

CAPÍTULO I

CARACTERÍSTICAS

CAPÍTULO I

CARACTERÍSTICAS

1.1 Introducción

La estabilización superficial de taludes basado en el uso de mallas de acero de alta resistencia en combinación con pernos de anclaje, cuyo efecto principal es la contención de la capa superficial del talud mediante fuerzas que aportan una capacidad soportante que faculta al sistema para estabilizar superficialmente el talud, que tiende al deslizamiento debido principalmente a factores sísmicos, topográficos o climáticos.

Para el desarrollo del análisis se describe un modelo de diseño para el sistema flexible de estabilización superficial. Se revisan previamente los elementos que lo conforman, los tipos de ensayos utilizados para la determinación de las propiedades mecánicas del tipo de material a estabilizar, para proceder al dimensionamiento.

Mencionando algunas ventajas de usar malla de acero lo cual da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad, para el control de la erosión está fabricada con fibra de polipropileno respetuosa con el medio ambiente, el efecto de anclaje es mejor, el agua no se acumula entre capas resultando adecuado para estabilizar taludes ya que después de limpiar y perfilar la superficie, la malla de acero se puede pretensar sobre el mismo talud en pocas palabras la malla se adopta a la topografía teniendo cuatro componentes que se complementan entre sí para producir un sistema bien diseñado y hablando de economía a comparación con otros tipos refuerzos de taludes no necesitan cimentaciones y su efectividad no dependen de su peso, en cuanto a mantenimiento no hace falta siempre y cuando se instale correctamente el sistema de estabilización y no haya sido dañado por factores externos.

A modo referencial, se dimensiona y analiza la estabilización de taludes en el proyecto denominado "Mejoramiento de la interconexión Santa Ana - Piedra Larga", parte de la carretera al Gran Chaco, donde se utiliza el sistema flexible de estabilización superficial mediante el uso de mallas de acero y pernos de anclaje. Se extrajeron muestras de roca del sector para realizar la clasificación de la roca y proceder a los cálculos del dimensionamiento para los diferentes taludes a estudiar.

1.2 Justificación del proyecto

La geografía montañosa de Tarija sumada a los cambios que conlleva la expansión territorial en el medio natural, los que incluyen fuertes alteraciones del relieve, cortes para creación de carreteras, caminos y obras civiles, hacen necesaria la implementación de diferentes sistemas de estabilización de taludes, que impidan el desprendimiento de suelo y roca. En este contexto, se pretende determinar, mediante el estudio y análisis del sistema flexible, si este sistema de estabilización superficial basado en el uso de mallas de alambre de acero de alta resistencia en combinación con pernos de anclaje, es una solución adecuada ante las inestabilidades superficiales que afectan a los taludes.

Debido a la cantidad y variedad de deslizamientos existentes en las diferentes zonas alrededor del talud a estabilizar, y de las pérdidas económicas que provoca un colapso total o parcial de un talud, es necesario realizar una exhaustiva evaluación de los deslizamientos producidos en la zona con el fin de emprender una serie de análisis que nos permita determinar soluciones viables e inmediatas que garanticen la estabilidad de la estructura existente de manera que las personas que circulen a su alrededor estén protegidos y no exista daños por accidentes de tránsito los cuales en algunos casos llegan a ser graves teniendo como consecuencia pérdida de vidas humanas, es por eso que presentamos este método de sistema flexible que es económico y ecológico.

Los resultados de este trabajo aportan un mejor entendimiento del sistema flexible y lo presenta, en algunos casos, como una alternativa a la construcción de muros de hormigón, con la ventaja de ser un sistema flexible, que resulta estéticamente agradable y amigable con el entorno ya que facilita la revegetación, favoreciendo la integración paisajística con un bajo impacto ambiental siendo un sistema útil económico rápido.

Las mallas de acero se usa dependiendo del tipo del material en la zona a estabilizar para lo cual la finalidad de este tipo de estructuras es estabilizar una masa de suelo o roca con el uso de varillas de acero las cuales al ser ancladas trabajan como una fuerza de contención del suelo.

En cuanto al costo de usar mallas de acero es mucho más económico y factible aplicar estos métodos de estabilizaciones flexibles ya que no requiere de grandes excavaciones ni

costos elevados en material. Tales procedimientos son realizados por equipo y personal especializado en corto tiempo dando un corto precio para este tipo de estabilización lo cual es favorable para la puesta en servicio lo más rápido.

1.3 Planteamiento del problema

1.3.1 Situación problemática

Los deslizamientos son uno de los procesos que ocasionan destrucciones ya que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daños en estructuras por cuantiosas cantidades de dólares cada año; sin embargo, los consideramos nulos y no somos concientes de su importancia. En su gran mayoría las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con tiempo y se toman medidas de prevención o control.

Las zonas ubicadas en terrenos irregulares en su topografía son más susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos debido a que generalmente, se reúnen varios de los elementos para ocurrencia tales como fuertes pendientes, por cortes de talud, presencia de nivel freático, deforestación y erosión por escorrentía de agua. En nuestros días el gran volumen de construcción lineal (carreteras, autopistas, ferrocarriles, etc.) hace necesario alterar constantemente la superficie natural del terreno, siendo unidades de obra muy comunes la excavación de desmontes así como la construcción de terraplenes, dando lugar a superficies creadas de forma artificial.

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

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

De acuerdo a la geografía de Tarija la zona de emplazamiento presenta una variedad de

desniveles por lo que se vio forzado a realizar cortes con pendientes pronunciadas en suelos y terrenos rocosos para dar paso a la construcción de carreteras los cuales por las fuertes lluvias tendieron a provocar deslizamientos tanto de material suelto como roca de distintos tamaños.

1.3.2 Problema

Empleando un sistema flexible de mallas de acero de alta resistencia y pernos de anclaje con todas sus especificaciones técnicas para que soporte las fallas ocasionadas por las alteraciones del terreno o fenómenos de erosión y meteorización, se logrará aumentar la seguridad frente a pequeños deslizamientos y protección de la superficie de los taludes?

1.4 Objetivos del proyecto de aplicación

1.4.1 Objetivo general

Dimensionar las mallas de acero de alta resistencia en combinación con pernos de anclaje, aplicando el método de rotura planar cuya aplicación es únicamente en taludes de roca para la sujeción del perno, de esta manera evitar deslizamientos de los macizos rocosos.

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar el fundamento teórico de taludes, estabilización y características de un macizo rocoso.
- Ubicar la zona de emplazamiento identificando taludes de roca, donde se realizará el estudio.
- Determinar las características del talud y analizar las discontinuidades que presentan para realizar las clasificaciones del macizo rocoso.
- Extraer muestras, para realizar los ensayos de laboratorio.
- Calcular el ángulo de rotura, la resultante de las fuerzas actuantes, la fuerza de anclaje requerida para alcanzar un factor de seguridad de 1.5 y una separación y longitud de los pernos de anclaje requerido.
- Dimensionar las mallas de acero mediante la tracción admisible del perno y su separación.

- Analizar los componentes secundarios: cables perimetrales, bulones abastionados y clips de conexión, utilizando especificaciones dadas por el fabricante.
- Analizar los resultados obtenidos en los diferentes taludes de estudio.

1.5 Diseño metodológico

1.5.1 Unidad

Estabilidad de taludes

Taludes, que aparecen por cortes en terreno natural, teniendo como consecuencias de esas alteraciones, fallas en los taludes por factores que afectan la estabilidad tales que la incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc., los cuales deben controlarse estabilizando el talud ya sea solo en la cabeza o al pie del talud o en su mayor aplicación todo el talud tomando datos de cada talud como: dimensiones, inclinación de los diferentes taludes y tomando muestras para clasificar la roca y determinar los valores de cohesión y ángulo de fricción interna mediante tablas, para realizar los respectivos cálculos utilizados para los taludes seleccionados según el tipo de material.

1.5.2 Población

Refuerzo de taludes

En el caso de un deslizamiento de tierra, el refuerzo de talud ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad.

Entre refuerzos de taludes más comunes tenemos malla de geotextil, muros de contención, estructuras de contención con gaviones, mallas de acero con pernos de anclaje, que son utilizados según el tipo de material del talud a estabilizar, en casos extremos el hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la

estructura a diseñar, es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado.

1.5.3 Muestra

Refuerzo de taludes con mallas de acero

Consisten en membranas formadas por mallas de acero de alta resistencia ancladas con pernos para evitar la ocurrencia de desprendimientos de bloques de roca o material, los sistemas flexibles de alta resistencia generalmente se consideran activos, es decir, que son capaces de prevenir deslizamientos y ejercer una cierta presión sobre el terreno mediante una pretensión inicial sobre la membrana flexible que envuelve a la zona inestable.

Las mallas de alambre ancladas son un método barato para la protección de taludes y para su estabilización en taludes altos y empinados pueden ser, además, la única solución posible.

1.5.4 Muestreo

Este método se aplicará en diversos taludes empinados tanto de grandes y pequeñas dimensiones que presentan material de roca con agrietamientos, se realizará la clasificación de la roca de los distintos taludes in situ, observando las diferentes características del material en estudio y extrayendo muestras del pie, cabeza o centro del talud en estudio utilizando herramientas como pala picota y equipos de seguridad para saber la resistencia, peso específico seco y saturado y la porosidad de la roca por talud para mayor precisión en los cálculos, el material de estudio se tomará de Tarija especialmente del tramo carretero Santa Ana – Piedra Larga.

1.6 Métodos y técnicas empleadas

Método inductivo

El método inductivo se refiere al razonamiento que toma información específica y hace una generalización más amplia que considera probable, teniendo en cuenta el hecho de que la conclusión pueda no ser exacta.

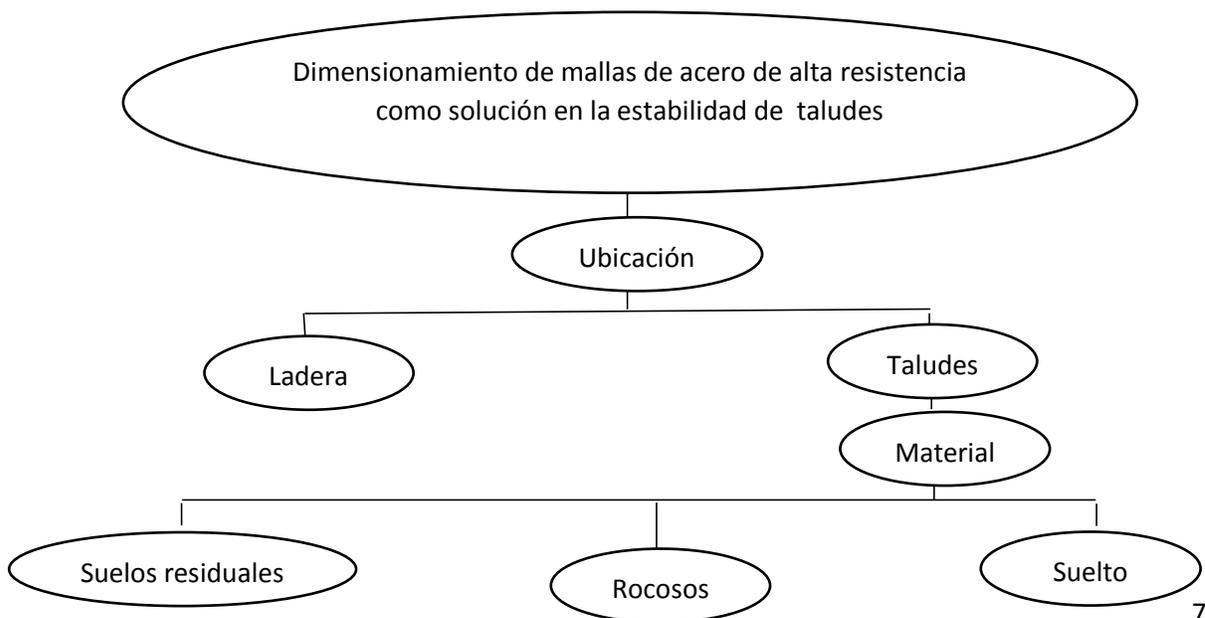
Este método puede resumirse en 4 pasos

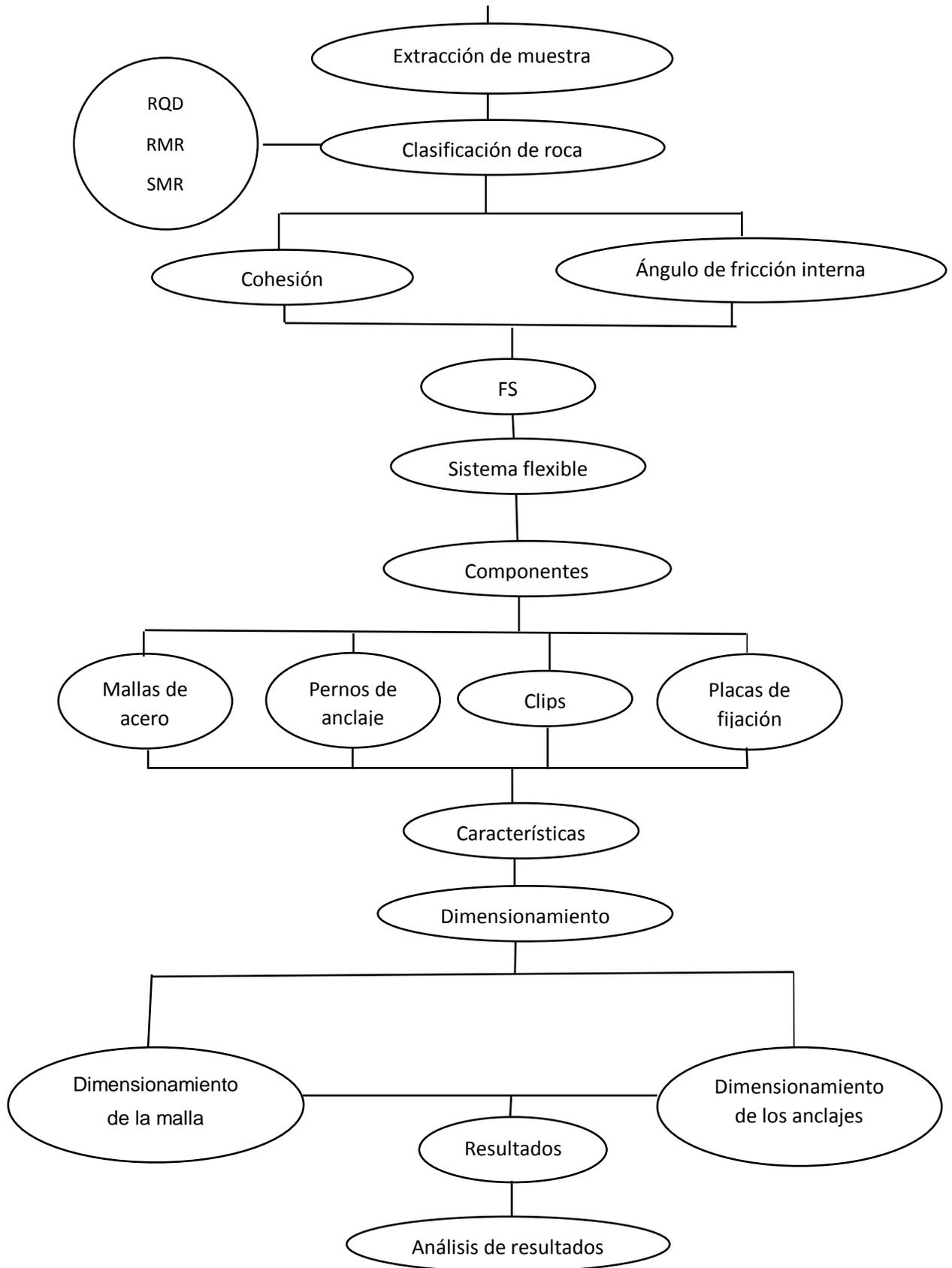
1. Debe llevarse a cabo una etapa de observación y registro de los hechos.
2. A continuación se procederá al análisis de lo observado, estableciéndose como consecuencia definiciones claras de cada uno de los conceptos analizados.
3. Con posterioridad, se realizará la clasificación de los elementos anteriores.
4. La última etapa de este método está dedicada a la formulación de proposiciones científicas o enunciados universales, inferidos del proceso de investigación que se ha llevado a cabo.

Aplicado al tema de dimensionamiento de mallas de acero de alta resistencia como solución para estabilización de taludes.

1. Los taludes de forma empinada, compuesto de materiales rocosos y suelos residuales tienden a presentar deslizamientos constantes en épocas de lluvia.
2. Como consecuencia de las fallas en los taludes se da los deslizamientos que serán controlados con refuerzos de mallas de acero de alta resistencia, capaces de sostener el material deslizado.
3. Teniendo en común taludes a estabilizar.
4. Los taludes presentan deslizamientos debido a las fallas internas, serán estabilizados con mallas de acero ancladas con pernos.

1.7 Procedimiento de aplicación





Descripción de la aplicación práctica

La ubicación de la zona de emplazamiento será en el departamento de Tarija específicamente en la carretera tramo Santa Ana – Piedra Larga, seleccionándose taludes a estabilizar de materiales rocosos que tienden a presentar fallas por fisuras, se realizará una clasificación geomecánica de macizos rocosos in situ por 3 métodos de clasificación observando las características de la roca, fisuras y extrayendo muestras del pie, centro o cabeza del talud para la realización del ensayo a compresión simple para después dejar saturado en agua 24 horas para realizar el ensayo de peso específico seco y saturado, una vez clasificada la roca se utilizará tablas para obtener la cohesión y ángulo interno. Una vez determinado la zona tomar datos generales y realizar la clasificación, calcularemos un factor de seguridad para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones para el cual se diseña.

Aplicando el sistema flexible en mallas de acero donde en efecto, la masa de suelo ejerce esfuerzo sobre la membrana o malla de acero, la cual se deforma, debido a la tensión de tracción sobre la misma. Para lo cual, es necesario una fuerza opuesta que aporte resistencia al sistema, esto se logra por pernos de anclajes que tensan la malla, los cuáles atraviesan el estrato inestable y se anclan en uno estable sabiendo que la profundidad de la falla, según los autores no supera los 3 metros. Esto finalmente permitirá aumentar el coeficiente de seguridad frente posibles inestabilidades superficiales.

1.8 Alcance del estudio de aplicación

Los fenómenos de inestabilidad superficial de taludes suelen ir asociados a degradación de las propiedades mecánicas a partir de su superficie, por diferentes procesos (humectación, meteorización, etc.) para lo cual empleamos un sistema de refuerzo basado en mallas de acero de alta resistencia ancladas con pernos al talud, cuyo efecto principal es la transmisión de una presión al paramento, al deformarse la malla adquiriendo cierta curvatura bajo estado de tracción y así evitar deslizamientos que afectan la transitabilidad de las carreteras y ocasionan accidentes que en casos graves provocan la muerte de seres humanos.

Este trabajo tendrá la finalidad de realizar un estudio de los anclajes en la estabilidad de

taludes de carretera que tendrá el fin de precautelar la seguridad de los que transiten por dicho tramo, así mismo de dar continuidad a la circulación vehicular, para lograr lo anterior se presentará una técnica de los anclajes como una alternativa de estabilización de taludes, con la implementación de esta metodología podrán evitarse los diferentes derrumbes y terramientos de cunetas y obras transversales e invasión de grandes masas de suelo en carretera.

Empezamos con una descripción del tramo y su ubicación aplicando ya en este punto el método RQD para saber la calidad de la roca y así seguir los pasos para la clasificación del macizo rocoso extrayendo muestras de cada talud para sacar la porosidad de la roca dato que complementará a la clasificación, y con esos datos obtener valores de tabla de la cohesión y el ángulo interno para luego realizar el cálculo de estabilización de taludes (roca) con lo cual procederemos al dimensionamiento del sistema flexible.

Finalmente, las conclusiones y recomendaciones obtenidas de este trabajo, dando como referencia que este tipo de sistema han sido muy empleado en taludes en roca, pero no tanto en el caso de taludes en suelos. Los sistemas flexibles, tal y como actualmente se instalan, no son sistemas activos; es decir, que no evitan que se produzcan deslizamientos o caídas de rocas, sino que pueden contener a la masa inestable una vez que ha comenzado su caída, pero en la mayoría de los métodos de dimensionamiento existentes se basan en asumir un comportamiento activo de la membrana.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Características generales de taludes de roca

2.1.1 Generalidades

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda que el talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coinciden los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

Cuando el talud se produce de forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural (desmontes), en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.

Los autores Badillo y Rodríguez, coinciden en que en ciertas obras es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra, como los terraplenes en vías, presas de tierra, canales, y otros, donde es necesario estudiar la estabilidad del talud. En muchos casos la estabilidad define las actuaciones en una obra, condicionando la existencia de la misma, como puede observarse en las presas de tierra o en los márgenes de puentes.

Las laderas que han permanecido inalterables por muchos años pueden fallar en forma espontánea debido a cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo entrópico o natural que varíen su estado natural de estabilidad.

El deslizamiento de un talud puede ser catastrófico, trayendo pérdida de vidas y cantidad de bienes. Por otro lado, el costo de rebajar un talud para alcanzar mayor estabilidad suele ser muy grande, es por esa razón que la estabilidad se debe asegurar mediante estudios que permitan rectificar la inestabilidad con un sistema factible.

Figura 2.1 Talud artificial y natural



Fuente: Luz Bely Lozano Vargas, 2018

Dentro de los taludes artificiales también existen en las vías terrestres diferencias esenciales entre los cortes y los terraplenes. Estos últimos constituyen una estructura que se construye con un material relativamente controlado o que, por lo menos en principio, se puede controlar; en los cortes.

Otro aspecto que genera confusión dentro de la concepción del problema "estabilidad de taludes" es, el que emana de la extraordinaria complejidad lo que ha dado en llamarse "falla de talud".

Las fallas de talud se definen en términos de derrumbes o colapso de toda índole, que no dejan duda en pensar que ha ocurrido algo que pone en sino entredicho la función estructural; o en términos de movimientos excesivos, al grado de ser incompatibles con la concepción ingenieril del comportamiento del talud y con la función para la que fue constituido.

Esto radica, más bien, en la gran variedad de fenómenos que por lo general se involucran en el concepto; una falla rotacional, que afecte al grupo entero del talud y su terreno de cimentación, puede comprometer su función estructural tanto como un corrimiento trasnacional de una gran parte de la estructura o como el deslizamiento lento y superficial de una ladera natural.

Es urgente, pues, diferenciar los múltiples modos por los que un talud puede llegar a no cumplir la función que se la haya asignado o a un eventual colapso, viendo cada modo como un problema distinto, en génesis, planteamiento y solución.

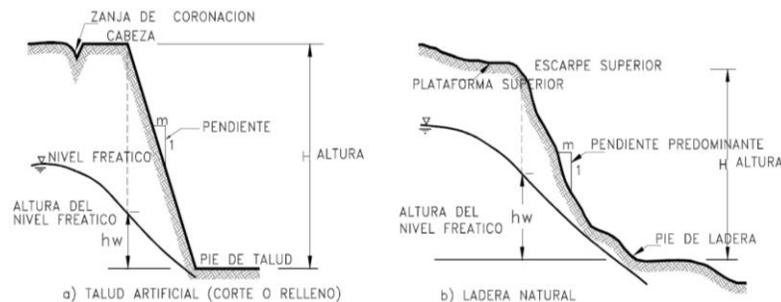
2.1.2 Tipología

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente (figura 2.2).

Las laderas que han permanecido estables por muchos años pueden fallar en forma imprevista debido a cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad.

Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: Los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención. Además, se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas.

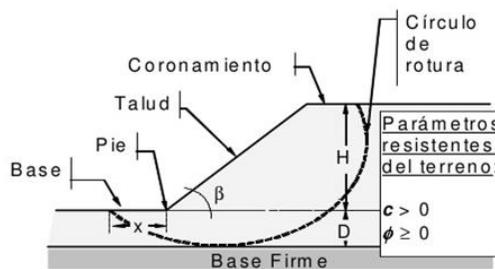
Figura 2.2 Nomenclatura de taludes y laderas



Fuente: Ing. Jaime Suárez, 1998

2.1.2.1 Elementos de un talud

Figura 2.3 Elementos del talud



Fuente: Estabilidad de taludes, 2008

1. Altura

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

2. Pie

Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

3. Cabeza o escarpe

Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.

4. Altura de nivel freático

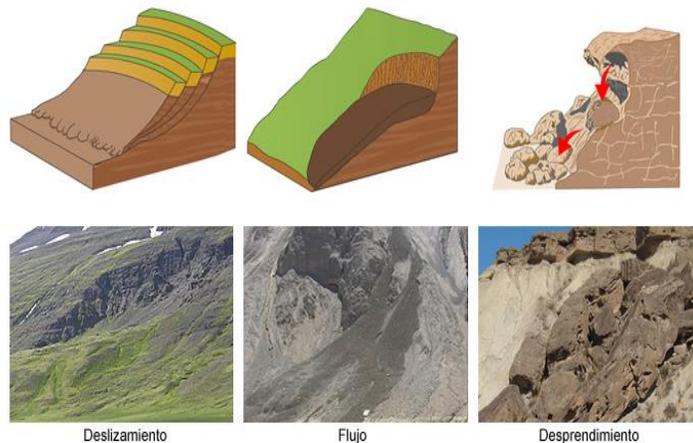
Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

5. Pendiente

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación $m/1$, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

2.1.3 Nomenclatura de un deslizamiento

Figura 2.4 Tipos de movimiento



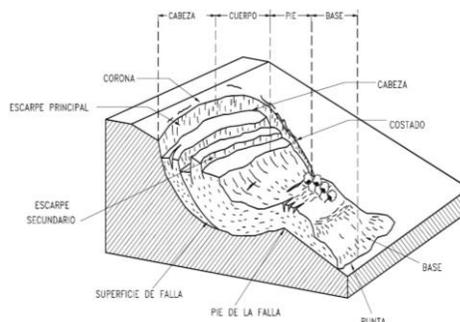
Fuente: Nacho Benvenuty, 2014

Un deslizamiento es un movimiento ladera abajo de una masa de suelos o rocas, que ocurre predominantemente a lo largo de una superficie de ruptura o zonas relativamente delgadas de intensa deformación cortante.

Inicialmente, el movimiento no ocurre simultáneamente a lo largo de lo que, eventualmente, será la superficie de ruptura; el volumen de material desplazado se incrementa a partir de un área de falla local.

Muchas veces, los primeros signos de movimiento son grietas en la superficie original del terreno, a lo largo de lo que más tarde será el escarpe principal del deslizamiento.

Figura 2.5 Nomenclatura de un deslizamiento



Fuente: Ing. Jaime Suárez, 1998

En la (figura 2.5) se muestra un deslizamiento o movimiento en masa típico, con sus diversas partes cuya nomenclatura es la siguiente:

1. Escarpe principal

Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.

2. Escarpe secundario

Una superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.

3. Cabeza

Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material

perturbado y el escarpe principal.

4. Cima

El punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

5. Corona

El material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.

6. Superficie de falla

Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

7. Pie de la superficie de falla

La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

8. Base

El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

9. Punta o uña

El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

10. Costado o flanco

Un lado (perfil lateral) del movimiento.

11. Superficie original del terreno

La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

12. Derecha e izquierda

Para describir un deslizamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

2.2 Características generales de un macizo rocoso

2.2.1 Definición macizo rocoso

Una roca es materia natural que está compuesta por minerales (uno o varios) en distintas proporciones y formas y que se produce como consecuencia de tres procesos geológicos básicos: Sedimentación, metamorfismo o solidificación de magma. También es cierto que, aunque se consideran inertes, las rocas son parte esencial de los ecosistemas de la tierra. Las rocas pueden ser duras o blandas y las fallas de los macizos se pueden presentar por zonas de debilidad o de discontinuidad estructural. Las rocas blandas fallan a través del cuerpo de la masa rocosa y también a través de sus defectos estructurales.

Figura 2.6 Macizo rocoso



Fuente: Ingeniería geológica, mecánica de rocas, 2018

2.2.2 Discontinuidades en la masa rocosa

Las discontinuidades están presentes en la roca y afectan la resistencia, permeabilidad y durabilidad de la masa. Es importante evaluar la geometría, naturaleza, estado y condición de las discontinuidades, porque ellas definen la fábrica estructural del macizo rocoso. Además de su génesis, la influencia en el comportamiento del macizo, exige evaluar la génesis de los rellenos, la cantidad de agua, las cicatrices y revestimientos en las paredes por materiales solubles, la abertura, rugosidad y persistencia de las discontinuidades, y el número de familias.

Figura 2.7 Discontinuidades en las rocas



Fuente: Ingeniería geológica, mecánica de rocas, 2018

Las discontinuidades geológicas o discontinuidades de las rocas constituyen planos de debilidad (planos de estratificación, foliación, diaclasas, clivaje, orientación de minerales, etc.) que controlan, el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos, porque condicionan el mecanismo de deformación y rotura ante los esfuerzos.

Las discontinuidades que ocurren en los macizos rocosos son planos de debilidad que pueden tener origen mecánico o tectónico (diaclasas tectónicas), sedimentario (planos de estratificación), enfriamiento de rocas (diaclasas de enfriamiento) y metamórfico (foliación), las discontinuidades independizan los bloques de matriz rocosa.

Generalmente la resistencia a la tracción de los planos de discontinuidad es muy baja o nula, es así que, su comportamiento mecánico es caracterizado por su resistencia al corte o, en su caso, por la del material de relleno.

2.2.2.1 Tipos de discontinuidades

Diaclasas o juntas

También llamadas juntas, son fracturas a lo largo de las cuales no se ha producido ningún desplazamiento. Son estructuras menores originadas por los mismos esfuerzos causantes de pliegues y fallas. Por lo general se presentan en sistemas de innumerables diaclasas paralelas entre sí, en una misma capa de rocas ocurren varios sistemas de diaclasas formando ángulos entre sí.

Figura 2.8 Diaclasas



Fuente: Ingeniería geológica, mecánica de rocas, 2018

Planos de estratificación

Son los planos relacionados a la depositación de los sedimentos en las rocas sedimentarias, suelen tener un espaciado sistemático que varía entre pocos centímetros a varios metros. Se dividen en capas o estratos a la roca sedimentaria.

Figura 2.9 Plano de estratificación



Fuente: Irveen Lecca, mecánica de rocas, 2010

Fallas

Son planos de origen tectónico que afectan las rocas, suelen causar movimiento relativo entre los bloques que componen el macizo rocoso, una falla es una fractura o zona de fracturas a lo largo de la cual ha ocurrido un desplazamiento relativo de los bloques paralelos a la fractura (Bates y Jackson, 1980). Esencialmente, una falla es una discontinuidad que se forma debido a la fractura de grandes bloques de rocas en la tierra cuando las fuerzas tectónicas superan la resistencia de las rocas.

