma \cdot H/2$ (valor promedio), resulta:

$$\frac{\gamma \cdot H}{2} = 2 C \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (\text{B.36})$$

Obteniéndose la conocida ecuación:

$$H = \left(\frac{4 \cdot C}{\gamma} \right) \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

De igual manera, al emplear el criterio de rotura de Hoek y Brown a través de la ecuación (C.1) y utilizando las mismas condiciones arriba indicadas, se obtiene:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\gamma \cdot H}{2} &= \sigma_c \cdot \sqrt{s} \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.38})$$

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{2 \cdot \sigma_c}{\gamma} \cdot \sqrt{s} \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.39})$$

Considérese a la vez que el índice de resistencia geológica $GSI = 30$, siendo además $m_i = 10,00$, $\sigma_c = 15,00$ MPa y $\gamma = 0,024$ MPa.

Por otro lado, los coeficientes m y s son:

$$m = m_i \cdot \exp\left[\frac{GSI - 100}{28}\right] = 10 \cdot e^{-2,50} = 0,82085$$

$$s = \exp\left[\frac{GSI - 100}{9}\right] = e^{-7,78} = 0,00042$$

Siendo la altura crítica:

$$H = \frac{2 \cdot 15,00 \text{ MPa}}{0,024 \text{ MPa}} \cdot \sqrt{0,00042} = 25,62 \text{ m}$$

Cabe destacar que dicha altura crítica corresponde a un $FS = 1$.

Con el objeto de comparar resultados, se aplicarán las ecuaciones B.33, B.34 y B.35 tomando en cuenta que $H = 25,62$ m y $\beta = 90^\circ$.

Los parámetros involucrados (ver tabla B.1) son los siguientes:

$$\psi = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} = 0,024 \frac{MN}{m^3} \cdot \frac{(25,62)^2 m^2}{2} = 7,876 MN / m$$

$$K_h = K_v = 0 \quad \therefore \quad K = \sqrt{K_h^2 + (1 + K_v)^2} = 1$$

$$K_1 = \left(\frac{m \cdot \sigma_c \cdot H \cdot \text{sen } \beta}{8 \cdot \psi \cdot K} \right) = \left(\frac{0,82085 \cdot 15,00 MN / m^2 \cdot 25,62 m \cdot 1}{8 \cdot 7,876 MN / m \cdot 1} \right)$$

$$K_1 = 5,0065$$

$$K_2 = \left(\frac{\psi}{H \cdot \text{sen } \beta} \right) = \left(\frac{7,876 MN / m}{25,62 m \cdot 1} \right) = 0,30742 MPa$$

$$K_3 = \frac{m \cdot \sigma_c}{8} = \frac{0,82085 \cdot 15,00 MPa}{8} = 1,53909 MPa$$

$$K_4 = \sigma_c \left(\frac{3 \cdot m}{16} + \frac{s}{m} \right) = 15,00 \left(\frac{3 \cdot 0,82085}{16} + \frac{0,00042}{0,82085} \right) MPa$$

$$K_4 = 2,31632 MPa$$

Al reemplazar estos valores en las ecuaciones previamente indicadas se obtiene:

$$FS = 1,009 \text{ (valor m\u00ednimo)}$$

$$\alpha = 77,489^\circ$$

$$\phi = 65,19^\circ$$

$$\lambda = 33,27$$

Se aprecia que se ha obtenido exactamente el mismo factor de seguridad, es decir $FS = 1$ correspondiente a la altura crítica $H = 25,62$ m de una excavación vertical ($\beta = 90^\circ$).

Por otro lado, se sabe que:

$$\alpha = \frac{1}{2}(\beta + \phi), \quad \text{si } \beta = 90^\circ \Rightarrow \alpha = (45^\circ + \phi/2)$$

Por tanto:

$$\alpha = (45^\circ + 65,19^\circ/2) = 77,59^\circ$$

Valor que concuerda perfectamente con el bien conocido ángulo $\alpha=(45^\circ+\phi/2)$.

