

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Antes del desarrollo de la Mecánica de suelos los problemas de la ingeniería civil eran resueltos en forma intuitiva, realizando tanteos, esto daba origen a serios riesgos en las diferentes obras civiles afectando la seguridad como la economía.

Hoy en día la tecnología ha avanzado a pasos agigantados, prácticamente los tiempos de cálculo se han reducido a lo mínimo, usando los modernos ordenadores y los programas o paquetes informáticos especializados para el área de estabilización de taludes. Dichos programas favorecen en gran medida a la numerosa cantidad de métodos y parámetros de cálculo del factor de seguridad de un talud.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Es debido a este acelerado crecimiento vial que se hace necesario un estudio de los taludes como componente fundamental de la estructura viaria ya sean éstos naturales y artificiales (terraplenes).

También porque la duración de nuestras carreteras depende en una gran medida de la estabilidad y protección que se les pueda brindar a los taludes.

Además porque con el estudio del origen y consecuencias de los deslizamientos, se podrá encontrar la manera de tratar y controlar adecuadamente a los taludes para poder prevenir y evitar futuros deslizamientos.

Porque nuestra región obliga a buscar soluciones de protección, debido a que la diversidad de suelo y de roca que son los dos tipos de material que constituye la corteza terrestre tiene un comportamiento que en muchos casos originan inestabilidades que finalizan en deslizamientos.

Por la existencia en la actualidad de nuevas tecnologías y métodos, que se pueden utilizar en nuestro medio para la protección de taludes.

La importancia de este trabajo es fundamental para los ingenieros dedicados al diseño de carreteras, ya que se brindará una herramienta con innovadora tecnología moderna que permitirá buscar soluciones adecuadas a la estabilidad y protección de los taludes en carreteras. Una vez obtenidos realizar un análisis y valoración de resultados para aplicar el mejor método de protección.

La justificación principal es de que con este trabajo se pueda aportar de manera fundamental a la sociedad con una aplicación en la parte de construcción de carreteras debido a los problemas de taludes en nuestra región, ya que al optimizarse el diseño de los mismos, se optimizarán los recursos económicos a mediano y largo plazo, se brindará mayor seguridad y confiabilidad para los usuarios.

El consecuente ahorro económico, que es el resultado de un diseño racional, permitirá ejecutar nuevos proyectos y definir algunos criterios sobre la utilización de una metodología y los procedimientos más adecuados para poder controlar los derrumbes o deslizamientos producidos por los problemas en taludes de carretera.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL:

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas es el de establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo.

La estabilización de deslizamientos activos o potencialmente inestables es un trabajo relativamente complejo, el cual requiere de metodologías de diseño y construcción.

Este trabajo trata sobre los diversos métodos para estabilizar un talud sin entrar en tanto detalle en cada uno de ellos, pero sin perder objetividad.

Espero que este trabajo sirva de guía para un análisis más profundo de cada uno de los diversos métodos para estabilizar un talud.

Para centralizar el objetivo a nuestro medio y realizar una aplicación práctica el objetivo principal será:

- Plantear y proponer una alternativa de estabilización de los taludes ubicados en el tramo “SAN LORENZO – COCHAS (VARIANTE FALDA LA QUEÑUA)” aplicando los Métodos Bishop Simplificado vs. Tablas de Janbú, encontrando así la solución técnica y económica más factible a la inestabilidad para los taludes de este tramo en estudio.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar el comportamiento de los taludes.
- Analizar los distintos tipos de taludes.
- Identificación de las posibles zonas de riesgo.
- Identificación del tipo de falla en la zona de riesgo.
- Emplear el uso de un software especializado para el cálculo del factor de seguridad
- Planteamiento de criterios para poder seleccionar una alternativa para la protección de taludes utilizando una nueva tecnología.
- Comparación de las nuevas tecnologías.
- Realizar un análisis de estabilización de taludes para los métodos Bishop Simplificado y Tablas de Janbú y comparar los costos.
- Selección de la mejor alternativa para la protección de taludes en el tramo estudiado.
- Estudiar los esfuerzos a los que están sometidos los taludes, los esfuerzos cortantes en suelos cohesivos más importantes en taludes de carreteras, considerando las tensiones y deformaciones de los suelos.

- Estudiar los tipos de falla más comunes, fuerzas naturales de deslizamientos de partículas, deslizamientos en laderas naturales sobre superficies de falla preexistente, fallas de talud.
- Identificar el tipo de deslizamiento y proceso de deterioro del talud en estudio.
- Clasificar el tipo de suelo del talud.
- Determinar las posibles soluciones respecto al tipo de suelo y de la inclinación del talud.
- Analizar los costos y mejoras de los taludes.
- Determinar las conclusiones y recomendaciones del tema.

1.4 ALCANCE

Este estudio se lo realizará debido al crecimiento vial que nuestro país experimenta desde hace años atrás, este crecimiento afectó directamente a las carreteras de nuestro medio porque podemos ver que la duración de las mismas está en función en una gran medida de la estabilidad y de la protección de los taludes.

Nuestra región contiene una gran diversidad de suelo y roca que muchas veces demuestran un comportamiento tal que se originan inestabilidades que desembocan en deslizamientos o desprendimientos de grandes masas de suelo o roca, es éste el gran problema que afecta con serias consecuencias a las distintas carreteras de nuestro país, también es por esta razón que este estudio se hace importante porque podremos encontrar la manera de controlar adecuadamente a los taludes protegiéndolos con nuevas tecnologías.

Es vital que los ingenieros que se dedican al diseño de nuestras carreteras le den la importancia necesaria a los taludes, y este estudio podrá brindar tal vez una herramienta de trabajo, debido a que se utilizarán tecnologías innovadoras y modernas buscando siempre las soluciones más adecuadas a la estabilidad y protección de los mismos.

El estudio de protección de taludes aplicando tecnologías nuevas aportará de manera fundamental a la sociedad en la parte de construcción de carreteras, ya que al

optimizarse su diseño, se optimiza también su costo económico y se brindará al usuario mayor confiabilidad y seguridad.

El uso de las tecnologías nuevas está en función directa del tipo de suelo por el cual está conformado el talud, por esta razón se realizara una aplicación práctica seleccionando un talud de nuestro medio para poder realizar el correspondiente estudio y plantear una solución comparando dos o más tecnologías para su protección.

1.5 METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

Primeramente se analizará todo el marco teórico presente en libros, obras, tratados, textos, manuales, compendios, cartillas, todo lo referente a estabilización de taludes, sus causas y sus métodos de análisis de estabilidad, prevención, diseño, tipos de estructuras de contención, etc.

Después de tener una base teórica aplicar al tramo en estudio realizando los ensayos de suelos correspondientes para así calcular el factor de seguridad que nos indicará si existe o no inestabilidad.

Finalmente conociendo el riesgo plantear una solución a la inestabilidad y cuantificar y presupuestar la solución efectiva al problema.

ASPECTOS GENERALES SOBRE TALUDES EN CARRETERAS

2.1 GENERALIDADES

Se define por talud, a cualquier superficie inclinada en la tierra con respecto a la horizontal, estas inclinaciones se dan en forma natural (laderas) o por la intervención humana (cortes y terraplenes). El moderno crecimiento y desarrollo en carreteras y vías de comunicación exige del ingeniero civil un mayor cuidado en el diseño y construcción de los taludes puesto que los caminos, ferrocarriles e incluso los canales requieren de métodos o formas que garanticen el cuidado y la protección de estas obras, ya sea por el aspecto económico o por las consecuencias que derivan de la falla del talud. Para poder emplear métodos o tecnologías para la protección de taludes es necesario conocer algunas de las características mecánicas del suelo porque es aquí donde se presentan las fallas más comunes.

En este trabajo se abordará lo que abarca los distintos tipos de fallas en taludes así como de sus métodos de mitigación.

2.2 CLASIFICACIÓN DE LOS TALUDES

El diseño que constituye un bordo, es conocido como talud y se comprende bajo el nombre genérico de **taludes** cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana.



Figura 2A Esquema clasificación de Taludes

2.2.1 TALUD NATURAL

Cuando un Talud se produce de forma natural, sin intervención humana, se denomina de ladera natural o simplemente Ladera.



Fotografía 2A Ladera o Talud Natural

2.2.2 TALUD ARTIFICIAL

Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según la génesis de su formación. En el corte se realiza una excavación en una formación térrea natural, en tanto los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.



Fotografía 2B Talud Artificial

También se producen taludes en el borde de una excavación que se realice, a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se les suele llamar Taludes de excavación.



Fotografía 2C Taludes de Excavación

2.3 TIPOS DE FALLAS DE TALUDES MÁS COMUNES

Los tipos y fallas más frecuentes en taludes en general son los mencionan en lo que sigue:

2.3.1 CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE FALLAS DE TALUDES.

En este capítulo se establece una metodología para detectar y prevenir posibles problemas en áreas propensas a deslizamientos mediante:

1. La identificación de los mecanismos de falla más comunes en los distintos tipos de materiales geológicos;
2. El establecimiento de criterios para la recolección de información;
3. La búsqueda e interpretación de efectos claves para identificar la posible inestabilidad de los taludes.

Adicionalmente se presentan algunas de las medidas correctivas comúnmente utilizadas para lograr la estabilización de taludes fallados.

Presenta una clasificación de tipos de falla de taludes basada en el reconocimiento de los factores geológicos que condicionan la falla. Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada. Sin embargo, existen ciertos patrones que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales de fallas, lo cual permite el tratamiento del talud para eliminar o reducir a un mínimo el riesgo de falla.

Una clasificación de fallas de taludes está dada en la Tabla 3, la cual ha sido adaptada de Hunt (1984). Los principales factores que influyen en la clasificación del tipo de fallas son:

- a.** Forma del movimiento.
- b.** Forma de la superficie de falla.
- c.** Coherencia de la masa fallada.
- d.** Causa de la falla.
- e.** Desplazamiento de la masa.
- f.** Tipo de material.
- g.** Tasa de movimiento.

En el cuadro 2.3.1 se presenta una clasificación de fallas de taludes adaptada de Hunt (1984).

Tipo de falla	Forma	Definición
Desprendimientos	Caída libre	Desprendimiento repentino de uno o más bloques de suelo o roca que descienden en caída libre.
	Volcadura	Caída de un bloque de roca con respecto a un pivote ubicado debajo de su centro de gravedad.
Derrumbes	Planar	Movimiento lento o rápido de un bloque de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana.
	Rotacional	Movimiento relativamente lento de una masa de suelo, roca o una combinación de los dos a lo largo de una superficie curva de falla bien definida.
	Desparramamiento lateral	Movimiento de diferentes bloques de suelo con desplazamientos distintos.
	Deslizamiento de escombros	Mezcla de suelo y pedazos de roca moviéndose a lo largo de una superficie de roca planar.
Avalanchas	De roca o escombros	Movimiento rápido de una masa incoherente de escombros de roca o suelo-roca donde no se distingue la estructura original del material.
Flujo	De escombros	Suelo o suelo-roca moviéndose como un fluido viscoso, desplazándose usualmente hasta distancias mucho mayores de la falla. Usualmente originado por exceso de presiones de poros.
Repteo		Movimiento lento e imperceptible talud abajo de una masa de suelo o suelo-roca

Tabla 2A Clasificación de Fallas según Hunt (1984)

2.3.1.1 CAÍDAS O DESPRENDIMIENTOS

2.3.1.1.1 CAÍDA LIBRE

Son fallas repentinas de taludes verticales o casi verticales que producen el desprendimiento de un bloque o múltiples bloques que descienden en caída libre



Figura 2B Esquema de una Caída Libre

2.3.1.1.2 VOLCADURA

La volcadura de los bloques generalmente desencadena un desprendimiento

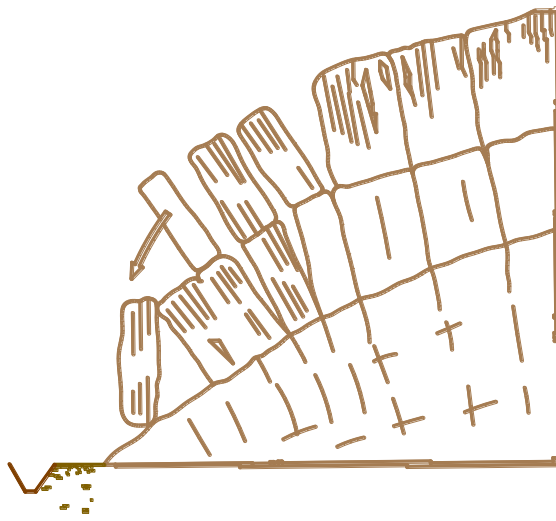


Figura 2C Esquema de una Volcadura

En suelos, los desprendimientos son causados por socavación de taludes debido a la acción del hombre o erosión de quebradas. En macizos rocosos son

causados por socavación debido a la erosión. En algunos casos los desprendimientos son el resultado de meteorización diferencial.

Los desprendimientos o caídas son relevantes desde el punto de vista de la ingeniería porque la caída de uno o varios bloques puede ocasionar daños a estructuras o a otros taludes que se encuentren en la parte inferior y podría originar una destrucción masiva.

Los desprendimientos se producen comúnmente en taludes verticales o casi verticales en suelos débiles a moderadamente fuertes y en macizos rocosos fracturados. Generalmente, antes de la falla ocurre un desplazamiento, el cual puede ser identificado por la presencia de grietas de tensión.

2.3.1.2 DERRUMBES

Los derrumbes pueden ser definidos como el desplazamiento vertical de grandes masas de tierra, barro o piedra y generalmente sucede en zonas de suelos inestables, agudizándose la posibilidad de ocurrencia en épocas de lluvia.



Fotografía 2D Un derrumbe

Señales

1. Ruidos o vibraciones inusuales o extraños.
2. Agrietamiento en las paredes de la vivienda.
3. Agrietamiento en el terreno.
4. Tierra y piedras pequeñas que vienen rodando desde arriba.

Los derrumbes se encuentran asociados a fallas que envuelven suelos y rocas, y en general se subdividen en planares y rotacionales basado en la forma de la superficie de falla.

2.3.1.2.1 DERRUMBES PLANARES

Los derrumbes planares consisten en el movimiento de un bloque (o bloques) de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana bien definida. Estos derrumbes pueden ocurrir de una forma lenta a rápida.