Figura 2.10 Falla



Fuente: Oswaldo Ordoñez, rocas en zonas de fallas, 2011

Zona de corte

Son bandas de material que pueden ser de varios metros de espesor, en donde ha ocurrido fallamiento de la roca.

Figura 2.11 Zona de corte



Fuente: Irveen Lecca, mecánica de rocas, 2010

Planos de foliación o esquistosidad

Se forman entre las capas de rocas metamórficas dando la apariencia de hojas o láminas.

Figura 2.12 Planos de foliación o esquistosidad

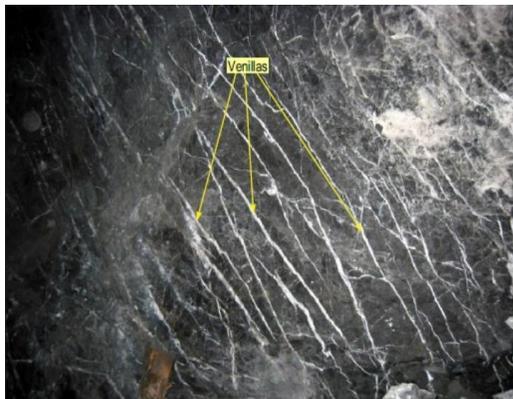


Fuente: Irveen Lecca, mecánica de rocas, 2010

Venillas

Son rellenos de las fracturas con otros materiales.

Figura 2.13 Venilla



Fuente: Irveen Lecca, mecánica de rocas, 2010

Pliegues

Son estructuras en las cuales los estratos se presentan curvados, son intrusiones de roca ígnea de forma tabular, que se presentan generalmente empinadas o verticales.

Figura 2.14 Pliegues



Fuente: Irveen Lecca, mecánica de rocas, 2010

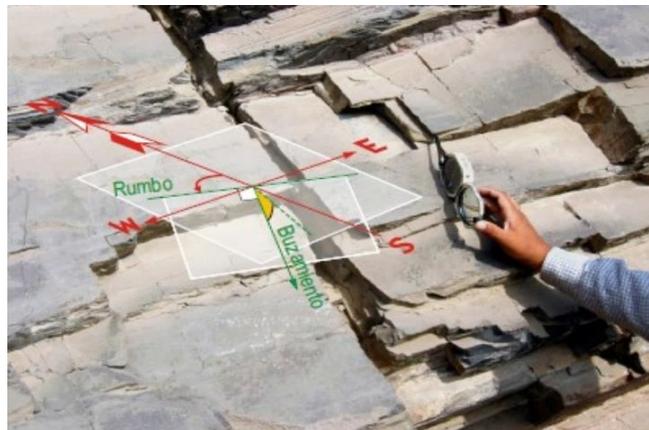
2.2.2.2 Propiedades de las discontinuidades

Todas las discontinuidades presentan propiedades geomecánicas importantes que las caracterizan y que influyen en el comportamiento de la masa rocosa. Estas propiedades son principalmente:

Orientación

Es la posición de la discontinuidad en el espacio y es descrito por su rumbo y buzamiento. Cuando un grupo de discontinuidades se presentan con similar orientación son aproximadamente paralelas, se dice que éstas forman un “sistema” o una “familia” de discontinuidades.

Figura 2.15 Orientación



Fuente: Irveen Lecca, mecánica de rocas, 2010

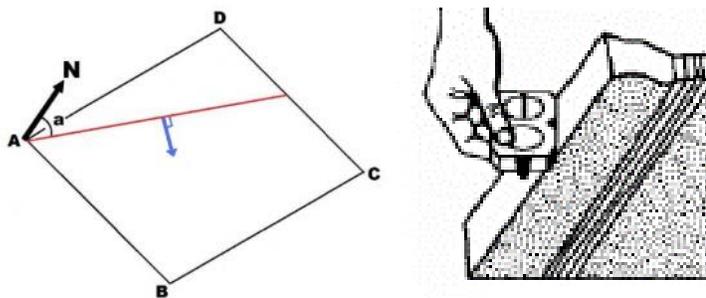
Rumbo y buzamiento.

Son dos medidas que sirven para fijar la posición de un plano o una línea. En geología se usan para determinar la posición de los estratos, niveles, miembros y formaciones.

El rumbo.

El rumbo o dirección es el ángulo, respecto al norte, que forma la línea de intersección del estrato con un plano horizontal imaginario, se mide con una brújula. La (figura 2.16) muestra un plano inclinado **ABCD**, donde la línea roja es la intersección con la horizontal. El ángulo **a** entre esta línea roja y el norte es el rumbo.

Figura 2.16 Medición del rumbo.

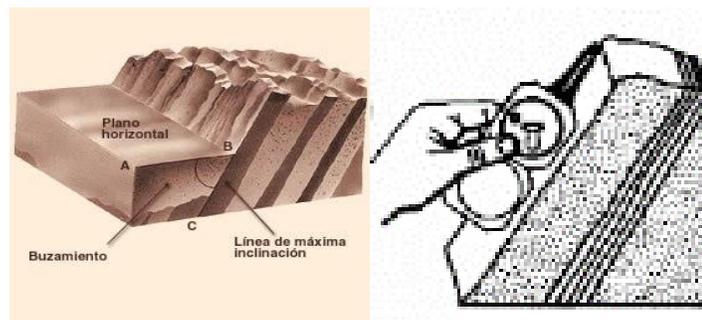


Fuente: Marius Van Heiningen, técnicas de geología, 2009

El buzamiento

También conocido como inclinación máxima, es el ángulo que forma el estrato con la horizontal, medido perpendicularmente al rumbo, como se muestra en la (figura 2.17), se mide con un clinómetro espeleológico, aunque también se puede medir con brújula

Figura 2.17 Buzamiento



Fuente: Marius Van Heiningen, técnicas de geología, 2009

Espaciado

Es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Éste determina el tamaño de los bloques de roca intacta. Cuanto menos espaciado tengan, los bloques serán más pequeños y cuanto más espaciado tengan, los bloques serán más grandes.

Figura 2.18 Espaciado



Fuente: Ingeniería geológica, mecánica de rocas, 2018

Persistencia

Es la extensión en área o tamaño de una discontinuidad. Cuanto menor sea la persistencia, la masa rocosa será más estable y cuanto mayor sea ésta, será menos estable y debe realizarse mediciones de al menos tres metros.

Figura 2.19 Persistencia



Fuente: Ingeniería geológica, mecánica de rocas, 2018

Rugosidad

Es la aspereza o irregularidad de la superficie de la discontinuidad. Cuanta menor rugosidad tenga una discontinuidad, la masa rocosa será menos competente y cuanto mayor sea ésta, la masa rocosa será más competente.

Figura 2.20 Rugosidad



Fuente: Ingeniería geológica, mecánica de rocas, 2018

Apertura

Es la separación entre las paredes rocosas de una discontinuidad o el grado de abierto que ésta presenta. A menor apertura, las condiciones de la masa rocosa serán mejores y a mayor apertura, las condiciones serán más desfavorables.

Figura 2.21 Apertura



Fuente: Ingeniería geológica, mecánica de rocas, 2018

Relleno

Son los materiales que se encuentran dentro de la discontinuidad. Cuando los materiales

son suaves, la masa rocosa es menos competente y cuando éstos son más duros, ésta es más competente.

Figura 2.22 Relleno



Fuente: Ingeniería geológica, mecánica de rocas, 2018

2.3 Clasificación de los macizos rocosos y parámetros geotécnicos

2.3.1 Introducción

Las clasificaciones geomecánicas tienen por objeto caracterizar un determinado macizo rocoso en función de una serie de parámetros a los que se les asigna un cierto valor. Por medio de la clasificación se llega a calcular un índice característico de la roca, que permite describir numéricamente la calidad de la misma. Es una herramienta muy útil en el diseño y construcción de obras, pero debe ser usada con cuidado para su correcta aplicación, pues exige conocimientos y experiencia por parte de quien la utiliza. Las clasificaciones pueden ser usadas en la etapa de proyecto y también durante la obra. En la etapa de proyecto, permiten estimar el sostenimiento necesario en base a las propuestas del autor de cada sistema de clasificación, mientras que durante la obra, permiten evaluar la calidad del terreno que se va atravesando conforme avanza la obra y aplicar el sostenimiento correcto en cada caso.

2.3.2 Clasificación de macizos rocosos

Los sistemas de clasificación de los macizos rocosos tratan de evaluar sus propiedades para determinar de forma cuantitativa la calidad del macizo rocoso.

2.3.2.1 Clasificación RQD índice de calidad de la roca (Deere 1967)

La calidad de roca RQD se puede determinar:

1. Trozos de rocas testigos mayores de 10 cm recuperados en sondeos.
2. Número total de fisuras que interceptan una unidad de volumen (1m³) del macizo rocoso, definido mediante el parámetro J_v .

Para el primer caso se utiliza la ecuación A:

$$RQD = \frac{\sum(\text{ripios} > 10\text{cm})}{\text{Total de la perforación}}$$

Fórmula B alternativa cuando no hay sondeo

$$RQD = 115 - (3.3 * J_v) \quad \text{para } J_v > 4.5$$

$$RQD = 100 \quad \text{para } J_v < 4.5$$

J_v = Número de juntas identificadas en el macizo rocoso por m³

Tabla 2.1 Número de discontinuidades por metro cúbico

Grado de fracturación del macizo rocoso	Descripción del tamaño de bloque	J_v diaclasas /m²
Masivo	Bloques consideradamente grandes	< 0.3
Muy ligeramente fracturado	Bloques muy grandes	0.3-1
Ligeramente fracturado	Bloques grandes	1- 3
Moderadamente fracturado	Bloques medianos	3-10
Fuertemente fracturado	Bloques pequeños	10-30
Considerablemente fracturado	Bloques muy pequeños	30-100
Triturado	Bloques considerablemente pequeños	>100

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

Figura 2.23 Diagrama que muestra roca intacta hasta el macizo rocoso muy fracturado



Fuente: Irveen Lecca, mecánica de rocas, 2010

El valor obtenido en las fórmulas A y B es comparado con la siguiente tabla.

Tabla 2.2 Clasificación del macizo rocoso según Deere

RQD	Calidad de la roca
< 25 %	Muy mala
25 - 50 %	Mala
50 - 75 %	Regular
75 - 90 %	Buena
90 - 100 %	Excelente

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

2.3.2.2 Clasificación RMR de Bieniawski (Rock Mass Rating)

$$RMR = 1 + 2 + 3 + 4 + 5$$

El parámetro que define la clasificación es el denominado índice RMR (Rock Mass Rating), que indica la calidad del macizo rocoso en cada dominio estructural a partir de los siguientes parámetros:

La resistencia a compresión simple del material.

El RQD (Rock Quality Designation).

El espaciamiento de las discontinuidades.

El estado de las discontinuidades.

La presencia de agua.

Estos factores se cuantifican mediante una serie de parámetros definiéndose unos valores para dichos parámetros, cuya suma, en cada caso nos da el índice de calidad del RMR que varía entre 0 – 100.

1^{er} Parámetro: Resistencia de la roca

Tiene una valoración máxima de 15 puntos, y puede utilizarse como criterio el resultado del ensayo de resistencia a compresión simple de la roca intacta, es decir de la parte de la roca que no presenta discontinuidades estructurales, bien el ensayo de carga puntual.

Tabla 2.3 Primer parámetro clasificación por resistencias de rocas sanas

Índice del ensayo de carga puntual (Mpa)	Resistencia a compresión simple RCS (Mpa)	Puntaje
> 10	> 250	15
4 - 10 Mpa	100 - 250	12
2 - 4 Mpa	50 - 100	7
1 - 2 Mpa	25 - 50	4
--	5 - 25	2
--	1 - 5	1
--	< 1	0

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

2^{do} Parámetro: El RQD (Rock Quality Designation)

El RQD se calcula como se indica en la página 27

Tabla 2.4 RQD

RQD	Calidad de la roca	Puntaje
< 25 %	Muy mala	3
25 - 50 %	Mala	8
50 - 75 %	Regular	13
75 - 90 %	Buena	17
90 - 100 %	Excelente	20

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

3^{er} Parámetro: El espaciamiento de las discontinuidades

Tiene una valoración máxima de 20 puntos. El parámetro considerado es la separación en metros entre juntas de la familia principal de diaclasas la de roca.

Se ha comprobado que el espaciamiento de juntas tiene gran influencia sobre la estructura del macizo rocoso. La resistencia del macizo rocoso va disminuyendo según va aumentando el número de juntas, siendo el espacio de las juntas el factor más influyente en la disminución de la resistencia. Si resulta que un material rocoso de alta resistencia de 100 a 200 Mpa, que este muy fracturado con un espaciamiento de juntas de 5cm, corresponde a un macizo rocoso débil.

El espaciamiento de las discontinuidades está clasificada según la tabla que a continuación se expresa.

Tabla 2.5 Espaciamiento de las discontinuidades

Descripción	Espaciamiento (m)	Puntaje
Muy separadas	> 2	20
Separadas	0.6 - 2	15
Med. separadas	0.2 - 0.6	10
Próximos	0.06 - 0.2	8
Muy próximos	< 0.06	5

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

4^o Parámetro: El estado de las discontinuidades

Es el parámetro que más influye, con una valoración máxima de 30 puntos. Pueden aplicarse los criterios generales, en la que el estado de las diaclasas se descompone en otros cinco parámetros:

Persistencia

Apertura

Rugosidad

Relleno

Meteorización

Para calcular el RMR según la naturaleza de las discontinuidades se toma el promedio de la suma de los RMR obtenidos en las 5 tablas descritas anteriormente.

Tabla 2.6 Muestra la clasificación según la apertura de las discontinuidades

Descripción	Separación	Rango RMR
Abierta	> 5 mm	0
Moderadamente abierta	1 - 5 mm	1
Cerrada	0.1 - 1 mm	3
Muy cerrada	< 0.1	5

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

Tabla 2.7 Muestra la clasificación según la persistencia de las discontinuidades

Descripción	Continuidad	Rango RMR
Muy pequeña	< 1 m	6
Pequeña	1 - 3 m	4
Media	3 - 10 m	2
Alta	10 - 20 m	1
Muy alta	> 20 m	0

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

Tabla 2.8 Muestra la clasificación según la rugosidad de las discontinuidades

Descripción	Rango RMR
Muy rugosa	6
Rugosa	5
Ligeramente rugosa	2
Suave	1
Espejo de falla	0

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

Se determina de manera visual

Tabla 2.9 Muestra la clasificación según el relleno de las discontinuidades

Descripción	Rango RMR
Relleno blando > 5 mm	0
Relleno blando < 5 mm	2
Relleno duro > 5 mm	2
Relleno duro < 5 mm	4
Ninguno	6

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

Tabla 2.10 Muestra la clasificación según la meteorización de las discontinuidades

Descripción	Rango RMR
Descompuesta	0
Muy meteorizada	1
Moderadamente meteorizada	3
Ligeramente meteorizada	5
No meteorizada	6

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

La sumatoria de los 5 rangos obtenidos según la descripción del talud se obtiene el 4^{to} parámetro.

5^{to} Parámetro: Agua subterránea

Tabla 2.11 Condiciones de agua en el terreno

Filtración por cada 10 m de longitud del túnel (L/min)	Presión del agua en la discontinuidad dividido la tensión	Descripción de las condiciones generales	Puntaje
Nada	0	Completamente seco	15
< 10	0 - 0.1	Apenas húmedo	12
10 - 25	0.1 - 0.2	Húmedo	7
25 - 125	0.2 - 0.5	Goteo	4
> 125	> 0.5	Flujo continuo	0

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

Clasificación del macizo rocoso según el índice RMR

Tabla 2.12 Clase de roca de acuerdo a la clasificación RMR

R.M.R.	Descripción del macizo rocoso	Clase
Suma de los puntajes obtenidos de las tablas anteriores		
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

2.3.2.3 Clasificación SMR para taludes

La clasificación geomecánica SMR ("Slope Mass Rating") de Romana (1985, 1993, 1995), es un método para determinar los factores de corrección adecuados para aplicar la clasificación RMR de Bieniawski (1973, 1979, 1989, 1993) a taludes, proporciona una división en clases de estabilidad y recomendaciones para métodos de soporte y/o corrección. Bieniawsky ha incluido una versión resumida del método SMR en su último libro sobre clasificaciones de rocas (Bieniawski, 1989).

El índice SMR para la clasificación de taludes se obtiene del índice RMR básico sumando un "factor de ajuste", que es función de la orientación de las juntas (y producto de tres sub factores) y un "factor de excavación" que depende del método utilizado:

$$SMR = RMR + (F_1 * F_2 * F_3) + F_4$$

Donde:

F_1 = Depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud. Varía entre 1.00 y 0.15.

F_2 = Depende del buzamiento de la junta en la rotura planar. Es una medida de la probabilidad de la resistencia a esfuerzo cortante de la junta. Varía entre 1.00 y 0.15.

F_3 = Refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud. Se han mantenido los valores dados por Bieniawski (1976) que son siempre negativos. Varía entre 60 y 0.

F_4 = Factor de ajuste según el método de excavación, el cual ha sido establecido empíricamente. Varía entre -8 y 15.

Debe hacerse una distinción entre valores SMR y sus correspondientes factores (F_2) para roturas planas (P) o roturas por vuelco (T)

Factor de ajuste de las juntas

El factor de ajuste de las juntas es producto de tres sub factores

F_1 : Depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y el de la cara del talud. Varía entre 1,00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0,15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores,

establecidos empíricamente, se ajustan aproximadamente a la expresión:

$$F_1 = \alpha_j - \alpha_s$$

Siendo α_j y α_s las direcciones de buzamiento de la junta y del talud respectivamente.

F_2 : Depende del buzamiento de la junta en la rotura plana. En cierto sentido es una medida de la probabilidad de la resistencia a esfuerzo cortante de la junta. Varía entre 1,00 (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0,15 (para juntas con buzamiento inferior a 20°).

Fue establecido empíricamente pero puede ajustarse aproximadamente según la relación:

$$F_2 = B_j$$

Donde:

B_j = Buzamiento de la junta

$F_2 = 1,00$ para las roturas por vuelco

F_3 : Refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por Bieniawski en 1976 / 79 que son siempre negativos.

Para roturas planas F_3 expresa la probabilidad de que las juntas afloren en el talud. Se supone que las condiciones son "normales" cuando el buzamiento medio de la familia de juntas es igual al del talud, y por lo tanto aflorarán algunas pocas juntas. Cuando el talud buza más que las juntas, casi todas afloran y las condiciones serán "muy desfavorables" lo que supone un valor de F_3 de - 60 (para $\beta_s - \beta_j > 10^\circ$), o "desfavorables" lo que supone un valor de F_3 de 50 (para $0 < \beta_s - \beta_j < 10$). La diferencia con el valor de F_3 "normal" (que es 25) es muy grande. Para la rotura por vuelco no se supone que puedan existir condiciones desfavorables, o muy desfavorables, ya que el vuelco rara vez produce roturas bruscas y en muchos casos los taludes con vuelco de estratos se mantienen. Se ha utilizado la condición de Goodman-Bray (1977) para evaluar la probabilidad de vuelco.

$$F_3 = B_j - B_s \quad \text{Rotura plana}$$

$$F_3 = B_j + B_s \quad \text{Rotura con vuelco}$$

F₄: Es el factor de ajuste según el método de excavación, habiéndose establecido empíricamente los siguientes valores en la tabla 2.13 de factor de ajuste de las juntas.

Tabla 2.13 Factor de ajuste para las juntas

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P T	$ \alpha_j - \alpha_s $ $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
P/T	F ₁	0.15	0.40	0.70	0.85	1
P	$ \beta_j $	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
	F ₂	0.15	0.40	0.70	0.85	1
T	F ₂	1	1	1	1	1
P T	$\beta_j - \beta_s$	> 10°	10° - 0°	0°	0 - (-10°)	< - 10°
	$\beta_j + \beta_s$	< 110°	110° - 120°	> 120°	---	---
P/T	F ₃	0	6	25	50	60

Factor de ajuste por el método de excavación(F₄)

Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente
F ₄	15	10	8	0	-8

Clases de estabilidad

Clase	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Rotura	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Re excavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

P=Rotura plana

α_j =Dirección del talud

β_j =Buzamiento del talud

T=Rotura por vuelco

α_s =Dirección de la junta

β_s =Buzamiento de la junta

Fuente: Hoek y Brown, excavaciones subterráneas en roca, 1985

Los valores límites del SMR encontrados para cada forma de rotura son:

Tabla 2.14 Valores para cada forma de falla

Falla por vuelco	
SMR > 65	Ninguno
65 > SMR > 50	Menores
40 > SMR > 30	Muy grandes

Falla planar	
SMR > 60	Ninguno
60 > SMR > 40	Importantes
40 > SMR > 15	Muy grandes

Falla en cuña	
SMR > 75	Muy pocas
75 > SMR > 49	Algunas
55 > SMR > 40	Muchas

Fuente: Romana Ruiz Manuel, clasificaciones geomecánicas, 2000

Todos los taludes con valor SMR inferior a 20 caen rápidamente.

2.3.3 Parámetros geotécnicos de taludes rocosos

2.3.3.1 Peso específico

Se define como la relación entre la masa del material y su volumen, siendo un factor ampliamente usado como indicador de la dificultad con la que se rompe la roca.

El peso específico puede determinarse en el laboratorio de la siguiente manera. Se pesa mientras se mantiene en suspensión dentro del agua (P_1). Se sumerge por completo en agua una muestra durante un día y se pesa en estado saturado (P_2). La muestra se somete secado durante 24 horas en un horno eléctrico se deja enfriar y se pesa (P_3) el peso específico es:

$$PE = \frac{P}{P - P_{(agua)}}$$

Figura 2.24 Ensayo de peso específico



Fuente: Elaboración propia

2.3.3.2 Absorción

Es el agua que llena a los poros de una muestra de roca sumergida en agua, y es la relación porcentual del peso del agua absorbida, respecto al peso de la muestra seca.

$$W = \frac{\text{Peso saturado} - \text{Peso seco}}{\text{Peso seco}} * 100$$

Es el porcentaje de la relación entre el contenido de agua en la roca con respecto al peso de la roca seca.

La absorción depende principalmente de la porosidad, del tamaño y la interconexión de los poros.

2.3.3.3 Resistencia a compresión simple

El ensayo permite determinar en laboratorio la resistencia uniaxial no confinada de la roca, o resistencia a la compresión simple. Es un ensayo que sirve para la clasificación de la roca por su resistencia y para la determinación de su deformabilidad.

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A}$$

Donde:

σ_c = Resistencia a compresión simple

F_c = Carga de rotura

A = Área de la muestra

Figura 2.25 Equipo para medir la resistencia a compresión simple



Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.15 Tipo de roca a partir del valor de la resistencia a compresión simple

Resistencia a compresión simple (Mpa)	Descripción (ISRM) (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1--5	Muy blanda	Blanda > 1.25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5 - 12.5	Blanda	Moderadamente blanda		
12.5 - 25		Moderadamente dura		
25 - 50	Moderadamente dura		Baja	Esquisto, pizarra.
50 - 100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistos, mármol, granito, gneiss, arenisca, caliza porosa.
100 - 200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, areniscas muy cementada, caliza, dolomía
> 200		Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto
> 250	Extremadamente dura			

Fuente: Romana Ruiz Manuel, clasificaciones geomecánicas, 2000

2.3.3.3.1 Parámetros de la resistencia a compresión simple

Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

Ángulo de fricción

Es ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca, para la mayoría de las rocas este ángulo varía entre 25° y 45°.

Tabla 2.16 Ángulo de fricción y la cohesión para rocas de acuerdo a Mohr-Coulomb

Tipo de roca	Cohesión	Cohesión	Ángulo de fricción
	(Kpa)	(Kg/cm ²)	(°)
Granito	100-300	1.02-3.06	31-33
Cuarzo	50-150	0.51-1.53	26-34
Arenisca	50-150	0.51-1.53	25-34
Limolita	50-150	0.51-1.53	33-37
Pizarra	45-100	0.46-1.02	35-37

Fuente: Romana Ruiz Manuel, clasificaciones geomecánicas, 2000

2.4 Tipo de fallas en taludes rocosos

El tipo de rotura en rocas está directamente condicionado por el grado de fracturación del macizo rocoso además por la orientación y distribución de las discontinuidades.

2.4.1 Tipos de rotura en macizos rocosos más frecuentes

Deslizamiento

Desprendimiento

Coladas

Vuelcos

Movimientos complejos

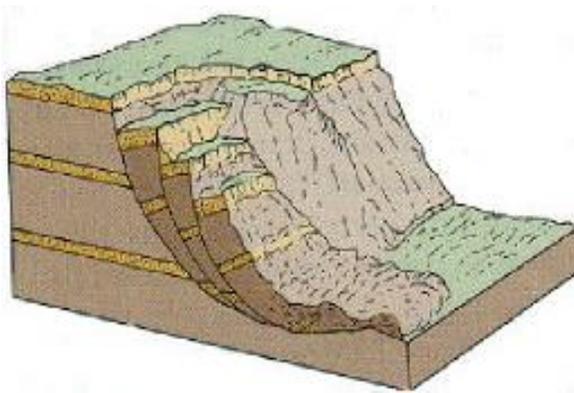
2.4.1.1 Deslizamientos

Deslizamiento rotacional

Estos deslizamientos se mueven a lo largo de superficies de ruptura curvas y cóncavas, con poca deformación interna del material.

La cabeza del material desplazado se mueve verticalmente hacia abajo, mientras que la parte superior del material desplazado se bascula hacia el escarpe.

Figura 2.26 Deslizamiento rotacional



Fuente: Skinner & Porter, 1992

El escarpe principal es prácticamente vertical y carente de soporte, por lo que se pueden esperar movimientos posteriores que causen retrogresión del deslizamiento a la altura de la corona.

Ocasionalmente, los márgenes laterales de la superficie de ruptura pueden ser los suficientemente altos y empinados, como para producir deslizamientos hacia la zona de pérdida.

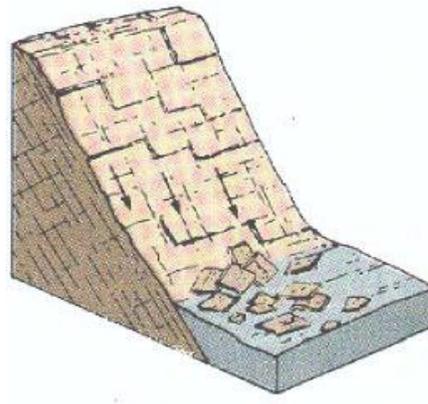
El agua de escorrentía o un nivel freático somero pueden causar el desarrollo de lagunas en las secciones basculadas de material desplazado, lo que a su vez, mantiene el material saturado y perpetúa el movimiento hasta que se desarrolle una pendiente suficientemente baja.

Deslizamiento de traslación

La masa se desplaza a lo largo de una superficie de ruptura plana o suavemente ondulada

y superponiéndose a la superficie original del terreno. La superficie de ruptura usualmente se orienta a lo largo de discontinuidades como fallas, juntas, planos de estratificación o el contacto entre roca y suelos residuales o transportados.

Figura 2.27 Deslizamiento traslacional a lo largo de planos de estratificación



Fuente: Skinner & Porter, 1992

En los deslizamientos traslacionales la masa desplazada puede también fluir, convirtiéndose en un flujo de detritos ladera abajo.

2.4.1.2 Desprendimientos

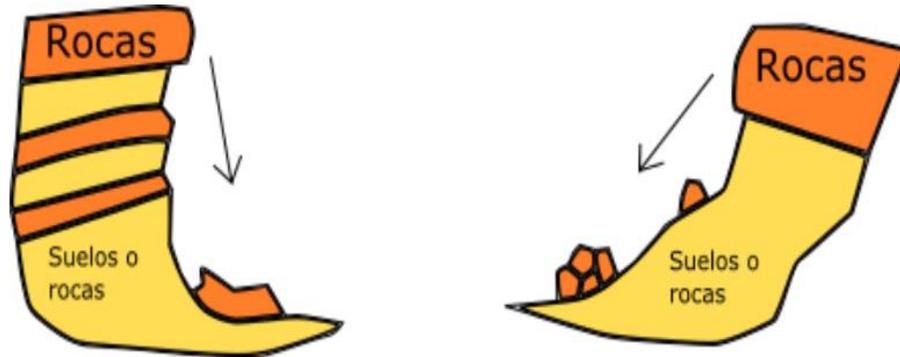
Los desprendimientos de rocas se producen cuando pedazos de rocas de un macizo rocoso caen libremente hacia la superficie.

Estos pedazos de rocas se producen porque el macizo rocoso se encuentra altamente fracturado o afectado por discontinuidades (diaclasas, fallas, superficies de estratificación).

Los desprendimientos de rocas son muy frecuentes en zonas montañosas escarpadas conformadas por macizos rocosos altamente fracturados.

Además, los bloques que se desprenden pueden tener tamaños variados, sin embargo al ser sólidos de gran volumen representan alto riesgo en carreteras, pies de acantilados y zonas montañosas cercanas a pueblos.

Figura 2.28 Desprendimiento de rocas



Fuente: Corominas y García Yagüe, 1997

2.4.1.3 Coladas

Son poco frecuentes y propias de macizos rocosos no muy competentes, con una estratificación definida y afectados por plegamientos u otras manifestaciones de comportamiento plástico. Incluyen deformaciones que se distribuyen entre fracturas grandes o pequeñas e incluso entre micro fracturas sin aparente conexión entre ellas. No existe una concentración de desplazamiento continuo sobre una superficie definida, entre unidades relativamente intactas.

Estos movimientos son generalmente muy lentos y más o menos estables, afectando a zonas superficiales o de cierta profundidad.

Figura 2.29 Colada de rocas



Fuente: Corominas y García Yagüe, 1997

2.4.1.4 Vuelcos

Es la rotación hacia delante y hacia el exterior de la ladera, de una masa de suelo o roca alrededor de un eje situado por debajo de su centro de gravedad. La fuerza desestabilizadora es la gravedad así como el empuje ejercido por el terreno adyacente o los fluidos (agua o hielo) en las grietas. Dentro del mecanismo de vuelco pueden distinguirse dos procesos:

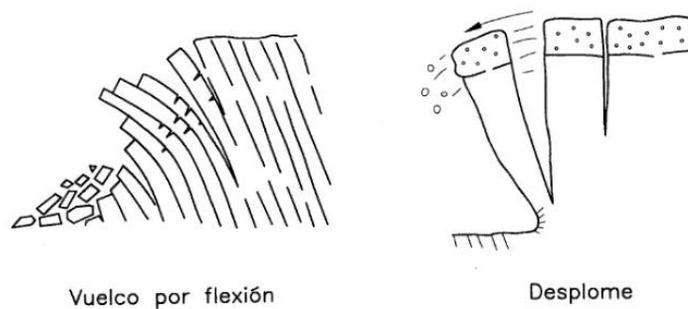
Vuelco por flexión

Tiene lugar en rocas con un sistema preferente de discontinuidades, formando vigas semi continuas en voladizo (Goodman y Bray, 1976). Las columnas continuas cuando se doblan hacia delante, rompen por flexión. Este tipo de movimiento es característico en esquistos, filitas, pizarras y en secuencias rítmicas finamente estratificadas (facies flysch).