El valor de (σ_n/σ_c) al utilizar la ecuación A.9 del apéndice (A) es:

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right) = \frac{0,82085}{8} \left(\frac{1}{2 \cdot \sin^2 65,19^\circ} + \sin 65,19^\circ \right) - 0,15442$$

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right) = 0,00098 \quad (\text{valor promedio})$$

Por otro lado, la resistencia al corte utilizando (A.8) se expresa como sigue:

$$\left(\frac{\tau_\alpha}{\sigma_c}\right) = \frac{m}{8} \cdot \left(\frac{1 - \sin \phi}{\tan \phi} \right) = \frac{0,82085}{8} \cdot \left(\frac{1 - \sin 65,19^\circ}{\tan 65,19^\circ} \right)$$

$$\left(\frac{\tau_{\alpha}}{\sigma_c}\right) = 0,00438$$

Aplicando la relación lineal:

$$\left(\frac{\tau_{\alpha}}{\sigma_c}\right) = \left(\frac{C}{\sigma_c}\right) + \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right) \cdot \tan\phi$$

$$\left(\frac{C}{\sigma_c}\right) = 0,00438 - 0,00098 \cdot \tan 65,19^{\circ} = 0,00226$$

$$C = 0,00226 \cdot 15 \text{ MPa} = 0,0339 \text{ MPa}$$

Finalmente, al tomar en cuenta (B.37) y los parámetros equivalentes resulta:

$$H = \frac{4 \cdot 0,0339 \text{ MN} / \text{m}^2}{0,024 \text{ MN} / \text{m}^3} \cdot \tan(45^{\circ} + 65,19^{\circ} / 2)$$

H = 25,68 m, es decir el mismo valor previamente calculado

5. CONCLUSIONES

A través de la metodología analítica desarrollada recientemente por Ucar[5], es posible determinar en una forma aproximada el mínimo factor de seguridad y la inclinación más crítica del plano potencial de deslizamiento, en taludes rocosos al considerar el criterio de rotura de Hoek y Brown. El problema se simplifica

notablemente al considerar el valor promedio del campo de tensiones normales actuando sobre dicho plano de falla.

Además, al utilizar este procedimiento se observan dos aplicaciones importantes:

- a) Permite diseñar excavaciones estables para un factor de seguridad previamente establecido.
- b) En el caso particular que el talud rocoso sea inestable o con un coeficiente de seguridad de baja confianza es posible también obtener la fuerza de anclaje requerida, tanto para el caso activo como pasivo con la finalidad de elevar el mínimo factor de seguridad previamente determinado, a un nuevo coeficiente que garantice la estabilidad del macizo rocoso.

REFERENCIAS

1. Hoek, E. y Brown E., (1980) “Empirical Strength Criterion for Rock Masses”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT9, Sept. pp. 1013-1035.
2. Hoek, E. y Bray , J. (1977), “Rock Slope Engineering”, Institute of Mining and Metallurgy, 2nd Edition, London, 358 p.
3. Ucar, R. (1997), “Determination of Shear Failure Envelope in Rock Masses”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 112, No. 3, March, pp. 303-315.
4. Ucar, R. (1988), “La Estabilidad de Taludes en Macizos Rocosos Aplicando el Criterio de Rotura de Hoek y Brown”, IV Simposio sobre Taludes y Laderas Inestables, Granada, España, pp 145-156.

APENDICE C

DETERMINACION DEL MINIMO FACTOR DE SEGURIDAD EN TALUDES ROCOSOS CON GRIETAS DE TRACCION

RESUMEN

Se analiza la estabilidad en macizos rocoso considerando que la superficie potencial de deslizamiento la constituyen dos bloques con inclinaciones diferentes. La parte superior adyacente a la cresta del talud está limitada por una grieta de tracción, la cual se ha considerado vertical para efectos de simplificar el problema; y la parte inferior cuya geometría está formada por una falla de inclinación α con la horizontal. La fractura en el bloque superior se caracteriza, por un campo de los esfuerzos normales de tracción que actúan sobre la grieta, mientras que en el bloque inferior la falla es debida a los esfuerzos cortantes.