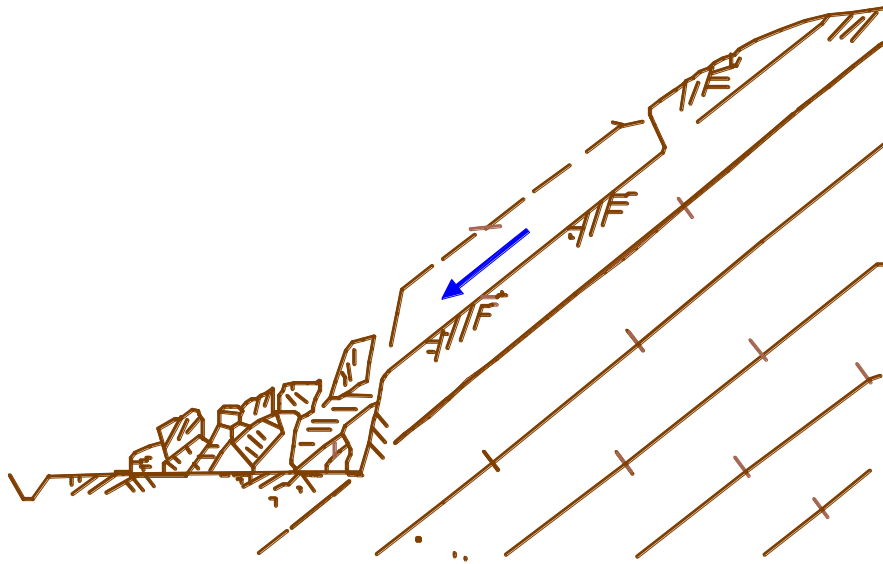


Figura 2D a) Deslizamiento planar en macizo rocoso

Los deslizamientos planares en macizos rocosos consisten en el deslizamiento como una unidad (bloque) o unidades (bloques), talud abajo, a lo largo de una o más superficies planas. También se puede generar una falla de cuña a lo largo de la intersección de dos planos, consistente de uno o varios bloques de pequeño a gran tamaño (Figura 2.3.1.2.2 b).

Los deslizamientos en bloque pueden ser destructivos. En regiones montañosas los deslizamientos masivos de roca resultan desastrosos y en muchos casos no pueden ser prevenidos.

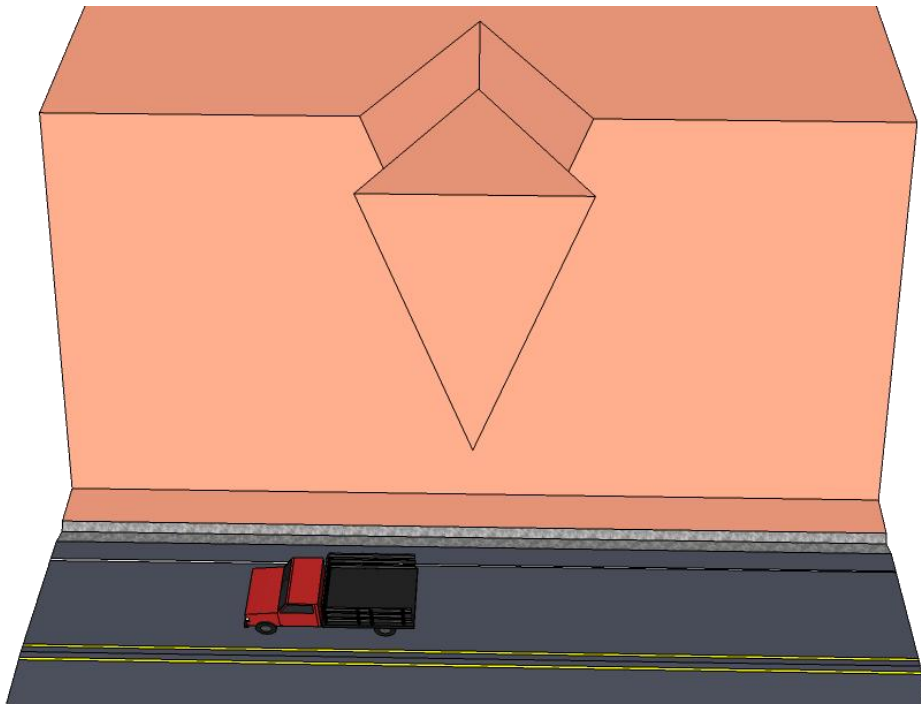


Figura 2E Deslizamiento en forma de cuña

Los deslizamientos planares son característicos en:

- Rocas sedimentarias que tengan un buzamiento similar o menor a la inclinación de la cara del talud;
- Discontinuidades tales como fallas, foliaciones, o diaclasas formando largos y continuos planos de debilidad que interceptan la superficie del talud;

- Intersección de diaclasas o discontinuidades que dan como resultado la falla de un bloque en forma de cuña.

En general, durante los periodos iniciales antes de la falla, se generan grietas de tracción con un pequeño desplazamiento. Luego de la falla, se pueden observar escarpes frescos que dejan los bloques y con posterioridad al movimiento. En algunos casos, este movimiento deja sin vegetación la zona deslizada quedando expuestos escombros al pie del talud.

2.3.1.2.2 DERRUMBES ROTACIONALES

Los derrumbes rotacionales tienden a ocurrir lentamente, en forma de cuchara, y el material comienza a fallar por rotación a lo largo de una superficie cilíndrica; aparecen grietas en la cresta del área inestable y abombamientos al pie de la masa deslizando (Figura). Al finalizar, la masa se ha desplazado sustancialmente dejando un escarpe en la cresta.

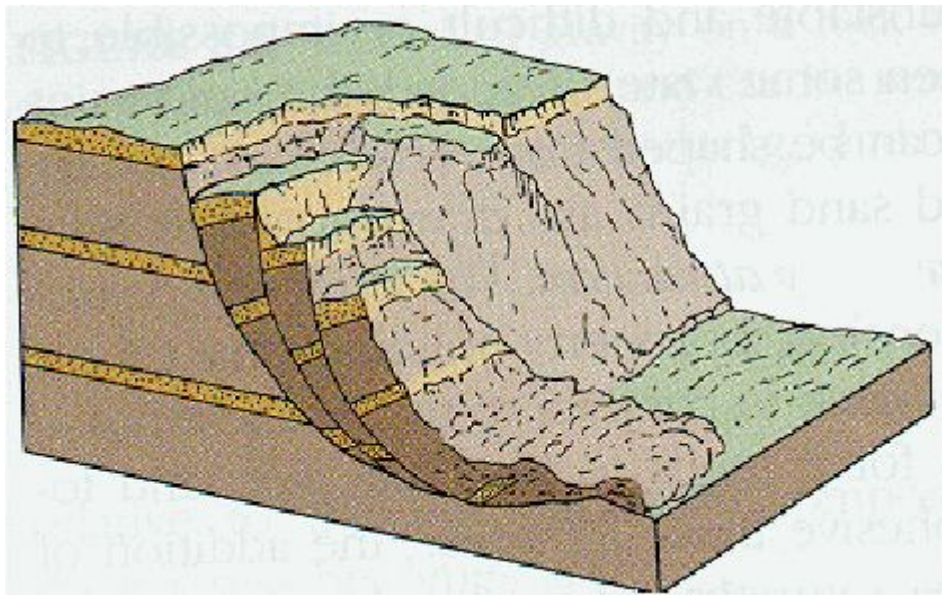


Figura 2F Derrumbe rotacional múltiple

La principal causa de este tipo de falla es un incremento en la inclinación del talud, meteorización y fuerzas de filtración. Las consecuencias de este tipo de falla

generalmente no son catastróficas, a pesar de que el movimiento puede causar severos daños a estructuras que se encuentren en la masa deslizante o sus alrededores. Cuando se presentan algunos signos tempranos de falla los taludes pueden ser estabilizados.

En rocas, los deslizamientos rotacionales son comunes en lutitas marinas y otras rocas blandas, así como también en rocas sedimentarias altamente fracturadas con algunos planos de debilidad. En suelos, los deslizamientos rotacionales son comunes en depósitos de suelos cohesivos de espesores relativamente importantes, en los cuales no existan planos con marcadas debilidades que causen deslizamientos planares.

En general, la profundidad de la superficie de falla depende de la geología. En arcillas blandas a medias y depósitos de origen marino, la profundidad de la superficie de falla tiende a ser importante. En suelos residuales, la profundidad de la superficie de falla puede variar entre profunda a superficial, dependiendo del perfil de meteorización y el incremento de resistencia con la profundidad. En depósitos coluviales, la profundidad de la superficie de falla tiende a ser superficial.

En las etapas tempranas del deslizamiento se comienzan a formar grietas de tensión. Después de la falla parcial, se generan una serie de pequeños hundimientos y escarpes. Después de la falla total, en la superficie se pueden apreciar varios escarpes además de grietas de tensiones concéntricas y profundas así como también una gran masa de material incoherente al pie del talud.

2.3.1.2.3 DESPARRAMAMIENTO LATERAL Y FALLA PROGRESIVA

Las fallas por desparramamiento lateral son una forma de falla planar que ocurre en suelos y rocas. La masa se deforma a lo largo de una superficie plana la cual representa una zona débil, tal como lo ilustra la Figura 11. Los bloques se separan progresivamente por tensión y retrogreden.

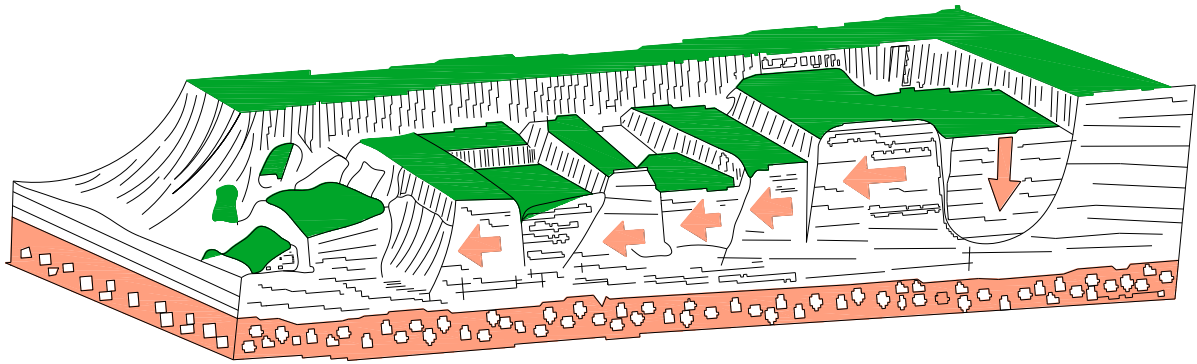


Figura 2G Desparramamiento lateral

Este tipo de falla es común en valles de ríos y se asocia también a arcillas firmes y duras fisuradas, lutitas y estratos con buzamiento horizontal con una zona continua de debilidad. También se presenta en coluvios con pendientes suaves los cuales se encuentran sobre suelos residuales o rocas.

Los desprendimientos laterales pueden ser disparados repentinamente por eventos sísmicos. Sin embargo, bajo acciones gravitacionales se generan grietas de tensión. Durante la falla progresiva, las grietas de tensión se abren y los escarpes se forman grandes bloques.

2.3.1.2.4 DESLIZAMIENTO DE ESCOMBROS

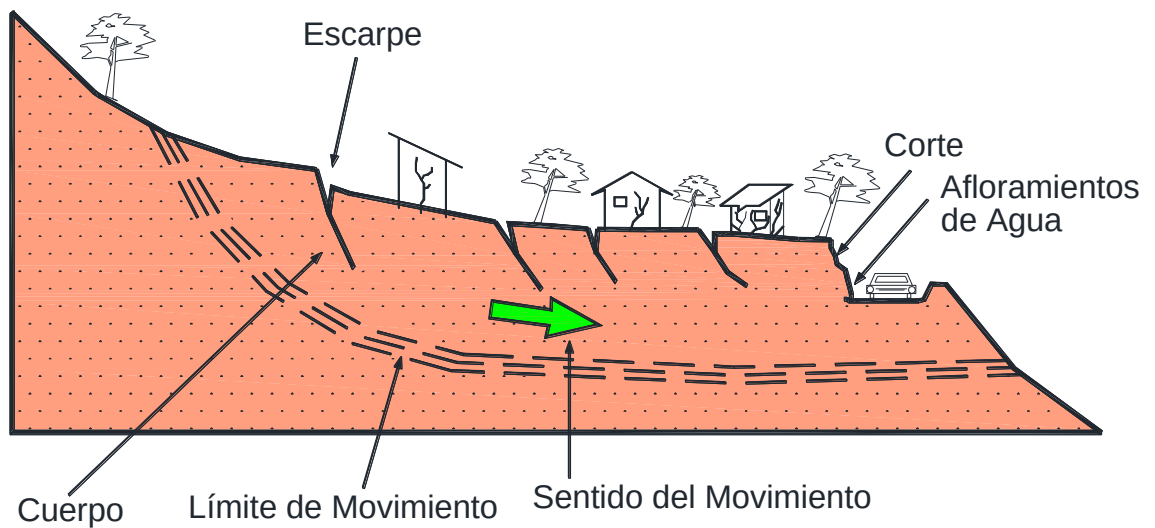


Figura 2H Deslizamiento de Escombros

En los deslizamientos de escombros, una masa de suelo o mezcla de suelo y fragmentos de roca se mueven como una unidad a lo largo de superficies planas con alta inclinación. Estos deslizamientos ocurren de manera progresiva pudiendo convertirse en avalanchas o flujos. Las principales causas de deslizamientos de escombros son: el incremento de las fuerzas de filtración y la inclinación del talud. La ocurrencia de este tipo de deslizamiento es común en suelos residuales y depósitos coluviales que reposan sobre una superficie de roca.

2.3.1.3 AVALANCHAS O FLUJO DE ESCOMBROS



Fotografía 2E Flujo de Escombros

Este tipo de falla es similar a las avalanchas a excepción de que la cantidad de agua es mayor, lo cual trae como consecuencia que la masa fluya como lodo. La principal causa es el aporte de grandes lluvias y material suelto en la superficie.