Desplome

La parte movida cae con un movimiento brusco de giro, al menos inicial, apoyado en su base externa. Estos movimientos se producen en bordes acantilados rocosos o de materiales areno-arcillosos compactados. Si la ladera es empinada, las roturas por vuelco pueden transformarse en caídas.

Figura 2.30 Mecanismos de vuelco



Fuente: Corominas y García Yagüe, 1997

En formaciones detríticas (terrazas aluviales) y en rocas blandas (arcillitas y limolitas) los desplomes suelen darse en taludes empinados que han sufrido excavaciones rápidas (por ejemplo, en las márgenes cóncavas de los meandros) a favor de grietas de tracción que se desarrollan paralelamente al acantilado. La generación de un mecanismo de vuelco en

macizos rocosos es poco frecuente en la naturaleza. Su desarrollo está asociado sobre todo a excavaciones artificiales y en este caso, su ocurrencia suele indicar la presencia sistemática de discontinuidades adversamente orientadas que requieren su estabilización mediante bulonado o anclaje. La progresión del vuelco hacia la parte alta de la ladera podría conducir a la rotura generalizada de la misma.

El desarrollo de un vuelco a gran escala en la ladera puede comportar cambios significativos en la permeabilidad del macizo rocoso tanto en el espacio como en el tiempo. La abertura de grietas puede facilitar el drenaje del macizo y ayudar a la auto estabilización (Giraud et al. 1990).

2.4.1.5 Movimientos complejos

Son el resultado de la combinación de más de un tipo de los diferentes movimientos descritos anteriormente. También se consideran como tales aquellos, que presentan diferentes estados en el desarrollo de los movimientos.

Se puede incluir la combinación múltiple de un mismo tipo de rotura y también aquellos movimientos en que la distribución interna de las velocidades de la masa que desliza, pueda o no asemejarse a un fluido viscoso.

Consecuentemente las diferentes velocidades con que se producen estos movimientos, así como su distribución espacial, vienen condicionada por los tipos de movimientos que componen la rotura.

2.4.2 Proceso de deterioro de los movimientos

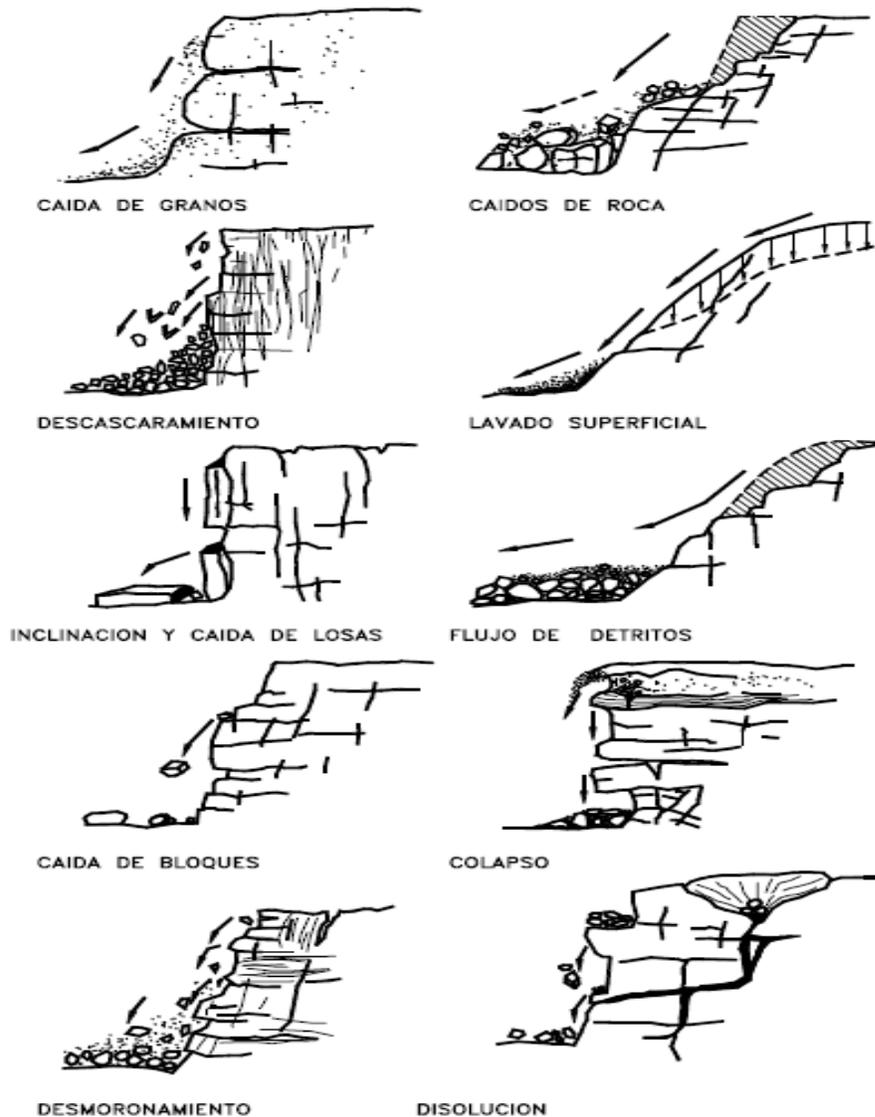
El deterioro, con el tiempo puede dar lugar a la necesidad de mantenimiento o construcción de obras de estabilización. Al deterioro, sin embargo, se le da muy poca atención en el momento del diseño y el énfasis se dirige a evitar las fallas profundas, más que a evitar los fenómenos anteriores a la falla.

Cuando un talud se corta, para la construcción de una vía o de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiándose la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado.

El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente

desprendimiento o remoción. Este incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídas de roca o colapso del talud.

Figura 2.31 Procesos de deterioro en macizos rocosos



Fuente: Nicholson y Hencher, 1997

1 Caída de granos

Consiste en la caída de granos individuales de la masa de roca con desintegración física a granos como pre requisito. Depende de la resistencia de las uniones inter granulares y las

micro grietas relacionadas con los granos.

Causa un debilitamiento general del material de roca. No representa una amenaza en sí misma pero puede conducir a la pérdida de soporte y subsecuente colapso en pequeña escala. Los finos pueden sedimentarse y producir depósitos dentro de las estructuras de drenaje.

Como solución se sugiere la limpieza de los residuos en el pie del talud y el cubrimiento con técnicas de bioingeniería concreto lanzado y refuerzo local, donde exista riesgo de colapso.

2. Descascaramiento

Caída de cáscaras de material de la masa de roca. Las cáscaras tienen forma de láminas con una dimensión significativamente menor a las otras dos dimensiones.

Puede reflejar la litología, fisilidad, o puede reflejar la penetración de la meteorización.

Los fragmentos en forma de láminas no son grandes y no constituyen una amenaza significativa, sin embargo, se produce un depósito de sedimentos en el pie del talud.

Como tratamiento se sugiere las técnicas de bioingeniería y concreto lanzado con pequeños anclajes y obras de concreto dental.

3. Formación, inclinación y caída de losas de roca

Se forman prismas o pequeñas placas con dimensión mínima de 50 mm, pudiendo existir deslizamiento y rotación o pandeo. Generalmente, las fracturas a tensión paralelas a la superficie del talud son pre requisito para su ocurrencia, seguidas por la pérdida de soporte.

Pueden caer grandes bloques de material y pueden significar una amenaza importante, causando daño a los canales de drenaje, cercas, pavimentos o puede crear taludes negativos. Las inclinaciones pueden considerarse como un proceso de deterioro o como un movimiento del talud.

Como tratamiento se sugiere la construcción de gradas o escaleras, bermas intermedias, refuerzo con pernos o estructuras de contención.

4. Caídos de bloques

Pueden caer por gravedad, en forma ocasional bloques individuales de roca de cualquier dimensión, produciendo un deterioro en la estructura del talud.

La amenaza es difícil de predecir debido al gran rango de tamaños que pueden caer y especialmente los bloques grandes pueden causar daño estructural. En ocasiones bajan saltando y rodando y pueden caminar grandes distancias. Estos caídos corresponden a los caídos de roca en la clasificación general de movimientos en taludes.

Como tratamiento se sugiere la construcción de gradas, la utilización de mallas de acero, concreto lanzado o mampostería.

5. Desmoronamiento del talud

El desmoronamiento general del talud produce la caída de bloques de diversas dimensiones en forma semi continua. Puede causar una amenaza significativa y crear grandes acumulaciones de detritos en el pie del talud.

Como solución se sugiere la construcción de gradas, colocación de mallas, trampas para detritos y cercas protectoras; también se pueden construir estructuras de submuración en mampostería o concreto lanzado. Los bloques grandes pueden requerir aseguramiento con pernos, anclajes o cables.

Las áreas con desintegración severa pueden requerir soporte total o disminuir el ángulo de inclinación del talud.

6. Caídos de roca

La caída de muchos bloques de roca “en un solo evento” requiere que haya ocurrido un debilitamiento de la masa de roca, debido a la fragmentación y a la ausencia de soporte lateral. El volumen de la falla depende de los diversos planos de discontinuidad y puede cubrir en un solo momento varios planos (falla en escalera).

7. Lavado superficial o erosión

La erosión es el desprendimiento, transporte y depositación de partículas o masas pequeñas de suelo o roca, por acción de las fuerzas generadas por el movimiento del agua.

El flujo puede concentrarse en canales produciendo surcos y cárcavas. Las gotas de lluvia pueden contribuir al desprendimiento de las partículas o granos. Puede producir sedimentación de materiales en el pie del talud.

Como solución se propone generalmente, la construcción de obras de drenaje y de bioingeniería, así como concreto dental, concreto lanzado o modificaciones de la topografía del talud.

Los procesos de erosión son muy comunes en suelos residuales poco cementados o en suelos aluviales, especialmente, los compuestos por limos y arenas finas principalmente, cuando la cobertura vegetal ha sido removida.

8. Flujo de detritos

El desprendimiento y transporte de partículas gruesas y finas en una matriz de agua y granos en forma de flujo seco o saturado. Los flujos de detritos son impredecibles, mueven grandes volúmenes de material y pueden crear una amenaza moderada a alta.

Se requiere un análisis especial de cada caso para su tratamiento. Generalmente no se les considera como procesos de deterioro sino como deslizamientos. Sin embargo, pueden generar grandes deslizamientos del macizo al producir cambios topográficos importantes.

9. Colapso

Bloques independientes de gran tamaño colapsan debido a la falta de soporte vertical. El tamaño de los bloques es de más de 500 mm e incluyen los taludes negativos (overhangs). Representa una escala grande de amenaza, de acuerdo a su tamaño y potencial de colapso. Las soluciones incluyen concreto dental, estructuras de refuerzo, submuración y otras estructuras de retención.

10. Disolución

La disolución de materiales solubles en agua que puede ser acelerado por las condiciones locales, especialmente la presencia de aguas agresivas. Puede producir cavidades internas que podrían colapsar o formar cárcavas.

Como tratamiento se sugiere la inyección o relleno de las cavidades o la construcción de estructuras de puente.

2.4.3 Factores de inestabilidad

Los factores más importantes que intervienen en la inestabilidad de cualquier talud son:

Factor agua

El agua es uno de los factores más negativos que intervienen en las fallas de los taludes sobre todo de las zonas tropicales y en periodos lluviosos, en los que además de tratar con el agua superficial tenemos que controlar también el agua subterránea ya que el agua está íntegramente relacionada con los deslizamientos. Para conocer mejor este factor de inestabilidad debemos estudiar las diversas formas en las que se encuentra el agua además de los efectos que provoca y en lo posible obtener la información precisa de las lluvias en el tramo donde se encuentra el talud en estudio ya que parte de estas lluvias se infiltra y la otra parte corre por la superficie como escorrentía.

La humedad superficial del terreno define porcentajes de escorrentía e infiltración y en algunas ocasiones el comportamiento de los taludes ya que está controlada por la pendiente, características climáticas, tipo de suelo y la vegetación.

La infiltración es el movimiento del agua que penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo o roca por los poros de la masa terrestre y está sujeta a varios factores como la cantidad, intensidad y tipo de precipitación, el ritmo de la precipitación, la pendiente superficial, la permeabilidad de suelos y rocas, la cantidad y tipo de vegetación existente.

El nivel freático es el nivel de agua presente en el talud que puede tener como base el pie del mismo o puede estar suspendido por un manto impermeable dentro del propio talud, es una línea de presión de poros igual a cero que en general sigue una línea aproximadamente paralela a la superficie del terreno.

El agua superficial o escorrentía es la proporción de agua de precipitación que fluye superficialmente sobre el suelo y cuanto más pronunciado, impermeable y desprovisto de vegetación es el talud y más fuertes las lluvias, mayor es la parte de las mismas que se convierte en escorrentía.

La erosión hídrica es otro fenómeno ocasionado por el agua y sus fuerzas hidráulicas las cuales producen el desprendimiento, transporte y depósito de los materiales de suelo y roca por la acción del agua en movimiento, si la velocidad de escorrentía es mayor que la velocidad máxima erosionante se produce una erosión superficial, esta velocidad de escorrentía depende de factores como la pendiente, la intensidad de la lluvia, la cantidad de agua presente y la rugosidad de la superficie del terreno.

Estos son algunos de los efectos negativos del agua que puede estar presente en el talud, efectos que debemos conocer por ser uno de los principales factores de falla o deslizamiento.

Factor viento

El viento es un factor que está relacionado con el clima y también con la vegetación, las fuerzas del viento son significativas ya que éste junto con el agua son los agentes principales en el proceso de meteorización, proceso por el cual los fragmentos de roca se hacen cada vez más pequeños, se disuelven o van a formar nuevos compuestos.

El viento o aire atmosférico por sí solo, cuando es muy fuerte puede causar un efecto negativo sobre la vegetación y puede causar también procesos erosivos o lo que se conoce como erosión eólica que generan inestabilidad en el talud.

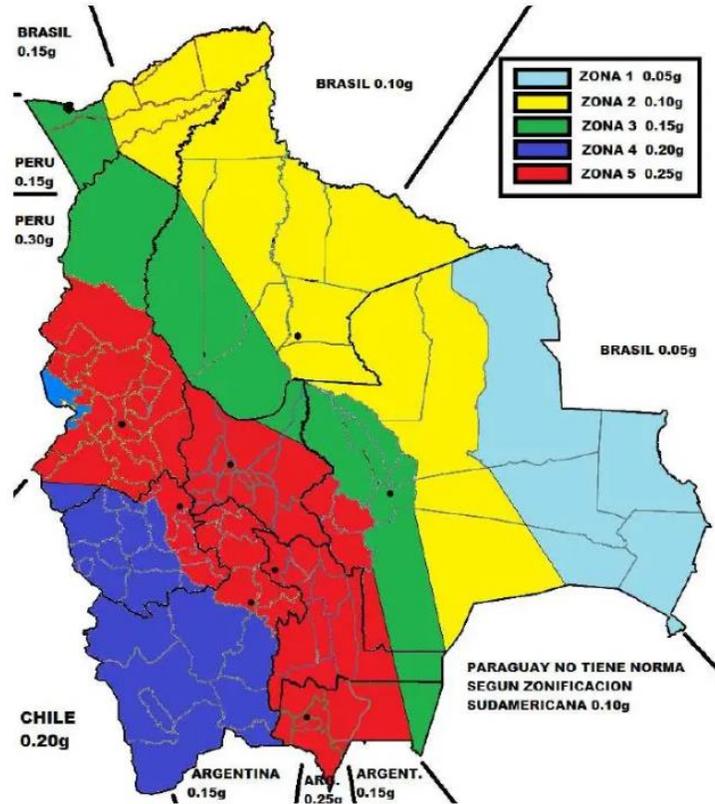
Factor sismo

El sismo o los movimientos sísmicos también afectan de gran medida la estabilidad de un talud, puesto que pueden activar los deslizamientos ya que aumenta el esfuerzo cortante y disminuye la resistencia.

Por lo que se puede apreciar los sismos son eventos naturales que pueden provocar grandes deslizamientos de masas de suelo y de roca cuando esta es fracturada, volviendo estas zonas en zonas de falla geológica, zonas con las que es muy difícil tratar debido a la tremenda inestabilidad que presentan.

Como podemos ver en el mapa de zonificación sísmica de Bolivia

Figura 2.32 Zonificación para diseño sísmico para Bolivia



Fuente: Manual de diseño sísmico para Bolivia, 2016

En la siguiente tabla se muestran los valores de aceleración máxima del terreno como fracción de la gravedad, con una probabilidad de ocurrencia de 10 % de ser superada en los 50 años de vida útil de la estructura.

Tabla 2.17 Aceleración máxima del terreno

Aceleración del terreno $Z = at/g$	
Zona	Z
Zona 1	0.05
Zona 2	0.10
Zona 3	0.15
Zona 4	0.20
Zona 5	0.25

Fuente: Manual de diseño sísmico para Bolivia, 2016

Pudiendo considerar el coeficiente sísmico horizontal en función de la aceleración de terreno como:

$$K_h = \frac{a_t}{g}$$

El coeficiente sísmico vertical suele despreciarse. Si se considera, puede adoptarse como un 50% del horizontal:

$$K_v = \frac{K_h}{2}$$

A partir de lo anterior se definirá el factor de seguridad estático mínimo (FS) necesario para garantizar la estabilidad del talud durante y después del sismo, según la pendiente y según la zona sísmica.

Tabla 2.18 Factor de seguridad según la zona sísmica

FACTOR DE SEGURIDAD ESTATICO MINIMO NECESARIO					
Pendiente Terreno %	Zona 1 0.05g	Zona 2 0.10g	Zona 3 0.15g	Zona 4 0.20g	Zona 5 0.25g
< 25 %	1.27	1.35	1.43	1.50	1.58
26% - 35 %	1.28	1.36	1.44	1.52	1.60
36% - 50 %	1.29	1.37	1.46	1.54	1.64
51% - 70 %	1.30	1.39	1.49	1.59	1.68
71% - 85 %	1.30	1.41	1.52	1.62	1.72
86% - 100 %	1.31	1.43	1.55	1.66	1.78
101% - 120 %	1.50	1.64	1.78	1.93	2.07
121% - 145 %	1.51	1.68	1.84	2.00	2.16

Fuente: Manual de diseño sísmico para Bolivia, 2016

Factor sobrecargas

Las sobrecargas a las que se somete un talud es también motivo de preocupación, ya que el hombre es el permanente modificador de los elementos que conforman la superficie de la tierra, modificaciones que afectan en forma importante la estabilidad de un talud.

Como ejemplos de estas modificaciones tenemos el descargue del talud por remoción de

suelos y rocas por corte, la sobrecarga por medio de rellenos, casas o edificios, el hundimiento debido a excavaciones para túneles, los procesos de urbanización, incluso la deforestación y la ausencia de cobertura vegetal provocan una sobrecarga puesto que al no existir vegetación el agua de precipitación infiltra con mayor rapidez aumentando de esta manera el peso propio del talud y originando una carga extra que lo vuelve aún más inestable originando deslizamientos.

La modificación de la topografía mediante cortes o rellenos puede producir la activación de un deslizamiento.

La colocación de rellenos directamente sobre los taludes que generalmente son sin compactar o mal compactados permiten también una sobrecarga del talud o ladera y la saturación y colapso de los suelos sueltos, facilitando los escurrimientos de suelo y la formación de cárcavas por erosión.

2.4.4 Factor de seguridad

Para el cálculo de la estabilidad de los taludes seguiremos uno de los procedimientos más utilizados, que consiste en elegir un coeficiente de seguridad adecuado en función de la finalidad de la excavación y del carácter temporal o definitivo del talud.

Para taludes permanentes suele adoptarse un coeficiente de seguridad mayor o igual a 1.5-2 (según la confianza que se tenga en los datos geotécnicos que intervendrán en los cálculos), en taludes temporales suele emplearse un factor de seguridad de 1.3.

En líneas generales prácticamente todas las normas establecen que el elemento analizado es estable si el factor de seguridad es mayor de 1.2-1.6.

Otro criterio en la elección del factor de seguridad se basa en las consecuencias que tendría el fallo del talud, estableciéndose:

Tabla 2.19 Factores de seguridad atendiendo a las consecuencias del fallo del talud

Caso	Factor de Seguridad
Si puede ocurrir la pérdida de vidas humanas al fallar el talud	1.7
Si la falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes	1.5
Si se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes	1.3
Si la falla del talud no causa daños	1.2

Fuente: Universidad Europea de Madrid, 2000

Una vez evaluado el factor de seguridad de la superficie supuesta, será necesario analizar otras superficies de rotura cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que arroje el menor resultado del factor de seguridad, y esta será admitida como la superficie potencial de rotura más probable del talud.

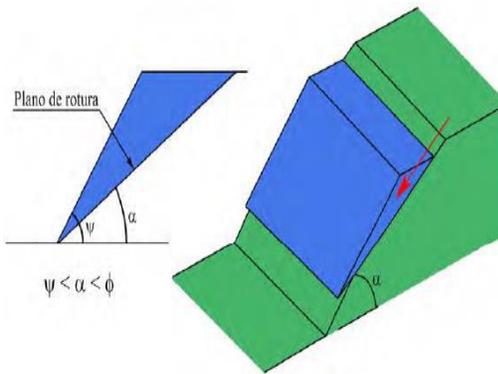
2.4.4.1 Rotura planar

Condiciones de rotura plana

Para que exista una rotura plana se deben satisfacer las siguientes condiciones geométricas:

1. Presencia de discontinuidades buzando a favor del talud y con una dirección similar a la de este.
2. La discontinuidad debe de estar descalzada por el talud. Lo que significa que su buzamiento debe ser más pequeño que el de la cara del talud; $\psi > \alpha$, y además la fractura debe aflorar en la cara del talud.
3. Los contornos laterales del deslizamiento deben estar definidos por superficies débiles que proporcionan poca resistencia.

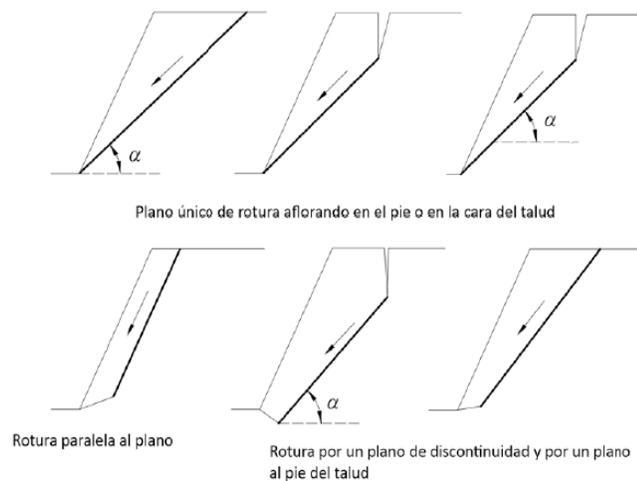
Figura 2.33 Condiciones para que exista rotura planar



Fuente: Universidad Europea de Madrid, 2000

Las formas más comunes de rotura planar son las que se muestran a continuación:

Figura 2.34 Tipos más frecuentes de rotura planar



Fuente: Universidad Europea de Madrid, 2000

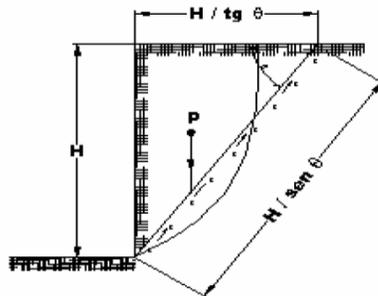
2.5 Solución para la estabilidad de taludes rocosos

2.5.1 Definición

Debido a que la estructura y la composición de las rocas pueden variar dentro de límites muy amplios, la variedad de tipos de comportamiento que se observan también es muy amplia. Este trabajo se enfoca principalmente a taludes en rocas, tanto blandas como duras, aunque mantener este enfoque puede ser difícil en algunos materiales, en los cuales la distinción entre suelo y roca es imprecisa, particularmente cerca de la superficie.

Es importante señalar que un talud en rocas en la superficie y una excavación en el subsuelo, son dos ambientes claramente distintos, siendo el talud en la superficie generalmente menos seguro. Aunque una persona puede sentirse más expuesta al peligro trabajando en el subsuelo, debido a los peligros que implican el trabajar en un ambiente cerrado, las excavaciones en la superficie tienden a ser menos estables debido a que se tienen esfuerzos bajos, materiales con grados de intemperismo más elevados y a la acción del agua. La distribución de esfuerzos tangenciales alrededor de una abertura subterránea excavada con extremo cuidado, puede ayudar a mantener en su sitio los bloques del techo y las paredes; sin embargo, poca o ninguna tracción superficial actúa en las caras de los bloques en la superficie, en donde el esfuerzo tangencial es muy pequeño. Por otro lado, la teoría de bloques demuestra que los bloques clave que pueden caer hacia una excavación en la superficie, tienden a ser más grandes que aquellos que pueden caer hacia una excavación subterránea; por lo tanto, un derrumbe local comúnmente tiene mayores dimensiones en la superficie que en el subsuelo.

Figura 2.35 Análisis de estabilidad de los taludes en roca



Fuente: Sáenz Serpa, estabilidad de taludes de roca, 2017

Generalmente, una excavación abierta incluye rocas intemperizadas, cuyas resistencias son mucho menores que la de la roca intacta. Algunas rocas blandas continuarán degradándose debido a alteraciones durante la construcción y posteriormente debido a la acción del agua y del clima, particularmente en regiones con climas cálidos y húmedos.

No obstante que las vetas de agua pueden ser interceptadas tanto en la superficie como en el subsuelo, los materiales en la superficie pueden permitir un mayor flujo de agua debido a su mayor porosidad y grado de fracturamiento, a pesar de la menor carga de agua;

además, las aguas superficiales forman parte de los problemas que pueden ser causados por las aguas subterráneas.

Tanto en la superficie como en el subsuelo, las presiones hidráulicas en discontinuidades y las presiones de poro en rocas fisuradas, estratos de rocas sedimentarias blandas o en el material poroso de relleno de las fallas (el cual se comporta como suelo) pueden con toda seguridad desestabilizar un macizo rocoso. Durante tormentas, las excavaciones en la superficie también tendrán que enfrentarse a problemas debidos a la pérdida de presión capilar o al ablandamiento de materiales arcillosos que inicialmente se encuentran en un estado no-saturado o disecado. Similarmente, la erosión, tanto interna como externa de materiales limosos derivados de la meteorización, típicos en suelos residuales, puede llevar a una rápida destrucción del talud.

Figura 2.36 Taludes artificiales en roca



Fuente: Escobar Potes, análisis de estabilidad de taludes, 2013

Los taludes artificiales en roca son el producto de excavaciones realizadas para abrir espacio para rutas de transporte, edificios, centrales eléctricas, presas y portales de túneles. Son taludes "permanentes" en los cuales es necesario prevenir, o al menos controlar los movimientos de roca. Sin embargo, incluso taludes de roca "temporales", como son los usados en canteras y en operaciones de construcción, pueden tener porciones que requieren la prevención de fallamientos o deslizamientos por un largo periodo. Además, algunos taludes diseñados sólo para uso temporal terminan cobrando vida propia como parte integral del paisaje, colindantes con desarrollos de viviendas o complejos industriales.

Debido a que una excavación no debe poner en riesgo la seguridad de instalaciones adyacentes durante un cierto periodo, el ingeniero tiene que estar capacitado para interpretar señales indicadoras de un problema inminente. Algunas de estas señales dependen de la forma de fallamiento que puede experimentar el material del talud. Afortunadamente, la gran mayoría de los problemas con la estabilidad de taludes se manifiestan durante el periodo de construcción y permiten su rectificación con medidas apropiadas, en especial si el modo de falla es identificado correctamente. Sin embargo, después de cierto tiempo se desarrollan otros movimientos, en el que etapas sucesivas dentro de una progresión de eventos, mueven el talud, lenta y ocultamente, hacia el peligro o eventualmente hacia una ruptura total.

Si un talud de roca es grande y contiene una variedad de estructuras y tipos de roca, no debe esperarse que una sola forma de falla cubra todos los sectores. Por el contrario, en una masa rocosa en deslizamiento sería razonable encontrar más de uno de los mecanismos de falla simple, actuando simultáneamente; una parte puede estar deslizándose, otra volcándose, otra experimentando erosión e incluso otra sufriendo fracturamiento y destrucción de lo que previamente era una masa de roca continúa.

Algunos de los principios que gobiernan este comportamiento complejo son los siguientes:

1. Los bloques aislados se forman por la intersección de discontinuidades pre-existentes y la superficie de la excavación.
2. Los bloques orientados desfavorablemente se mueven primero, dejando en su lugar un nuevo espacio hacia el cual los bloques adyacentes pueden moverse; los primeros fueron denominados "bloques clave" por Goodman y Shi (1985).
3. El deslizamiento a lo largo de una cara o de un borde de bloque de roca que esté orientado desfavorablemente, ocurrirá si se cumplen las condiciones cinemáticas. La condición más importante es que el bloque sea "removible" en el espacio excavado, implicando que la dirección de movimiento incipiente aflora o tiene salida hacia la excavación.

4. Si se impide el movimiento por deslizamiento, se favorece al mismo tiempo el movimiento por rotación. Por lo tanto, cuando las posibilidades de deslizamiento son impedidas, debido a que los planos de deslizamiento no afloran hacia la excavación, pueden ocurrir mecanismos por volteo, pandeo (buckling), hundimiento de bloque (block slumping) y fallamiento por torsión o torsional failure.

5. Los bloques incompletos que no están totalmente cortados por el sistema de discontinuidades (implicando que no están completamente "aislados"), podrían fallar cuando la formación de nuevas fracturas en la roca los termine de aislar.

2.5.2 Estabilidad de taludes de roca

Los métodos de protección están dirigidos a la construcción de estructuras de contención que retienen los desprendimientos de los macizos rocosos sobre las carreteras, con el fin de evitar que la amenaza genere riesgos poniendo en juego vidas humanas, estas construcciones tienen que satisfacer importantes volúmenes de tráfico a elevadas velocidades lo cual debe garantizar seguridad en la circulación, para este caso se mencionará varios métodos que eviten o traten de amortiguar la energía que en su descenso llegan a adquirir los macizos rocosos.

Una de las aplicaciones prácticas de la clasificación SMR es la orientación sobre el tipo de tratamiento que debe darse al talud para asegurar su estabilidad y seguridad. A estos efectos, se elaboró una tabla que relaciona rangos de valores del SMR con la protección más idónea a emplear.