Igualmente, en esta investigación se ha desarrollado una metodología, la cual permite determinar el mínimo factor de seguridad en función de la profundidad de la grieta de tracción y de la inclinación del plano de falla, ambos en la condición más crítica. Ejemplos de aplicación demuestran la importancia del procedimiento, el cual mejora el procedimiento de diseño propuesto por Hoek y Bray.

1. INTRODUCCION

Una forma aproximada de analizar la superficie de deslizamiento tanto en suelos como en macizos rocosos, es dividirla en dos planos de falla, Gadehus [1], Kranz [2], Hoek y Bray [3].

Una parte superior colindante con la cresta del talud al cual está sometido a tracción (grieta aproximadamente vertical) y una zona inferior la cual falla por corte.

Observando la figura (C.1) y tomando en cuenta la condición de equilibrio estático, para el caso particular que el efecto del agua y sísmico no existe se ha desarrollado una simple ecuación para determinar el factor de seguridad del talud. Conjuntamente con dicho coeficiente, se determina la posición más desfavorable de la grieta de tensión y la inclinación más crítica del bloque inferior de falla.

En estas condiciones se obtiene:

$$FS = \frac{C \cdot \overline{OA} + W \cos \alpha \cdot \tan \phi}{W \sin \alpha} = \frac{C(H - z) / \sin \alpha}{W \sin \alpha} + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (C.1)$$

Llamando $\psi = z/H$, y al peso de la cuña $W = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} [\cot \alpha \cdot (1 - \psi^2) - \cot \beta]$, la

ecuación (C.1) se transforma como sigue:

$$FS = \frac{2C \cdot (1 - \psi) \cdot \tan \alpha}{\gamma \cdot H \cdot \left[(1 - \psi^2) - \cot \beta \right] \cdot \sin^2 \alpha} + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (C.2)$$

Donde:

α = inclinación del plano de falla más crítico con la horizontal, grados

β = inclinación del talud con la horizontal, grados

γ = peso unitario de la roca, kN/m³

C = cohesión, kN/m²

ϕ = ángulo de fricción interna, grados

H = altura del talud, m

$\psi = z/H$

z = profundidad crítica de la grieta de tracción, m

De acuerdo a Ucar [4], el mínimo factor de seguridad se obtiene al considerar:

$$\frac{\partial FS}{\partial \alpha} = 0 \quad \text{y} \quad \frac{\partial FS}{\partial \psi} = 0 \quad (C.3)$$

Al llevar a cabo las derivadas parciales resulta:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left((1 - \psi^2) (1 - 2 \cos^2 \alpha) + \left(\frac{2 \cos^2 \alpha \cdot \tan \alpha}{\tan \beta} \right) - \frac{\gamma \cdot H \cdot \tan \phi \cdot \cos^2 \alpha}{2 \cdot C (1 - \psi)} \left[(1 - \psi) - \frac{\tan \alpha}{\tan \beta} \right]^2 \right) = 0 \\ \psi + \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \beta} \right)^{1/2} - 1 = 0 \end{array} \right. \quad (C.4)$$

Siendo:

$$\eta = \frac{\gamma \cdot H \cdot \tan \phi}{2C} \text{ (Factor adimensional)}$$

La solución de la ecuación simultánea (C.4) se resuelve fácilmente obteniéndose los valores críticos de α y ψ en función de H , β y de los parámetros de corte como son la cohesión C y el ángulo de fricción interna ϕ .

Una vez conocidos ψ y α , a través de la figura (C.1) se observa que la distancia crítica entre la grieta de tracción y el borde superior de la cara del talud es:

$$\overline{BC} = H \cdot [(1 - \psi) \cdot \cot \alpha - \cot \beta]$$

Dicha distancia concuerda bastante bien con los valores reportados de acuerdo a Coats [5] la cual varía entre $0,20$ a $0,50H$, tal como se indica en la figura C.2.

2. DETERMINACION DEL MINIMO FACTOR DE SEGURIDAD CONSIDERANDO LA SOBRECARGA, EL EFECTO SISMICO Y LA PRESION INTERSTICIAL.

En esta sección se investiga la estabilidad de los dos bloques potenciales de falla, pero incluyendo la sobrecarga, las fuerzas sísmicas y el empuje del agua para el caso particular que el nivel freático se encuentre por debajo de la grieta de tracción.