2.3.1.4 REPTEO

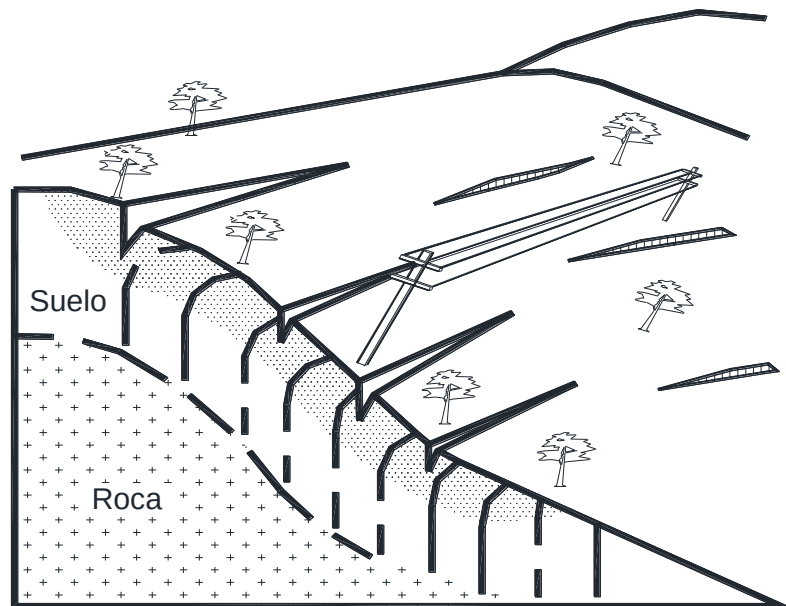


Figura 2I Esquema de un proceso de Reptación

El repteo consiste en un lento e imperceptible movimiento o deformación del material de un talud a bajos niveles de esfuerzos, lo cual generalmente sólo afecta a las porciones más superficiales del talud aunque también puede afectar a porciones profundas en aquellos casos donde exista la presencia de un estrato poco resistente. El repteo es el resultado de la acción de fuerzas de filtración o gravitacionales.

El repteo es característico en materiales cohesivos y rocas blandas como: lutitas y sales, en taludes moderadamente empinados a empinados. Los rasgos característicos del repteo son: la presencia de crestas paralelas y transversales a la máxima pendiente del talud, postes de cerca inclinados, troncos de árboles inclinados y rectos indicativos de movimientos recientes y troncos de árboles inclinados doblados, indicando un movimiento viejo y continuo.

Las partículas del suelo se van desprendiendo individualmente de forma lenta pero constante. Es un proceso casi imperceptible a corto plazo pero que genera grandes movimientos a medio plazo (incluso en períodos de unos pocos años).

2.4 DESLIZAMIENTO O MOVIMIENTO DE MASAS INESTABLES TÍPICAS.

Los procesos de movimientos geotécnicos activos en taludes y laderas corresponden a movimientos hacia abajo y afuera de los materiales de los que estén conformados como roca, suelo natural o relleno o una combinación de ambos.

Los movimientos en general se dan a lo largo de una superficie de falla, por caída libre, movimientos de masa de suelo, erosión o flujos, además algunos de estos segmentos del talud pueden moverse hacia arriba mientras otros se mueven hacia abajo.

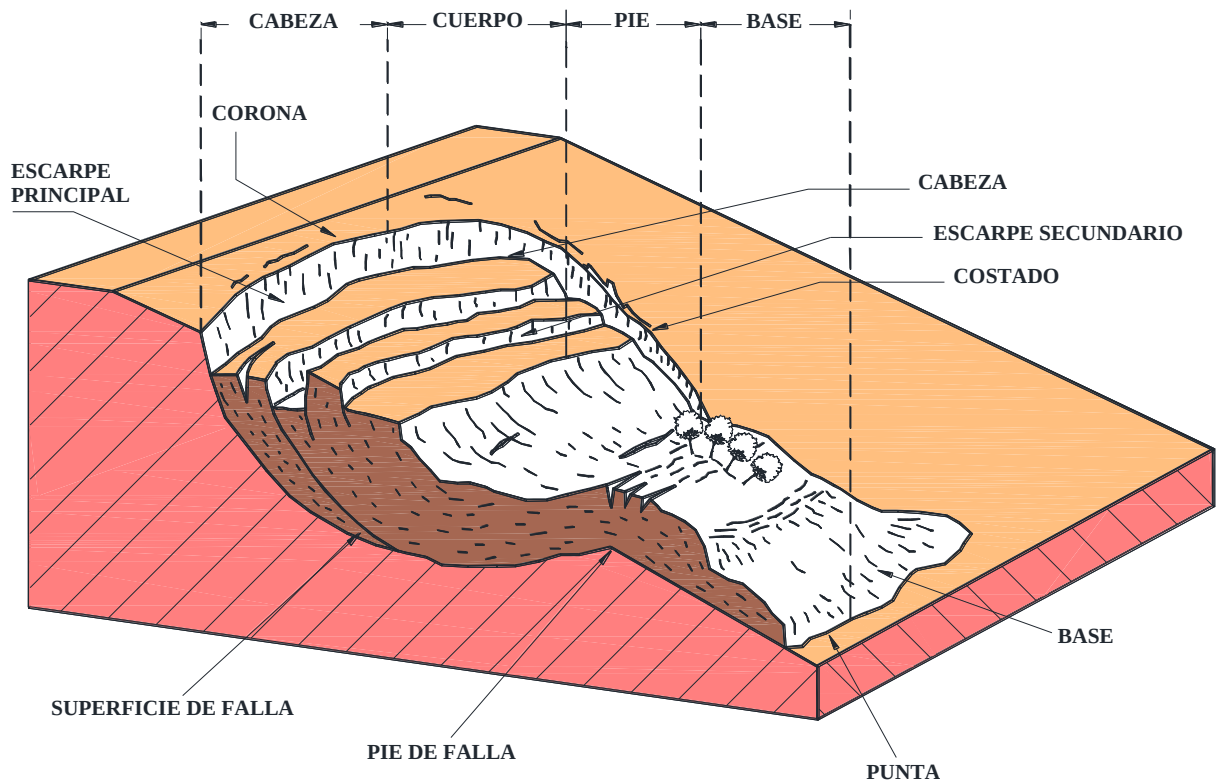


Figura 2J Nomenclatura de un Deslizamiento

Debemos conocer la nomenclatura de las distintas partes de un deslizamiento, estas partes son: escarpe principal, escarpe secundario, cabeza, cima, corona,

superficie de falla, pie de la superficie de falla, base, punta o uña, costado o flanco y la superficie original del terreno.

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.

DIMENSIONES

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por el IAEG:

Tabla 2B DIMENSIONES TÍPICAS DE UN MOVIMIENTO DE TALUD	
1) Ancho de la masa desplazada	5) Profundidad de la masa desplazada
2) Ancho de la superficie de falla	6) Profundidad de la superficie de falla
3) Longitud de la masa desplazada	7) Longitud total
4) Longitud de la superficie de falla	8) Longitud de la línea central.

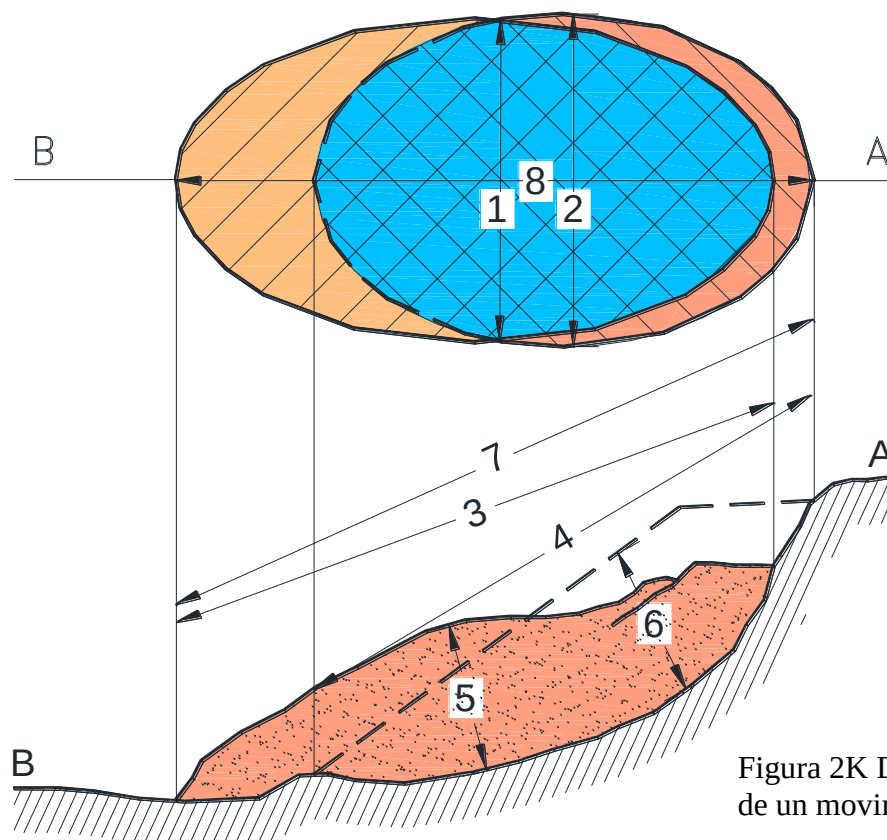


Figura 2K Dimensiones típicas de un movimiento de talud

1. Ancho de la masa desplazada W_d

Ancho máximo de la masa desplazada perpendicularmente a la longitud, L_d .

2. Ancho de la superficie de falla W_r

Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicularmente a la longitud L_r .

3. Longitud de la masa deslizada L_d

Distancia mínima entre la punta y la cabeza.

4. Longitud de la superficie de falla L_r

Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.

5. Profundidad de la masa desplazada D_d

Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por W_d y L_d

6. Profundidad de la superficie de falla D_r

Máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por W_r y L_r .

7. Longitud total L

Distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.

8. Longitud de la línea central L_{cl}

Distancia desde la punta o uña hasta la corona del deslizamiento a lo largo de puntos sobre la superficie original equidistantes de los bordes laterales o flancos.

El volumen de material medido antes del deslizamiento generalmente, aumenta con el movimiento debido a que el material se dilata. El término “Factor de expansión” puede ser utilizado para describir éste aumento en volumen, como un porcentaje del volumen antes del movimiento.

En algunas ocasiones como en el caso de roca el factor de expansión puede ser hasta de un 70%.

2.4.1 PRINCIPALES MÉTODOS DE ANÁLISIS

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, y arroja como resultado un factor de seguridad al comparar las fuerzas o momentos resistentes en la masa del suelo con respecto a las fuerzas o momentos actuantes. Sin embargo, este método no requiere información sobre las propiedades esfuerzo-deformación del suelo, dado que no considera este tipo de análisis.

El método de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla, lo cual es equivalente a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis de equilibrio límite se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

Por otro lado, mediante un análisis de esfuerzo-deformación se puede modelar muchas de las propiedades físicas de un suelo. Con la información obtenida de los análisis, uno puede determinar cómo reaccionará un suelo cuando está sometido a diversas condiciones de esfuerzo. En un análisis de esfuerzo- deformación se debe de tener en consideración lo siguiente:

1. Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, lo cual se logra empleando la teoría elástica para describir la relación entre los esfuerzos y las deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo se requiere conocer las propiedades elásticas de los materiales.
2. Las condiciones de esfuerzos de frontera deben satisfacerse.

Existe dificultad en la mayoría de los casos prácticos reales para definir la relación esfuerzo - deformación, por lo difícil que es describir los depósitos de suelos naturales en términos de sus propiedades elásticas. Otra limitante es el poco conocimiento de los esfuerzos reales “in situ” que se requieren para incorporar en el modelo. Solamente en casos de proyectos de grandes presas y cortes en roca para objetivos mineros, se han desarrollado programas exitosos de estudio de taludes por elementos finitos.

Generalmente, se usa un análisis bidimensional por la facilidad de su aplicación. El análisis planar o bidimensional asume cero esfuerzo o cero deformación en las superficies laterales del modelo, por lo tanto para que se simulen las condiciones de campo se requiere que existan esas condiciones o unas muy cercanas. El empleo de análisis bidimensional se puede ampliar aplicando al modelo una carga hidrostática lateral.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que los análisis para suelo reforzado requieren considerar el refuerzo del suelo mediante elementos en tensión; estos refuerzos se pueden modelar fácilmente mediante el método de equilibrio límite, pero no ocurre lo mismo mediante los modelos de esfuerzo-deformación.

A continuación se describe el fundamento teórico de los diversos métodos de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de taludes.

2.4.1.1 MÉTODO DE FELLENIOUS

La gran mayoría de los métodos de equilibrio límite utilizados en la actualidad, se basan en el denominado método de las rebanadas o dovelas, propuesto

por Fellenius (Figura 02.01), el cual consiste en dividir la masa de suelo potencialmente deslizante, en rebanadas verticales.

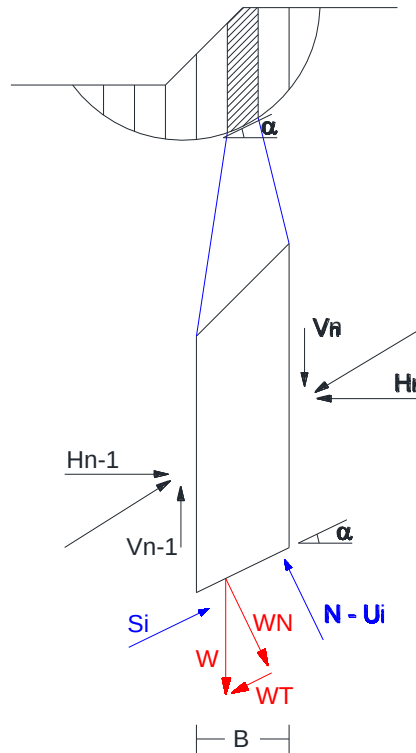


Figura 2L Formulación del método de Fellenius

Una vez hecho esto, se calcula el equilibrio de cada una de las dovelas, para finalmente analizar el equilibrio global, obteniéndose así un Factor de Seguridad (FS), al que se le puede definir como la relación entre fuerzas o momentos resistentes y fuerzas o momentos actuantes según sea el método, sobre la masa a deslizarse.

Observándose la Figura 02.01, se puede apreciar que el peso de la rebanada (W) se descompone en una componente tangencial (WT) y otra componente normal (WN), paralela y perpendicularmente a la base de la rebanada, respectivamente.

La componente tangencial WT origina una fuerza cortante, inducida a lo largo de la base de la rebanada, a la que se le opone la propia resistencia al corte (Si) del terreno. Mientras que la componente normal WN , actúa perpendicularmente al

plano de la base de la rebanada, a la cual disminuida en la fuerza producida por la presión de poros (U_i), se opone a la reacción normal del suelo que se encuentra en la base de la rebanada (N).