Tabla 2.20 Tipo de tratamiento a emplear según el SMR

Clase de tratamiento	SMR
Sin protección Ninguna Saneamiento del talud	> 65
Protección Zanjas en el pie del talud Redes sobre la superficie del talud Pantallas dinámicas de contención	45 a 70
Refuerzo del terreno Bulones Anclajes Micropilotes	30 a 75
Estructuras de hormigón Gunitado superficial Hormigonado dental Contrafuertes y/o vigas Muros en el pie del talud	20 a 60
Drenaje Superficial Profundo	10 a 40
Excavación Tendido Muro de contención	10 a 30

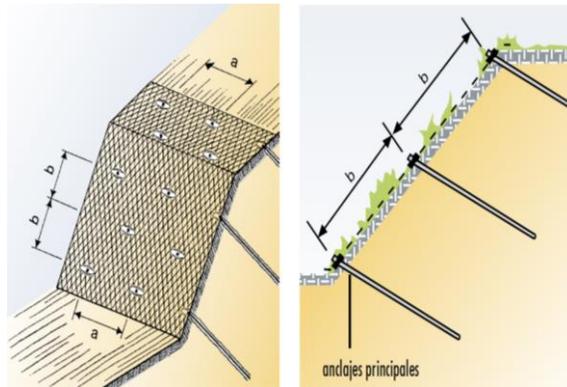
Fuente: Manuel Romana, 1985

Existen diversas medidas de protección de carreteras contra estos tipos de fenómenos gravitacionales, la implantación del sistema adecuado depender de las condiciones de entorno y de la calidad del propio talud.

Destacamos el siguiente método que será utilizado en este caso:

2.5.2.1 Componentes del sistema flexible de alta resistencia

Figura 2.37 Sistema flexible



Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

Mallas de triple torsión

La malla de triple torsión se usa como un sistema de protección contra caídas rocosas y de escombros en las carreteras, para vías ferroviarias y para los lugares donde exista la posibilidad de pérdida de bienes o de la vida misma.

Figura 2.38 Malla de triple torsión



Fuente: Cercas y Techos Mallacos S.A. de C.V., 2017

La malla triple torsión, es un sistema de estabilización de taludes empleado cuando las rocas o fragmentos a contener son susceptibles de desprenderse, no sean inferiores a la propia abertura de la malla.

Un factor clave por tanto, es ejecutar un anclaje continuo y seguro en la cabecera del talud, así como adaptarla lo máximo posible a las irregularidades de la superficie para evitar que entre en acción la energía cinética de los fragmentos que pueda provocar desgarros de la misma.

La malla triple torsión dispone de flexibilidad en todas las direcciones y aunque se rompa uno de los alambres, la malla no se deshace como ocurriría con la malla de simple torsión.

Figura 2.39 Colocación de las mallas



Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

Ventajas

La malla no se deshace si uno de los alambres se rompe.

Resistencia al esfuerzo por perforación y a la tensión.

Máxima continuidad en las articulaciones sin necesidad de traslapar los paneles de la malla.

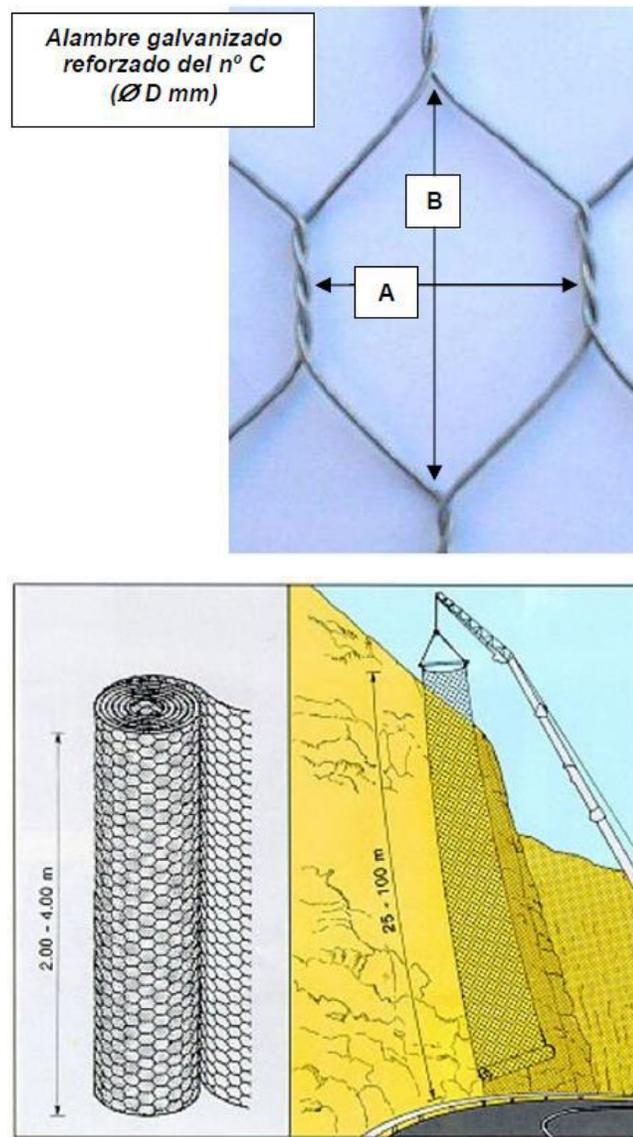
Especificaciones técnicas

La malla denominada de triple torsión está constituida por una serie de alambres que después de tejidos en torsiones toman forma de un hexágono alargado en el sentido de una

de sus diagonales.

Existen varios tipos de malla en función de las dimensiones en centímetros del hexágono (A= diagonal mayor, B= diagonal menor) y del diámetro del alambre en milímetros (C) que la compone (ver gráfico), siendo denominadas comercialmente de la siguiente forma AxB-C

Figura 2.40 Especificaciones técnicas



Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

Las características del enrejado de triple torsión, se ajustan a las descritas en la tabla siguiente:

Tabla 2.21 Características de la malla triple torsión

Tipo de malla		5x7-13	8x10-15	8x1016	8x10-16 +PVC	8x10-17
Nº de alambre		13	15	16	16+PV C	17
Ø del alambre		2	2.4	2.7	2.7/3.7	3
Espesor mínimo de recubrimiento Zn95A15 g/m2		215	230	245	245	255
Resistencia alta, rotura a tracción en KN/ml (por metro de ancho de la malla)	Longitudinal	33.74	40	50	50	60
	Transversal	20.73	19.3	24.1	24.1	28.9
Tipo de rollos: Ancho rollos en metros		1,2,3	1,2,4	1,2,4	4	4
Tipo de rollos: Longitud de rollos en metros		100	100	100	50	75
Peso enrejado Kg/m2		1.13	1.04	1.35	1.6	1.67
Punch Test (KN)		14.7	20.1	23.6	23.6	26.7

Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

Sistema de colocación

El sistema de colocación estándar es el siguiente:

El anclaje de la malla en cabecera y pie del talud se realizara mediante bulones abastoados de acero corrugado de 20 mm y 1 m. de longitud y con una equidistancia de aprox. 1.50 m.

Figura 2.41 Colocación de bulones



Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

El extendido de los paños de malla se realizara desde la cabecera hasta el pie del talud uniéndolos entre sí a medida que se van desplegando.

Figura 2.42 Tendido de malla



Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

El cocido de los paños del enrejado se puede realizar de dos formas:

Sin solape: Realiza mediante puntos de triple torsión entre el alambre-orillo (3 mm) de uno de ellos y el alambre-orillo (3 mm) del contiguo.

Figura 2.43 Clips de conexión



Fuente: Geobrugg A Company of the BRUGG Group

De esta forma los paños contiguos quedaran unidos mediante una única fila de puntos, desde la cabecera al pie de talud. La distancia entre dos puntos consecutivos dentro de la misma línea es de aproximadamente 15 cm.

Figura 2.44 Unión sin solape



Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

Con solape: Realiza mediante puntos de triple torsión entre el alambre-orillo (3 mm) de uno de los paños y el alambre del contiguo. A su vez, el alambre-orillo del 2º paño se cose al alambre del 1º mediante puntos de triple torsión.

De esta forma los paños contiguos quedaran unidos mediante dos filas de puntos paralelas, desde la cabeza al pie del talud. La distancia entre dos puntos consecutivos dentro de la misma línea es de aproximadamente 15 cm.

Figura 2.45 Unión con solape



Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

Se reforzara el cosido mediante el enhebrado en la zona de solape de los paños y desde cabecera al pie el talud con un cable de acero galvanizado de $\varnothing 3\text{mm}$, que hace que la unión entre paños sea continua y no puntual.

Cables de cosido: es otro sistema de unión de rollos, en lugar de los clips Estos cables pueden hacer las veces también de cables de refuerzo.

Cables de refuerzo: su empleo es opcional. Generalmente se disponen en filas horizontales, aunque también se pueden colocar en filas verticales.

La fijación en el pie del talud del enrejado mediante el cocido del mismo a modo de solapa, se puede hacer de dos formas:

Mediante cable de acero sujeto en sus extremos a anclajes de acero: con esta fijación, los desprendimientos irán acumulándose en bolsas a pie de talud por lo que es recomendable cuando no exista cuneta o sea escasa.

Figura 2.46 Sujeción con cables de acero



Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

Mediante tubo metálico de acero galvanizado: Con esta fijación, los desprendimientos se acumularan fuera de la malla al pie del talud facilitando su retirada.

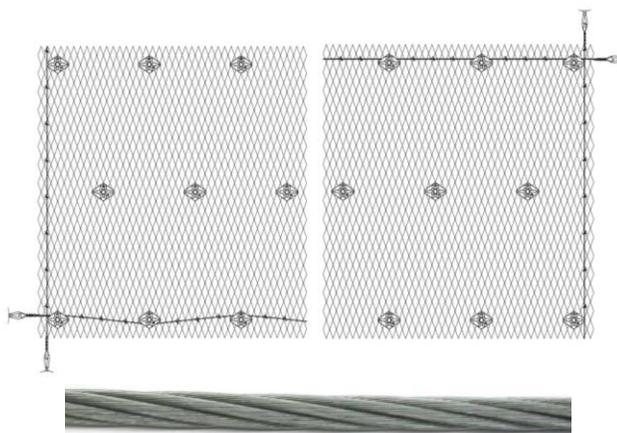
Figura 2.47 Sujeción con tubo metálico de acero



Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

Cables perimetrales

Figura 2.48 Cable perimetral



Fuente: Geobru gg AG, sistemas de protección, 2017

En general se recomienda utilizar como refuerzo cables perimetrales fijados a anclajes colocados lateralmente, y tensados contra los mismos.

En caso que el perímetro sea irregular pueden ser necesarios anclajes cortos de guiado. Estos anclajes sirven para adosar la malla y asegurar el perímetro de la mejor forma posible con una equidistancia de aprox. 1.50 m.

Los cables perimetrales cierran el contorno de la zona a estabilizar, tienen un diámetro variable, en función del fabricante, pero oscilan entre los 8 mm y los 20 mm.

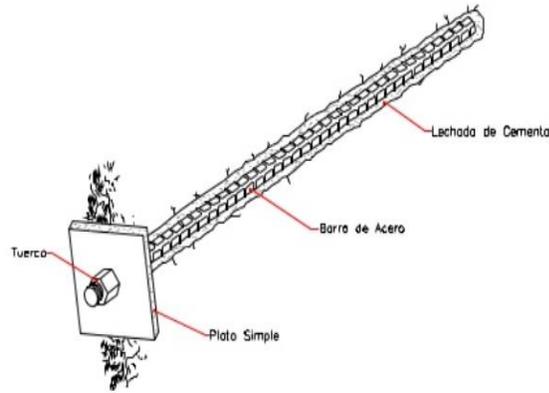
Tabla 2.22 Cables de refuerzo

Datos técnicos	
Aplicación	Para refuerzo y fijación de las zonas perimetrales
Tipo ligero	Cable de acero, alma metálica D = 10 mm Fuerza mínima de rotura 63 kN
Tipo pesado	Cable de acero, alma metálica D =12 mm Fuerza mínima de rotura 91 kN
Protección contra la corrosión	Protección al cinc de conformidad con DIN EN 10244-2

Fuente: Maccaferri, especificaciones malla triple torsión, 2014

Pernos de anclajes

Figura 2.49 Perno de anclaje



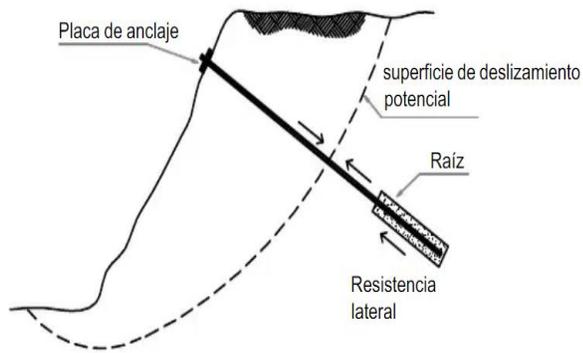
Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

Los pernos son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero colocadas dentro de una perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al macizo de roca. Lo que hace es un refuerzo del macizo de roca por intermedio de la varilla. En esta forma se pueden evitar las caídas de roca y en ocasiones, los deslizamientos de macizos de roca fracturada con discontinuidades muy espaciadas. El diseño de los pernos generalmente es empírico basado en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques.

Cuando los materiales involucrados son rocas, sobre las cuales se implantan estructuras que están sometidas a tracción, ó se trata de mejorar el comportamiento de un talud frente a la posibilidad de un derrumbe o un deslizamiento los anclajes serán anclajes en roca.

Por lo tanto el mecanismo básico de un anclaje consiste en transferir las fuerzas de tracción que se generan en las inclusiones, hacia el suelo o la roca a través de la resistencia movilizada en la interface entre el anclaje y el material que lo rodea (raíz).

Figura 2.50 Mecanismo básico de un anclaje



Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

Componentes de un anclaje

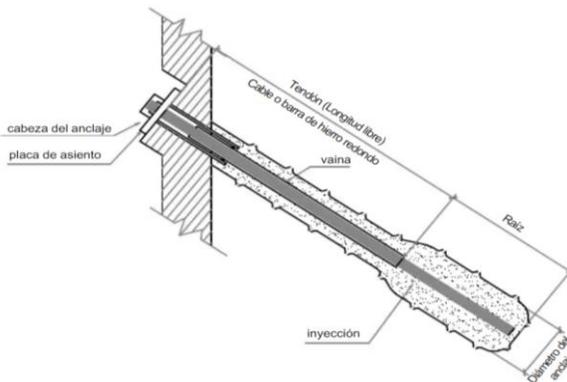
Los anclajes están compuestos básicamente por (ver figura 2.51):

La cabeza del anclaje

Tendón (longitud libre)

Raíz (longitud de adherencia)

Figura 2.51 Componentes del anclaje



Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

La cabeza de anclaje, que está siempre en el exterior del paramento, es el sistema integrado por la placa de apoyo y una tuerca, que es capaz de transmitir la fuerza desde el acero (barra) a la superficie del terreno o a la estructura de soporte (ver figura 2.52).

Figura 2.52 Componentes de un anclaje con tendón de barra

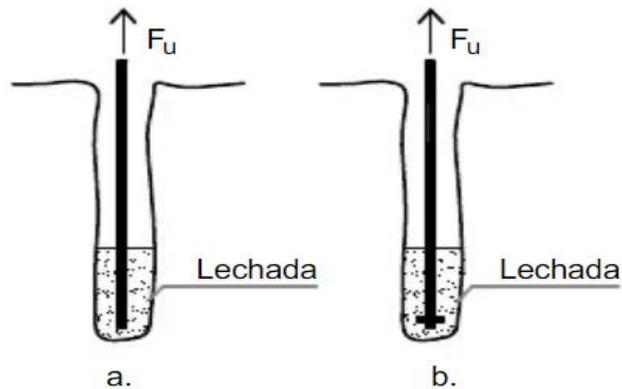


Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

El tendón, que conecta la cabeza con la raíz, puede elongarse elásticamente y transmitir la fuerza de resistencia de la raíz a la estructura. Para que el acero se deforme libremente se coloca un manguito o vaina de material plástico liso, alrededor del tendón para impedir la adherencia del tendón con la inyección circundante. El tendón puede estar formado por cables o barras de acero.

La raíz es un cuerpo enterrado que actúa en el extremo del anclaje destinado a fijar el mismo en el macizo que lo rodea. Este cuerpo puede formarse en suelo generalmente con una inyección controlada que adopta la forma de un bulbo ramificado. En cambio la raíz de un anclaje en roca puede lograrse llenando por gravedad una perforación con una lechada cementicia dentro de la cual se instala una barra de acero, ésta puede tener una tuerca de fondo (figura 2.53.a y 2.53.b); también puede inyectarse a presión. De esta manera una porción de la barra se adhiere a la lechada y es capaz de transmitir dentro del terreno la carga de tracción aplicada. La raíz debe ubicarse detrás de la superficie crítica de falla.

Figura 2.53 Esquema simplificado de anclaje en roca



Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

La inyección es una mezcla basada en cemento portland que provee la transferencia de carga desde el tendón al suelo y le brinda, a éste último, protección contra la corrosión.

Tendón

Las barras están disponibles, usualmente, en diámetros de 26, 32 o 36 mm, este último ha pedido especial.

Tabla 2.23 Características mecánicas de barras

Tipo		Área (mm ²)	Es (tf)	Tg (tf)	Fpu (tf)	Tipo de acero St (Normas Francesas) (kgf/mm ²)	Ta (tf) Para anclajes permanentes
Barras	φ26DY	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	1018.00	76.00	87.00	107.00		52.00

Ta = Límite elástico correspondiente al 0.1% de deformación en el diagrama σ - ϵ entonces

Tg \approx 0.85 Fpu

Es = Límite elástico de proporcionalidad , Ta = Tracción admisible

Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

Tipos de anclajes

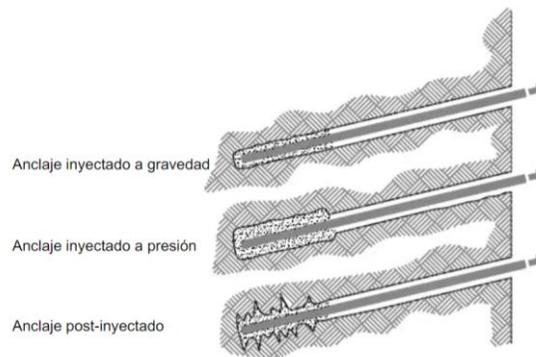
Existen tres tipos principales de anclajes (figura 2.54)

Anclajes inyectados a gravedad.

Anclajes inyectados a presión.

Anclajes post-inyectados.

Figura 2.54 Principales tipos de anclajes



Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

Trabajo de perforación

Los trabajos de perforación y anclaje deben ser coordinados con los trabajos de excavación del talud (plan de trabajo, planes de seguridad, etc.)

El replanteo de los puntos de perforación se puede complicar con las especificaciones de proyecto (máximas distancias entre anclajes a, b).

De esta forma se admiten desviaciones de hasta +/- 10 % de las distancias nominales a, b establecidas en función de las condiciones locales (sitios bajos, nichos en la roca, etc.). Siempre es admisible la disminución de la distancia entre anclajes o la colocación de anclajes adicionales que permitan adosar de una manera óptima la malla al talud.

En general, los trabajos se comienzan desde la corona del talud hacia abajo.

El método adecuado de perforación es determinado primeramente por el subsuelo (materiales no consolidados, roca, etc.). En función de las condiciones de éste se podrán

aplicar diferentes métodos, en cuyo caso el más adecuado está determinado por la maquinaria disponible y su capacidad.

Generalmente, se utilizan los siguientes diámetros mínimos de perforación D_{min} para los anclajes principales:

Tabla 2.24 Diámetro de perforación

Tipo de material	Diámetro mínimo (mm)
En material fino-granular sin consolidar	90.00
En material granular mezclado no consolidado de baja estabilidad	90.00
En material granular mezclado no consolidado estable	65.00
En roca granular fina (arcillita/limolita/marga)	65.00
En roca fisurada, paredes de barreno estables	50.00

Fuente: Geobrugg AG, sistemas de protección, 2017

Diámetros por encima de 65 mm resultan sensiblemente mejores debido a la protección contra la corrosión que brinda el mortero a la barra.

En barrenos de paredes inestables, los diámetros grandes de perforación permiten la instalación de tubos de protección, obturadores u otras medidas que eviten la pérdida de mortero a través de las fisuras en la roca o detritos gruesos.

Anclajes inyectados a gravedad

Para este tipo de anclajes, se efectúa una perforación que luego se llena con lechada cementicia por gravedad sin formarse un bulbo en la raíz sino que la misma es cilíndrica.

Son instalados comúnmente en roca y en depósitos de suelos cohesivos muy compactos a duros, utilizando perforadoras rotativas o máquinas tuneleras. La resistencia del anclaje al arrancamiento depende de la resistencia al corte desarrollado en la interface inyección-suelo.

El mortero se debe preparar en una máquina de inyección con tolva mezcladora. Para garantizar el relleno de todo el barreno, se debe colocar un tubo plástico hasta el final del barreno, de manera tal, que la inyección, se realice desde el interior hacia fuera. El tubo será retirado cuando el orificio esté totalmente relleno.

Para anclajes principales: Rellenar desde el fondo del barreno con tubo de inyección

Para anclajes cortos: Es posible rellenar el barreno antes de introducir el anclaje

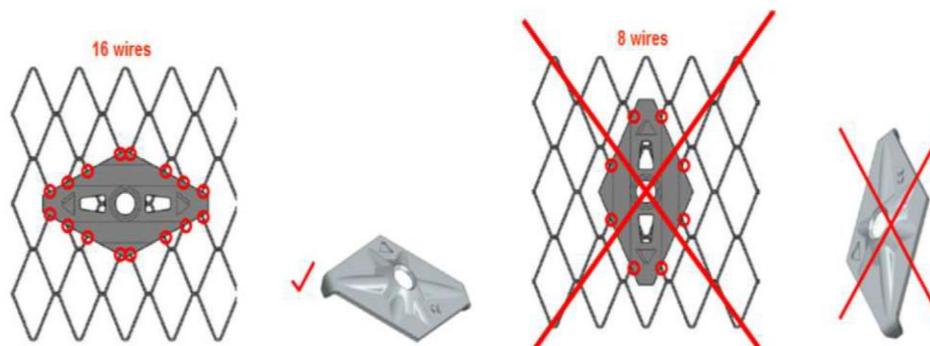
Consumo de mortero en función del diámetro del orificio:

Diámetro del orificio	D = 50 mm	aprox. 8 kg / m ²
	D = 65 mm	aprox. 12 kg / m ²
	D = 90 mm	aprox. 20 kg / m ²

Placas de fijación del sistema

Las placas de fijación del sistema fabricadas con acero galvanizado de 10mm de espesor, sirven para fijar la malla al suelo o roca. Este diseño de placa fue hecho con el fin de garantizar la transmisión óptima de carga de los pernos de anclaje a la malla y dispone de placas rígidas de fijación en forma de rombo, con dientes y refuerzos.

Figura 2.55 Colocación exacta de placa de fijación del sistema



Fuente: Geobrugg AG, sistemas de protección, 2017

Estas placas se colocan sobre las cabezas de anclaje y se presionan por medio de un perno con el fin de pretensar la malla en la pendiente.

Figura 2.56 Apretado de la tuerca usando llave dinamométrica



Fuente: Geobrugg AG, sistemas de protección, 2017

Clips de conexión

Los clips son probados anteriormente para transferir el 100% de las cargas que tienen los paneles de mallas individuales, de esta manera se crea una estructura uniforme y homogénea de protección. Para la instalación no se precisa ninguna herramienta adicional porque los clips de conexión pueden colocarse fácilmente a mano, proporcionando una importante ventaja al momento de conectarlos, ya que en terrenos con pendientes pronunciadas y terrenos escarpados las herramientas adicionales implican esfuerzo y tiempo extra en el procedimiento de trabajo para hacer las conexiones de las mallas.

Figura 2.57 Clips de conexión



Fuente: Geobrugg AG, sistemas de protección, 2017

Un rollo de malla o panel de malla no alcanza para estabilizar una ladera completa, por lo tanto, es de mucha importancia unir y conectar los paneles individuales para garantizar el funcionamiento de la estructura de membrana uniforme de la zona que se quiere estabilizar.

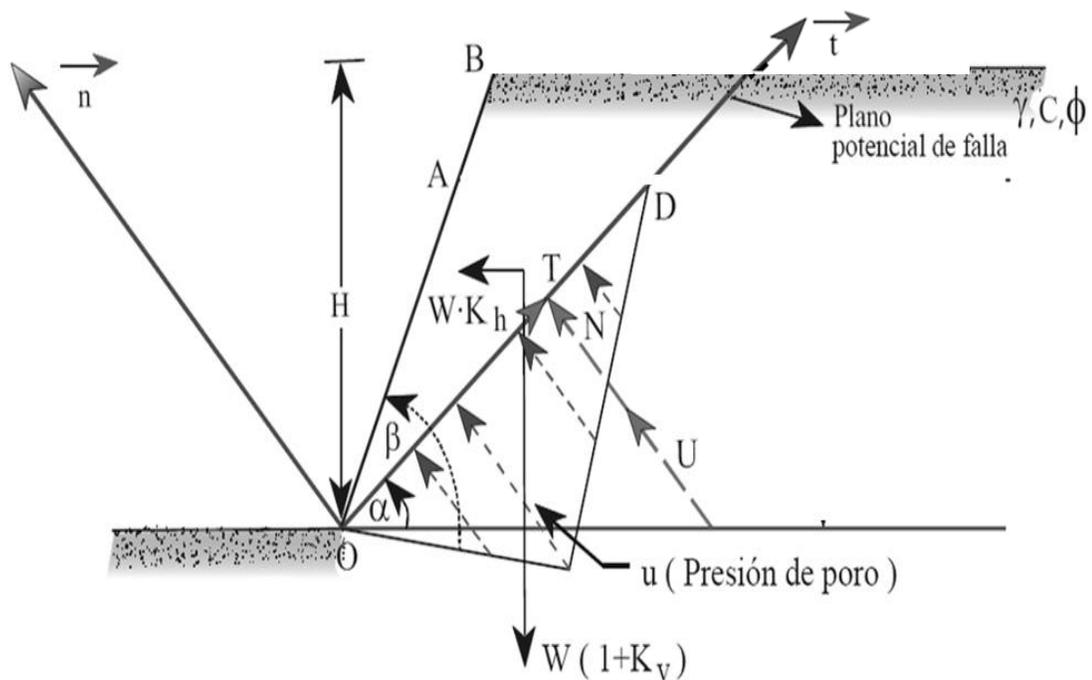
Tabla 2.25 Resumen de datos técnicos de los clips de conexión

Clip de conexión	
Objetivo del clip	Actúan como elementos de conexión para interconectar las mallas
Ejecución	Abrir con la mano el ojal para instalarlo
Calidad del material	Cable de alta tracción de 4mm de diámetro con una resistencia a la tracción de 1700 N/mm ²
Protección corrosiva	Recubrimiento de Zn/Al con un espesor mínimo de 150 g/m ²

Fuente: Geobrugg AG, sistemas de protección, 2017

2.6 Análisis del soporte mediante anclajes en taludes rocosos mediante rotura planar

Figura 2.58 Geometría del talud mostrando las fuerzas y el plano potencial de deslizamiento



Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

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.

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

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

2.6.1 Procedimiento para determinar el factor de seguridad

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:

$$\text{Fuerza sísmica horizontal} = F_h = m * a_h = \frac{W_T}{g} a_h = W_T * k_h$$

$$\text{Fuerza sísmica horizontal} = W_T * k_V$$

$$\text{Adicionalmente } k_h = \frac{a_t}{g} \quad \text{y} \quad k_V \approx \frac{1}{2} k_h \text{ a } \frac{3}{4} k_h \quad (\text{dependiendo de la distancia epicentral})$$

Donde:

k_h = Coeficiente sísmico horizontal

k_V = Coeficiente sísmico vertical

W_T = Peso de la cuña

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

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

$$U = \Psi_1 (\cot \alpha - \cot \beta) \sec \alpha = \Psi_1 * \left[\frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin \alpha \sin \beta} \right] \sec \alpha$$

Siendo:
$$\Psi_1 = \frac{\gamma_w * H_1^2}{2}$$

Donde:

γ_w = Peso específico del agua

H_1 = Altura del nivel freático

α = Ángulo que forma el plano de rotura con la horizontal (buzamiento de las discontinuidades)

β = Inclinación de la cara del talud con la horizontal

El peso total de la cuña de falla de acuerdo a la (figura 2.58) es:

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

Observándose además que:

$$AD = H_1 (\cot \alpha - \cot \beta) \quad y \quad BC = H (\cot \alpha - \cot \beta)$$

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

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

$$W_T = \frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin \beta \sin \alpha} * \left[\frac{\gamma_{sat}}{2} * H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \gamma + q * H \right]$$

Es decir:

$$W_T = \left[\frac{\sin(\beta-\alpha)}{\sin \beta \sin \alpha} \right] * \Psi$$

Siendo:

$$\Psi = \frac{\gamma_{sat}}{2} * H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \gamma + q * H, \text{ KN/m (factor de peso)}$$

Al aplicar la condición de equilibrio, se obtiene:

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

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

A través de la (figura 2.59) la inclinación (ε) que forma la resultante (R) con la vertical se determina mediante la fórmula:

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

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

$$FS = \frac{\frac{C * H}{\sin \alpha} + N * \tan \phi}{T} = \frac{\text{Fuerza maxima resistente}}{\text{Fuerza movilizada}} = \frac{\lambda_1}{\lambda_3}$$

Donde:

FS = Factor de seguridad

H = Altura del talud (m)

C = Ángulo de fricción interna (°)

α = Ángulo que forma el plano de rotura con la horizontal

Al sustituir la anterior ecuación resulta:

$$FS = \frac{\frac{C*H}{\sin \alpha} + [R \cos(\alpha + \epsilon) - U] * \tan \phi}{R \sin(\alpha + \epsilon)} = \frac{\lambda_1}{\lambda_3}$$

Siendo R la resultante de las fuerzas actuantes

$$R^2 = W_T^2 * [k_h^2 (1 + k_v)^2]$$

Reduciendo:

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

Siendo:

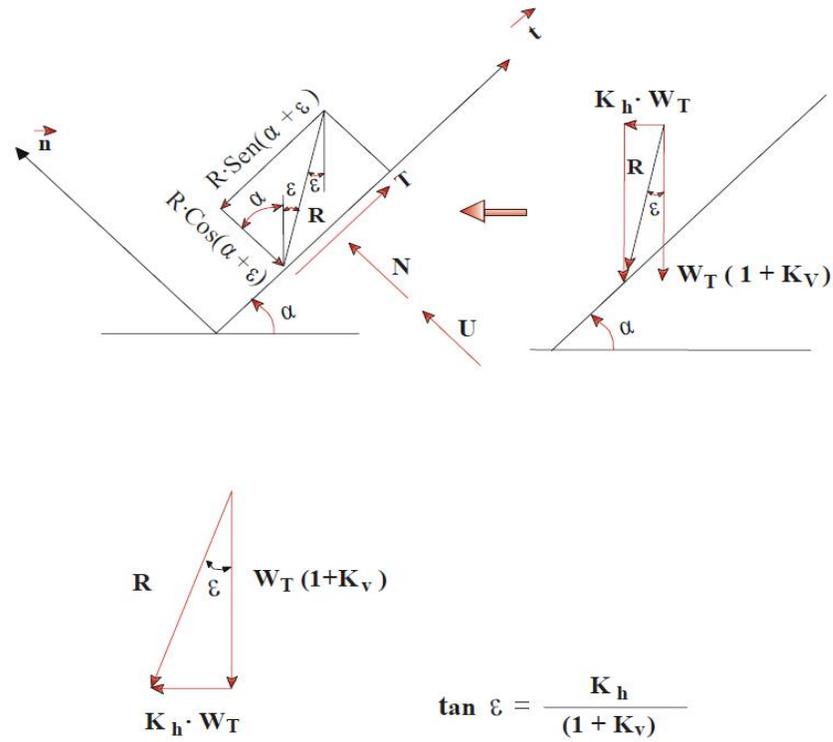
$$k = [k_h^2 (1 + k_v)^2]^{1/2}$$

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 del FS se obtiene:

$$FS = \frac{\left(\frac{C*H}{R*\sin \alpha}\right) + \left[\cos(\alpha + \epsilon) - \frac{U}{R}\right] * \tan \phi}{\sin(\alpha + \epsilon)}$$

Figura 2.59 Fuerzas sísmicas actuando sobre la superficie potencial de rotura



Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

Al reemplazar W_T en R queda:

$$R = \left[\frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin \beta \cdot \sin \alpha} \right] * \Psi * k$$

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

$$U = \left[\frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin \beta \cdot \sin \alpha} \right] * \sec \alpha * \Psi_1$$

y

$$\Psi_1 = \frac{\gamma_w * H_1^2}{2} \quad (\text{Factor debido al agua})$$

Reemplazando R y U/R en la ecuación del FS se obtiene:

$$FS = \frac{\frac{C * H * \sin \beta}{\sin(\beta - \alpha) * \Psi * k} + \left[\cos(\alpha + \varepsilon) - \sec \alpha * \frac{\Psi_1}{\Psi * k} \right] * \tan \phi}{\sin(\alpha + \varepsilon)}$$

Llamando:

$$k_1 = \frac{\Psi_1}{k * \Psi} \quad \text{y} \quad k_2 = \frac{C * H}{\Psi * k} * \text{sen } \beta$$

La ecuación anterior se transforma:

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

Tabla 2.26 Parámetros involucrados para determinar (FS)

$$k = (k_h^2 + (1 + k_v)^2)^{1/2}$$

$$\Psi = \frac{\gamma_{sat}}{2} * H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \gamma + q * H$$

$$\Psi_1 = \frac{\gamma_w * H_1^2}{2}$$

$$k_1 = \frac{\Psi_1}{k * \Psi}$$

$$k_2 = \frac{C * H}{\Psi * k} * \text{sen } \beta$$

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

Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

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

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

En cuanto a la variación de FS que se produce por el efecto sísmico actuando sobre la masa deslizando, 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

$$R = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta * \text{sen} \alpha} * \Psi * k \quad \text{Con la vertical.}$$

2.6.2. Cálculo 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 adyacente 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).