Al observar la figura (C.1) y aplicando nuevamente las condiciones de equilibrio, el factor de seguridad (FS) puede expresarse mediante la ecuación:

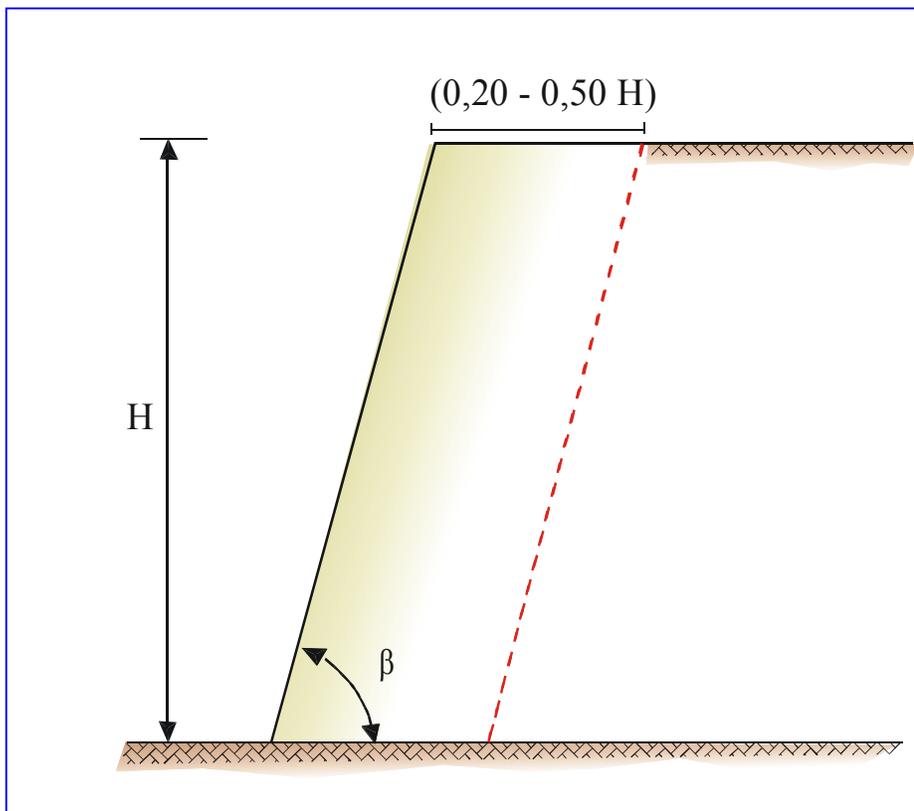


Figura C.2 Zona probable de la superficie potencial de falla según Cotas [5]

$$FS = \frac{C \cdot (H - z) / \operatorname{sen} \alpha + \{ W \cdot (1 + K_v) \cos \alpha - U - W \cdot K_h \cdot \operatorname{sen} \alpha \} \tan \phi}{W \cdot (1 + K_v) \operatorname{sen} \alpha + W \cdot K_h \cdot \operatorname{sen} \alpha} \quad (\text{C.5})$$

El peso de la cuña W y el empuje total debido al agua U actuando sobre la superficie potencial de deslizamiento pueden expresarse como a continuación se especifica:

$$W = \frac{\operatorname{sen}(\beta - \alpha)}{\operatorname{sen} \alpha \cdot \operatorname{sen} \beta} \cdot \gamma H^2 \left\{ \psi \cdot (1 - \psi) + \frac{\gamma_{sat}}{2 \cdot \gamma} \left(\frac{H_1}{H} \right)^2 + \frac{1}{2} \left[(1 - \psi)^2 - \left(\frac{H_1}{H} \right)^2 \right] + \frac{q}{\gamma \cdot H} (1 - \psi) \right\} - z \cot \beta \left(q + \frac{\gamma \cdot z}{2} \right) \quad (\text{C.6})$$

$$U = \frac{\gamma_w}{2} \cdot H_1 \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \alpha)}{\operatorname{sen} \alpha \cdot \operatorname{sen} \beta} \right] \sec \alpha \quad (\text{C.7})$$