Las fuerzas V y H , con sus respectivos subíndices, definen la interacción entre las rebanadas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos; en el caso de Fellenius no se considera estas fuerzas en el cálculo del Factor de Seguridad. Por lo tanto:

$$FS = \frac{\sum (c \cdot B + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot B) \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

W : Peso de la dovela.

W_N : Componente normal del peso de la dovela.

W_T : Componente tangencial del peso de la dovela.

N : Reacción normal del suelo sobre la dovela.

u : Presión de poros.

U_i : Fuerza producida por la presión de poros.

B : Base de la dovela.

C : Cohesión del suelo.

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.

S_i : Resistencia al corte del terreno = $c \cdot B + (W \cdot \cos \alpha - \mu \cdot B) \cdot \tan \phi$

$H_{n,n-1}$: Fuerzas horizontales de interacción entre dovelas.

$V_{n,n-1}$: Fuerzas verticales de interacción entre dovelas.

FS : Factor de seguridad.

Si las circunstancias así lo requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través de la masa de suelo, así como las acciones sísmicas.

Una vez que se calcula el FS para una determinada potencial superficie de falla, se repite el mismo proceso para otra supuesta superficie de falla, y así sucesivamente hasta llegar a un mínimo FS, asumiéndose así que dicha superficie es la más crítica y a través de la cual se producirá la falla.

Como se puede observar, el cálculo manual de este proceso es lento y tedioso, prestándose a errores durante la utilización de un gran número de parámetros, y quedando siempre la duda, si el valor del FS que hallamos finalmente es realmente el mínimo, o todavía podemos encontrar otra curva que lo minimice más, y aunque hay procedimientos para ir acotando progresivamente los FS, se necesitaría un número significativamente elevado de horas de trabajo manual para llegar a un valor fiable.

Con el cálculo electrónico el procesamiento es prácticamente instantáneo, y permite analizar un gran número de alternativas, por lo que el valor mínimo de FS puede acotarse dentro de un intervalo razonablemente aceptable en un tiempo muy corto.

2.4.1.2 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Debido a que el método de las rebanadas o dovelas no es muy preciso para suelos friccionantes, Bishop (1955) propuso otro método, originalmente desarrollado para superficies de fallas circulares, el cual considera la condición de equilibrio entre las fuerzas de interacción verticales actuantes entre las rebanadas.

Ya que en los suelos friccionantes ($\phi > 0$), la resistencia cortante depende de los esfuerzos confinantes, al considerar la condición de equilibrio de fuerzas verticales (solamente se considera empuje horizontal), la determinación de las fuerzas normales se hace más precisa.

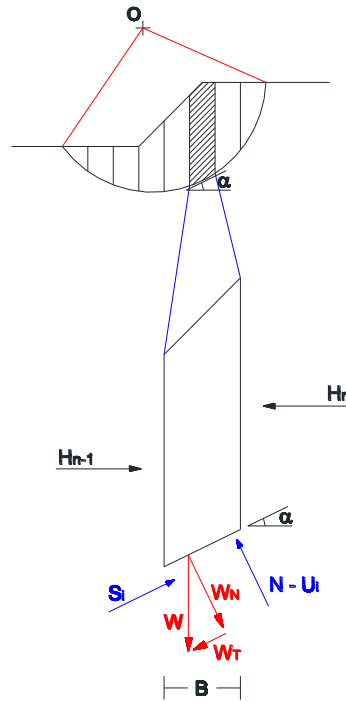


Figura 2M Formulación del método de Bishop simplificado

El cálculo de la metodología original se basa en buscar el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular que coincide con la superficie de falla; en la posterior versión modificada, se puede aplicar a superficies no curvas, teniendo que definir centros ficticios. Éste es un método iterativo en el cual se parte de un Factor de Seguridad calculado de una superficie falla dada.

$$FS = \frac{\sum \left(c \cdot B + (W - u \cdot B) \cdot \tan \phi / ma \right)}{\sum W \cdot \text{sen} \alpha}$$

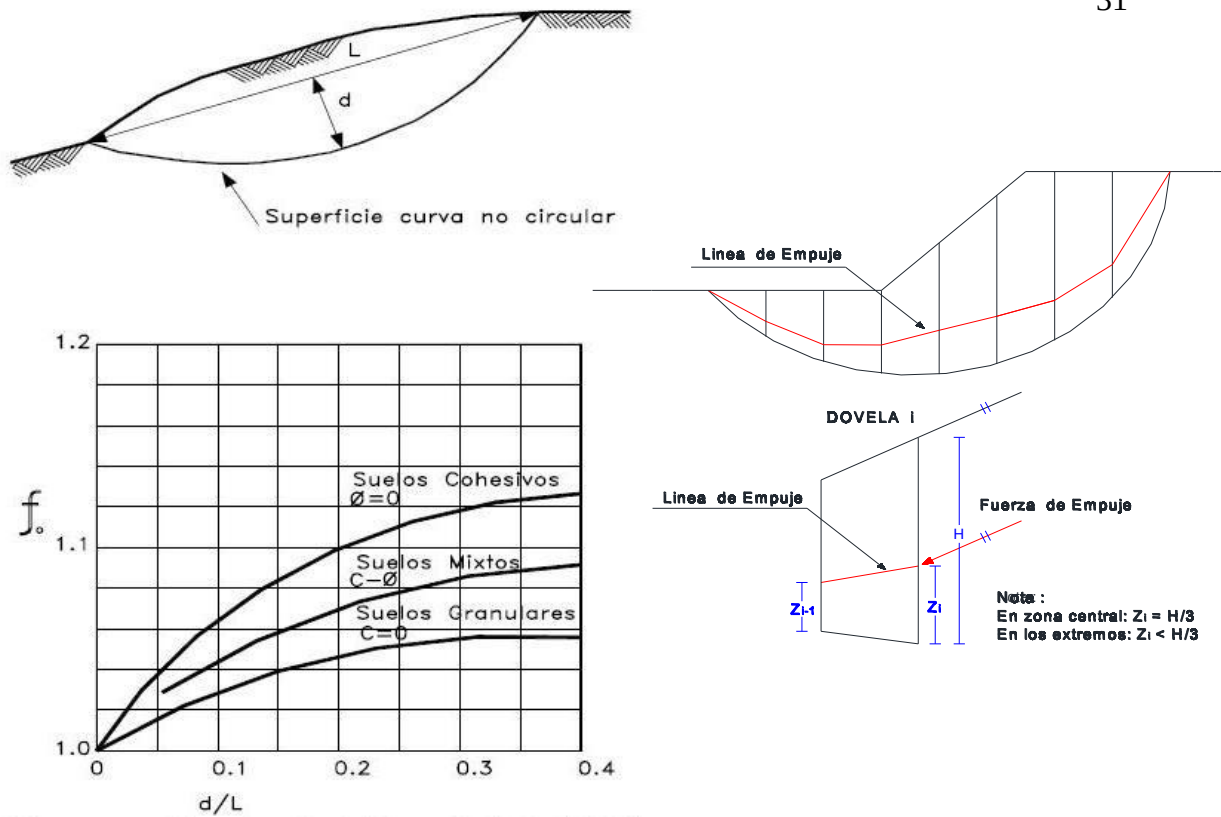
$$ma = \cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{FS} \right)$$

W	: Peso de la dovela.
W_T	: Componente tangencial del peso de la dovela.
W_N	: Componente normal del peso de la dovela.
N	: Fuerza normal en la base de la dovela.
$H_{n,n+1}$	: Fuerzas horizontales aplicadas sobre la dovela.
u	: Presión de poros.
U_i	: Fuerza ejercida por la presión de poros.
B	: Base de la dovela.
c	: Cohesión del suelo.
ϕ	: Ángulo de fricción del suelo.
α	: Ángulo de la superficie de falla en la dovela.
FS	: Factor de seguridad.

2.4.1.3 MÉTODO DE JANBÚ

Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero a diferencia de Bishop, este método busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de corrección empírico aplicable al FS.

En la versión posterior modificada, se define una línea de empuje entre las rebanadas, y se buscan los equilibrios en fuerzas y momentos respecto al centro de la base de cada una, como se muestra a continuación:



$$FS = \frac{f_o \cdot \sum (c \cdot B + (W - u \cdot B) \cdot \tan \phi) / \cos \alpha \cdot ma}{\sum W \cdot \tan \alpha}$$

$$ma = \cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{FS} \right)$$

Figura 2N Formulación del método de Janbú

Donde:

W : Peso de la dovela. u : Presión de poros.

B : Base de la dovela.

c : Cohesión del suelo.

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.

f_o : Factor de corrección.

FS : Factor de seguridad.

2.4.1.4 MÉTODO DE SPENCER

Este método es uno de los considerados rigurosos. Supone que la interacción entre rebanadas actúa como una componente de empuje con un ángulo (θ) de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, se analiza tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas en función a ese ángulo (θ), hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a superficies de fallas circulares como generales. La Figura ilustra esta metodología.

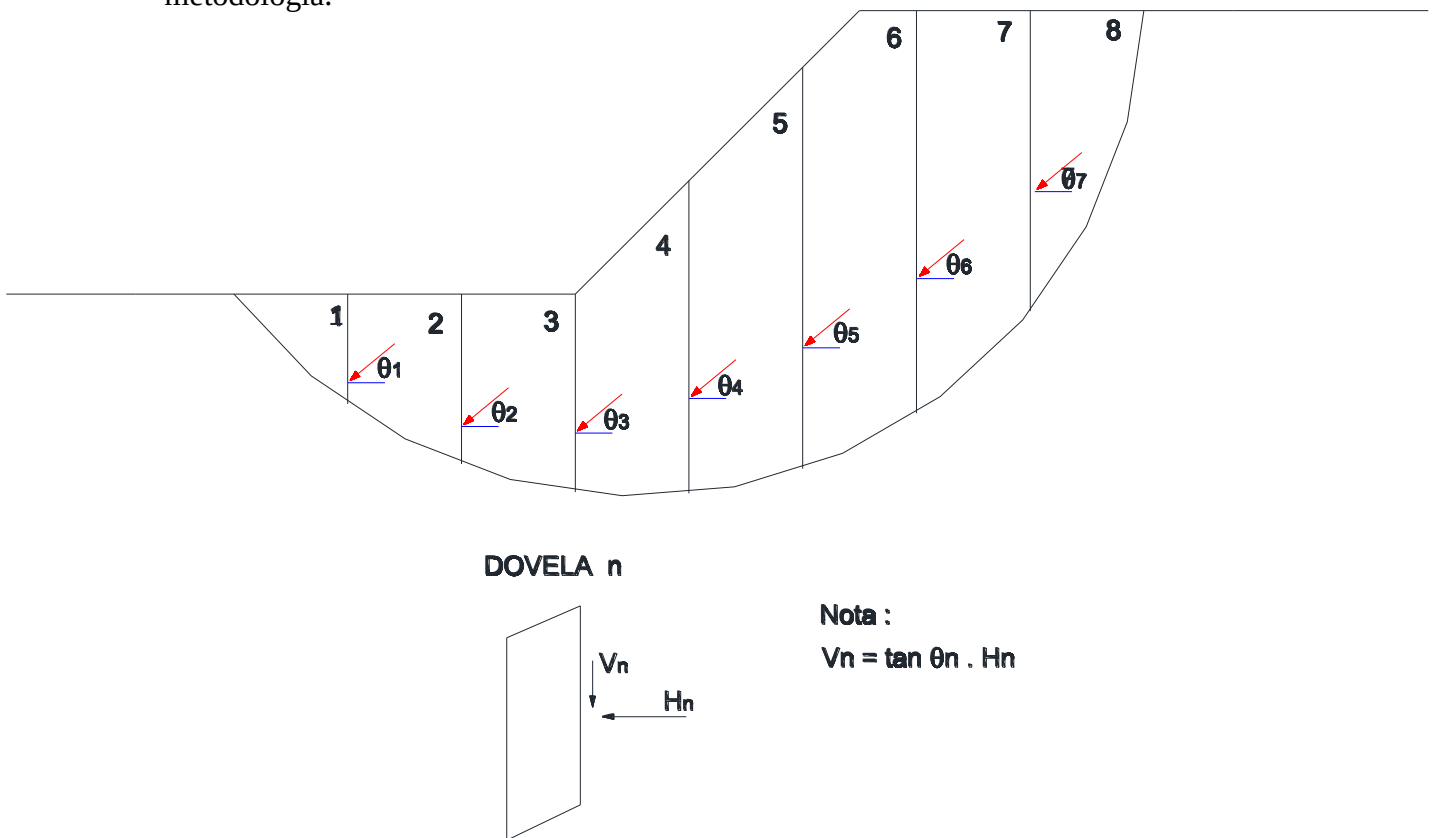


Figura 20 Formulación del método de Spencer

2.4.1.5 MÉTODO DE MORGENSTERN Y PRICE

Similar al anterior, es de aplicación general, y se basa en lograr el equilibrio de momentos como de fuerzas. La gran diferencia se debe a que la interacción entre las rebanadas viene dada por una función, la cual evalúa las interacciones a lo largo de la superficie de falla.