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 dilatancia 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.

Caso activo

Al observar la (figura 2.60) conjuntamente con la (2.59), y aplicando nuevamente las condiciones de equilibrio resulta:

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

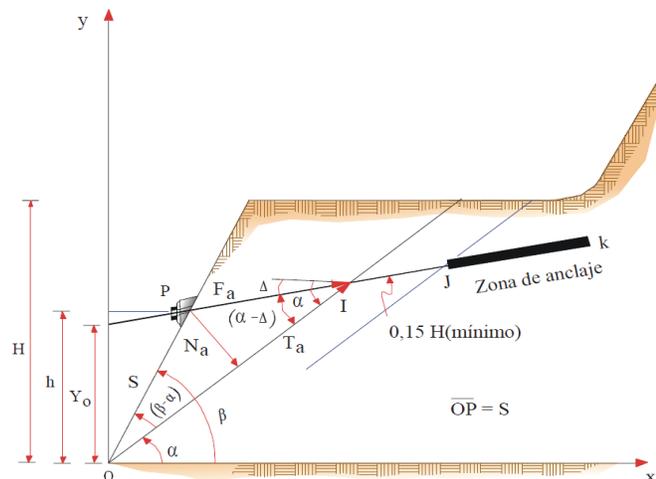
$$\sum F_t = 0 \quad T - R \cdot \sin(\alpha + \varepsilon) + F_a \cdot \cos(\alpha - \Delta) = 0$$

Donde:

F_a = Fuerza activa del tirante

Δ = Ángulo de inclinación del anclaje con la horizontal

Figura 2.60 Anclaje actuando sobre el plano de discontinuidad



Fuente: Roberto Ucar Navarro, manual de anclajes, 2002

$T_a = F_a \cos(\alpha - \Delta)$ y $N_a = F_a \sin(\alpha - \Delta)$, corresponden respectivamente a la componente tangencial y normal del anclaje actuando sobre el plano de discontinuidad.

Observando la disposición del anclaje indicado en la (figura 2.60), 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, se obtiene el factor de seguridad en la condición activa (FS), es decir:

$$(FS)_a = \frac{\frac{C*H}{\sin \alpha} + [R \cos(\alpha + \varepsilon) - U + F_a \sin(\alpha - \Delta)] * \tan \phi}{R \sin(\alpha + \varepsilon) - F_a \cos(\alpha - \Delta)}$$

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

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

Lo anterior implica que la expresión se transforma:

$$(FS)_a = \frac{\lambda_1 + F_a \sin(\alpha - \Delta) * \tan \phi}{\lambda_3 - F_a \cos(\alpha - \Delta)}$$

Al despejar F_a , queda:

$$F_a = \frac{\lambda_3 [(FS)_a - \frac{\lambda_1}{\lambda_3}]}{(FS)_a \cos(\alpha - \Delta) + \sin(\alpha - \Delta) * \tan \phi} = \frac{\lambda_3 [(FS)_a - FS]}{f(\Delta)}$$

Siendo:

$$f(\Delta) = f(\Delta_a) = (FS)_a \cos(\alpha - \Delta) + \sin(\alpha - \Delta) * \tan \phi$$

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

$$\frac{F_a}{R \sin(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\delta (FS)}{f(\Delta)}$$

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

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

Al simplificar se obtiene:

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

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, recomienda que una forma de evitar el mencionado obstáculo es colocar el anclaje buzando hacia abajo 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:

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

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

Por otro lado a través de la ecuación $f'(\Delta)$, 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 $f(\Delta)$, por lo tanto:

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

Resultando por tanto, según $f(\Delta)$:

$$\frac{(Fa)_{\text{minima}}}{R \sin(\alpha + \varepsilon)} = \frac{\delta (FS)}{[(FS)_a^2 + \tan^2 \phi]^{1/2}}$$

Entonces la mínima fuerza del tirante para alcanzar un $(FS)_o = 1.5$ es:

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

2.6.3 Determinación de la separación entre anclajes

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 ($T_a = 0,6 T_g$) 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:

$$F_a * L_t = N * T_a$$

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

$$N = \left(\frac{F_a * L_t}{T_a} \right)$$

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

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

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 F_a y N y considerando además que $S = S_c = S_f$ resulta:

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

Por tanto:

$$S = \sqrt{\left(\frac{H}{\text{sen}\beta} * \frac{T_a}{F_a} \right)}$$

2.6.4 Determinación 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 PI de la (figura 2.60).

Adicionalmente debe considerarse la longitud mínima 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, 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 $L_L = (PI + IJ)$ 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 2.60) 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 $JK = L_S$, 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:

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

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

Es decir:

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

Quedando por tanto:

$$L = (L_L * L_S) = \left[\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta-\alpha)}{\text{sen}(\alpha-\Delta)} \right] + L_S$$

Siendo h, la cota del anclaje en metros, medida a partir del pie del talud, ver (figura 2.60).

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, la longitud del bulbo o del anclaje L_S viene expresada a través de la ecuación.

$$L_S = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \tau_w / \Gamma_r} \right]$$

Donde:

$\Gamma_q = 1.40$ 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_w = Resistencia al corte en la interface 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, mencionan que las normas canadienses recomiendan $\tau_w = \frac{1}{10} \sigma_c$ 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.

2.6.6 Cálculo de número de anclajes

El número de filas y columnas de anclaje se determina con la siguiente relación:

$$N^{\circ} \text{ filas de anclaje} = \frac{H}{S} - 1$$

$$N^{\circ} \text{ columnas de anclaje} = \frac{L}{S} - 1$$

Donde:

H = Altura del talud (m)

S = Separación entre anclajes (m)

L = Longitud del tramo (m)

CAPÍTULO III
DIMENSIONAMIENTO DE
MALLAS DE ACERO
PARA LA
ESTABILIZACIÓN DE
TALUDES

CAPÍTULO III

DIMENSIONAMIENTO DE MALLAS DE ACERO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

3.1 Ubicación

El presente estudio está ubicado en el Estado Plurinacional de Bolivia en el departamento de Tarija, específicamente en la conexión de la provincia Cercado y O' Connor, que se encuentra en el tramo carretero que conecta a la población de Tarija y Entre Ríos. El acceso a la zona de estudio se da desde la capital Tarija que está a una altura de 1866 m.s.n.m. luego bajando por la zona de estudio hasta la provincia O' Connor capital Entre Ríos que está a una altura de 1230 m.s.n.m.

El tramo de estudio tiene una longitud de 23.5 Km.

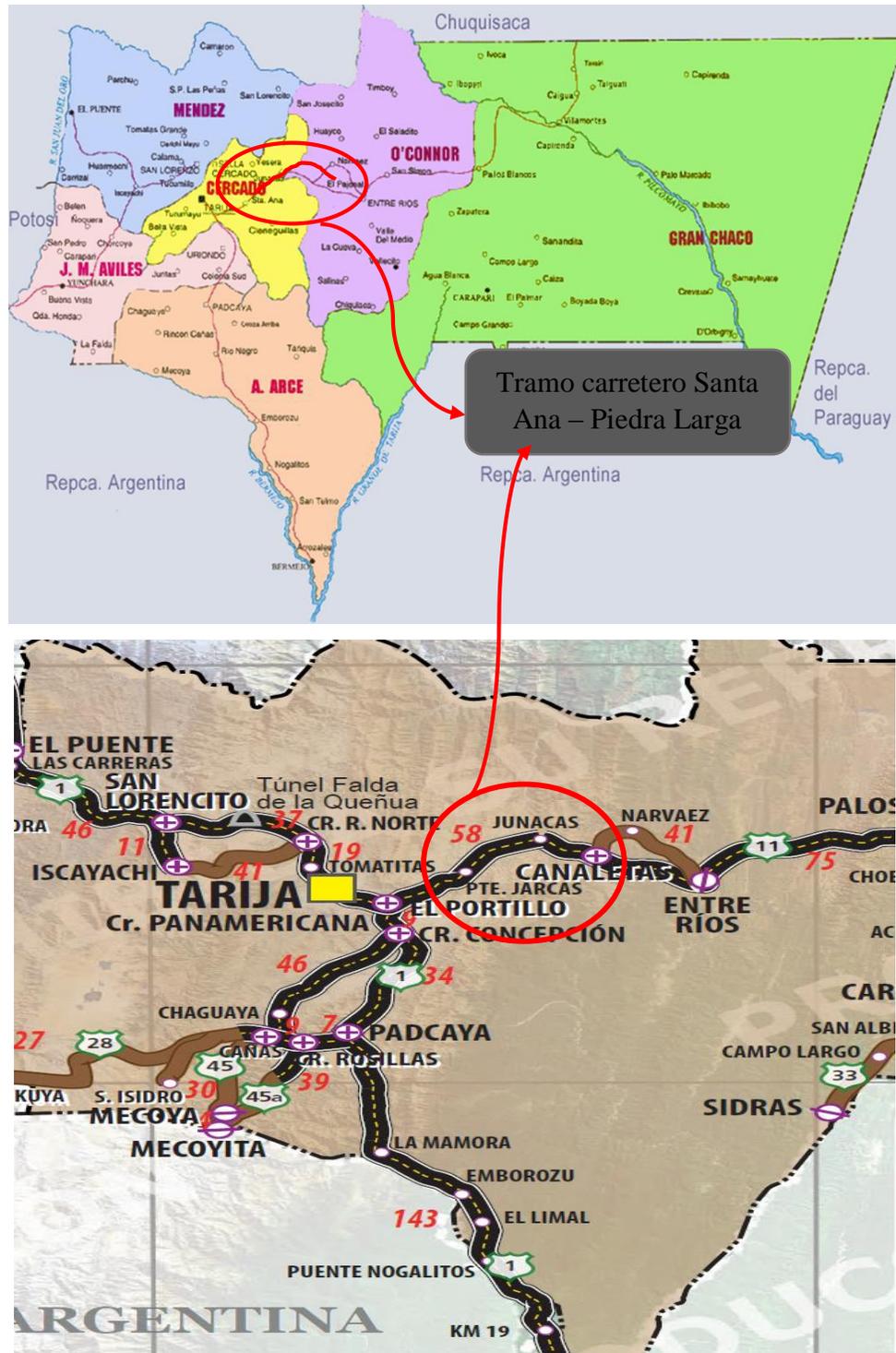
Figura 3.61 Ubicación nacional del lugar de estudio



Fuente: Dmytro Zrazhevskyi, 2017

En este mapa departamental podemos identificar el tramo de estudio

Figura 3.62 Ubicación departamental del lugar de estudio



Fuente: Dmytro Zrazhevskiy, 2017

3.2 Descripción del tramo de estudio

La situación actual de la zona de estudio enfocando en 30 puntos principales seleccionando taludes de roca presenta en su mayoría fisuras algunos de gran magnitud a lo largo del talud otros presentan bloques medianos todos en desprendimiento debido al tipo de corte que se aplicó y con inclinaciones de taludes que oscila entre 70-90 grados.

Algunos taludes presentan grado de meteorización alta y regular con relleno arcilloso, la textura es muy rugosa al tacto tipo arenisca en la mayoría de los casos los cuales serán analizados uno por uno después de una clasificación de cada muestra dando a conocer el tipo de roca de cada punto.

Estos taludes se presentan en su totalidad son completamente secas.

Figura 3.63 Talud fuertemente fisurado



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.64 Talud ambos lados de la carretera



Fuente: Elaboración propia

3.3 Datos obtenidos en campo de cada talud

Figura 3. 65 Medición de la altura y longitud del talud a estabilizar



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.66 Medición del rumbo del talud



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.67 Medición del ángulo de buzamiento del talud



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.68 Medición de las discontinuidades



Fuente: Elaboración propia

3.4 Extracción y preparación de muestras de roca del tramo de estudio

Las muestras se trataron extraer del centro del talud con dificultad ya que había ocurrencia de desprendimiento a sentir el golpe y también el movimiento por el paso de los vehículos. Por esta dificultad algunas muestras son de pequeñas dimensiones.

Figura 3.69 Extracción de muestras



Fuente: Elaboración propia

Preparación de la muestra para proceder a realizar los ensayos de laboratorio

Figura 3.70 Realización del corte de las muestras



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.71 Muestra cortada según especificaciones de laboratorio



Fuente: Elaboración propia

Realización del capinado de las muestras para tener una superficie y base totalmente horizontal para introducir las muestras al equipo de compresión simple.

Para esto se utilizó cemento portland y azufre en cantidades determinadas por el encargado de laboratorio.

Figura 3.72 Preparación de la mezcla



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.73 Muestra capinada



Fuente: Elaboración propia

3.5 Ensayos de laboratorio

Resistencia a compresión simple

Figura 3.74 Pesado de muestras



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.75 Ensayo a compresión simple



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.76 Muestra después de la compresión



Fuente: Elaboración propia

Peso específico seco y saturado

Figura 3.77 Muestra saturada en agua 24 horas



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.78 Peso superficialmente saturado



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.79 Secado de la muestra



Fuente: Elaboración propia

3.6 Clasificación de rocas

Caso 1

3.6.1 Cálculo de la resistencia mediante el ensayo a compresión simple



$$\sigma_c = \frac{F_c}{A}$$

$$\sigma_c = 26460.00 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = 26.46 \text{ (Mpa)}$$

Donde:

σ_c = Resistencia a compresión simple (KN/m²)

F_c = 264.6 (KN)

A = 0.010 (m²)

Tabla para obtener el tipo de roca a partir del valor de la resistencia a compresión simple

Resistencia a compresión simple (Mpa)	Descripción (ISRM) (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1--5	Muy blanda	Blanda > 1.25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, márga, toba, carbón.
5 - 12.5	Blanda	Moderadamente blanda		
12.5 - 25		Moderadamente		
25 - 50	Moderadamente dura	dura	Baja	Esquisto, limolita.
50 - 100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistos, mármol, granito, gneiss, arenisca, caliza porosa.
100 - 200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, areniscas muy cementada, caliza, dolomía
> 200		Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto
> 250	Extremadamente dura			

Según la resistencia es una roca de tipo llamada esquisto o limolita. Donde se considera una roca moderadamente dura no puede ser rayada por una navaja, puede ser fracturada por un golpe fuerte.

3.6.2 Cálculo de los parámetros de la resistencia

Ángulo de fricción interna

Se obtendrá a partir del tipo de roca y obtenida según la resistencia a compresión simple

Tipo de roca	Cohesión	Cohesión	Ángulo de fricción
	(Kpa)	(Kg/cm ²)	(°)
Granito	100-300	1.02-3.06	31-33
Cuarzo	50-150	0.51-1.53	26-34
Arenisca	50-150	0.51-1.53	25-34
Limolita	50-150	0.51-1.53	33-37
Pizarra	45-100	0.46-1.02	35-37

De acuerdo al tipo de roca el ángulo de fricción es:

$$\varphi = 37 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Cohesión

Se obtendrá a partir del tipo de roca y obtenida según la resistencia a compresión simple

Tipo de roca	Cohesión	Cohesión	Ángulo de fricción
	(Kpa)	(Kg/cm ²)	(°)
Granito	100-300	1.02-3.06	31-33
Cuarzo	50-150	0.51-1.53	26-34
Arenisca	50-150	0.51-1.53	25-34
Limolita	50-150	0.51-1.53	33-37
Pizarra	45-100	0.46-1.02	35-37

De acuerdo al tipo de roca la cohesión es:

$$c = 60 \text{ (Kpa)}$$

$$c = 0.52 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

3.6.3 Clasificación RQD (Deere 1967) "rock quality designation"

$$RQD = 115 - (3.3 * J_v) \quad \text{Para } J_v > 4.5$$

$$RQD = 100 \quad \text{Para } J_v < 4.5$$

Donde:

J_v = Número de discontinuidades

Grado de fracturación del macizo rocoso	Descripción del tamaño de bloque	J_v diaclasas /m ²
Masivo	Bloques consideradamente grandes	< 0.3
Muy ligeramente fracturado	Bloques muy grandes	0.3-1
Ligeramente fracturado	Bloques grandes	1- 3
Moderadamente fracturado	Bloques medianos	3-10
Fuertemente fracturado	Bloques pequeños	10-30
Considerablemente fracturado	Bloques muy pequeños	30-100
Triturado	Bloques considerablemente pequeños	>100

$J_v = 20 \text{ m/m}^3$ (bloques pequeños)

$$RQD = 49 \%$$

RQD	Calidad de la roca
< 25 %	Muy mala
25 - 50 %	Mala
50 - 75 %	Regular
75 - 90 %	Buena
90 - 100 %	Excelente

Macizo rocoso según Deere es: Una roca entre mala y regular calidad

3.6.4 Clasificación RMR (Bienawski)

$$\text{RMR} = 1 + 2 + 3 + 4 + 5$$

1 = Resistencia a compresión simple macizo intacto

Índice del ensayo de carga puntual (Mpa)	Resistencia a compresión simple RCS (Mpa)	Puntaje
> 10	> 250	15
4 - 10 Mpa	100 - 250	12
2 - 4 Mpa	50 - 100	7
1 - 2 Mpa	25 - 50	4
--	5 - 25	2
--	1 - 5	1
--	< 1	0

2 = Índice de Deere

RQD	Calidad de la roca	Puntaje
< 25 %	Muy mala	3
25 - 50 %	Mala	8
50 - 75 %	Regular	13
75 - 90 %	Buena	17
90 - 100 %	Excelente	20

3 = Espaciamiento entre discontinuidades

El espaciamiento entre discontinuidades esta entre 0.2-0.6 m

Descripción	Espaciamiento (m)	Puntaje
Muy separadas	> 2	20
Separadas	0.6 - 2	15
Med. separadas	0.2 - 0.6	10
Próximos	0.06 - 0.2	8
Muy próximos	< 0.06	5

4 = Condiciones de las discontinuidades

Para valorar este parámetro se toma en cuenta 5 subvaloraciones

a) Continuidad 10 a 20 m

Descripción	Continuidad	Rango RMR
Muy pequeña	< 1 m	6
Pequeña	1 - 3 m	4
Media	3 - 10 m	2
Alta	10 - 20 m	1
Muy alta	> 20 m	0

b) Abertura 1-5mm

Descripción	Separación	Rango RMR
Abierta	> 5 mm	0
Moderadamente abierta	1 - 5 mm	1
Cerrada	0.1 - 1 mm	3
Muy cerrada	< 0.1	5

c) Rugosidad

Descripción	Rango RMR
Muy rugosa	6
Rugosa	5
Ligeramente rugosa	2
Suave	1
Espejo de falla	0

d) Relleno

Descripción	Rango RMR
Relleno blando > 5 mm	0
Relleno blando < 5 mm	2
Relleno duro > 5 mm	2
Relleno duro < 5 mm	4
Ninguno	6

e) Meteorización

Descripción	Rango RMR
Descompuesta	0
Muy meteorizada	1
Moderadamente meteorizada	3
Ligeramente meteorizada	5
No meteorizada	6

La suma de los 5 subvalores tiene una valoración de 12 puntos

5 = Agua subterránea

Filtración por cada 10 m de longitud del túnel (L/min)	Presión del agua en la discontinuidad dividido la tensión	Descripción de las condiciones generales	Puntaje
Nada	0	Completamente seco	15
< 10	0 - 0.1	Apenas húmedo	12
10 - 25	0.1 - 0.2	Húmedo	7
25 - 125	0.2 - 0.5	Goteo	4
> 125	> 0.5	Flujo continuo	0

De acuerdo a las tablas tenemos:

σ_c : Puntaje = 4

RQD: Puntaje = 8

Espaciamiento: Puntaje = 10

Condiciones de las discontinuidades: Puntaje = 12

Agua subterránea: Puntaje = 15

Entonces RMR = 49

R.M.R.	Descripción del macizo rocoso	Clase
Suma de los puntajes obtenidos de las tablas anteriores		
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

El macizo rocoso según Bienawski es: Macizo rocoso de calidad media clase III

3.6.5 Clasificación SMR para taludes

$$\text{SMR} = \text{RMR} - (F_1 * F_2 * F_3) + F_4$$

$$F_1 = \alpha_j - \alpha_s$$

$$F_3 = \beta_j + \beta_s$$

$$F_2 = \beta_j$$

$$F_3 = \beta_j - \beta_s$$

Donde:

F1, F2, F3, F4 = Factores de reducción de juntas

$$\alpha_j = 267 (^{\circ}) = \text{Rb} = 267^{\circ} - 180^{\circ} = \text{S } 87^{\circ} \text{ W}$$

$$\alpha_s = 260 (^{\circ}) = \text{Rb} = 260^{\circ} - 180^{\circ} = \text{S } 80^{\circ} \text{ W}$$

$$\beta_j = 85 (^{\circ})$$

$$\beta_s = 80 (^{\circ})$$

Adoptaremos para clasificar la rotura planar porque estos en su totalidad son taludes artificiales

$$P \rightarrow F_1 = \alpha_j - \alpha_s \quad \longrightarrow \quad 7$$

$$P \rightarrow F_2 = \beta_j \quad \longrightarrow \quad 85$$

$$P \rightarrow F_3 = \beta_j - \beta_s \quad \longrightarrow \quad 5$$

F_4 = Depende de la excavación del talud

Tabla para determinar los factores de ajuste

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $ $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
T						
P/T	F_1	0.15	0.40	0.70	0.85	1
P	$ \beta_j $	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F_2	0.15	0.40	0.70	0.85	1
T		1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$ $\beta_j + \beta_s$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0 - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
		$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	---	---
P/T	F_3	0	6	25	50	60

Factor de ajuste por el método de excavación(F_4)

Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente
F_4	15	10	8	0	-8

Clases de estabilidad

Clase	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Rotura	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Re excavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

P=Rotura plana

α_j =Dirección del talud

β_j =Buzamiento del talud

T=Rotura por vuelco

α_s =Dirección de la junta

β_s =Buzamiento de la junta

$$F1 = 0.85$$

$$F2 = 1$$

$$F3 = 6$$

$$F4 = 10$$

$$RMR = 49$$

$$SMR = RMR - (F_1 * F_2 * F_3) + F_4 \quad SMR = 53.9$$

La calidad del talud según el índice SRM es normal y de tipo III

Falla por vuelco	
SMR > 65	Ninguno
65 > SMR > 50	Menores
40 > SMR > 30	Muy grandes

Falla planar	
SMR > 60	Ninguno
60 > SMR > 40	Importantes
40 > SMR > 15	Muy grandes

Falla en cuña	
SMR > 75	Muy pocas
75 > SMR > 49	Algunas
55 > SMR > 40	Muchas

Según el valor del SMR sabremos el tipo de falla que puede ocurrir:

Falla por vuelco		Menores
Falla planar		Importantes
Falla en cuña		Algunas

3.7 Cálculo del factor de seguridad

Datos de campo

Tramo de estudio

PROG.INICIAL: 18+750

PROG. FINAL: 28+875

$$H = 18.00 \text{ (m)}$$

$$\beta = 80.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$L = 125.00 \text{ (m)}$$

$$H_1 = 0.00 \text{ (m)}$$

Datos complementarios

$$Y = 25.01 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$Y_{sat} = 25.47 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$Y_w = 10.00 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$K_h = 0.00$$

$$K_v = 0.00$$

$$q = 0.00 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$C = 60 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\phi = \phi = 37 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Utilizando la tabla 2.23 resulta:

$$k = (k_h^2 + (1 + k_v)^2)^{1/2} \quad k = 1.00$$

$$\Psi = \frac{Y_{sat}}{2} * H_1^2 + \frac{1}{2}(H^2 - H_1^2)\gamma + q * H \quad \Psi = 4051.62 \text{ (KN/m)}$$

$$\Psi_1 = \frac{Y_w * H_1^2}{2} \quad \Psi_1 = 0.00$$

$$k_2 = \frac{C * H}{\Psi * k} * \text{sen } \beta \quad k_2 = 0.26$$

$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1 + k_v)} \quad \varepsilon = 0.00$$

Fórmula para determinar el ángulo crítico

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

Iterado $\alpha = 55.19 (^{\circ}) = 55^{\circ}11'24''$

Obtenemos el factor de seguridad utilizando la fórmula

$$FS = \frac{\frac{k_2}{\text{sen}(\beta - \alpha)} + (\cos(\alpha + \varepsilon) - k_1 * \sec \alpha) * \tan \varphi}{\text{sen}(\alpha - \varepsilon)}$$

$$FS=1.29$$

Aplicando la ecuación se obtiene la resultante de las fuerzas actuantes

$$R = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta * \text{sen}\alpha} * \Psi * k$$

$$R= 2102.83 \text{ (KN/m)}$$

$(FS)_0$, 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.

$$(FS)_0 = 1.5 \quad \text{Ver tabla 2.19}$$

3.8 Dimensionamiento de los pernos de anclaje para cada talud

3.8.1 Determinación de la fuerza de anclaje

Utilizando la ecuación y despejando Δ se obtiene su valor óptimo

$$\tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan \varphi}{(FS)_0} \quad \tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan \varphi}{(FS)_0}$$

$$\Delta = \Delta_0 = 54.72 (^{\circ}) = 54^{\circ}43'12''$$

Para evitar el obstáculo de colocar el anclaje buzando hacia abajo se adoptará el siguiente valor

$$\Delta = \Delta_0 = -5(^{\circ})$$

De la siguiente ecuación se obtiene

$$\delta(FS) = ((FS)_0 - FS)$$

$$\delta(FS) = 0.21$$

Empleando la ecuación se determina

$$f(\Delta) = f(\Delta_o) = (FS)_o \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan\varphi$$

$$f(\Delta) = f(\Delta_o) = 1.19$$

Utilizando la ecuación la relación es la siguiente

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

$$\frac{F_a}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = 0.18$$

Es decir se requiere una mínima fuerza del tirante para alcanzar $(FS)_o=1.5$ de las fuerzas tangenciales

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

$$F_a = 311.73 \text{ (KN/m)}$$

3.8.2 Cálculo de la separación entre anclajes de barras

En la tabla 2.21 se muestra varios anclajes y sus características dentro las cuáles se eligió el siguiente:

Barra \varnothing 26 DY S 85/105 85/105 kgf/mm²

Determinación de la carga de rotura, límite elástico y tracción admisible del anclaje a utilizarse.

a) Determinación del área de anclaje

$$A = \frac{\pi * (D)^2}{4}$$

$$A = 531.00 \text{ (mm}^2\text{)}$$

b) Determinación de la carga de rotura (Fro)

$$Fro = (\text{Área de la barra} * \text{Resistencia unitaria})$$

$$\text{Resistencia unitaria} = (85/105 \text{ Kgf/mm}^2)$$

$$85 \frac{Kgf}{mm^2} * 10 \frac{N}{Kgf} = 850 \frac{N}{mm^2}$$

$$105 \frac{Kgf}{mm^2} * 10 \frac{N}{Kgf} = 1050 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{ro} = 531.00 \text{ mm}^2 * 1050 \frac{N}{mm^2} = 557.55 \text{ (KN)}$$

c) Determinación del límite elástico

$T_g = (\text{Área de la barra} * \text{Esfuerzo de tracción al 0.1 \% de deformación})$

$$T_g = 531.00 \text{ mm}^2 * 850 \frac{N}{mm^2} = 451.35 \text{ (KN)}$$

d) Determinación de la tracción admisible

$$T_a = 0.60 * T_g$$

$$T_a = 270.81 \text{ (KN)}$$

$$T_a = 271 \text{ (KN) Para fines prácticos}$$

Cálculo de la separación de anclajes utilizando la siguiente ecuación

$$S = \sqrt{\left(\frac{H}{\text{sen}\beta} * \frac{T_a}{F_a}\right)} \quad S=3.99 \text{ (m) asumimos 4.00 (m)}$$

Con el resultado anterior se aprecia que los anclajes deben ser colocados sobre una cuadrícula de 4.00 (m) por 4.00 (m), con una carga admisible de trabajo = 271 (KN) el número de filas de anclaje se determina con la siguiente relación:

$$N^{\circ} \text{ filas de anclaje} = \frac{H}{S} - 1$$

$$N^{\circ} \text{ columnas de anclaje} = \frac{L}{S} - 1$$

Donde:

$$H = 18.00 \text{ (m)}$$

$$S = 4.00 \text{ (m)}$$

$$L = 125.00 \text{ (m)}$$

$$N^{\circ} \text{ filas de anclaje} = 3.50 = 4 \text{ filas}$$

$$N^{\circ} \text{ columnas de anclaje} = 30.25 = 31 \text{ Columnas}$$

Se requiere 4 filas y 31 columnas de anclaje para estabilizar el sector

3.8.3 Determinación de la longitud de anclaje de la barra

a) Longitud de anclaje, primera hilera

$$\sigma_c = \text{Resistencia a la compresión de la roca} = 26.46 \text{ (Mpa)}$$

$$f'_c = \text{Resistencia a la compresión de la lechada de cemento} = 1 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_w = \frac{1}{10} \sigma_c \quad \tau_w = 2.65 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_w = f'_c \quad \tau_w = 1 \text{ (Mpa)}$$

Se adopta el menor 1 (Mpa)

$\Gamma_q = 1.40$ a 2.00 = Factor de mayoración de la carga aplicada (varía dependiendo del tipo de riesgo y si es temporal) = 1.6

F_a = Fuerza de tracción (tracción admisible) = 271 (KN)

ϕ_p = Diámetro de perforación (barreno) = 0.065 (m)

τ_w = Resistencia a compresión = 1 (Mpa)

Γ_v = Factor de minoración para anclajes permanentes = 1.4

Dada la ecuación se obtiene

$$L_s = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \tau_w / \Gamma_v} \right] \quad L_s = 2.97 \text{ (m) asumimos } 3.00 \text{ (m)}$$

Utilizando la primera hilera de anclaje se observa que la separación de OP-S = 4.00 (m) con respecto al pie del talud, siendo la ordenada analizada de:

$$h = S * \text{sen}\beta \quad h = 3.93 \text{ (m) asumimos } 4.00 \text{ (m)}$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente

$$\beta = 80.00 (^{\circ})$$

$$\alpha = 55.19 (^{\circ}) = 55^{\circ}11'24''$$

$$\Delta = -5 (^{\circ})$$

$$H = 18.00 \text{ (m)}$$

Separando L_L de la ecuación se obtiene

$$L_L = \left(\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15 H \right)$$

$$L_L = 4.66 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje se calcula con la siguiente ecuación

$$L = (L_L + L_S)$$

$$L = 7.64 \text{ (m)}$$

Primera hilera

b) Longitud de anclaje, segunda hilera

Para determinar la longitud del anclaje para la primera hilera se empleó S (separación entre anclajes) por ello para la segunda hilera se empleara 2S y si según el número de fila.

$$S = 4.00 \text{ (m)}$$

$$2S = 8.00 \text{ (m)}$$

Para la segunda hilera, se debe tomar en cuenta que la separación $OP=2S= 8.00 \text{ (m)}$ con respecto al pie del talud, siendo igual a:

$$h = S * \text{sen}\beta$$

$$h = 7.88 \text{ (m) asumimos } 8.00 \text{ (m)}$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente

$$\beta = 80.00 (^{\circ})$$

$$\alpha = 55.19 (^{\circ}) = 55^{\circ}11'24''$$

$$L_s = 3 \text{ (m)}$$

$$\Delta = -5 (^{\circ})$$

$$H = 18.00 \text{ (m)}$$

Separando L_L de la ecuación se obtiene

$$L_L = \left(\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15 H \right)$$

$$L_L = 6.63 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje se calcula con la siguiente ecuación

$$L = (L_L + L_S)$$

$$L = 9.60 \text{ (m)} \quad \text{Segunda hilera}$$

Para simplificar el cálculo de las demás hileras se empleara la siguiente tabla y se redondea a enteros por constructividad.