Siendo además:

H_1 = altura del nivel freático, m

K_h = coeficiente sísmico horizontal

K_v = coeficiente sísmico vertical

Por otro lado, la ecuación (C.6) puede escribirse en la forma:

$$W = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\alpha \cdot \text{sen}\beta} \left\{ 2 \cdot \psi \cdot (1 - \psi) + K_2 + \left[(1 - \psi)^2 - K_3^2 \right] + K_4 \cdot (1 - \psi) \right. \\ \left. - \cot \beta \left[K_4 \cdot \psi + \psi^2 \right] \cdot \frac{\text{sen}\alpha \cdot \text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta - \alpha)} \right\} \quad (\text{C.8})$$

A la vez, tomando en cuenta la relación U/W, resulta:

$$\left(\frac{U}{W} \right) = \frac{K_1 \cdot \sec \alpha}{\left\{ 2\psi(1 - \psi) + K_2 + \left[(1 - \psi)^2 - K_3 \right] + K_4(1 - \psi) - \left(K_4 \cdot \psi + \psi^2 \right) \cdot \frac{\text{sen}\alpha \cdot \text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta - \alpha)} \cdot \cot \beta \right\}} \quad (\text{C.9})$$

Las constantes involucradas son las siguientes:

$$K_1 = \left(\frac{H_1}{H} \right)^2 \cdot \left(\frac{\gamma_w}{\gamma} \right) \quad (\text{C.10})$$

$$K_2 = \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma} \right) \cdot \left(\frac{H_1}{H} \right)^2 \quad (\text{C.11})$$

$$K_3 = \left(\frac{H_1}{H} \right) \quad (\text{C.12})$$

$$K_4 = \left(\frac{2 \cdot q}{\gamma \cdot H} \right) \quad (\text{C.13})$$

$$K_5 = \left(\frac{2 \cdot C}{\gamma \cdot H} \right) \cdot \text{sen } \beta \quad (\text{C.14})$$

$$K_6 = (1 + K_v) \quad (\text{C.15})$$

De donde:

$$\gamma_w = \text{peso unitario del agua} = 10,00 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \text{peso saturado del suelo o roca, kN/m}^3$$

$$q = \text{sobrecarga, kN/m}^2$$

Al dividir por W el numerador y denominador de la ecuación (C.5) y tomando en cuenta que $z/H = \psi$, se obtiene:

$$FS = \frac{\left(\frac{C \cdot H}{W} \right) \cdot \frac{(1 - \psi)}{\text{sen } \alpha \cdot \cos \alpha} + \left\{ (1 + K_v) - \left(\frac{U}{W} \right) \cdot \sec \alpha - K_h \cdot \tan \alpha \right\} \tan \phi}{(1 + K_v) \tan \alpha + K_h} \quad (\text{C.16})$$

Finalmente, al reemplazar W y (U/W) en (C.16) resulta:

$$FS = \frac{K_5(1 - \psi) \cdot \sec \alpha + \{(1 + K_v) \cdot f(\psi, \alpha) - K_1 \cdot \sec \alpha - K_h \cdot f(\psi, \alpha) \cdot \tan \alpha\} \text{sen}(\beta - \alpha) \tan \phi}{f(\psi, \alpha) \cdot \text{sen}(\beta - \alpha) \{(1 + K_v) \cdot \tan \alpha + K_h\}}$$

La función $f(\psi, \alpha)$ está representada a través de la fórmula:

$$\begin{aligned}
 f(\psi, \alpha) = & \left[2 \cdot \psi \cdot (1 - \psi) + K_2 + \left[(1 - \psi)^2 - K_3 \right] \right. \\
 & \left. + K_4 \cdot (1 - \psi) - \left(K_4 \cdot \psi + \psi^2 \right) \cdot \frac{\text{sen } \alpha \cdot \text{sen } \beta}{\text{sen } \beta \cdot \text{sen } \alpha} \cdot \cot \beta \right] \quad (\text{C.18})
 \end{aligned}$$