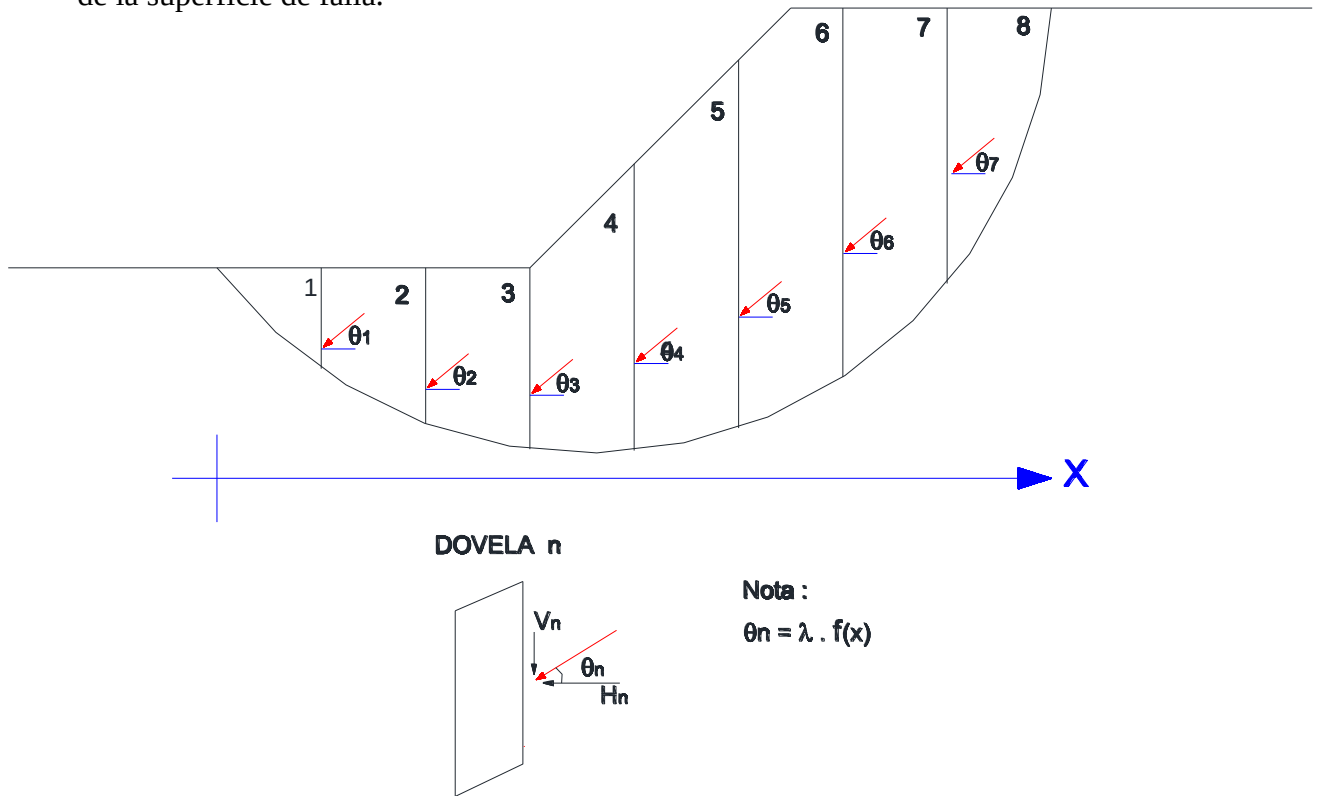


Figura 2P Formulación del método de Morgenstern y Price

2.4.1.6 MÉTODO DE SARMA

Este método se basa en la búsqueda de la aceleración horizontal necesaria, para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. El Factor de Seguridad es calculado reduciendo progresivamente la resistencia al cortante del suelo hasta que la aceleración se anula. Por sus características es aplicable a rebanadas no verticales, y suele ser muy utilizado en el cálculo por Elementos Finitos.

Cabe recalcar que el método de Sarma es uno de los métodos rigurosos, que no presenta problemas de convergencia, en la determinación del FS.

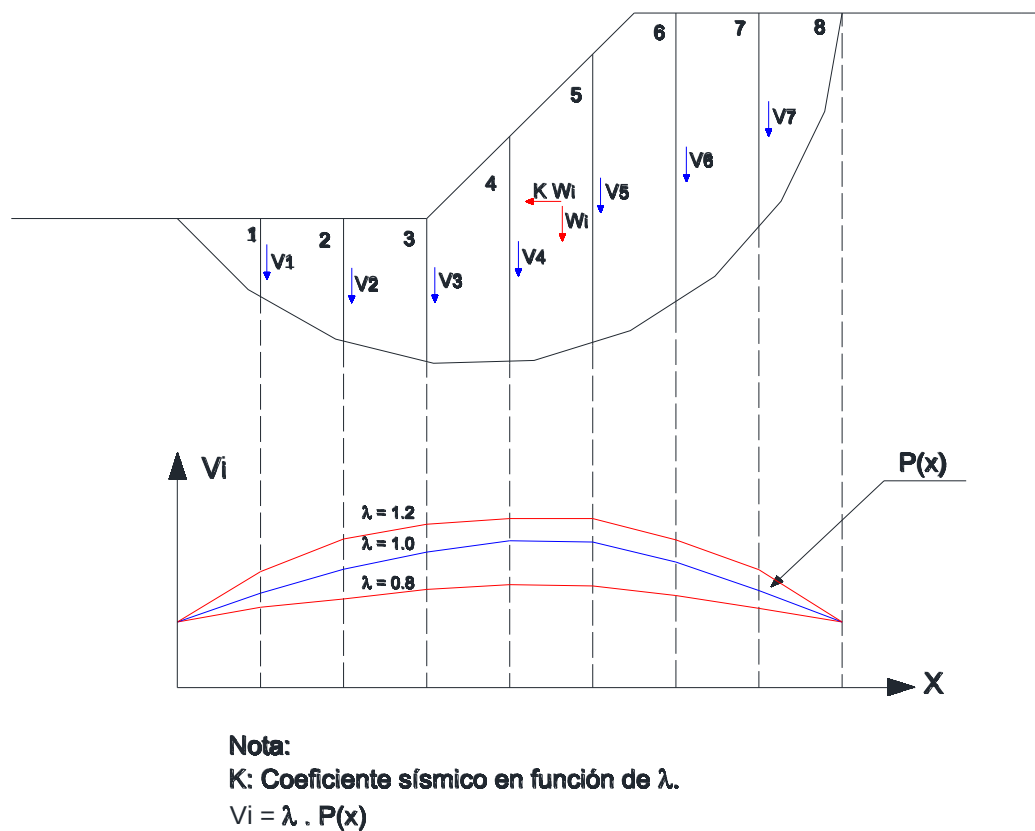


Figura 2Q Formulación del método de SARMA

De los métodos presentados, la decisión de qué método utilizar depende de muchas variables, pero especialmente de la geometría de la superficie de falla estimada y de los parámetros del suelo.

Los métodos que calculan el FS por equilibrio de momentos están muy poco influenciados por las hipótesis referidas a la interacción que existe entre las rebanadas; es por eso que en el caso de superficies de fallas circulares en suelos relativamente homogéneos e isotrópicos, el método de Bishop proporciona resultados bastantes confiables.

En el caso de masas de suelo en que hay alternancia de estratos con características geotécnicas diferentes, será necesario el modelamiento de superficies de rotura no circulares. Inicialmente se puede empezar el análisis usando los métodos de Bishop y Janbu para que después, definidas las condiciones críticas, analizar con algunos de los métodos rigurosos.

En la Figura se expone un caso real de trazado de una carretera a media ladera en un macizo de suelo homogéneo con rotura circular, donde se aprecia la excelente aproximación que se obtiene utilizando Bishop, Janbu y Spencer.

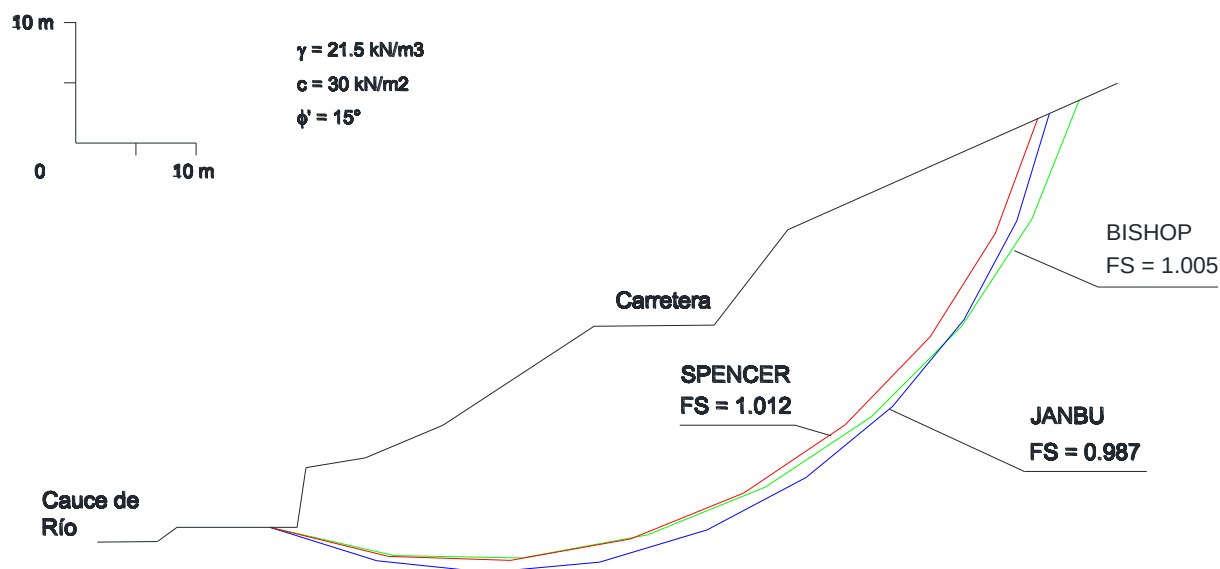


Figura 2R Comparación de los factores de seguridad de un talud analizado por varios métodos

Por el contrario, en la Figura, que refleja una excavación junto a una calzada, se obtienen FS pésimos con curvas no circulares, apareciendo una notable diferencia entre el FS calculado por Janbú respecto al de Spencer, aunque ambos métodos coinciden en confirmar la inestabilidad. En este caso, la sospecha de error se orienta hacia el primero, ya que la verticalidad de la línea de rotura haría necesaria una división en rebanadas casi infinitesimales para que las fuerzas en la base de las mismas puedan considerarse uniformes, con lo que se llega a una evaluación

imprecisa del FS. Como confirmación, la rotura se produjo siguiendo la curva de Spencer.

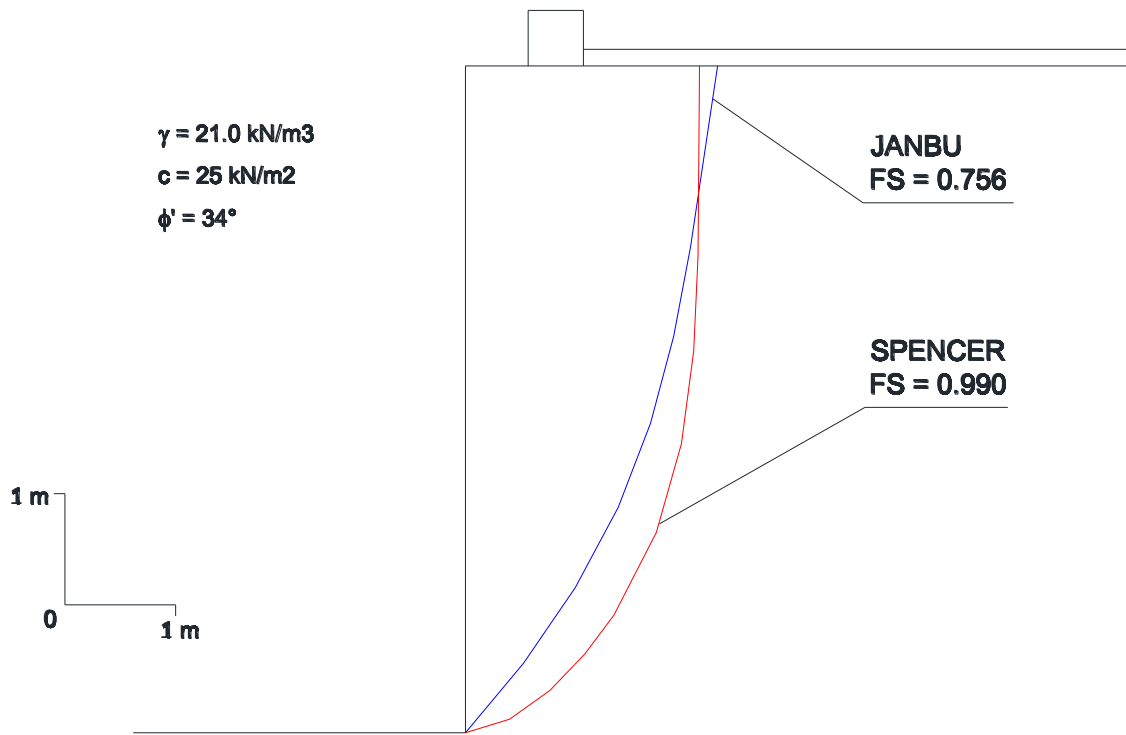


Figura 2S Comparación de factores de seguridad en una excavación vertical aplicando varios métodos

2.5 CARACTERÍSTICAS MÁS IMPORTANTES DEL SUELO:

Resistencia al Cortante

La resistencia al corte representa la modelación física del fenómeno de deslizamiento.

Los parámetros de ángulo de fricción y cohesión determinan el factor de seguridad al deslizamiento de una determinada superficie dentro del terreno.

Los ángulos de fricción varían de cero en materiales muy blandos, a 50 grados en gravas angulosas o mantos de arenisca y las cohesiones de cero en materiales granulares limpios, a más de 10 Kg/cm^2 en suelos muy bien cementados y valores superiores en las rocas masivas.

Permeabilidad

La permeabilidad mide la resistencia interna de los materiales al flujo del agua y puede definir el régimen de agua subterránea, concentración de corrientes, etc.

Los valores del coeficiente de permeabilidad varían de 100 cm/seg., en roca fracturada o suelos compuestos por arenas y gravas, hasta 10-10 cm/seg., en arcillas impermeables o en pizarras y granitos sanos.

Sensitividad

La sensitividad se define como la relación de la resistencia pico al corte entre una muestra inalterada y otra remoldeada. En algunos suelos arcillosos esta relación puede ser hasta de 4, lo que equivale a que se pierde gran parte de la resistencia al remoldearse; y en la literatura se conoce de casos catastróficos, donde por acción del cambio de esfuerzos, el suelo se remoldea in situ, pierde su resistencia y se produce el deslizamiento.

Expansividad

Los suelos arcillosos al contacto con el agua expanden su volumen produciéndose movimientos de extensión dentro de la masa del suelo. En suelos sensitivos se puede producir pérdida de resistencia al corte por acción del remoldeo generado por el proceso expansivo, factor que se ha detectado en suelos de origen volcánico.

La expansividad de un suelo se puede medir por medio de ensayos de presión de expansión o expansión libre o por su relación con los límites de plasticidad. La expansividad de suelos arcillosos en los rellenos de juntas puede generar deslizamientos de rocas.

Erosionabilidad

La erosionabilidad es la facilidad con la cual el suelo puede ser desprendido y transportado por acción del agua. Este factor puede afectar la estabilidad de un talud, en cuanto produce cambios topográficos desestabilizantes o genera conductos internos de erosión.