Talud N° 11											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial (m)	Longitud sobrante (m)
1	18.00	80.00	55.19	-5	4.00	3.00	5.00	8.00	31	248.0	1
2	18.00	80.00	55.19	-5	8.00	3.00	7.00	10.00	30	300.0	
3	18.00	80.00	55.19	-5	12.00	3.00	9.00	12.00	31	372.0	
4	18.00	80.00	55.19	-5	16.00	3.00	11.00	14.00	30	420.0	
									122	1340.0	

Cálculo del soporte necesario de la malla

Datos:

Fa = Fuerza de tracción del perno (tracción admisible) = 271 (KN)

S = Separación de anclaje = 4.00 (m)

$$Q = \frac{F_a}{S_v * S_h}$$

$$Q = 16.94 \text{ KN/m}^2$$

Donde:

Q = Soporte necesario (KN/m²)

Aplicando la siguiente fórmula sabremos la resistencia a tracción que debe ofrecer la malla.

$$\sigma_t = Q * S$$

$$\sigma_t = 68 \text{ (KN/m)}$$

Se concluye que la malla de alambre que debe instalarse para poder repartir la carga de los bulones es:

Malla de triple torsión tipo 8x10x17 de 3 mm de diámetro 4m de ancho.

De acuerdo a especificaciones técnicas para el aseguramiento de la malla utilizaremos:

Cables perimetrales: de diámetro 12mm asegurado con bulones abastoados de $\phi 20\text{mm}$ y 1m de longitud con una equidistancia de 1.5m

Aplicando para el cosido de los paños del enrejado dos formas

Sin solape: con clips de 4mm de diámetro con una distancia entre dos puntos consecutivos dentro de la misma línea es de aproximadamente 15 cm.

Con solape: realiza mediante puntos de triple torsión entre el alambre-orillo (3 mm) de uno de los paños y el alambre del contiguo. A su vez, el alambre-orillo del 2º paño se cose al alambre del 1º mediante puntos de triple torsión teniendo una zona de solape de 20 cm. Se reforzará el cosido mediante el enhebrado en la zona de solape de los paños y desde cabecera al pie el talud con un cable de acero galvanizado de $\phi 3\text{mm}$, que hace que la unión entre paños sea continua y no puntual.

Aplicando al mismo talud un factor de sismo

Datos de campo

Tramo de estudio PROG.INICIAL: 18+750 PROG. FINAL: 28+875

$$H = 18.00 \text{ (m)}$$

$$\beta = 80.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$L = 125.00 \text{ (m)}$$

$$H_1 = 0.00 \text{ (m)}$$

Datos complementarios

$$Y = 25.01 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$Y_{sat} = 25.47 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$Y_w = 10.00 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$K_h = 0.25$$

$$K_v = 0.13$$

$$q = 0.00 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$C = 60 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\phi = \emptyset = 37 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Utilizando la tabla 2.23 resulta:

$$k = (k_h^2 + (1 + k_v)^2)^{1/2} \qquad k = 1.15$$

$$\Psi = \frac{Y_{sat}}{2} * H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \gamma + q * H \qquad \Psi = 4051.62 \text{ (KN/m)}$$

$$\Psi_1 = \frac{Y_w * H_1^2}{2} \qquad \Psi_1 = 0.00$$

$$k_2 = \frac{C * H}{\Psi * k} * \text{sen } \beta \qquad k_2 = 0.30$$

$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1+k_v)} \quad \varepsilon = 12.53 (^\circ) = 12^\circ 31' 48''$$

Fórmula para determinar el ángulo crítico

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

$$\text{Iterado} \quad \alpha = 51.28 (^\circ) = 51^\circ 16' 48''$$

Obtenemos el factor de seguridad utilizando la fórmula

$$FS = \frac{\frac{k_2}{\text{sen}(\beta - \alpha)} + (\cos(\alpha + \varepsilon) - k_1 * \sec \alpha) * \tan\varphi}{\text{sen}(\alpha - \varepsilon)}$$

$$FS = 1.54$$

Aplicando la ecuación se obtiene la resultante de las fuerzas actuantes

$$R = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta * \text{sen}\alpha} * \Psi * k$$

$$R = 2919.66 \text{ (KN/m)}$$

(FS), factor de seguridad estático mínimo según la zona sísmica de Bolivia el cual se incrementa debido al reparto de tensiones que se generan a través del tirante anclado dentro del macizo rocoso.

$$(FS) = 1.72 \quad \text{Ver tabla 2.18}$$

3.8 Dimensionamiento de los pernos de anclaje para cada talud

3.8.1 Determinación de la fuerza de anclaje

Utilizando la ecuación y despejando Δ se obtiene su valor óptimo

$$\tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan\varphi}{(FS)_o} \quad \tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan\varphi}{(FS)_o}$$

$$\Delta = \Delta_0 = 50.87 (^\circ) = 50^\circ 52' 12''$$

Para evitar el obstáculo de colocar el anclaje buzando hacia abajo se adoptará el siguiente valor

$$\Delta = \Delta_0 = -5(^\circ)$$

De la siguiente ecuación se obtiene

$$\delta(FS) = ((FS) - FS)$$

$$\delta(FS) = 0.18$$

Empleando la ecuación se determina

$$f(\Delta) = f(\Delta_o) = (FS) \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan\varphi$$

$$f(\Delta) = f(\Delta_o) = 1.31$$

Utilizando la ecuación la relación es la siguiente

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

$$\frac{F_a}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = 0.14$$

Es decir se requiere una mínima fuerza del tirante para alcanzar (FS)=1.72 de las fuerzas tangenciales

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

$$F_a = 367.37 \text{ (KN/m)}$$

3.8.2 Cálculo de la separación entre anclajes de barras

En la tabla 2.21 se muestra varios anclajes y sus características dentro las cuales se eligió el siguiente:

Barra \varnothing 26 DY S 85/105 85/105 kgf/mm²

Determinación de la carga de rotura, límite elástico y tracción admisible del anclaje a utilizarse.

a) Determinación del área de anclaje

$$A = \frac{\pi * (D)^2}{4}$$

$$A = 531.00 \text{ (mm}^2\text{)}$$

b) Determinación de la carga de rotura (Fro)

$$F_{ro} = (\text{Área de la barra} * \text{Resistencia unitaria})$$

$$\text{Resistencia unitaria} = (85/105 \text{ Kgf/mm}^2)$$

$$85 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{\text{Kgf}} = 850 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$105 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{\text{Kgf}} = 1050 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{ro} = 531.00 \text{ mm}^2 * 1050 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 557.55 \text{ (KN)}$$

c) Determinación del límite elástico

$$T_g = (\text{Área de la barra} * \text{Esfuerzo de tracción al 0.1 \% de deformación})$$

$$T_g = 531.00 \text{ mm}^2 * 850 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 451.35 \text{ (KN)}$$

d) Determinación de la tracción admisible

$$T_a = 0.60 * T_g$$

$$T_a = 270.81 \text{ (KN)}$$

$$T_a = 271 \text{ (KN) Para fines prácticos}$$

Cálculo de la separación de anclajes utilizando la siguiente ecuación

$$S = \sqrt{\left(\frac{H}{\text{sen}\beta} * \frac{T_a}{F_a}\right)} \quad S=3.67 \text{ (m) asumimos } 3.50 \text{ (m)}$$

Con el resultado anterior se aprecia que los anclajes deben ser colocados sobre una cuadrícula de 3.50 (m) por 3.50 (m), con una carga admisible de trabajo = 271 (KN) el número de filas de anclaje se determina con la siguiente relación:

$$N^{\circ} \text{ filas de anclaje} = \frac{H}{S} - 1$$

$$N^{\circ} \text{ columnas de anclaje} = \frac{L}{S} - 1$$

Donde:

$$H = 18.00 \text{ (m)}$$

$$S = 3.50 \text{ (m)}$$

$$L = 125.00 \text{ (m)}$$

$$N^{\circ} \text{ filas de anclaje} = 4.14 = 5 \text{ filas}$$

$$N^{\circ} \text{ columnas de anclaje} = 34.71 = 35 \text{ Columnas}$$

Se requiere 5 filas y 35 columnas de anclaje para estabilizar el sector

3.8.3 Determinación de la longitud de anclaje de la barra

a) Longitud de anclaje, primera hilera

$$\sigma_c = \text{Resistencia a la compresión de la roca} = 26.46 \text{ (Mpa)}$$

$$f'_c = \text{Resistencia a la compresión de la lechada de cemento} = 1 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_w = \frac{1}{10} \sigma_c \quad \tau_w = 2.65 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_w = f'_c \quad \tau_w = 1 \text{ (Mpa)}$$

Se adopta el menor 1 (Mpa)

$\Gamma_q = 1.40$ a 2.00 = Factor de mayoración de la carga aplicada (varía dependiendo del tipo de riesgo y si es temporal) = 1.6

$$F_a = \text{Fuerza de tracción (tracción admisible)} = 271 \text{ (KN)}$$

$$\phi_p = \text{Diámetro de perforación (barreno)} = 0.065 \text{ (m)}$$

$$\tau_w = \text{Resistencia a compresión} = 1 \text{ (Mpa)}$$

$$\Gamma_v = \text{Factor de minoración para anclajes permanentes} = 1.4$$

Dada la ecuación se obtiene

$$L_s = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \tau_w / \Gamma_v} \right] \quad L_s = 2.97 \text{ (m) asumimos } 3.00 \text{ (m)}$$

Utilizando la primera hilera de anclaje se observa que la separación de OP-S = 3.50 (m) con respecto al pie del talud, siendo la ordenada analizada de:

$$h = S * \text{sen}\beta \quad h = 3.62 \text{ (m) asumimos 3.50 (m)}$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente

$$\beta = 80.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\alpha = 51.28 \text{ (}^\circ\text{)} = 51^\circ 16' 48''$$

$$\Delta = -5 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$H = 18.00 \text{ (m)}$$

Separando L_L de la ecuación se obtiene

$$L_L = \left(\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15 H \right)$$

$$L_L = 4.75 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje se calcula con la siguiente ecuación

$$L = (L_L + L_S)$$

$$L = 7.73 \text{ (m)}$$

Primera hilera

b) Longitud de anclaje, segunda hilera

Para determinar la longitud del anclaje para la primera hilera se empleó S (separación entre anclajes) por ello para la segunda hilera se empleara 2S y si según el número de fila.

$$S = 3.50 \text{ (m)}$$

$$2S = 7.00 \text{ (m)}$$

Para la segunda hilera, se debe tomar en cuenta que la separación OP=2S= 7.00 (m) con respecto al pie del talud, siendo igual a:

$$h = S * \text{sen}\beta$$

$$h = 6.89 \text{ (m) asumimos 7.00 (m)}$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente

$$\beta = 80.00 (^{\circ})$$

$$\alpha = 51.28 (^{\circ}) = 51^{\circ}16'48''$$

$$L_s = 3.00 \text{ (m)}$$

$$\Delta = -5 (^{\circ})$$

$$H = 18.00 \text{ (m)}$$

Separando L_L de la ecuación se obtiene

$$L_L = \left(\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15 H \right)$$

$$L_L = 6.81 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje se calcula con la siguiente ecuación

$$L = (L_L + L_S)$$

$$L = 9.78 \text{ (m)} \quad \text{Segunda hilera}$$

Para simplificar el cálculo de las demás hileras se empleara la siguiente tabla y se redondea a enteros por constructividad.

Talud N° 11												
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Long. sobrante (m)	
1	18.00	80.00	51.28	-5	3.50	3.00	5	8	35	280.0	3	
2	18.00	80.00	51.28	-5	7.00	3.00	7	10	35	350.0		
3	18.00	80.00	51.28	-5	10.50	3.00	9	12	35	420.0		
4	18.00	80.00	51.28	-5	14.00	3.00	11	14	34	476.0		
5	18.00	80.00	51.28	-5	17.50	3.00	13	16	34	544.0		
									173	2070.0		

Comparación de resultados del cálculo con factor sismo y sin influencia de sismo

	SIN SISMO	CON SISMO
α (°)	55°11'24''	51°16'48''
FS	1.29	1.54
(FS)	1.50	1.72
R (KN/m)	2102.83	2919.66
Fa (KN/m)	311.73	367.37
S (m)	4.00	3.50
L (m)	7.64	7.73

Caso 2

Cálculo de la resistencia mediante el ensayo a compresión simple



$$\sigma_c = \frac{F_c}{A}$$

$$\sigma_c = 72968.75 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = 72.97 \text{ (Mpa)}$$

Donde:

σ_c = Resistencia a compresión simple (KN/m²)

F_c = 467 (KN)

A = 0.0064 (m²)

Tabla para obtener el tipo de roca a partir del valor de la resistencia a compresión simple

Resistencia a compresión simple (Mpa)	Descripción (ISRM) (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1--5	Muy blanda	Blanda > 1.25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5 - 12.5	Blanda	Moderadamente blanda		
12.5 - 25		Moderadamente dura		
25 - 50	Moderadamente dura		Baja	Esquisto, pizarra.
50 - 100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistos, mármol, granito, gneiss, arenisca, caliza porosa.
100 - 200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, areniscas muy cementada, caliza, dolomía
> 200		Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto
> 250				

Según la resistencia es una roca de tipo llamada roca metamórfica esquisto, mármol, granito. Donde se considera una roca dura y requiere más de un golpe para su rotura.

Cálculo de los parámetros de la resistencia

Ángulo de fricción interna

Se obtendrá a partir del tipo de roca y obtenida según la resistencia a compresión simple

Tipo de roca	Cohesión	Cohesión	Ángulo de fricción
	(Kpa)	(Kg/cm ²)	(°)
Granito	100-300	1.02-3.06	31-33
Cuarzo	50-150	0.51-1.53	26-34
Arenisca	50-150	0.51-1.53	25-34
Limolita	50-150	0.51-1.53	33-37
Pizarra	45-100	0.46-1.02	35-37

De acuerdo al tipo de roca el ángulo de fricción es:

$$\varphi = 33 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Cohesión

Se obtendrá a partir del tipo de roca y obtenida según la resistencia a compresión simple

Tipo de roca	Cohesión	Cohesión	Ángulo de fricción
	(Kpa)	(Kg/cm ²)	(°)
Granito	100-300	1.02-3.06	31-33
Cuarzo	50-150	0.51-1.53	26-34
Arenisca	50-150	0.51-1.53	25-34
Limolita	50-150	0.51-1.53	33-37
Pizarra	45-100	0.46-1.02	35-37

De acuerdo al tipo de roca la cohesión es:

$$c = 100 \text{ (Kpa)}$$

$$c = 1.02 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Clasificación RQD (Deere 1967) "rock quality designation" "grado de fracturación"

$$RQD = 115 - (3.3 * J_v) \quad \text{Para } J_v > 4.5$$

$$RQD = 100 \quad \text{Para } J_v < 4.5$$

Donde:

J_v = Número de discontinuidades

Grado de fracturación del macizo rocoso	Descripción del tamaño de bloque	J_v diaclasas /m²
Masivo	Bloques consideradamente grandes	< 0.3
Muy ligeramente fracturado	Bloques muy grandes	0.3-1
Ligeramente fracturado	Bloques grandes	1- 3
Moderadamente fracturado	Bloques medianos	3-10
Fuertemente fracturado	Bloques pequeños	10-30
Considerablemente fracturado	Bloques muy pequeños	30-100
Triturado	Bloques considerablemente pequeños	>100

$J_v = 3 \text{ m/m}^3$ (bloques pequeños)

$$RQD = 100 \%$$

RQD	Calidad de la roca
< 25 %	Muy mala
25 - 50 %	Mala
50 - 75 %	Regular
75 - 90 %	Buena
90 - 100 %	Excelente

Macizo rocoso según Deere es: Una roca de excelente calidad

Clasificación RMR (Bienawski)

$$RMR = 1 + 2 + 3 + 4 + 5$$

1= Resistencia a compresión simple macizo intacto

Índice del ensayo de carga puntual (Mpa)	Resistencia a compresión simple RCS (Mpa)	Puntaje
> 10	> 250	15
4 - 10 Mpa	100 - 250	12
2 - 4 Mpa	50 - 100	7
1 - 2 Mpa	25 - 50	4
--	5 - 25	2
--	1 - 5	1
--	< 1	0

2 = Índice de Deere

RQD	Calidad de la roca	Puntaje
< 25 %	Muy mala	3
25 - 50 %	Mala	8
50 - 75 %	Regular	13
75 - 90 %	Buena	17
90 - 100 %	Excelente	20

3 = Espaciamiento entre discontinuidades

El espaciamiento entre discontinuidades esta entre 0.6 - 2 m

Descripción	Espaciamiento (m)	Puntaje
Muy separadas	> 2	20
Separadas	0.6 - 2	15
Med. separadas	0.2 - 0.6	10
Próximos	0.06 - 0.2	8
Muy próximos	< 0.06	5

4 = Condiciones de las discontinuidades

Para valorar este parámetro se toma en cuenta 5 subvaloraciones

a) Continuidad 1 a 3 m

Descripción	Continuidad	Rango RMR
Muy pequeña	< 1 m	6
Pequeña	1 - 3 m	4
Media	3 - 10 m	2
Alta	10 - 20 m	1
Muy alta	> 20 m	0

b) Abertura 1-5mm

Descripción	Separación	Rango RMR
Abierta	> 5 mm	0
Moderadamente abierta	1 - 5 mm	1
Cerrada	0.1 - 1 mm	3
Muy cerrada	< 0.1	5

c) Rugosidad

Descripción	Rango RMR
Muy rugosa	6
Rugosa	5
Ligeramente rugosa	2
Suave	1
Espejo de falla	0

d) Relleno

Descripción	Rango RMR
Relleno blando > 5 mm	0
Relleno blando < 5 mm	2
Relleno duro > 5 mm	2
Relleno duro < 5 mm	4
Ninguno	6

e) Meteorización

Descripción	Rango RMR
Descompuesta	0
Muy meteorizada	1
Moderadamente meteorizada	3
Ligeramente meteorizada	5
No meteorizada	6

La suma de los 5 subvalores tiene una valoración de 12 puntos

4 = Agua subterránea

Filtración por cada 10 m de longitud del túnel (L/min)	Presión del agua en la discontinuidad dividido la tensión	Descripción de las condiciones generales	Puntaje
Nada	0	Completamente seco	15
< 10	0 - 0.1	Apenas húmedo	12
10 - 25	0.1 - 0.2	Húmedo	7
25 - 125	0.2 - 0.5	Goteo	4
> 125	> 0.5	Flujo continuo	0

De acuerdo a las tablas tenemos:

σ_c : Puntaje = 7

RQD: Puntaje = 20

Espaciamiento: Puntaje = 15

Condiciones de las discontinuidades: Puntaje = 12

Agua subterránea: Puntaje = 15

Entonces RMR = 69

R.M.R.	Descripción del macizo rocoso	Clase
Suma de los puntajes obtenidos de las tablas anteriores		
81 - 100	Muy bueno	I
61 - 80	Bueno	II
41 - 60	Medio	III
21 - 40	Malo	IV
0 - 20	Muy malo	V

El macizo rocoso según Bienawski es: Macizo rocoso de buena calidad clase II

Clasificación SMR para taludes

$$SMR = RMR - (F_1 * F_2 * F_3) + F_4$$

$$F_1 = \alpha_j - \alpha_s$$

$$F_3 = \beta_j + \beta_s$$

$$F_2 = \beta_j$$

$$F_3 = \beta_j - \beta_s$$

Donde:

F1, F2, F3, F4 = Factores de reducción de juntas

$$\alpha_j = 284 (^{\circ}) = Rb = 360^{\circ} - 284^{\circ} = N 76^{\circ} W$$

$$\alpha_s = 277 (^{\circ}) = Rb = 360^{\circ} - 277^{\circ} = N 83^{\circ} W$$

$$\beta_j = 77 (^{\circ})$$

$$\beta_s = 73 (^{\circ})$$

Adoptaremos para clasificar la rotura planar porque estos en su totalidad son taludes artificiales

$$P \rightarrow F_1 = \alpha_j - \alpha_s \quad \longrightarrow \quad 7$$

$$P \rightarrow F_2 = \beta_j \quad \longrightarrow \quad 77$$

$$P \rightarrow F_3 = \beta_j - \beta_s \quad \longrightarrow \quad 4$$

$F_4 =$ Depende de la excavación del talud

Tabla para determinar los factores de ajuste

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $ $ \alpha_j - \alpha_s - 180^{\circ} $	$> 30^{\circ}$	$30^{\circ} - 20^{\circ}$	$20^{\circ} - 10^{\circ}$	$10^{\circ} - 5^{\circ}$	$< 5^{\circ}$
T		0.15	0.40	0.70	0.85	1
P	$ \beta_j $	$< 20^{\circ}$	$20^{\circ} - 30^{\circ}$	$30^{\circ} - 35^{\circ}$	$35^{\circ} - 45^{\circ}$	$> 45^{\circ}$
T		0.15	0.40	0.70	0.85	1
P	$\beta_j - \beta_s$ $\beta_j + \beta_s$	$> 10^{\circ}$	$10^{\circ} - 0^{\circ}$	0°	$0 - (-10^{\circ})$	$< -10^{\circ}$
T		$< 110^{\circ}$	$110^{\circ} - 120^{\circ}$	$> 120^{\circ}$	---	---
P/T	F_3	0	6	25	50	60

Factor de ajuste por el método de excavación(F_4)

Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente
F_4	15	10	8	0	-8

Clases de estabilidad

Clase	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Rotura	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Re excavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

$$F1 = 0.85$$

$$F2 = 1$$

$$F3 = 6$$

$$F4 = 10$$

$$RMR = 69$$

$$SMR = RMR - (F_1 * F_2 * F_3) + F_4 \quad SMR = 73.9$$

La calidad del talud según el índice SRM es buena y de tipo II

Falla por vuelco	
SMR > 65	Ninguno
65 > SMR > 50	Menores
40 > SMR > 30	Muy grandes

Falla planar	
SMR > 60	Ninguno
60 > SMR > 40	Importantes
40 > SMR > 15	Muy grandes

Falla en cuña	
SMR > 75	Muy pocas
75 > SMR > 49	Algunas
55 > SMR > 40	Muchas

Según el valor del SMR sabremos el tipo de falla que puede ocurrir:

Falla por vuelco  Ninguno

Falla planar  Ninguno

Falla en cuña  Algunas

Cálculo del factor de seguridad

Datos de campo

Tramo de estudio PROG.INICIAL: 34+230 PROG. FINAL: 34+350

$H = 33.00$ (m)

$\beta = 73.00$ ($^{\circ}$)

$L = 120.00$ (m)

$H_1 = 0.00$ (m)

Datos complementarios

$Y = 25.59$ (KN/m³)

$Y_{sat} = 25.91$ (KN/m³)

$Y_w = 10.00$ (KN/m³)

$K_h = 0.00$

$K_v = 0.00$

$q = 0.00$ (KN/m²)

$$C = 100 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\phi = \phi = 33 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Utilizando la tabla 2.23 resulta:

$$k = (k_h^2 + (1 + k_v)^2)^{1/2} \quad k = 1.00$$

$$\Psi = \frac{\gamma_{sat}}{2} * H_1^2 + \frac{1}{2}(H^2 - H_1^2)\gamma + q * H \quad \Psi = 13933.76 \text{ (KN/m)}$$

$$\Psi_1 = \frac{\gamma_w * H_1^2}{2} \quad \Psi_1 = 0.00$$

$$k_2 = \frac{C * H}{\Psi * k} * \text{sen } \beta \quad k_2 = 0.23$$

$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1+k_v)} \quad \varepsilon = 0.00$$

Fórmula para determinar el ángulo crítico

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

Iterando la ecuación se obtiene el ángulo crítico

$$\alpha = 49.76 \text{ (}^\circ\text{)} = 49^\circ 45' 36''$$

Obtenemos el factor de seguridad utilizando la fórmula

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

$$FS = 1.30$$

Aplicando la ecuación 2.24 se obtiene la resultante de las fuerzas actuantes

$$R = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta * \text{sen}\alpha} * \Psi * k$$

$$R = 7532.54 \text{ (KN/m)}$$

(FS)₀, 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.

$$(FS)_0 = 1.5$$

Ver tabla 2.17

Dimensionamiento de los pernos de anclaje para la interconexión Santa Ana – Piedra Larga, carretera al Gran Chaco

Determinación de la fuerza de anclaje

Utilizando la ecuación y despejando Δ se obtiene su valor óptimo

$$\tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan\varphi}{(FS)_0} \qquad \tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan\varphi}{(FS)_0}$$

$$\Delta = \Delta_0 = 49.35 (^\circ) = 49^\circ 21' 0''$$

Para evitar el obstáculo de colocar el anclaje buzando hacia abajo se adoptará el siguiente valor

$$\Delta = \Delta_0 = -5^\circ$$

De la siguiente ecuación se obtiene

$$\delta(FS) = ((FS)_0 - FS)$$

$$\delta(FS) = 0.20$$

Empleando la ecuación se determina

$$f(\Delta) = f(\Delta_0) = (FS)_0 \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan\varphi$$

$$f(\Delta) = f(\Delta_0) = 1.11$$

Utilizando la ecuación la relación es la siguiente

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

$$\frac{F_a}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = 0.18$$

Es decir se requiere una mínima fuerza del tirante para alcanzar $(FS)_0=1.5$ de las fuerzas tangenciales

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

$$F_a = 1027.97 \text{ (KN/m)}$$

Cálculo de la separación entre anclajes de barras

En la tabla 2.21 se muestra varios anclajes y sus características dentro las cuales se eligió el siguiente

$$\text{Barra } \varnothing 26 \quad \text{DY S 85/105} \quad 85/105 \text{ kgf/mm}^2$$

Determinación de la carga de rotura, límite elástico y tracción admisible del anclaje a utilizarse

a) Determinación del área de anclaje

$$A = \frac{\pi * (D)^2}{4}$$

$$A = 531.00 \text{ (mm}^2\text{)}$$

b) Determinación de la carga de rotura (Fro)

$$Fro = (\text{Área de la barra} * \text{Resistencia unitaria})$$

$$\text{Resistencia unitaria} = (85/105 \text{ Kgf/mm}^2)$$

$$85 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{\text{Kgf}} = 850 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$105 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{\text{Kgf}} = 1050 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$Fro = 531.00 \text{ mm}^2 * 1050 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 557.55 \text{ (KN)}$$

c) Determinación del límite elástico

$$T_g = (\text{Área de la barra} * \text{Esfuerzo de tracción al 0.1 \% de deformación})$$

$$T_g = 531.00 \text{ mm}^2 * 850 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 451.35 \text{ (KN)}$$

d) Determinación de la tracción admisible

$$T_a = 0.60 * T_g$$

$$T_a = 270.81 \text{ (KN)}$$

$$T_a = 271 \text{ (KN) Para fines prácticos}$$

Cálculo de la separación de anclajes utilizando la siguiente ecuación

$$S = \sqrt{\left(\frac{H}{\text{sen}\beta} * \frac{T_a}{F_a}\right)} \quad S = 3.02 \text{ (m) asumimos 3.00 (m)}$$