Por tanto, el mínimo factor de seguridad se obtiene al considerar:

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{\partial FS}{\partial \alpha} = 0 \\
 \\
 \frac{\partial FS}{\partial \psi} = 0
 \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.19})$$

Obteniéndose las siguientes ecuaciones simultáneas no lineales que contienen al ángulo α y al parámetro adimensional $\psi = (z/H)$.

$$\begin{aligned}
& (-k_5 / \cos(\alpha) - (2 * \psi + k_4 + (k_4 + 2 * \psi) * \cos(\beta) * \\
& \text{sen}(\alpha) / \text{sen}(\beta - \alpha)) * (k_6 - k_h) * \tan(\varphi) * \text{sen}(\beta - \alpha)) * \\
& ((2 * \psi * (1 - \psi) + k_2 + ((1 - \psi)^2 - k_3) + k_4 * (1 - \psi) - \\
& (k_4 * \psi + \psi^2) * \cos(\beta) * \text{sen}(\alpha) / \text{sen}(\beta - \alpha)) * ((k_6 * \tan(\alpha) + k_h) * \\
& \text{sen}(\beta - \alpha))) + (k_5 * (1 - \psi) / \cos(\alpha) + (2 * \psi * (1 - \psi) + \\
& k_2 + (1 - \psi)^2 - k_3 + k_4 * (1 - \psi) - (k_4 * \psi + \psi^2) * \cos(\beta) * \\
& \text{sen}(\alpha) / \text{sen}(\beta - \alpha)) * (\tan(\varphi) * (k_6 - k_h * \tan(\alpha)) * \text{sen}(\beta - \alpha)) - \\
& k_1 / \cos^2(\alpha) * \text{sen}(\beta - \alpha) * \tan(\varphi)) * ((2 * \psi * + k_4 + (k_4 + \\
& 2 * \psi) * \cos(\beta) * \text{sen}(\alpha) / \text{sen}(\beta - \alpha)) * ((k_6 * \tan(\alpha) + \\
& k_h) * \text{sen}(\beta - \alpha))) = 0
\end{aligned}$$

(C.20)

$$\begin{aligned}
& (k_5 * \tan(\alpha) * (1 - \psi) / \cos(\alpha) + \tan(\varphi) * \text{sen}(\beta - \alpha) * ((k_4 * \psi + \psi^2) * \\
& (k_h * \tan(\alpha) - k_6) * 0.50 * \text{sen}(2 * \beta) / \text{sen}^2(\beta - \alpha) - \\
& 2 * k_1 * \tan(\alpha) / \cos^2(\alpha) - k_h / \cos^2(\alpha) * (2 * \psi * (1 - \psi) + \\
& k_2 + (1 - \psi)^2 - k_3 + k_4 * (1 - \psi) - (k_4 * \psi + \psi^2) * \cos(\beta) * \\
& \text{sen}(\alpha) / \text{sen}(\beta - \alpha))) + (2 * \psi * (1 - \psi) + k_2 + ((1 - \psi)^2 - k_3) + \\
& k_4 * (1 - \psi) - (k_4 * \psi + \psi^2) * \cos(\beta) * \text{sen}(\alpha) / \text{sen}(\beta - \alpha)) * \\
& (k_h * \tan(\alpha) - k_6) * \cos(\beta - \alpha) + k_1 * \cos(\beta - \alpha) / \cos^2(\alpha)) * \\
& (\text{sen}(\beta - \alpha) * k_6 * \tan(\alpha) + k_h)) * (2 * \psi * (1 - \psi) + k_2 + \\
& (1 - \psi)^2 - k_3 + k_4 * (1 - \psi) - (k_4 * \psi + \psi^2) * \cos(\beta) * \text{sen}(\alpha) / \\
& \text{sen}(\beta - \alpha)) - (k_5 * (1 - \psi) / \cos(\alpha) + \text{sen}(\beta - \alpha) * \tan(\varphi) * \\
& (2 * \psi * (1 - \psi) + k_2 + (1 - \psi)^2 - k_3 + k_4 * (1 - \psi) - (k_4 * \psi + \\
& \psi^2) * \cos(\beta) * \text{sen}(\alpha) / \text{sen}(\beta - \alpha)) * (k_6 - k_h * \tan(\alpha)) - \\
& k_1 * \text{sen}(\beta - \alpha) * \tan(\varphi) / \cos^2(\alpha)) * (-(k_6 \tan(\alpha) + k_h) * \\
& ((k_4 * \psi + \psi^2) * 0.50 * \text{sen}(2 * \beta) / \text{sen}(\beta - \alpha) + \cos(\beta - \alpha) * \\
& (2 * \psi * (1 - \psi) + k_2 + ((1 - \psi)^2 - k_3) + k_4 * (1 - \psi) - \\
& (k_4 * \psi + \psi^2) * \cos(\beta) * \text{sen}(\alpha) / \text{sen}(\beta - \alpha))) + (k_6 * \text{sen}(\beta - \alpha) / \\
& \cos^2(\alpha)) * (2 * \psi * (1 - \psi) + k_2 + ((1 - \psi)^2 - k_3) + (k_4 * (1 - \psi) - \\
& (k_4 * \psi + \psi^2) * \text{sen}(\alpha) * \cos(\beta) / \text{sen}(\beta - \alpha))) = 0
\end{aligned}$$