2.5.1 CONCEPTUALIZACIÓN DE SUELOS INESTABLES Y ESTABLES.

2.5.1.1 SUELOS INESTABLES.-

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementación o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero, es a estos suelos que se les denomina suelos no cohesivos, por lo tanto se puede decir también que son suelos inestables

2.5.1.2 SUELOS ESTABLES.-

Se dice que un suelo es estable cuando presenta una resistencia a la penetración, generalmente estos suelos llamados estables son los suelos cohesivos como las arcillas que presentan una fácil cementación o adherencia entre sus partículas.

2.6 FACTORES DE INESTABILIDAD.-

2.6.1 GEOLOGÍA DE LA REGIÓN

La topografía actual es el producto de millones de años de desarrollo y modificación a lo largo de diferentes procesos geológicos. Este proceso de modificación es continuo y los deslizamientos de taludes constituyen unos de los mecanismos de modificación (Schuster and Krizek, 1976). La geología representa un factor primordial en la estabilidad de un talud y existen muchos factores geológicos que ilustran el potencial del deslizamiento de taludes.

A nivel regional, la geología controla los aspectos genéticos del relieve y la topografía de un área lo cual permite estimar su susceptibilidad al movimiento. En general, los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de relieve si las condiciones están dadas. Sin embargo, la experiencia de trabajar y observar distintos tipos de relieves ha demostrado que los deslizamientos son más comunes en ciertos tipos de relieves y menos comunes en otros. Una breve descripción de las características de estos relieves se incluye a continuación.

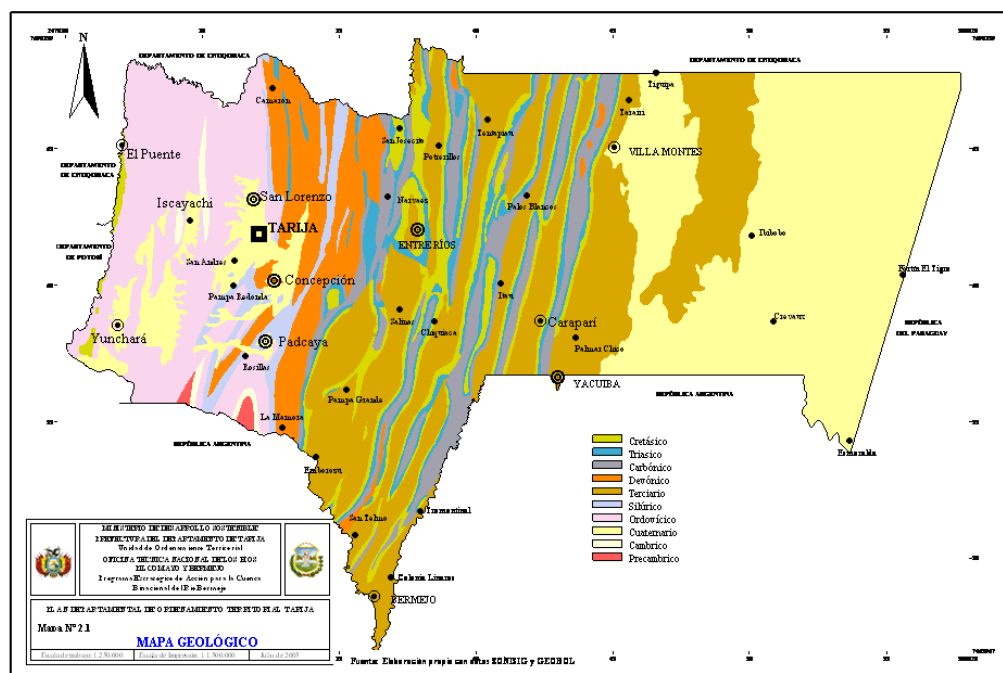
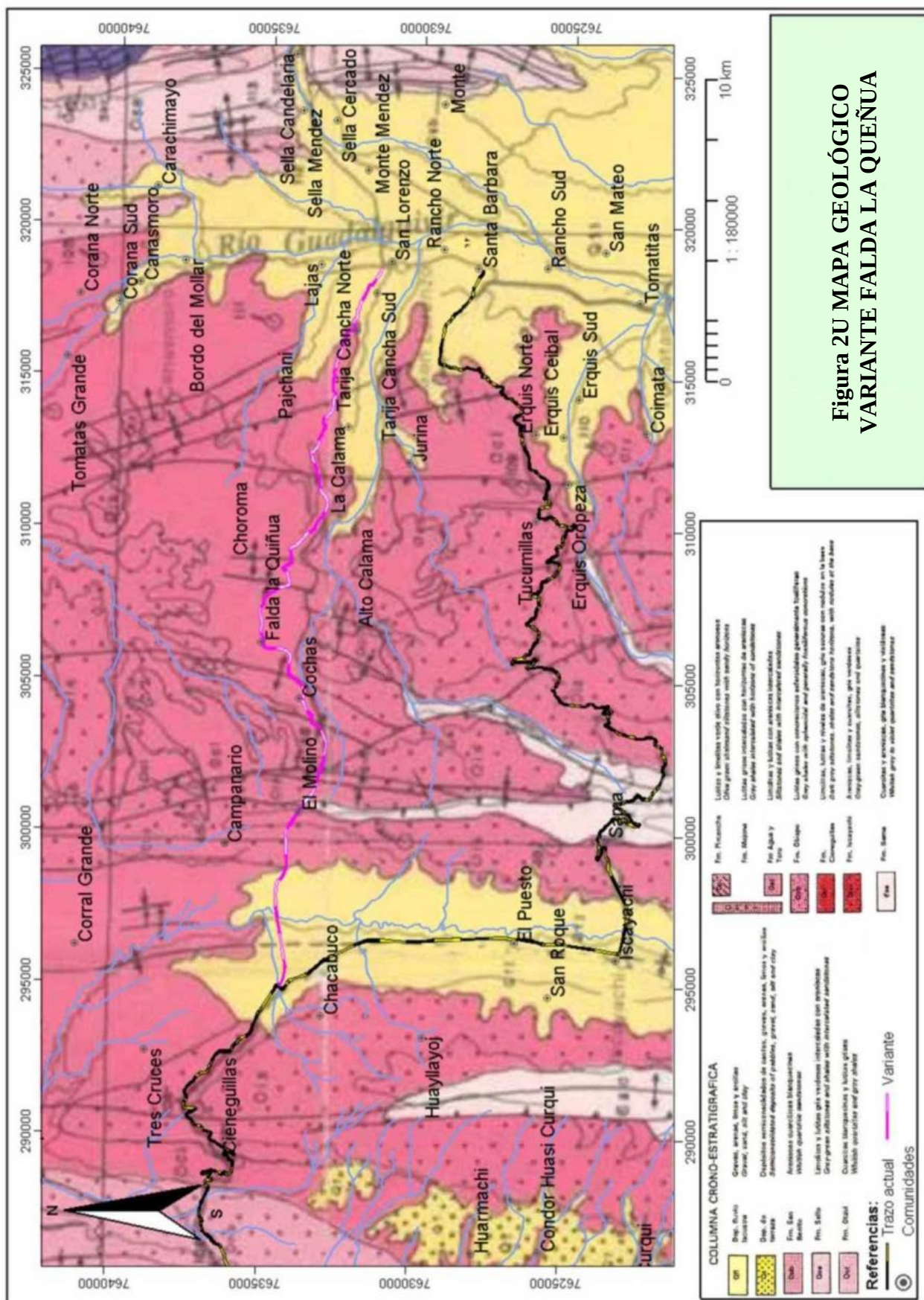


Figura 2T Mapa Geológico de Tarija



2.6.1.1 ARCILLAS PLÁSTICAS

Constituyen el material predominante, son arcillas inorgánicas plásticas y bien compactas. Debido a que el manto freático se encuentra bastante profundo y a los ciclos de humedecimientos, desecamiento, la parte superior de los suelos se va debilitando produciendo material muy fino que se erosiona fácilmente.

Arcilla, suelo o roca sedimentaria, plástica y tenaz cuando se humedece. Se endurece permanentemente cuando se cuece o calcina. De gran importancia en la industria, la arcilla se compone de un grupo de minerales aluminosilicatos formados por la meteorización de rocas feldespáticas, como el granito. El grano es de tamaño microscópico y con forma de escamas. Esto hace que la superficie de agregación sea mucho mayor que su espesor, lo que permite un gran almacenamiento de agua por adherencia, dando plasticidad a la arcilla y provocando la hinchazón de algunas variedades.

2.6.1.2 ARENAS

Son limpias de grano fino de color gris y otras oxidadas de grano medio y fino distribuidas en forma de lentes de poca extensión, también se presentan en capas planas con desarrollo aparentemente sub-horizontal bastante extenso pero no continuo.

2.6.1.3 SISMICIDAD

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 debido al aumento de la presión de los poros, y puede producirse una falla al cortante y hasta la licuación en el caso de los suelos granulares saturados.

Existen factores a tomar muy en cuenta para el análisis de un talud expuesto a movimientos sísmicos, factores como el valor de las fuerzas sísmicas aplicadas sobre las masas de suelo potencialmente deslizables; la disminución de la resistencia debida a las cargas vibratorias; el aumento de la presión de los poros especialmente en suelos limosos y arenas finas en los cuales se produce una disminución de resistencia y esto origina el fenómeno de la licuación; el aumento de la fuerza sísmica generado por la amplificación en los mantos de los suelos blandos; posibles fenómenos de resonancia relacionados con la similitud entre la frecuencia de vibración del talud y la del evento sísmico; la magnitud de las deformaciones en las masas de suelo.

Por lo que se puede apreciar los sismos son eventos naturales que pueden provocar grandes deslizamientos de masas de suelo y de roca cuando ésta 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.

La actividad sísmica en la región es muy baja, lo mismo en el entorno de la ciudad donde casi ni existe vivencia de sismos, excepto el de alguno que otro temblor muy espaciado que no hace secuencia en el recuerdo.

Por lo anterior concluimos que prácticamente no es necesario considerar riesgo adicional por sismicidad para el cálculo de estabilidad de taludes.

2.6.1.4 TALUDES ESCARPADOS

En terrenos escarpados los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de material geológico. Sin embargo, la causa más común de un gran número de derrumbes que ocurren en taludes escarpados es el deslizamiento a lo largo del contacto con la roca de suelos residuales o coluviales. El material meteorizado o suelto no puede mantener la misma pendiente que la roca subyacente y por lo tanto se

encuentra en un balance delicado. Es por esto que, factores como una fuerte lluvia o un corte al pie del talud, pueden disparar el deslizamiento de la masa supra yacente.

2.6.1.5 ACANTILADOS Y BANCOS BAJO LA ACCIÓN DE CORRIENTES DE QUEBRADAS

En acantilados y bancos objeto de ataque por corrientes de quebradas los deslizamientos son comunes. Si el banco está constituido por suelos o materiales no consolidados, el punto de deslizamiento más débil está ubicado en el máximo punto de curvatura de la quebrada y es en este punto donde se recibe el mayor impacto del agua.

En áreas de afloramiento de roca, el punto de máxima curvatura es generalmente roca dura y los puntos de roca débil se encuentran aguas arriba o aguas abajo de este punto.

2.6.1.6 ÁREAS DE CONCENTRACIÓN DE DRENAJE Y FILTRACIÓN

Un estudio cuidadoso de la red de drenaje y áreas de concentración de agua es extremadamente importante. Filtraciones con el subsecuente deslizamiento es probable que ocurra en áreas debajo de reservorios, canales de irrigación o depresiones con agua estancada.

La importancia de reconocer el peligro potencial en áreas derivadas de drenaje superficial, especialmente en rocas porosas y fracturadas, necesita especial énfasis. Extensa experiencia de campo ha comprobado repetidamente que dentro de un área inestable una de las secciones más peligrosas es la parte baja de la línea divisoria de aguas a través de la cual el agua superficial se infiltra de los puntos altos a los bajos al pie de la quebrada.

El reconocimiento de la filtración es ayudado por la identificación de canales cerca de la superficie, áreas húmedas, vegetación alta en el talud. El delineamiento

del patrón de drenaje es especialmente importante en la planificación de una construcción nueva.

2.6.1.7 ÁREAS DE TERRENO ONDULADO

La presencia de terreno ondulado (pequeñas elevaciones o montículos) cuyas características son inconsistentes con aquellas de los taludes generales del área y presentan escarpas en las elevaciones altas son generalmente indicadores de un deslizamiento antiguo.

Una vez que se encuentra un deslizamiento antiguo, sirve como advertencia de que el área en general ha sido inestable en el pasado y por lo tanto nuevas perturbaciones pueden re activar el movimiento.

2.6.1.8 ÁREAS DE CONCENTRACIÓN DE FRACTURAS

El movimiento de taludes puede estar estructuralmente controlado por superficies o planos de debilidad tales como fallas, diaclasas, planos de deposición y foliación. Estas estructuras pueden dividir un macizo rocoso en una serie de unidades individuales las cuales pueden actuar independientemente una de la otra. Por lo tanto, el macizo rocoso no puede ser considerado como un medio continuo sino una serie de bloques individuales.

Estos planos de debilidad facilitan el flujo de aguas y desarrollo de vegetación lo cual debilita los bloques y además reduce la resistencia al deslizamiento. Por lo tanto, debe hacerse una cuidadosa búsqueda para ubicar las áreas con pequeño espaciamiento de diaclasas, especialmente cuando éstas se cruzan y dividen el macizo rocoso en pequeños bloques lo cual lo hace más inestable.

2.6.2.- TOPOGRAFÍA Y ESTABILIDAD

Los mapas de topografía representan una excelente fuente de información para la detección de deslizamientos. Algunas veces, grandes áreas de deslizamiento se pueden identificar en mapas topográficos. La identificación de algunos deslizamientos se puede llevar a cabo mediante la identificación de las siguientes características en los mapas topográficos.

- Expresiones topográficas evidentes, por ejemplo, pendientes empinadas (curvas de nivel con poco espaciamiento) en el escarpe de un deslizamiento, topografía con pequeñas elevaciones o montículos dentro de la masa deslizante (curvas de nivel que siguen un patrón irregular y no simétrico con depresiones poco profundas), presencia de masa separada y características de flujo en la parte baja;
- Curvas de nivel onduladas, vías locales dañadas con niveles desiguales y otros lineamientos superficiales tales como líneas de transmisión o cercas;
- Movimientos menores o irregularidades en ubicaciones tales como: zonas de pendientes empinadas, acantilados o bancos, áreas de concentración de drenaje etc.