Con el resultado anterior se aprecia que los anclajes deben ser colocados sobre una cuadrícula de 3.00 (m) por 3.00 (m), con una carga admisible de trabajo = 271 (KN) el número de filas de anclaje se determina con la siguiente relación:

$$N^{\circ} \text{ filas de anclaje} = \frac{H}{S} - 1$$

$$N^{\circ} \text{ columnas de anclaje} = \frac{L}{S} - 1$$

Donde:

$$H = 33.00 \text{ (m)}$$

$$S = 3.00 \text{ (m)}$$

$$L = 120.00 \text{ (m)}$$

$$N^{\circ} \text{ filas de anclaje} = 10.00 = 10 \text{ filas}$$

$$N^{\circ} \text{ columnas de anclaje} = 39.00 = 39 \text{ filas}$$

Se requiere 10 filas y 39 columnas de anclaje para estabilizar el sector

Determinación de la longitud de anclaje de la barra

a) Longitud de anclaje, primera hilera

$$\sigma_c = \text{Resistencia a la compresión de la roca} = 26.46 \text{ (Mpa)}$$

$$f'_c = \text{Resistencia a la compresión de la lechada de cemento} = 1 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_w = \frac{1}{10} \sigma_c \quad \tau_w = 7.30 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_w = f'_c \quad \tau_w = 1 \text{ (Mpa)}$$

Se adopta el menor 1 (Mpa)

$\Gamma_q = 1.40$ a 2.00 = Factor de mayoración de la carga aplicada (varía dependiendo del tipo de riesgo y si es temporal) = 1.6

F_a = Fuerza de tracción (tracción admisible) = 271 (KN)

ϕ_p = Diámetro de perforación (barreno) = 0.065 (m)

τ_w = Resistencia a compresión = 1 (Mpa)

Γ_v = Factor de minoración para anclajes permanentes = 1.4

Dada la ecuación se obtiene

$$L_s = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \tau_w / \Gamma_v} \right] \quad L_s = 2.97 \text{ (m) asumimos } 3.00 \text{ (m)}$$

Utilizando la primera hilera de anclaje se observa que la separación de OP-S = 3.00 (m) con respecto al pie del talud, siendo la ordenada analizada de:

$$h = S * \text{sen} \beta \quad h = 2.88 \text{ (m) asumimos } 3.00 \text{ (m)}$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente

$$\beta = 73.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\alpha = 49.76 \text{ (}^\circ\text{)} = 49^\circ 45' 36''$$

$$\Delta = -5 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$H = 33.00 \text{ (m)}$$

Separando L_L de la ecuación se obtiene

$$L_L = \left(\frac{h}{\text{sen} \beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15 H \right)$$

$$L_L = 6.47 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje se calcula con la siguiente ecuación

$$L = (L_L + L_S)$$

$$L = 9.44 \text{ (m)}$$

Primera hilera

b) Longitud de anclaje, segunda hilera

Para determinar la longitud del anclaje para la primera hilera se empleó S (separación entre anclajes) por ello para la segunda hilera se empleara 2S y si según el número de fila

$$S = 3.00 \text{ (m)}$$

$$2S = 6.00 \text{ (m)}$$

Para la segunda hilera, se debe tomar en cuenta que la separación $OP=2S= 6.00 \text{ (m)}$ con respecto al pie del talud, siendo igual a:

$$h = S * \text{sen}\beta \quad h = 5.74 \text{ (m) asumimos } 6.00 \text{ (m)}$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente

$$\beta = 73.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\alpha = 49.76 \text{ (}^\circ\text{)} = 49^\circ 45' 36''$$

$$L_s = 3 \text{ (m)}$$

$$\Delta = -5 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$H = 33.00 \text{ (m)}$$

Separando L_L de la ecuación se obtiene

$$L_L = \left(\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15 H \right)$$

$$L_L = 7.98 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje se calcula con la siguiente ecuación

$$L = (L_L + L_S)$$

$$L = 10.95 \text{ (m)} \quad \text{Segunda hilera}$$

Para simplificar el cálculo de las demás hileras se empleará la siguiente tabla y se redondea a enteros por constructividad

Talud N° 26											
N°	H (m)	β (m)	α (m)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	33.00	73.00	49.76	-5	3.00	3.00	6.50	9.50	39	370.5	3
2	33.00	73.00	49.76	-5	6.00	3.00	8.00	11.00	38	418.0	
3	33.00	73.00	49.76	-5	9.00	3.00	9.50	12.50	39	487.5	
4	33.00	73.00	49.76	-5	12.00	3.00	11.00	14.00	38	532.0	
5	33.00	73.00	49.76	-5	15.00	3.00	13.00	16.00	39	624.0	
6	33.00	73.00	49.76	-5	18.00	3.00	14.00	17.00	38	646.0	
7	33.00	73.00	49.76	-5	21.00	3.00	16.00	19.00	39	741.0	
8	33.00	73.00	49.76	-5	24.00	3.00	17.00	20.00	38	760.0	
9	33.00	73.00	49.76	-5	27.00	3.00	19.00	22.00	39	858.0	
10	33.00	73.00	49.76	-5	30.00	3.00	20.50	23.50	38	893.0	
									385	6330.0	

Aplicando al mismo talud un factor de sismo

Datos de campo

Tramo de estudio

PROG.INICIAL: 34+230

PROG. FINAL: 34+350

H = 33.00 (m)

$\beta = 73.00$ (°)

L = 120.00 (m)

H1 = 0.00 (m)

Datos complementarios

$Y = 25.59$ (KN/m³)

$Y_{sat} = 25.91$ (KN/m³)

$$Y_w = 10.00 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$K_h = 0.25$$

$$K_v = 0.13$$

$$q = 0.00 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$C = 100 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\phi = \phi = 33 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Utilizando la tabla 2.23 resulta:

$$k = (k_h^2 + (1 + k_v)^2)^{1/2} \quad k = 1.15$$

$$\Psi = \frac{Y_{sat}}{2} * H_1^2 + \frac{1}{2} (H^2 - H_1^2) \gamma + q * H \quad \Psi = 13933.76 \text{ (KN/m)}$$

$$\Psi_1 = \frac{Y_w * H_1^2}{2} \quad \Psi_1 = 0.00$$

$$k_2 = \frac{C * H}{\Psi * k} * \text{sen } \beta \quad k_2 = 0.26$$

$$\tan \varepsilon = \frac{k_h}{(1+k_v)} \quad \varepsilon = 12.53 \text{ (}^\circ\text{)} = 12^\circ 31' 48''$$

Fórmula para determinar el ángulo crítico

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

$$\text{Iterado } \alpha = 45.85 \text{ (}^\circ\text{)} = 45^\circ 51' 0''$$

Obtenemos el factor de seguridad utilizando la fórmula

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

$$FS = 1.66$$

Aplicando la ecuación se obtiene la resultante de las fuerzas actuantes

$$R = \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen} \beta * \text{sen} \alpha} * \Psi * k$$

$$R = 10680.68 \text{ (KN/m)}$$

(FS), factor de seguridad estático mínimo según la zona sísmica de Bolivia el cual se incrementa debido al reparto de tensiones que se generan a través del tirante anclado dentro del macizo rocoso.

$$(FS) = 1.72 \quad \text{Ver tabla 2.18}$$

3.8 Dimensionamiento de los pernos de anclaje para cada talud

3.8.1 Determinación de la fuerza de anclaje

Utilizando la ecuación y despejando Δ se obtiene su valor óptimo

$$\tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan\varphi}{(FS)_o} \quad \tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan\varphi}{(FS)_o}$$

$$\Delta = \Delta_0 = 45.49 \text{ (}^\circ\text{)} = 45^\circ 29' 24''$$

Para evitar el obstáculo de colocar el anclaje buzando hacia abajo se adoptará el siguiente valor

$$\Delta = \Delta_0 = -5^\circ$$

De la siguiente ecuación se obtiene

$$\delta(FS) = ((FS) - FS)$$

$$\delta(FS) = 0.06$$

Empleando la ecuación se determina

$$f(\Delta) = f(\Delta_0) = (FS) \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) * \tan\varphi$$

$$f(\Delta) = f(\Delta_0) = 1.22$$

Utilizando la ecuación la relación es la siguiente

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

$$\frac{F_a}{R * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} = 0.05$$

Es decir, se requiere una mínima fuerza del tirante para alcanzar (FS)=1.72 de las fuerzas tangenciales

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

$$F_a = 440.51 \text{ (KN/m)}$$

3.8.2 Cálculo de la separación entre anclajes de barras

En la tabla 2.21 se muestra varios anclajes y sus características dentro las cuales se eligió el siguiente:

Barra \varnothing 26 DY S 85/105 85/105 kgf/mm²

Determinación de la carga de rotura, límite elástico y tracción admisible del anclaje a utilizarse.

a) Determinación del área de anclaje

$$A = \frac{\pi * (D)^2}{4}$$

$$A = 531.00 \text{ (mm}^2\text{)}$$

b) Determinación de la carga de rotura (Fro)

Fro= (Área de la barra *Resistencia unitaria)

Resistencia unitaria = (85/105 Kgf/mm²)

$$85 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{\text{Kgf}} = 850 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$105 \frac{\text{Kgf}}{\text{mm}^2} * 10 \frac{\text{N}}{\text{Kgf}} = 1050 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$Fro = 531.00 \text{ mm}^2 * 1050 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 557.55 \text{ (KN)}$$

c) Determinación del límite elástico

T_g= (Área de la barra * Esfuerzo de tracción al 0.1 % de deformación)

$$T_g = 531.00 \text{ mm}^2 * 850 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 451.35 \text{ (KN)}$$

d) Determinación de la tracción admisible

$$T_a = 0.60 * T_g$$

$$T_a = 270.81 \text{ (KN)}$$

$$T_a = 271 \text{ (KN) Para fines prácticos}$$

Cálculo de la separación de anclajes utilizando la siguiente ecuación

$$S = \sqrt{\left(\frac{H}{\text{sen}\beta} * \frac{T_a}{F_a}\right)} \quad S=4.61 \text{ (m) asumimos 4.50 (m)}$$

Con el resultado anterior se aprecia que los anclajes deben ser colocados sobre una cuadrícula de 4.50 (m) por 4.50 (m), con una carga admisible de trabajo = 271 (KN) el número de filas de anclaje se determina con la siguiente relación:

$$N^{\circ} \text{ filas de anclaje} = \frac{H}{S} - 1$$

$$N^{\circ} \text{ columnas de anclaje} = \frac{L}{S} - 1$$

Donde:

$$H = 33.00 \text{ (m)}$$

$$S = 4.50 \text{ (m)}$$

$$L = 120.00 \text{ (m)}$$

$$N^{\circ} \text{ filas de anclaje} = 6.33 = 7 \text{ filas}$$

$$N^{\circ} \text{ columnas de anclaje} = 25.67 = 26 \text{ Columnas}$$

Se requiere 7 filas y 26 columnas de anclaje para estabilizar el sector

3.8.3 Determinación de la longitud de anclaje de la barra

a) Longitud de anclaje, primera hilera

$$\sigma_c = \text{Resistencia a la compresión de la roca} = 72.97 \text{ (Mpa)}$$

f'_c = Resistencia a la compresión de la lechada de cemento = 1 (Mpa)

$$\tau_w = \frac{1}{10} \sigma_c \quad \tau_w = 7.30 \text{ (Mpa)}$$

$$\tau_w = f'_c \quad \tau_w = 1 \text{ (Mpa)}$$

Se adopta el menor 1 (Mpa)

$\Gamma_q = 1.40$ a 2.00 = Factor de mayoración de la carga aplicada (varía dependiendo del tipo de riesgo y si es temporal) = 1.6

F_a = Fuerza de tracción (tracción admisible) = 271 (KN)

ϕ_p = Diámetro de perforación (barreno) = 0.065 (m)

τ_w = Resistencia a compresión = 1 (Mpa)

Γ_v = Factor de minoración para anclajes permanentes = 1.4

Dada la ecuación se obtiene

$$L_s = \left[\frac{\Gamma_q * F}{\pi * \phi_p * \tau_w / \Gamma_v} \right] \quad L_s = 2.97 \text{ (m) asumimos } 3.00 \text{ (m)}$$

Utilizando la primera hilera de anclaje se observa que la separación de OP-S = 4.50 (m) con respecto al pie del talud, siendo la ordenada analizada de:

$$h = S * \text{sen}\beta \quad h = 4.41 \text{ (m) asumimos } 4.50 \text{ (m)}$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente

$$\beta = 73.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\alpha = 45.85 \text{ (}^\circ\text{)} = 45^\circ 51' 0''$$

$$\Delta = -5 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$H = 33.00 \text{ (m)}$$

Separando L_L de la ecuación se obtiene

$$L_L = \left(\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15 H \right)$$

$$L_L = 7.72 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje se calcula con la siguiente ecuación

$$L = (L_L + L_S)$$

$$L = 10.69 \text{ (m)}$$

Primera hilera

b) Longitud de anclaje, segunda hilera

Para determinar la longitud del anclaje para la primera hilera se empleó S (separación entre anclajes) por ello para la segunda hilera se empleara 2S y si según el número de fila.

$$S = 4.50 \text{ (m)}$$

$$2S = 9.00 \text{ (m)}$$

Para la segunda hilera, se debe tomar en cuenta que la separación $OP=2S=9.00$ (m) con respecto al pie del talud, siendo igual a:

$$h = S * \text{sen}\beta$$

$$h = 8.61 \text{ (m) asumimos } 9.00 \text{ (m)}$$

Considerando los siguientes valores calculados anteriormente

$$\beta = 73.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\alpha = 45.85 \text{ (}^\circ\text{)} = 45^\circ 51' 0''$$

$$L_s = 3.00 \text{ (m)}$$

$$\Delta = -5 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$H = 33.00 \text{ (m)}$$

Separando L_L de la ecuación se obtiene

$$L_L = \left(\frac{h}{\text{sen}\beta} * \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15 H \right)$$

$$L_L = 10.49 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje se calcula con la siguiente ecuación

$$L = (L_L + L_S)$$

$$L = 13.46 \text{ (m) Segunda hilera}$$

Para simplificar el cálculo de las demás hileras se empleará la siguiente tabla y se redondea a enteros por constructividad.

Talud N° 26											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_S	L_L	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
						(m)	(m)				
1	33.00	73.00	45.85	-5	4.50	3.00	8.00	11.00	26	286.00	3
2	33.00	73.00	45.85	-5	9.00	3.00	10.50	13.50	26	351.00	
3	33.00	73.00	45.85	-5	13.50	3.00	13.50	12.50	26	325.00	
4	33.00	73.00	45.85	-5	18.00	3.00	16.00	19.00	25	475.00	
5	33.00	73.00	45.85	-5	22.50	3.00	19.00	22.00	25	550.00	
6	33.00	73.00	45.85	-5	27.00	3.00	21.50	24.50	25	612.50	
7	33.00	73.00	45.85	-5	31.50	3.00	24.50	27.50	22	605.00	
									178	3204.00	

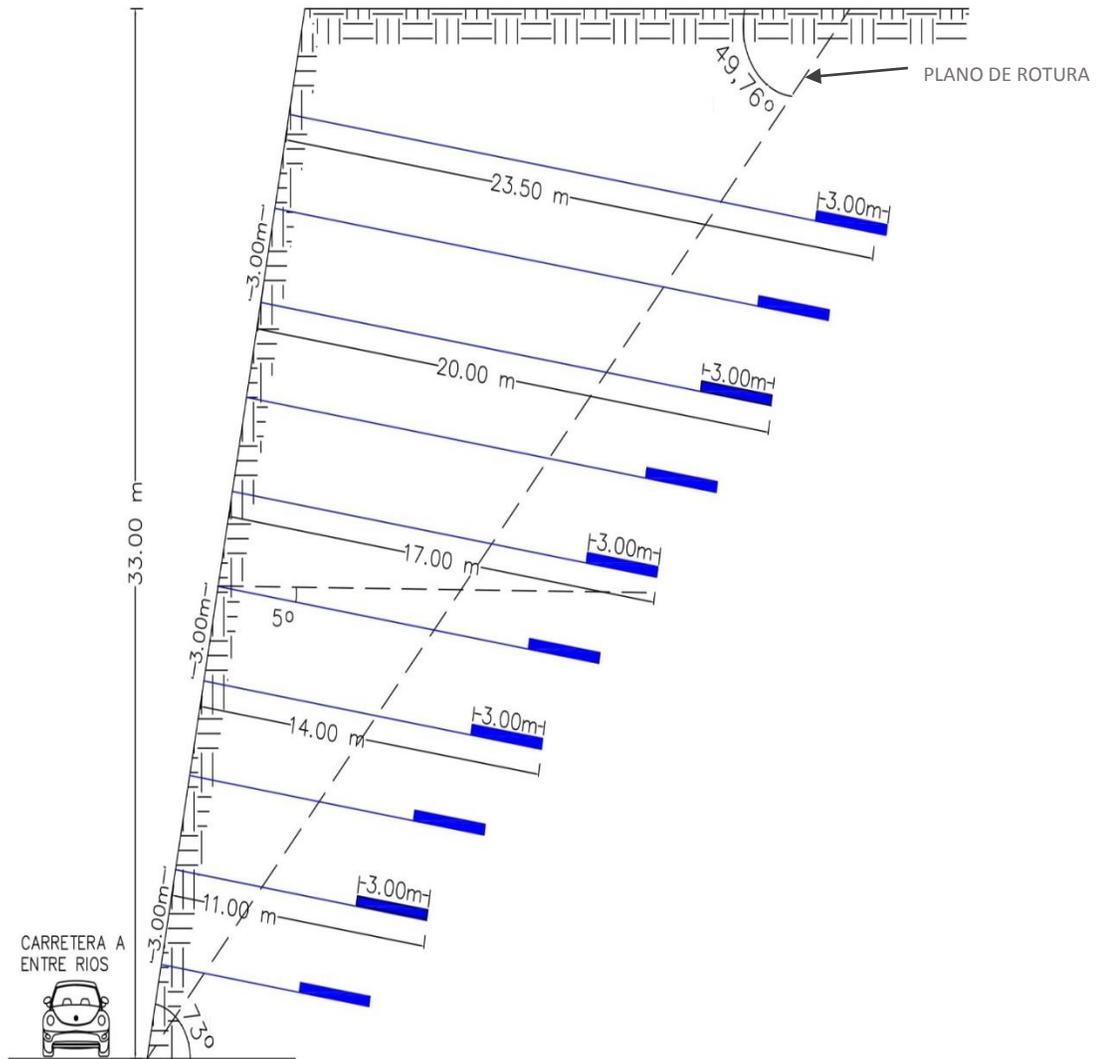
Comparación de resultados del cálculo con factor sismo y sin influencia de sismo

	SIN SISMO	CON SISMO
α (°)	49°45'36''	45°51'0''
FS	1.30	1.66
(FS)	1.50	1.72
R (KN/m)	7532.54	10680.68
Fa (KN/m)	1027.97	440.51
S (m)	3.00	4.50
L (m)	9.44	10.69

Descripción grafica sobre la ubicación y longitud de pernos de anclaje con los resultados de cálculo sin sismo.

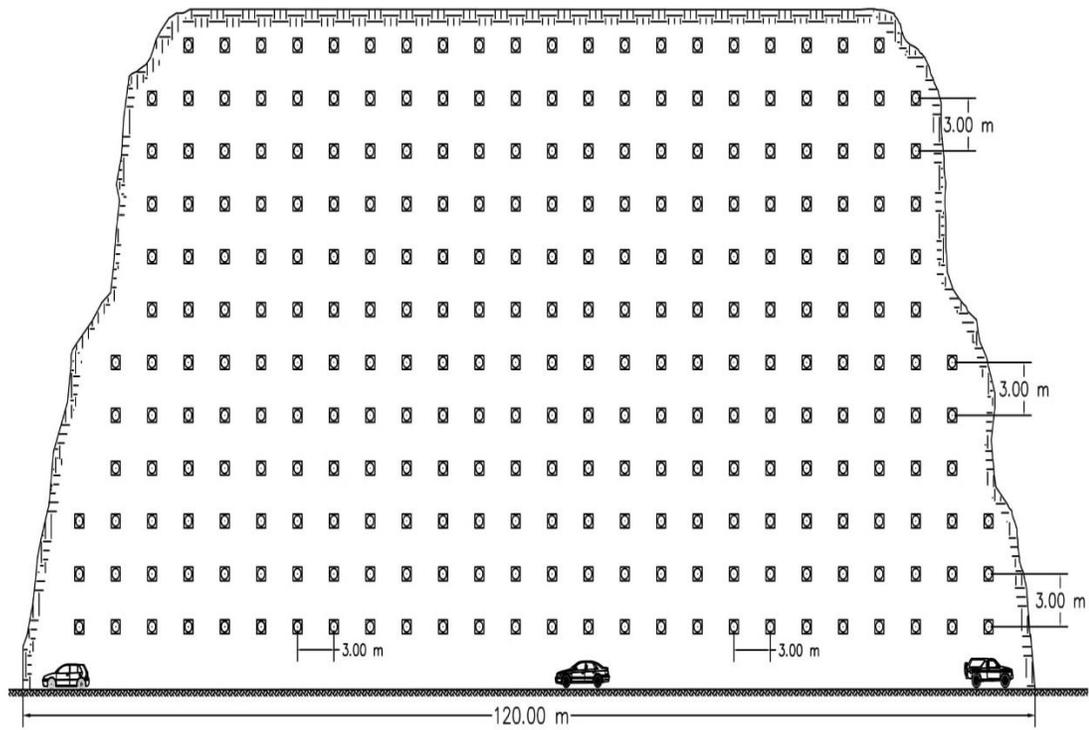
Figura 3.80 Ubicación de los anclajes en el terreno

VISTA FRONTAL



Fuente: Elaboración propia

VISTA LATERAL



Fuente: Elaboración propia

3.9 Resultados

Tabla de resultados según el análisis de cada talud

Tabla 3.27 Parámetros de la resistencia según el tipo de roca

Talud	Resistencia a compresión simple (Mpa)	Tipo de roca		Parámetros de la resistencia	
		Roca	Descripción	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kpa)
Nº2	43.25	Marga	Moderadamente dura	35	45
Nº3	19.92	Limolita arenisca	Blanda	37	50
Nº4	38.50	Marga	Moderadamente dura	33	50
Nº5	15.45	Limolita	Blanda	33	50
Nº6	31.82	Marga arenisca	Moderadamente dura	35	45
Nº7	22.35	Limolita	Blanda	33	50
Nº8	40.01	Marga	Moderadamente dura	35	45
Nº9	64.81	Arenisca	Dura	30	50
Nº10	14.31	Limolita	Blanda	33	45
Nº11	26.46	Marga arenisca	Moderadamente dura	37	60
Nº12	28.76	Pizarra arenisca	Moderadamente dura	37	50
Nº13	46.88	Marga	Moderadamente dura	35	45
Nº14	10.40	Limolita roja	Blanda	37	50
Nº15	22.67	Marga	Moderadamente dura	33	50
Nº16	35.12	Esquisto	Moderadamente dura	35	45
Nº17	30.17	Esquisto	Moderadamente dura	35	45
Nº18	77.06	Arenisca	Dura	34	50
Nº19	24.92	Limolita	Blanda	33	50
Nº20	22.40	Limolita	Blanda	33	50
Nº21	32.75	Marga	Moderadamente dura	35	45
Nº22	28.48	Marga	Moderadamente dura	35	45
Nº23	51.49	Arenisca	Dura	25	50
Nº24	39.53	Marga	Moderadamente dura	33	45
Nº25	34.12	Marga	Moderadamente dura	35	45
Nº26	72.97	Arenisca gris	Dura	33	100
Nº27	25.25	Marga	Moderadamente dura	35	45
Nº28	23.92	Limolita arenisca	Blanda	33	50
Nº29	26.90	Marga	Moderadamente dura	35	45
Nº30	17.09	Limolita	Blanda	33	50

Tabla 3.28 Propiedades de las discontinuidades

Talud	Número de discontinuidades Jv	Propiedades de las discontinuidades			
		Espaciamiento (m)	Continuidad (m)	Apertura (mm)	Rugosidad
Nº1	25	0.06-0.2	3-10	1-5	Ligeramente rugosa
Nº2	15	0.2-0.6	3-10	1-5	Ligeramente rugosa
Nº3	30	<0.06	3-10	1-5	Suave
Nº4	15	0.2-0.6	1-3	0.1-1	Ligeramente rugosa
Nº5	25	0.2-0.6	1-3	0.1-1	Rugosa
Nº6	10	0.2-0.6	1-3	1-5	Ligeramente rugosa
Nº7	20	0.2-0.6	1-3	0.1-1	Ligeramente rugosa
Nº8	10	0.2-0.6	1-3	1-5	Ligeramente rugosa
Nº9	15	0.06-0.2	1-3	0.1-1	Ligeramente rugosa
Nº10	30	0.06-0.2	3-10	0.1-1	Rugosa
Nº11	20	0.06-0.2	3-10	1-5	Rugosa
Nº12	15	0.6-2	1-3	1-5	Ligeramente rugosa
Nº13	10	0.2-0.6	1-3	1-5	Ligeramente rugosa
Nº14	25	0.06-0.2	3-10	1-5	Rugosa
Nº15	30	< 0.06	<1	0.1-1	Rugosa
Nº16	15	0.2-0.6	1-3	0.1-1	Suave
Nº17	15	0.06-0.2	3-10	1-5	Ligeramente rugosa
Nº18	10	0.6-2	3-10	0.1-1	Ligeramente rugosa
Nº19	15	0.06-0.2	3-10	0.1-1	Ligeramente rugosa
Nº20	20	0.06-0.2	1-3	0.1-1	Ligeramente rugosa
Nº21	20	0.06-0.2	3-10	1-5	Ligeramente rugosa
Nº22	20	0.06-0.2	1-3	> 5	Ligeramente rugosa
Nº23	10	0.06-0.2	<1	0.1-1	Ligeramente rugosa
Nº24	15	0.2-0.6	3-10	0.1-1	Ligeramente rugosa
Nº25	15	0.06-0.2	1-3	0.1-1	Suave
Nº26	3	0.6-2	1-3	1-5	Ligeramente rugosa
Nº27	25	0.2-0.6	3-10	1-5	Ligeramente rugosa
Nº28	20	0.2-0.6	3-10	> 5	Ligeramente rugosa
Nº29	20	0.06-0.2	1-3	0.1-1	Ligeramente rugosa
Nº30	25	0.06-0.2	1-3	0.1-1	Ligeramente rugosa

Propiedades de las discontinuidades		
Relleno (mm)	Meteorización	Agua subterránea
Presenta material arcilloso	Moderadamente meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	Ligeramente meteorizada	Completamente seco
Relleno blando > 5	No meteorizada	Completamente seco
Relleno duro	Ligeramente meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	Ligeramente meteorizada	Completamente seco
Presenta material arcilloso	Ligeramente meteorizada	Completamente seco
Relleno duro < 5	Moderadamente meteorizada	Completamente seco
Relleno duro < 5	Ligeramente meteorizada	Completamente seco
Relleno duro < 5	No meteorizada	Completamente seco
Relleno blando > 5	Moderadamente meteorizada	Completamente seco
Relleno duro < 5	Muy meteorizada	Completamente seco
Relleno duro < 5	Ligeramente meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	Muy meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	Muy meteorizada	Apenas húmedo
Ninguno	Moderadamente meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	Ligeramente meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	No meteorizada	Completamente seco
Ninguno	Ligeramente meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	No meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	No meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	No meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	No meteorizada	Completamente seco
Ninguno	Moderadamente meteorizada	Completamente seco
Relleno duro < 5	Ligeramente meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	No meteorizada	Completamente seco
Relleno duro	Muy meteorizada	Completamente seco
Relleno blando > 5	Moderadamente meteorizada	Completamente seco
Relleno duro > 5	No meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	No meteorizada	Completamente seco
Relleno blando < 5	No meteorizada	Completamente seco

Tabla 3.29 Clasificación por 3 métodos

Talud	Clasificación de los macizos rocosos		
	Deere RQD	Bienawski RMR	SMR
Nº1	Mala calidad	Calidad media tipo III	Mala e inestable
Nº2	Regular	Calidad media tipo III	Mala e inestable
Nº3	Muy mala	Mala calidad tipo IV	Mala e inestable
Nº4	Regular	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable
Nº5	Mala calidad	Mala calidad tipo IV	Mala e inestable
Nº6	Buena calidad	Calidad media tipo III	Mala e inestable
Nº7	Mala calidad	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable
Nº8	Regular	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable
Nº9	Regular	Buena calidad tipo II	Normal, parcialmente estable
Nº10	Muy mala calidad	Mala calidad tipo IV	Mala e inestable
Nº11	Regular	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable
Nº12	Regular	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable
Nº13	Buena calidad	Calidad media tipo III	Buena y estable
Nº14	Mala calidad	Mala calidad tipo IV	Mala e inestable
Nº15	Muy mal	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable
Nº16	Regular	Calidad media tipo III	Buena y estable
Nº17	Regular	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable
Nº18	Buena calidad	Buena calidad tipo II	Buena y estable
Nº19	Regular	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable
Nº20	Mala calidad	Calidad media tipo III	Mala e inestable
Nº21	Regular	Calidad media tipo III	Mala e inestable
Nº22	Mala calidad	Calidad media tipo III	Muy mala totalmente inestable
Nº23	Buena calidad	Buena calidad tipo II	Buena y estable
Nº24	Regular	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable
Nº25	Regular	Calidad media tipo III	Mala e inestable
Nº26	Buena calidad	Buena calidad tipo II	Buena y estable
Nº27	Mala calidad	Calidad media tipo III	Mala e inestable
Nº28	Mala calidad	Calidad media tipo III	Muy mala totalmente inestable
Nº29	Mala calidad	Calidad media tipo III	Mala e inestable
Nº30	Mala calidad	Calidad media tipo III	Normal, parcialmente estable

Tabla 3.30 Parámetros geotécnicos

Talud	Parámetros geotécnicos			FS
	Peso específico seco (gr/cm ³)	Peso específico saturado (gr/cm ³)	Absorción (%)	
Nº1	25.59	25.88	1.14	1.34
Nº2	25.97	26.29	1.23	1.33
Nº3	24.48	25.13	2.64	1.38
Nº4	24.69	25.66	3.92	1.37
Nº5	24.92	25.44	2.06	1.38
Nº6	24.68	25.15	1.90	1.27
Nº7	25.93	26.14	0.80	1.46
Nº8	25.07	25.43	1.42	1.30
Nº9	26.64	27.06	1.59	1.26
Nº10	22.66	23.62	4.25	1.41
Nº11	25.01	25.47	1.83	1.29
Nº12	25.67	25.97	1.17	1.36
Nº13	27.25	28.06	2.96	1.38
Nº14	22.51	23.74	5.45	1.26
Nº15	21.61	21.98	1.72	1.41
Nº16	26.31	27.22	3.47	1.35
Nº17	26.10	26.25	0.57	1.22
Nº18	26.17	26.36	0.71	1.30
Nº19	24.44	25.11	2.76	1.19
Nº20	25.10	25.42	1.30	1.20
Nº21	25.73	26.00	1.04	1.38
Nº22	24.77	25.33	2.25	1.36
Nº23	25.74	25.99	0.95	1.26
Nº24	19.81	19.87	1.14	1.45
Nº25	24.70	24.97	1.11	1.21
Nº26	25.59	25.91	1.27	1.30
Nº27	25.72	26.00	1.08	1.33
Nº28	25.76	26.07	1.20	1.44
Nº29	20.68	20.95	1.28	1.36
Nº30	24.69	24.98	1.19	1.10