(C.21)

APLICACIÓN PRÁCTICA

$$H = 20,00 \text{ m}$$

$$\beta = 76^\circ, \text{ talud con unan pendiente aproximada } 1/4:1 \text{ (v)}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$C = 0,060 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 20,00 \text{ KN/m}^3 \text{ (0,020 MPa)}$$

Al emplear la ecuación (C.4) se obtiene:

$$\alpha = \alpha_{\text{critico}} = 49,52^\circ$$

$$\psi = \left(\frac{z}{H} \right) = 0,459$$

Por lo tanto la profundidad (z) de la grieta de tracción es:

$$z = \psi \cdot H = 0,459 \cdot 20,00 \text{ m} = 9,18 \text{ m}$$

Siendo además, la distancia entre la grieta de tracción y el borde de la cara del talud:

$$x = H[(1-\psi)\cot\alpha - \cot\beta] = 20,00[(1- 0,459) \cdot \cot 49,52^\circ - \cot 76^\circ] = 4,24 \text{ m}$$

3. CONCLUSIONES

A través de la metodología desarrollada en el presente apéndice, es posible determinar con mayor exactitud la posición de la cuña potencial de falla al compararse con la bien conocida técnica de deslizamiento planar, la cual considera que todo el intervalo de falla es por cizallamiento.

Esto implica, por lo tanto, en el caso de estructuras próximas al pie del talud, delimitar la zona de seguridad en una forma más real o efectiva al investigar la estabilidad de suelos y macizos rocosos, por cuanto se minimiza el factor de seguridad de los bloques de fractura.

Adicionalmente, dicho procedimiento tiene la ventaja al diseñar taludes atirantados, en un mayor ahorro en la perforación, anclajes, lechada de cemento, etc., por cuanto, la parte superior del bloque se encuentra más cerca de la cara del talud al equipararse con la tradicional falla planar.

REFERENCIAS

1. GADEUS, G. (1970), “Lower and Upper Bound for Stability of Earth Raining Structures”, Proceedings of the 5th European Conference SMFEI, Madrid.
2. KRANZ, E. (1972), “Bureau of Securitas, Ground Anchors, French Code of Practice”, Editions Eyrolles, Recommendation TA.72, 10 p.
3. HOEK, E. y BRAY, J. (1977), “Rock Slope Engineering”, Institute of Mining and Metallurgy, 2nd Edition, London, 358 p.
4. UCAR, R., (1992), “Determinación del Mínimo Factor de Seguridad en Taludes Rocosos con Grietas de Tracción”, XII Seminario Venezolano de Geotecnia, pp. 159-166.
5. COATS, D.F., (1981), “Rock Mechanics Principles”, Energy and Resources, Canada, Monograph 874, Capítulo 6, Rock Slopes, pp 6-52.