El potencial para la identificación de deslizamientos en mapas topográficos depende de la escala y del intervalo de las curvas de nivel en el mapa.

2.6.2.1 EFECTO DE LA RESISTENCIA DEL SUELO Y LA PENDIENTE DEL TALUD

Como ya se ha mencionado antes, el suelo tiene dos comportamientos básicos ante la aplicación del esfuerzo cortante. Uno, a través de la fricción intergranular de las partículas que lo integran y la otra, por medio de fuerzas que unen a las partículas entre sí. La primera es también llamada condición drenada o a largo plazo, y la segunda, condición no drenada, o a corto plazo

2.6.3.- PLUVIOSIDAD

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 esta 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.

Éstos 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.

La pluviosidad tiene un efecto primordial en la estabilidad de taludes ya que influencia la forma, incidencia y magnitud de los deslizamientos. En suelos residuales, los cuales generalmente se encuentran no saturados, la pluviosidad tiene un efecto muy importante ya que el efecto acumulativo puede llegar a causar la saturación del terreno disparando así un deslizamiento. Con respecto a la pluviosidad hay tres aspectos importantes:

- a. El ciclo climático sobre un período de años, por ejemplo, alta precipitación anual vs baja precipitación anual;
- b. La acumulación de pluviosidad en un año dado en relación a la acumulación normal;
- c. Intensidades de una tormenta dada.

2.6.4.- EROSIÓN



Foto 2F Degradación por erosión

La erosión puede ser causada por agentes naturales y humanos. Entre los agentes naturales se pueden incluir: el agua de escorrentía, aguas subterráneas, olas, corrientes y viento. La erosión causada por agentes humanos incluye cualquier actividad que permita un incremento de la velocidad del agua, especialmente en taludes sin protección; entre los principales están la tala de árboles y otro tipo de vegetación que ayudan a mantener el suelo en sitio y así mejorar la estabilidad al talud.

La erosión puede causar la pérdida de soporte de fundación de estructuras, pavimentos, rellenos y otras obras de ingeniería. En terrenos montañosos, la erosión incrementa la incidencia en la inestabilidad de taludes pudiendo resultar en la pérdida de vías u otras estructuras.

La sedimentación y arrastre de aluviones son otros efectos importantes de la erosión. Estos se presentan como el resultado de flujo de sedimentos en cuerpos de agua tales como lagos o embalses lo cual incrementa la turbidez de las aguas creando un peligro para la vida acuática, contaminando el agua potable y reduciendo la capacidad de almacenamiento de los embalses y por tanto su vida útil.

Existen ciertos procedimientos para controlar la erosión y sedimentación. En bancos de ríos y canales, la protección se puede proveer con estructuras de retención, revestimiento de concreto y ripraps. En taludes, la protección consiste en:

a) La siembra de vegetación de la zona de rápido crecimiento además de la instalación de un sistema de control del drenaje superficial.

b) Instalar fajinas en la dirección transversal del talud, las cuales se pueden sujetar con estacas.

c) Sellar las grietas superficiales con concreto, suelo o asfalto para prevenir la infiltración lo cual se reduce la erosión.

2.6.5 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 este 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 si 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.

2.6.6 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.

2.7 CARACTERÍSTICA DE LOS TALUDES EN CARRETERAS

La modificación de la topografía mediante cortes o rellenos típicos en la construcción de carreteras puede producir la activación de un deslizamiento.

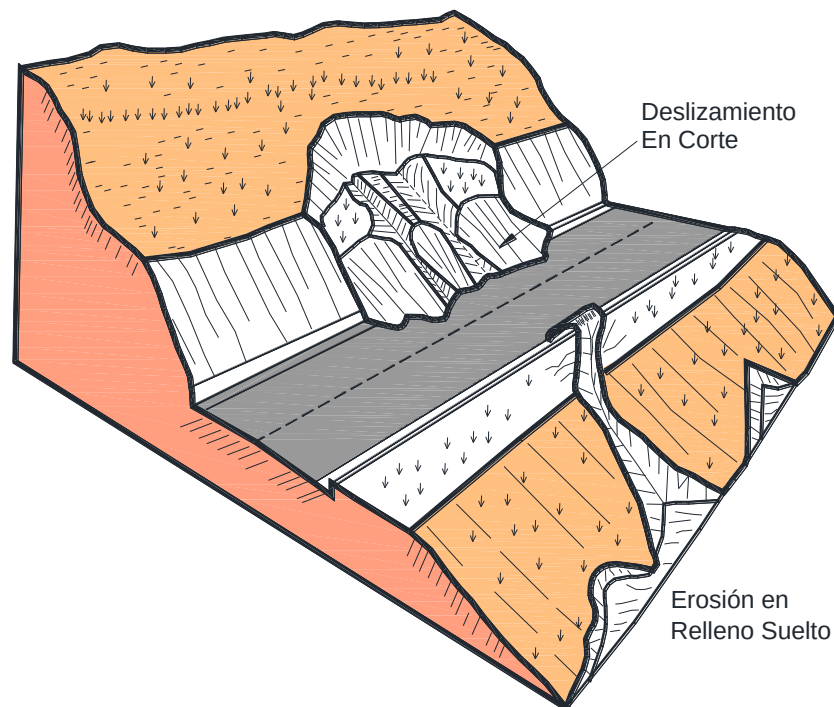
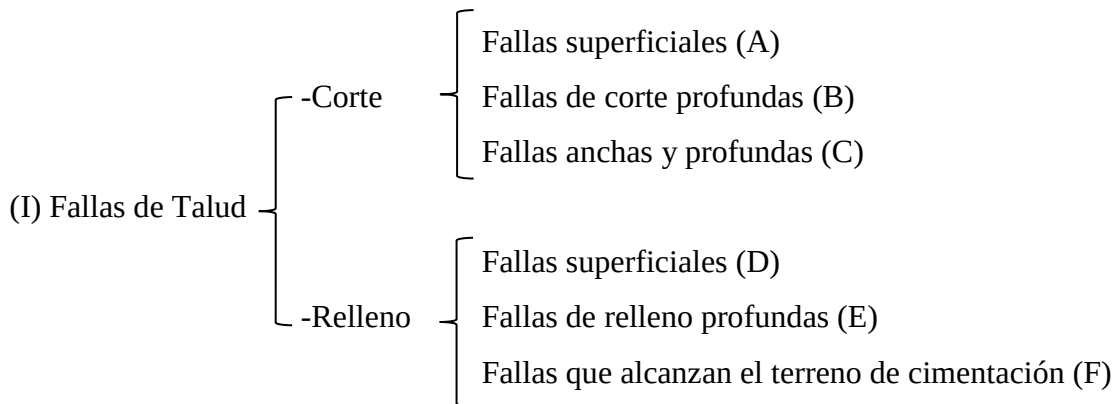


Figura 2V Consecuencias de la modificación de la topografía por una Carretera

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.

2.7.1 FALLAS DE TALUD EN CARRETERAS

Las fallas de talud se pueden clasificar en los siguientes tipos:



(II) Fallas de Talud (fallas profundas, caídas superficiales, caídas de roca en taludes naturales).

Es difícil distinguir claramente entre fallas de corte profundas (B), de fallas de talud (II) y fallas anchas y profundas (C), de deslizamientos, ya que los deslizamientos y las fallas del talud son a menudo inducidos por el trabajo de corte.

También, los taludes de relleno colapsan frecuentemente cuando el relleno se realiza en las cabezas de los antiguos deslizamientos, pero estas fallas se consideran normalmente como deslizamientos, en lugar de fallas de talud de relleno que alcanzan el terreno de cimentación (F).

2.7.1.1 FALLAS DE TALUD DE CORTE

Fallas superficiales (A)

Cuando se forman los taludes de corte con sedimentos fácilmente erosionables, arena no cohesiva, o ceniza volcánica o arena, los taludes colapsan localmente por agua superficial o agua de infiltración. Las fallas de talud ocurren fácilmente donde el granito está descompuesto por intemperismo.

Cuando se va a excavar rocas considerablemente fracturadas, rocas con fisuras o rocas fácilmente intemperizables, ocurren algunas veces caídas parciales del talud debido a la vibración durante las obras, remoción de carga por corte, o por subsecuente intemperismo.

Fallas de corte profundas (B)

Los taludes de corte colapsan a menudo en partes a considerable profundidad en el talud, donde los planos de estratificación o junturas corren regularmente en la dirección del talud en capas alternadas de esquisto cristalino, arenisca o lutita, y donde las fallas acompañan zonas fracturadas, y fisuras grandes o venas se localizan en el medio de taludes de corte y buzan hacia el talud. Una falla de talud a gran escala puede ocurrir en muchos casos cuando se excava el terreno que está cubierto en un gran espesor por sedimentos tipo cono de talús. Algunas veces también caen sedimentos a lo largo de la roca basal en áreas donde se excava la arcilla que se ha desarrollado a lo largo de fisuras.

Las señales de estas fallas no pueden distinguirse fácilmente, ocurriendo repentinamente en muchos casos, y resultando en desastres y pérdidas de vidas.

Fallas anchas y profundas (C)

Fallas de talud profundas o deslizamientos a gran escala pueden ocurrir en un amplio rango de taludes si consisten de zonas de falla fracturada, tufo

considerablemente transformado o limolita o lodolita semi-solidificada. También pueden ocurrir fallas de deslizamiento a gran escala con la excavación, debido a la elevación del nivel freático del terreno después de lluvia en terreno diluvial, que consiste en capas alternadas de suelo arcilloso y limoso buzando hacia el talud.

Las fallas de talud descritas anteriormente en muchos casos avanzan lentamente a lo largo de superficies de deslizamiento muy distinguidas; el rango y dirección de las fallas pueden predecirse en etapas iniciales por las grietas que ocurren en el talud. Por lo tanto, existe suficiente tiempo para examinar las medidas de protección contra estos tipos de fallas.

2.7.1.2 FALLAS DE TALUDES DE RELLENO

Fallas superficiales (D)

La superficie del talud es erosionada por agua concentrada; las fallas de superficie avanzan gradualmente en muchos casos cuando los taludes están formados por suelos erosionables y cuando las obras de drenaje no están colocadas apropiadamente.

La porción más ancha de un terraplén puede colapsar después de la lluvia, cuando se emplea un suelo que es fácilmente debilitado por agua de infiltración, o cuando el suelo de cobertura se derrumba fácilmente debido a lluvia inmediatamente después de acabar el trabajo. Las fallas superficiales de esta clase raramente afectan las funciones del cuerpo principal de relleno; sin embargo, generalmente ocurren sobre un área amplia del cuerpo de relleno.

Fallas de relleno profundas (E)

Las presiones de poro dentro del relleno pueden aumentar y producir fallas en partes profundas del mismo cuando un relleno alto se construye rápidamente con suelo cohesivo de alto contenido de humedad.

También, cuando se construyen terraplenes en un talud, el nivel freático en el terraplén puede elevarse no solamente debido a la lluvia, sino al agua de infiltración del terreno, con el resultado de la falla en el terraplén.

La escala de este tipo de falla es tal, que en muchos casos se pierden completamente las funciones del terraplén.

Fallas que alcanzan el terreno de cimentación (F)

Una superficie de deslizamiento se crea en el terreno de cimentación y una falla a gran escala que alcanza el terreno de cimentación puede ocurrir cuando un terraplén se construye en un talud empinado con una superficie considerablemente intemperizada, o en un talud interestratificado con una capa fácilmente resbaladiza.

Un ejemplo típico de este tipo de falla ocurre en terraplenes contruidos en terreno blando.

Se inducirá un nuevo deslizamiento, resultando en una gran falla del terraplén y el talud natural, cuando se construye un terraplén en la parte superior de un área de deslizamiento antiguo.

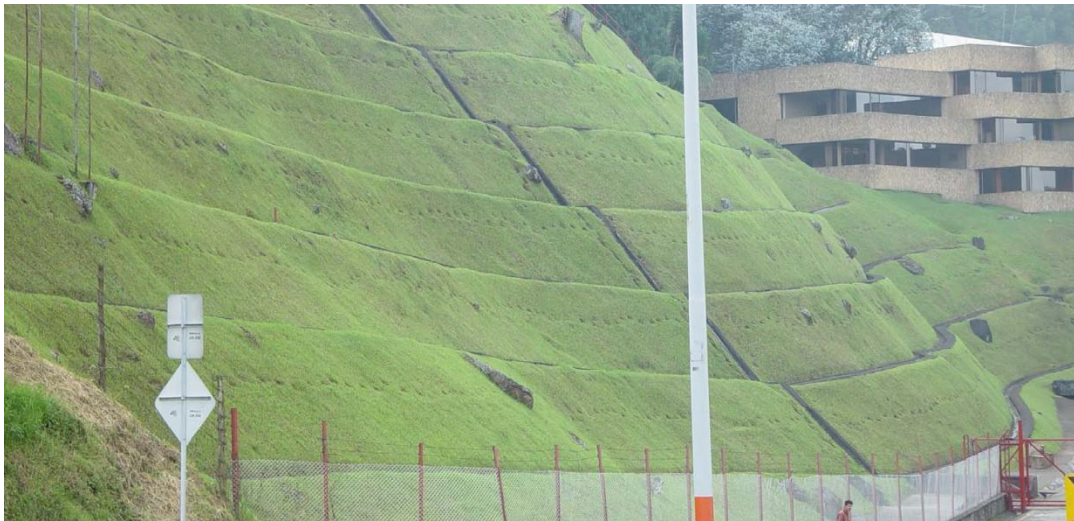
Debe prestarse atención especial a estas fallas, ya que todas ellas son causadas por terraplenes contruidos en taludes naturales inestables con un gran potencial de deslizamiento. Generalmente tienden a causar grandes desastres con gran daño en áreas extensas.

TÉCNICAS DE PROTECCIÓN DE TALUDES

3.1 TÉCNICA DE REVEGETACIÓN CON HIDROSIEMBRA

Esta técnica consiste en la proyección a presión sobre la superficie del talud o ladera de una mezcla de agua, semillas, fertilizantes, mulch (mezcla de paja y hojas), estabilizadores y fijadores, para poder fijar las semillas y el mulch al terreno en este caso al talud o ladera en estudio.

En cuanto a la utilización de las semillas y el tipo de mezcla a utilizar, se debe tener muy en cuenta las características de la zona (naturaleza del suelo, orientación, clima, vegetación autóctona, etc.).