Tabla 3.31 Dimensionamiento de pernos de anclaje

Talud N° 1											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	9.80	88.00	56.89	-5	5.50	3.00	5.00	8.00	22	176.0	4
									22	176.0	

Talud N° 2											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	11.70	80.00	53.87	-5	5.00	3.00	4.50	7.50	16	120.00	2
2	11.70	80.00	53.87	-5	10.00	3.00	7.00	10.00	15	150.00	
									31	270	

Talud N° 3											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	12.00	84.00	56.34	-5	6.00	3.00	5.00	8.00	19	154.30	6
									19	154.30	

Talud N° 4											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	17.30	70.00	47.64	-5	5.00	3.00	5.50	8.50	23	195.50	5
2	17.30	70.00	47.64	-5	10.00	3.00	8.00	11.00	22	242.00	
3	17.30	70.00	47.64	-5	15.00	3.00	10.50	13.50	23	310.50	

Talud N° 5											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	10.50	85.00	54.71	-5	6.50	3.00	5.50	8.50	13	110.50	5.5
									13	110.50	

Talud N° 6											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	10.30	88.00	58.42	-5	4.50	3.00	4.00	7.00	24	168.70	4
2	10.30	88.00	58.42	-5	9.00	3.00	7.00	10.00	23	218.90	
									47	387.60	

Talud N° 7											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	10.30	85.00	55.21	-5	6.00	3.00	5.00	8.00	11	55.00	4
									11	55.00	

Talud N° 8											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	11.40	83.00	55.63	-5	5.00	3.00	4.50	7.50	19	142.50	4
2	11.40	83.00	55.63	-5	10.00	3.00	7.00	10.00	18	180.00	
									37	322.50	

Talud N° 9											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	14.00	76.00	50.32	-5	4.00	3.00	4.50	7.50	38	285.00	3
2	14.00	76.00	50.32	-5	8.00	3.00	6.50	9.50	37	351.50	
3	14.00	76.00	50.32	-5	12.00	3.00	8.50	11.50	38	437.00	
									113	1073.50	

Talud N° 10											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	9.80	86.00	55.34	-5	8.00	3.00	6.00	9.00	12	108.00	6
									12	108.00	

Talud N° 12											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	15.00	75.00	51.12	-5	5.00	3.00	5.00	8.00	10	80.00	2
2	15.00	75.00	51.12	-5	10.00	3.00	7.00	10.00	9	90.00	
									19	170.00	

Talud N° 13											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	10.50	80.00	53.44	-5	6.00	3.00	5.00	8.00	6	48.00	4
									6	48.00	

Talud N° 15											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial (m)	Longitud sobrante (m)
1	16.00	75.00	49.88	-5	6.00	3.00	6.00	9.00	20	177.20	2
2	16.00	75.00	49.88	-5	12.00	3.00	9.00	12.00	19	129.60	
									39	406.90	

Talud N° 14											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial (m)	Longitud sobrante (m)
1	17.30	80.00	55.46	-5	4.00	3.00	5.00	8.00	27	216.0	2
2	17.30	80.00	55.46	-5	8.00	3.00	7.00	10.00	26	260.0	
3	17.30	80.00	55.46	-5	12.00	3.00	8.50	11.50	21	241.5	
4	17.30	80.00	55.46	-5	16.00	3.00	10.50	13.50	20	270.0	
									94	987.5	

Talud N° 16											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial (m)	Longitud sobrante (m)
1	10.30	83.00	54.47	-5	5.50	3.00	5.00	8.00	14	112.00	5
									14	112.00	

Talud N° 17											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial (m)	Longitud sobrante (m)
1	11.00	86.00	57.90	-5	4.00	3.00	4.00	7.00	17	119.00	3

2	11.00	86.00	57.90	-5	8.00	3.00	6.00	9.00	16	144.00	
									33	263.00	

Talud N° 18											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial (m)	Longitud sobrante (m)
1	11.50	84.00	55.68	-5	5.00	3.00	4.50	7.50	35	262.50	5
2	11.50	84.00	55.68	-5	10.00	3.00	7.50	10.50	34	357.00	
									69	619.50	

Talud N° 19											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial (m)	Longitud sobrante (m)
1	13.50	85.00	56.83	-5	3.50	3.00	4.00	7.00	28	196.00	2
2	13.50	85.00	56.83	-5	7.00	3.00	6.00	9.00	27	2.43.00	
3	13.50	85.00	56.83	-5	10.50	3.00	8.00	11.00	28	308.00	
									83	747.00	

Talud N° 20											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial (m)	Longitud sobrante (m)
1	18.00	75.00	51.70	-5	3.00	3.00	4.00	7.00	58	406.00	3
2	18.00	75.00	51.70	-5	6.00	3.00	6.00	9.00	57	513.00	
3	18.00	75.00	51.70	-5	9.00	3.00	7.00	10.00	58	580.00	
4	18.00	75.00	51.70	-5	12.00	3.00	9.00	12.00	57	684.00	
5	18.00	75.00	51.70	-5	15.00	3.00	10.00	13.00	58	754.00	
									173	1499.00	

Talud N° 21											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	9.50	85.00	55.91	-5	6.50	3.00	5.00	8.00	12	96.00	2
									12	96.00	

Talud N° 22											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	10.10	85.00	56.09	-5	6.00	3.00	5.00	8.00	27	216.00	1
									27	216.00	

Talud N° 23											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	9.80	86.00	53.14	-5	4.50	3.00	4.00	7.00	28	196.00	2
2	9.80	86.00	53.14	-5	9.00	3.00	7.00	10.00	27	270.00	
									55	466.00	

Talud N° 24											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	10.80	86.00	55.07	-5	10.00	3.00	8.00	11.00	11	121.00	4
									11	121.00	

Talud N° 25											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	13.00	83.00	56.51	-5	4.00	3.00	4.00	7.00	22	154.00	4
2	13.00	83.00	56.51	-5	8.00	3.00	6.00	9.00	21	189.00	
3	13.00	83.00	56.51	-5	12.00	3.00	8.00	11.00	22	242.00	
									65	585.00	

Talud N° 27											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	9.50	87.00	57.36	-5	5.50	3.00	4.50	7.50	25	187.50	3
									25	187.50	

Talud N° 28											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	10.50	83.00	53.64	-5	9.00	3.00	7.00	10.00	19	190.00	2
									19	190.00	

Talud N° 29											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial	Longitud sobrante (m)
1	12.10	85.00	56.09	-5	6.00	3.00	5.00	8.00	16	133.00	3
2	12.10	85.00	56.09	-5	12.00	3.00	9.00	12.00	15	174.60	

31	307.60	
----	--------	--

Talud N° 30											
N°	H (m)	β (°)	α (°)	Δ (°)	S (m)	L_s (m)	L_L (m)	L (m)	Número de veces	Longitud parcial (m)	Longitud sobrante (m)
1	15.00	85.00	57.73	-5	3.00	3.00	4.00	7.00	38	262.10	4
2	15.00	85.00	57.73	-5	6.00	3.00	5.00	8.00	37	312.70	
3	15.00	85.00	57.73	-5	9.00	3.00	7.00	10.00	38	380.10	
4	15.00	85.00	57.73	-5	12.00	3.00	9.00	12.00	37	427.60	

3.10 Análisis de los resultados

Para los 30 taludes se utilizará malla de triple torsión tipo 8x10x17 de 3mm de diámetro 4m de ancho, ancladas a la roca con pernos activos de $\varnothing 26DY$ buzando hacia abajo para evitar obstáculos a un ángulo de -5° . Cableado perimetral tipo pesado de 12mm de diámetro, bulones abastionados de $\varnothing 20mm$ y 1m de longitud con una equidistancia de 1.5m y clip de conexión de 4 mm con una distancia entre dos puntos consecutivos dentro de la misma línea es de aproximadamente 15 cm, teniendo una zona de solape de 20 cm Se reforzara el cosido mediante el enhebrado en la zona de solape de los paños y desde cabecera al pie el talud con un cable de acero galvanizado de $\varnothing 3mm$, que hace que la unión entre paños sea continua y no puntual.

Todas las especificaciones fueron tomadas según lo indica Maccaferri.

Talud N° 1 Santa Ana progresiva inicial 15+500 final 15+625

Según la resistencia es una roca tipo limolita y por la clasificación SMR es un talud de mala calidad y por la inclinación del talud y el grado de fisuramiento se clasifica como inestable, es una roca ligeramente meteorizada y presentando algo de material arcilloso lo cual se rompe con un martillo y se corta con un cuchillo por lo que presenta gran cantidad de desprendimientos superficiales.

Para una altura de 9.80 m el ángulo crítico es 56.89° y el factor de seguridad es de 1.34 lo cual indica que el talud es inestable y requiere una mínima fuerza de anclaje 79.18 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ y una longitud calculada en primera hilera de 7.67m asumiendo por constructividad 8.00m y. Con una separación de 5.79 m pero por constructividad adoptamos 5.50m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje por lo cual se tiene 1 fila y 22 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado.

Figura 3.81 Talud N°1



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 2 progresiva: inicial 15+980 final 16+062

Según la resistencia es una roca tipo margas y por la clasificación SMR es un talud de mala calidad y se clasifica como inestable, es una roca ligeramente meteorizada y presentando algo de material arcilloso lo cual se rompe con un martillo por lo que presenta desprendimientos superficiales.

Para una altura de 11.70 m el ángulo crítico es 53.87° y el factor de seguridad es de 1.33 lo cual indica que el talud es inestable y requiere una mínima fuerza de anclaje 114.03 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ donde la longitud del perno aumenta según la altura con respecto al pie del talud, con una separación de 5.31m pero por constructividad adoptamos 5.00m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje por lo

cual se tiene 2 fila y 16 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.00m a cada lado

Figura 3.82 Talud N°2



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 3 progresiva inicial 16+650 final 16+770

Según la resistencia es una roca tipo limolita arenisca y por la clasificación SMR es un talud de mala calidad y se clasifica como inestable, presenta material arcilloso lo cual se rompe con un martillo por lo que presenta discontinuidades a lo alto del talud y como consecuencia desprendimientos superficiales.

Debido a que el factor de seguridad es de 1.38 lo cual indica que el talud es inestable, se utilizará un perno de anclaje de $\varnothing 26DY$ con una separación de 6.00m, horizontal y vertical resultando 1 fila y 19 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado.

Figura 3.83 Talud N°3



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 4 progresiva inicial 16+700 final 16+820

Según la resistencia es una roca tipo margas y por la clasificación SMR es un talud normal y se clasifica como parcialmente estable, es una roca ligeramente rugosa y presenta relleno duro.

Debido a que el factor de seguridad es de 1.37 lo cual indica que el talud es inestable, se utilizará un perno de anclaje de $\varnothing 26DY$ con una separación de 6.00m, horizontal y vertical resultando 1 fila y 19 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado

Figura 3.84 Talud N°4



Fuente: Elaboración propia

Talud N°5 progresiva inicial 17+100 final 17+190

Según la resistencia es una roca tipo limolita y por la clasificación SMR es un talud de mala calidad y se clasifica como inestable, presenta material arcilloso lo cual se rompe con un martillo por lo que presenta muchas discontinuidades y como consecuencia desprendimientos superficiales.

Debido a que el factor de seguridad es de 1.38 lo cual indica que el talud es inestable, se utilizará un perno de anclaje de $\varnothing 26DY$ con una separación de 6.50m horizontal y vertical resultando 1 fila y 13 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 3.00m a cada lado.

Figura 3.85 Talud N°5



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 6 progresiva inicial 17+420 final 17+532

Según la resistencia es una roca tipo margas arenisca y por la clasificación SMR es un talud de mala calidad y se clasifica como inestable, presenta material arcilloso lo cual se rompe con un martillo ya que es moderadamente dura.

Debido a que el factor de seguridad es de 1.27 lo cual indica que el talud es inestable, se utilizará un perno de anclaje de $\varnothing 26DY$ con una separación de 4.50m horizontal y vertical resultando 2 fila y 24 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado

Figura 3.86 Talud N°6



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 7 progresiva inicial 17+630 final 17+720

Según la resistencia es una roca tipo limolita y por la clasificación SMR es un talud normal y se clasifica como parcialmente inestable, presenta material de relleno ya que es moderadamente meteorizada.

Debido a que el factor de seguridad es de 1.37 lo cual indica que el talud es inestable, se utilizará un perno de anclaje de $\varnothing 26DY$ con una separación de 6.00m horizontal y vertical resultando 1 fila y 11 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado

Figura 3.87 Talud N°7



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 8 progresiva inicial 17+640 final 17+740

Según la resistencia es una roca tipo limolita y por la clasificación SMR es un talud normal y se clasifica como parcialmente estable, presenta material de relleno ya que es moderadamente meteorizada.

Debido a que el factor de seguridad es de 1.30 lo cual indica que el talud es inestable, se utilizará un perno de anclaje de $\varnothing 26DY$ con una separación de 5.00m horizontal y vertical resultando 2 fila y 19 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.50m a cada lado

Figura 3.88 Talud N°8



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 9 progresiva inicial 17+940 final 18+095

Según la resistencia es una roca tipo arenisca y por la clasificación SMR es un talud normal y se clasifica como parcialmente estable, presenta material de relleno duro y al tacto es ligeramente rugosa

Debido a que el factor de seguridad es de 1.26 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de 244.20 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ con una separación de 4.00m horizontal y vertical resultando 3 fila y 38 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.50m a cada lado

Figura 3.89 Talud N°9



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 10 progresiva inicial 18+320 final 18+422

Según la resistencia es una roca tipo limolita clasificada como roca blanda y según el SMR es un talud inestable de mala calidad, presenta material de relleno blando y al tacto es rugosa.

Para una altura de 9.80m el ángulo crítico es 55.34° y el factor de seguridad es de 1.41 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 39.66 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ y una longitud calculada de 9.15m pero asumiendo 9.00m ya que la reducción de distancia compensa el largo de 0.15m quitados al perno ya que a mayor distancia el perno pierde su esbeltez. Con una separación de 8.19m pero por constructividad adoptamos 8.00m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje que aumentarla por lo cual se tiene 1 fila y 12 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 3.00m a cada lado

Figura 3.90 Talud N°10



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 11 progresiva inicial 18+750 final 18+875

Según la resistencia es una roca tipo margas arenisca clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es un talud normal parcialmente estable, presenta material de relleno duro y al tacto es rugosa.

Para una altura de 18.00m el ángulo crítico es 55.19° y el factor de seguridad es de 1.29 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 311.73 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ con una separación de 3.99m pero por constructividad adoptamos 4.00m horizontal y vertical por lo cual se tiene 4 fila y 31 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 0.50m a cada lado.

Figura 3.91 Talud N°11



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 12 progresiva inicial 18+860 final 18+912

Según la resistencia es una roca tipo margas arenisca clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es un talud normal parcialmente estable, presenta material de relleno duro y al tacto es rugosa.

Para una altura de 15.00m el ángulo crítico es 51.12° y el factor de seguridad es de 1.36 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 150.94 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ con una separación de 3.99m pero por constructividad adoptamos 4.00 m horizontal y vertical por lo cual se tiene 4 fila y 31 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 0.50m a cada lado.

Figura 3.92 Talud N°12



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 13 progresiva inicial 19+550 final 19+590

Según la resistencia es una roca tipo margas clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es un talud estable y de buena calidad, presenta material de relleno blando y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 10.50m el ángulo crítico es 53.44° y el factor de seguridad es de 1.38 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 69.17 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ y una longitud calculada de 9.15m pero asumiendo 9.00m ya que la reducción de distancia de 8.19m a 8.00m compensa el largo

de 0.15m quitados al perno ya que a mayor longitud el perno pierde su esbeltez. Con una separación de 8.19m pero por constructividad adoptamos 8.00m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje que aumentarla por lo cual se tiene 1 fila y 6 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado

Figura 3.93 Talud N°13



Fuente: Elaboración propia

Talud N°14 progresiva inicial 19+960 final 20+070

Según la resistencia es una roca tipo limolita roja clasificada como roca blanda y según el SMR es un talud inestable de mala calidad, presenta material de relleno blando y al tacto es rugosa muy meteorizada

Para una altura de 17.30m el ángulo crítico es 55.46° y el factor de seguridad es de 1.26 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 288.61 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$, con una separación de 4.06m pero por constructividad adoptamos 4.00m horizontal y vertical con 4 fila y 27 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado

Figura 3.94 Talud N°14



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 15 progresiva inicial 20+100 final 20+240

Según la resistencia es una roca tipo margas clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es un talud normal parcialmente estable, no presenta relleno blando y al tacto es rugosa y muy meteorizada.

Para una altura de 16.00m el ángulo crítico es 49.88° y el factor de seguridad es de 1.41 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 100.82 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26$ DY. Con una separación de 6.67m pero por constructividad adoptamos 6.50 m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje que aumentarla por lo cual se tiene 2 fila y 21 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.50 m a cada lado

Figura 3.95 Talud N°15



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 16 progresiva inicial 24+310 final 24+392

Según la resistencia es una roca tipo esquisto clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es un talud estable y de buena calidad, presenta material de relleno blando y al tacto es lisa ligeramente meteorizada.

Para una altura de 10.30m el ángulo crítico es 54.47° y el factor de seguridad es de 1.35 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 85.84 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ y una longitud calculada de 7.59m pero asumiendo 8.00m, con una separación calculada de 5.72m pero por constructividad adoptamos 5.50m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje que aumentarla por lo cual se tiene 1 fila y 14 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.50m a cada lado

Figura 3.96 Talud N°16



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 17 progresiva inicial 26+530 final 26+601

Según la resistencia es una roca tipo limolita clasificada como roca blanda y según el SMR es un talud inestable de mala calidad, presenta material de relleno blando y al tacto es rugosa.

Para una altura de 11.00m el ángulo crítico es 57.90° y el factor de seguridad es de 1.22 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 164.59 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ y una longitud calculada de 9.15 m pero asumiendo 9.00m ya que la reducción de distancia compensa el largo de 0.15m quitados al perno ya que a mayor distancia el perno pierde su esbeltez. Con una separación de 4.26m pero por constructividad adoptamos 4.00m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje que aumentarla por lo cual se tiene 2 fila y 17 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.50m a cada lado

Figura 3.97 Talud N°17



Fuente: Elaboración propia

Talud N°18 progresiva inicial 26+880 final 27+060

Según la resistencia es una roca tipo arenisca clasificada como roca dura y según el SMR es un talud estable y de buena calidad, no presenta material de relleno y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 11.50m el ángulo crítico es 55.68° y el factor de seguridad es de 1.30 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 132.73 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$ y una longitud calculada en primera hilera de 7.43 asumiendo 7.50m y en segunda hilera de 10.17m asumiendo por constructividad 10.50m. Con una separación de 4.86m pero por constructividad adoptamos 5.00m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje que aumentarla por lo cual se tiene 2 fila y 35 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.50m a cada lado

Figura 3.98 Talud N°18



Fuente: Elaboración propia

Talud N°19 progresiva inicial 27+760 final 27+860

Según la resistencia es una roca tipo limolita clasificada como roca blanda y según el SMR es normal parcialmente estable, presenta material de relleno blando y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 13.50m el ángulo crítico es 56.83° y el factor de seguridad es de 1.19 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 263.06 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$. Con una separación de 3.74 m pero por constructividad adoptamos 3.50 m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje que aumentarla por lo cual se tiene 3 fila y 28 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.00m a cada lado, la longitud varía en cada hilera aumentando la longitud según aumente la altura.

Figura 3.99 Talud N°19



Fuente: Elaboración propia

Talud N°20 progresiva inicial 28+470 final 28+647

Según la resistencia es una roca tipo limolita clasificada como roca blanda y según el SMR es mala e inestable, presenta material de relleno blando y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 18.00m el ángulo crítico es 51.70° y el factor de seguridad es de 1.20 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de

anclaje 431.70 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$. Con una separación de 3.42m pero por constructividad adoptamos 3.00m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje por las condiciones actuales del talud por lo cual se tiene 5 fila y 58 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.50m a cada lado, la longitud varía en cada hilera aumentando la longitud según aumente la altura.

Figura 3.100 Talud N°20



Fuente: Elaboración propia

Talud N°21 progresiva inicial 28+920 final 29+000.5

Según la resistencia es una roca tipo margas clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es mala e inestable ya que esto depende de la inclinación del talud, presenta material de relleno blando y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 9.50m el ángulo crítico es 55.91° y el factor de seguridad es de 1.38 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 53.62 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$. Con una separación de 6.94m pero por constructividad adoptamos 6.50m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje por las condiciones actuales del talud de esto resulta una longitud de anclaje de 8.03m asumimos 8.00m por lo cual se tiene 1 fila y 12 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.50m a cada lado, la longitud varía en cada hilera aumentando la longitud según aumente la altura.

Figura 3.101 Talud N°21



Fuente: Elaboración propia

Talud N°22 progresiva inicial 30+000 final 30+163

Según la resistencia es una roca tipo margas clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es muy mala e inestable ya que esto depende de la inclinación del talud, presenta material de relleno blando y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 10.10m el ángulo crítico es 56.09° y el factor de seguridad es de 1.36 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 68.39 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26$ DY. Con una separación de 6.34m pero por constructividad adoptamos 6.00m horizontal y vertical ya que es más seguro reducir la distancia de anclaje por las condiciones actuales del talud y porque irá una sola hilera de esto resulta una longitud de anclaje de 7.81m asumimos 8.00m por lo cual se tiene 1 fila y 27 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.00m a cada lado, la longitud varía en cada hilera aumentando la longitud según aumente la altura

Figura 3.102 Talud N°22



Fuente: Elaboración propia

Talud N°23 progresiva inicial 31+240 final 31+368

Según la resistencia es una roca tipo arenisca clasificada como roca dura y según el SMR es buena y estable, no presenta material de relleno y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 9.80m el ángulo crítico es 54.13° y el factor de seguridad es de 1.26 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 129.65 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$. Con una separación de 4.53m pero por constructividad adoptamos 4.50m horizontal y por lo cual se tiene 2 fila y 28 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.00m a cada lado, la longitud varía en cada hilera aumentando la longitud de anclaje según aumente la altura.

Figura 3.103 Talud N°23



Fuente: Elaboración propia

Talud N°24 progresiva inicial 31+250 final 31+364

Según la resistencia es una roca tipo margas clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es normal parcialmente estable, presenta material de relleno duro y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 10.80m el ángulo crítico es 55.07° y el factor de seguridad es de 1.45 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 24.88 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$. Con una separación de 10.83m pero adoptamos 10.00m ya que está cerca el límite del talud esto debido a que la roca no presenta material

en deslizamiento de esto resulta una longitud de anclaje de 10.54m asumimos 10.50m por lo cual se tiene 1 fila y 11 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado

Figura 3.104 Talud N°24



Fuente: Elaboración propia

Talud N°25 progresiva inicial 31+990 final 32+082

Según la resistencia es una roca tipo margas clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es mala e inestable de acuerdo a su inclinación, presenta material de relleno blando y al tacto es ligeramente suave.

Para una altura de 13.00m el ángulo crítico es 56.51° y el factor de seguridad es de 1.21 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 220.40 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\phi 26$ DY. Con una separación de 4.01m pero adoptamos 4.00m por lo cual se tiene 3 fila y 22 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado, la longitud varía en cada hilera aumentando la longitud según aumente la altura

Figura 3.105 Talud N°25



Fuente: Elaboración propia

Talud N°26 progresiva inicial 34+230 final 34+350

Según la resistencia es una roca tipo arenisca gris clasificada como roca dura y según el SMR es buena estable, presenta material de relleno duro y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 33.00m el ángulo crítico es 49.76° y el factor de seguridad es de 1.30 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 1027.97 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26$ DY. Con una separación de 3.02m pero adoptamos 3.00m, de esto resulta una longitud de anclaje de 10.54m asumimos 10.50m por lo cual se tiene 10 fila y 39 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.50m a cada lado, la longitud varía en cada hilera aumentando la longitud según aumente la altura

Figura 3.106 Talud N°26



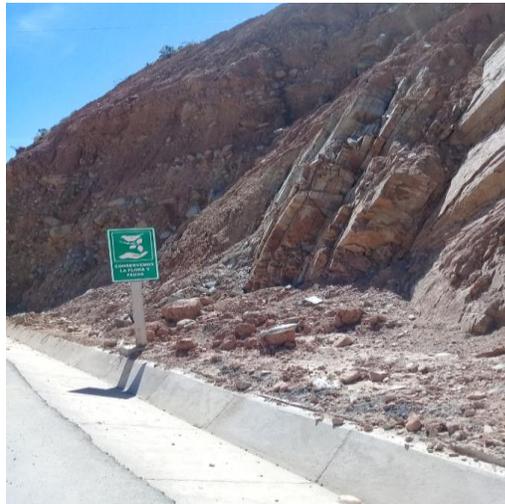
Fuente: Elaboración propia

Talud N° 27 progresiva inicial 34+360 final 34+500

Según la resistencia es una roca tipo margas clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es mala e inestable, presenta material de relleno blando y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 9.50m el ángulo crítico es 57.36° y el factor de seguridad es de 1.33 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 77.76 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$. Con una separación de 5.76m pero adoptamos 5.50m de esto resulta una longitud de anclaje de 10.54m asumimos 10.50m por lo cual se tiene 1 fila y 25 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.50m a cada lado

Figura 3.107 Talud N°27



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 28 progresiva inicial 35+200 final 35+372

Según la resistencia es una roca tipo limolita arenisca clasificada como roca blanda y según el SMR es mala e inestable, presenta material de relleno arcilloso y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 10.15m el ángulo crítico es 53.64° y el factor de seguridad es de 1.44 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de

anclaje 33.43 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\phi 26$ DY. Con una separación de 5.76m pero adoptamos 5.50m de esto resulta una longitud de anclaje de 10.54m asumimos 10.50m por lo cual se tiene 1 fila y 19 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.00m a cada lado

Figura 3.108 Talud N°28



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 29 progresiva inicial 38+000 final 38+100

Según la resistencia es una roca tipo margas clasificada como roca moderadamente dura y según el SMR es mala e inestable, presenta material de relleno blando y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 12.10m el ángulo crítico es 56.09° y el factor de seguridad es de 1.33 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 82.09 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\phi 26$ DY. Con una separación de 6.33 m pero adoptamos 6.00m por lo cual se tiene 2 fila y 16 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 2.00m a cada lado, la longitud varía en cada hilera aumentando la longitud según aumente la altura

Figura 3.109 Talud N°29



Fuente: Elaboración propia

Talud N° 30 progresiva inicial 38+800 final 38+915

Según la resistencia es una roca tipo limolita clasificada como roca blanda y según el SMR es normalmente estable, presenta material de relleno blando y al tacto es ligeramente rugosa.

Para una altura de 15.00m el ángulo crítico es 57.73° y el factor de seguridad es de 1.10 lo cual indica que el talud es inestable para lo cual requerimos una mínima fuerza de anclaje 399.08 KN/m para alcanzar un factor de seguridad activo de 1.5 según tabla 2.17, se utilizará pernos de anclaje de $\varnothing 26DY$. Con una separación de 3.20m pero adoptamos 3.00m por lo cual se tiene 4 fila y 38 columnas de pernos dejando una longitud sobrante repartido de 1.50m a cada lado, la longitud varía en cada hilera aumentando la longitud según aumente la altura

Figura 3.110 Talud N°30



Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Para el sostenimiento de un talud, identificamos zonas donde predomine montañas rocosas de acuerdo a estas características el tramo de estudio está entre 15+500 km a 38+915 km.
- Teniendo conocimiento de las condiciones de las discontinuidades de los taludes, medimos sus dimensiones y el ángulo aplicando los métodos RQD, RMR y SMR identificando el tipo de roca y el tipo de falla que puede ocurrir.
- Una vez evaluada la zona de estudio se extrajo muestras de los taludes seleccionados, previo análisis de laboratorio, dando como resultado valores de la resistencia mayormente de 20 a 30 (Mpa) teniendo predominancia en la zona rocas tipo margas, limolita, pizarras, esquistos y areniscas.
- Tuvimos valores de ángulo de rotura entre 50 y 60 grados con probabilidad de falla en todos los taludes dándonos un FS menor a 1.5, calculando así la resultante de toda la masa a deslizarse.
- La fuerza de anclaje que requieren los taludes varían entre 20 a 300 (KN/m) excepto un talud que dio un valor de 1027.97 (KN/m) debido a que es el talud más alto.
- Aplicando el método de rotura planar para el dimensionamiento de su distribución dando en algunos casos una sola hilera de pernos debido a la altura del talud y una longitud de perno que varía de 7.00m a 13.00m, aumenta a medida que la altura de su ubicación aumenta.
- La malla de acero requiere de una fuerza a tracción de 68 (KN/m) para repartir la carga de los pernos, siendo necesaria la aplicación de una malla triple torsión tipo 8x10x17 de 3 mm de diámetro 4m de ancho para todos los taludes.
- Disponiendo de las especificaciones técnicas de Maccaferri en cuanto a sistema flexible optamos por el uso de cables perimetrales de 12mm de diámetro, bulones abastionados de 1m con una equidistancia de 1.5m asegurando el perímetro, clips de conexión de 4mm de diámetro con una distancia de 15 cm en la misma línea.

- Los resultados los analizamos de forma independiente para cada talud ya que cada roca tiene sus propias características y por su inclinación y altura tienen distintos factores de seguridad.
- Se logró dimensionar el sistema flexible para los taludes seleccionados tomando en cuenta las especificaciones técnicas dadas por Maccaferri de los materiales a utilizar de acuerdo a la necesidad de cada talud.

4.2 Recomendaciones

- Recomendamos tener cuidado al momento de extraer las muestras ya que este tipo de sistema de estabilización es adecuado para taludes empinados.
- Al momento de extraer la muestra verificar que se realice de forma perpendicular al talud para que las fuerzas de compresión sean de la misma dirección que en el talud.
- Al tallar las rocas en formas prismáticas tener en cuenta de realizarlo lo más exacto que se pueda ya que al momento de realizar el ensayo a compresión las fuerzas no se aplicarán de forma igual en toda la sección.
- Para poder clasificar las rocas recomendamos ir a la zona de estudio visualizar las discontinuidades y de la misma manera palpar y sentir la rugosidad o no de las rocas.
- Para los resultados es aconsejable redondear los valores por constructividad tomando en cuenta en qué casos es mejor reducir y en otros aumentar.