Fotografía 3A Técnica de la Hidrosiembra

La hidrosiembra es uno de los sistemas más eficientes para impedir la erosión de los taludes, laderas o cualquier terreno así como un elemento de disminución del impacto ambiental causado por las nuevas infraestructuras.

La selección de las semillas es un factor decisivo para la utilización de esta técnica, tomando como uso principal las semillas de especies nativas, sin embargo esto no quiere decir que no se pueda o deba introducir otras especies de origen no nativo.

3.2 PROTECCIÓN CONTRA DESPRENDIMIENTOS (BARRERAS)

Estas barreras denominadas anti desprendimientos se están convirtiendo en uno de los sistemas más eficaces tanto técnica como económicamente, para proteger vías de comunicación y demás infraestructuras de los desprendimientos que se producen en áreas grandes, donde una actuación directa resulta mucho más costosa.

La evolución de estas barreras ha sido notable, desde la tradicional barrera fija, hasta las actuales pantallas dinámicas de alta absorción de energía que son capaces de soportar y disipar impactos de piedra de hasta 5.000 Kg. debido a la deformación de sus elementos.

Para optimizar al máximo la eficiencia de una barrera es imprescindible basarnos en técnicas y métodos modernos de información, para poder:

- **Determinar los riesgos potenciales**
- **Calcular las velocidades de caída**
- **Prever las trayectorias más probables**
- **Conocer la magnitud de energía que hay que disipar.**

Después de este análisis se podrá elegir el tipo de barrera que será necesario instalar, ya sean estas barreras fijas o barreras dinámicas.



Fotografía 3B Barreras Fija y Dinámica

Las barreras generalmente, producen un espacio o trinchera en el pie del talud, para poder impedir el paso de caídos rocosos.

Actualmente en el mercado se consiguen geofabricas y mallas especiales para la atenuación del impacto de los bloques de roca, ya que la idea general es absorber la energía de los bloques.

Para este tipo de elementos de protección de taludes, se utilizan mallas galvanizadas de simple, doble y triple torsión, además también se utiliza malla galvanizada y revestida con PVC de doble torsión, estas mallas se sujetan o amarran a postes, que generalmente son perfiles de acero empotrados en bases de hormigón o directamente sobre el terreno. Los postes son los elementos más robustos de las pantallas, pero presentan un comportamiento muy pobre a flexión, motivo por el cual estas estructuras cuando fallan, lo hacen por este sitio, complicando posteriormente el mantenimiento o sustitución del mismo.



Fotografía 3C Malla Metálica de Protección Dinámica

Para fortalecer aún más este conjunto de protección formado por mallas y postes, se insertan en la red unos cables de acero que también son firmemente anclados en los postes, esto se hace para aumentar la resistencia de la barrera ante el desprendimiento de los macizos rocosos.

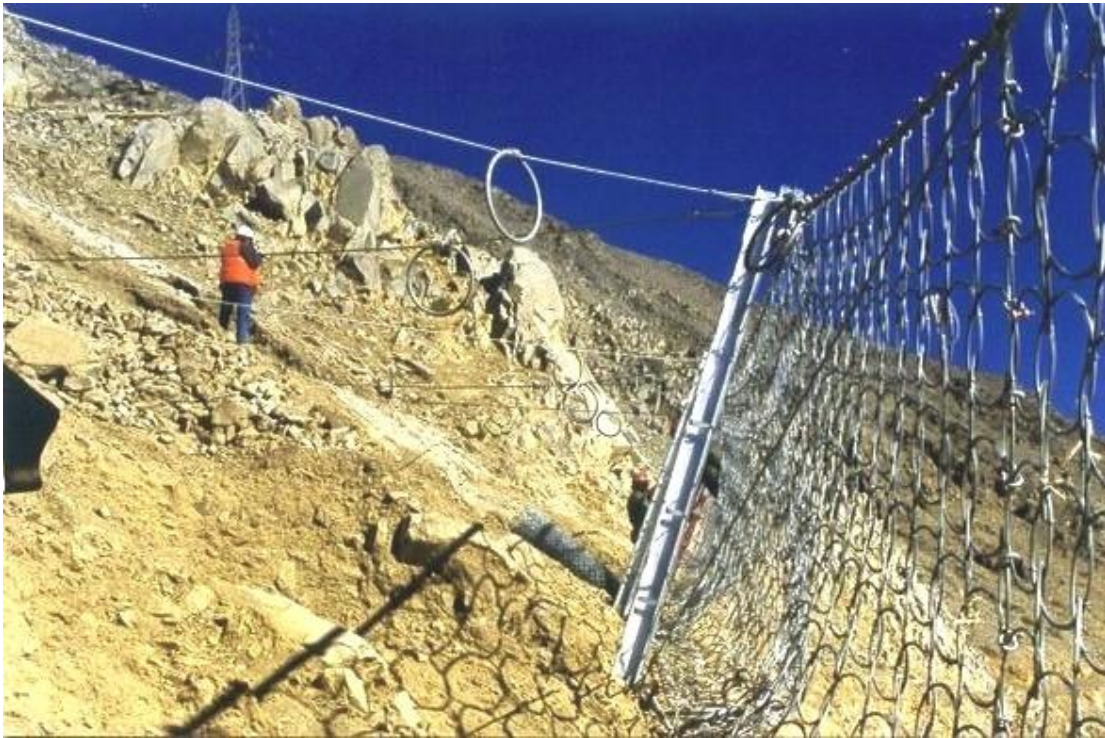
3.2.1 BARRERAS FIJAS

Las barreras fijas o estáticas son barreras de baja absorción de energía de impacto y se instalan en lugares donde la energía prevista de posibles desprendimientos es reducida o mínima.

Para energías superiores se aconseja la instalación de barreras dinámicas, su diseño debe soportar la energía de impacto sin que se produzca la rotura.



Fotografía 3D Barrera Fija



Fotografía 3E Malla Dinámica

Las estructuras de contención dinámica son obras generalmente tienen un anclaje móvil en la base para absorber los momentos de la carga actuante. Y en el otro extremo están ancladas mediante pernos y tensores de acero al talud en la base, el cual también están provistos de frenos de fricción los cuales están encargados de disipar la energía y deformarse para proteger en parte a la misma estructura.

Cada tipo de estructura tiene un sistema diferente de trabajo y se deben diseñar de acuerdo a su comportamiento particular, por ejemplo a continuación se muestra el funcionamiento de un freno de fricción.



Fotografía 3F Freno de fricción Antes y después de la Absorción de Impacto

3.3 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN O ANCLAJE

3.3.1 MUROS RÍGIDOS

Son estructuras rígidas, que generalmente se las hace de concreto, su principal función es la de soportar grandes deformaciones sin romperse, se sustentan sobre suelos competentes para poder transmitir esfuerzos desde su cimentación hasta el propio cuerpo del muro para generar fuerzas de contención.

Su utilización es una de las mejores maneras de manejar cortes y terraplenes, ya que actúan como una verdadera masa concentrada que forma un elemento contenedor para esa masa de suelo inestable.

Ocurre con frecuencia que por ejemplo un deslizamiento rotacional, en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, tiende a levantar el muro, además existen muchos casos de fracasos de muros al tratar de controlar este tipo de deslizamiento rotacional.

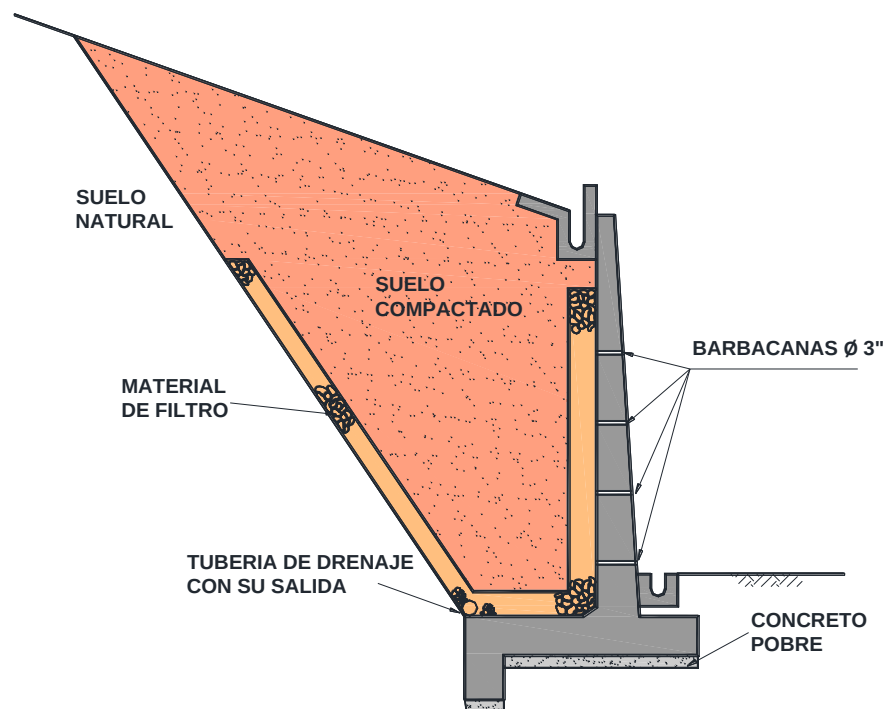


Figura 3B Esquema típico de un muro rígido con su sistema de Subdrenaje

Dentro de los muros rígidos, encontramos tres tipos de muros que son comúnmente conocidos: muros reforzados, muros de concreto simple y los muros de concreto ciclópeo.

3.3.1.1 MURO REFORZADO

Las estructuras de concreto reforzado resisten las presiones de la masa de suelo o tierra actuantes sobre el muro.

Existen varios tipos o formas de este muro como por ejemplo: muros empotrados o en cantiliber en forma de L o T invertidas, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base; muros con contrafuertes, en los cuales la placa vertical o inclinada esta soportada por contrafuertes monolíticos que le dan mayor rigidez y colaboran con la transmisión de carga a la placa de cimentación; muros con estribos, los cuales además de presentar la placa vertical, la de cimentación y los contrafuertes presenta también una placa sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos.

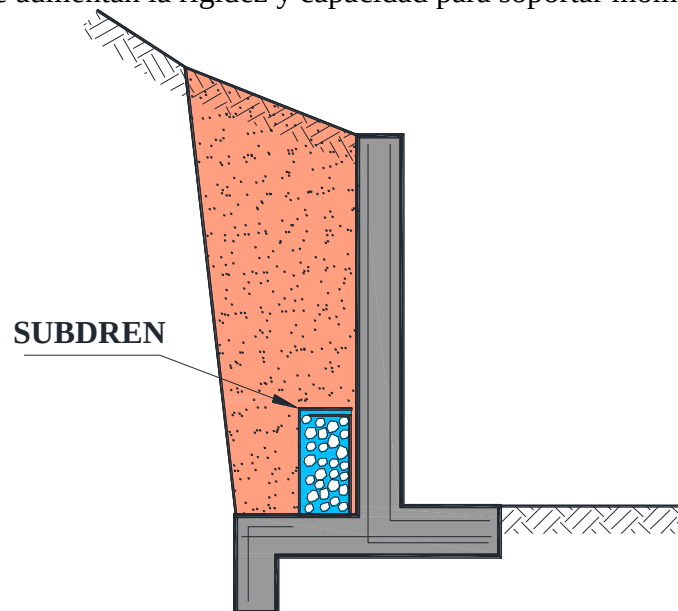


Figura 3C Esquema de un Muro Reforzado

Cabe destacar que en una mayoría de casos se colocan llaves o espolones de concreto debajo de la placa de cimentación para mejorar de una manera la resistencia al deslizamiento.

Estos muros son económicos y viables hasta alturas de 8 m, para alturas mayores a esta los muros se vuelven muy costosos, puesto que mientras más alto el muro, mayor espesor se debe utilizar en la placa semivertical.

Ahora el uso de contrafuertes o estribos puede disminuir el costo a comparación de un muro empotrado en L o T invertida.

Para el diseño de un muro de concreto armado se recomienda tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Diseño de la estabilidad propia del muro para evitar el volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
- Diseño de la estabilidad del talud o cálculo del factor de seguridad incluyendo el riesgo de una falla por debajo de la cimentación del muro.
- Diseño de las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes.
- Cálculo de la capacidad de soporte del a cimentación.

Todos los muros hechos de concreto armado deben tener un sistema de drenaje detrás de la pared vertical y hasta Barbacanas para el agua que se pueda represar detrás del muro, puesto que aun con los suelos más secos existe la posibilidad de represamiento de agua de infiltración.

Es de vital importancia la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura, la distancia de dichas juntas no debe ser mayor de 20 m a lo largo del muro.

Sus principales ventajas radican en que se utilizan métodos convencionales para su construcción, además se los puede emplear en alturas más o menos grandes, superiores incluso a los 10 m.

Las desventajas del concreto armado son que requieren de un buen terreno para su fundación, además de esto son antieconómicos en alturas muy grandes necesitando también de formas especiales, y son poco efectivos con deslizamientos de grandes masas de suelo debido a su poco peso propio.

Tipos de muros de contención en concreto armado

Existen algunas recomendaciones para el diseño de un muro de concreto armado, como por ejemplo en muros en voladizo que es diferente al de gravedad en los siguientes factores:

- La fricción suelo – muro en su parte posterior no se tiene en cuenta por no existir desplazamiento a lo largo de este plano. Se considera que el suelo se desplaza solidariamente con el muro.
- El peso del suelo sobre el cimiento se considera como parte integral de la masa del muro en el cálculo de las fuerzas.
- Se supone que el plano de aplicación de las presiones activas es el plano vertical tomado en el extremo posterior del cimiento del muro.
- El diseño estructural interno requiere de especial cuidado.

A veces es imprescindible colocar un dentellón para así mejorar la resistencia al deslizamiento.

En el resto de los aspectos el diseño es similar al de un muro de gravedad.

3.3.1.2 MURO CONCRETO SIMPLE.-

Los muros de concreto simple son enormes masas de concreto que trabajan como estructuras rígidas y actúan como estructuras de peso o gravedad, no se recomienda su uso o empleo para alturas mayores a los 4 m debido al aumento en su costo y también a que este muro no puede soportar la presencia de esfuerzos de flexión provocando que exista roturas en la parte inferior del muro o dentro del propio cimiento.

Son relativamente fáciles de construir, pudiendo incluso adoptar formas curvas o cualquier otra forma de acuerdo a la necesidad.

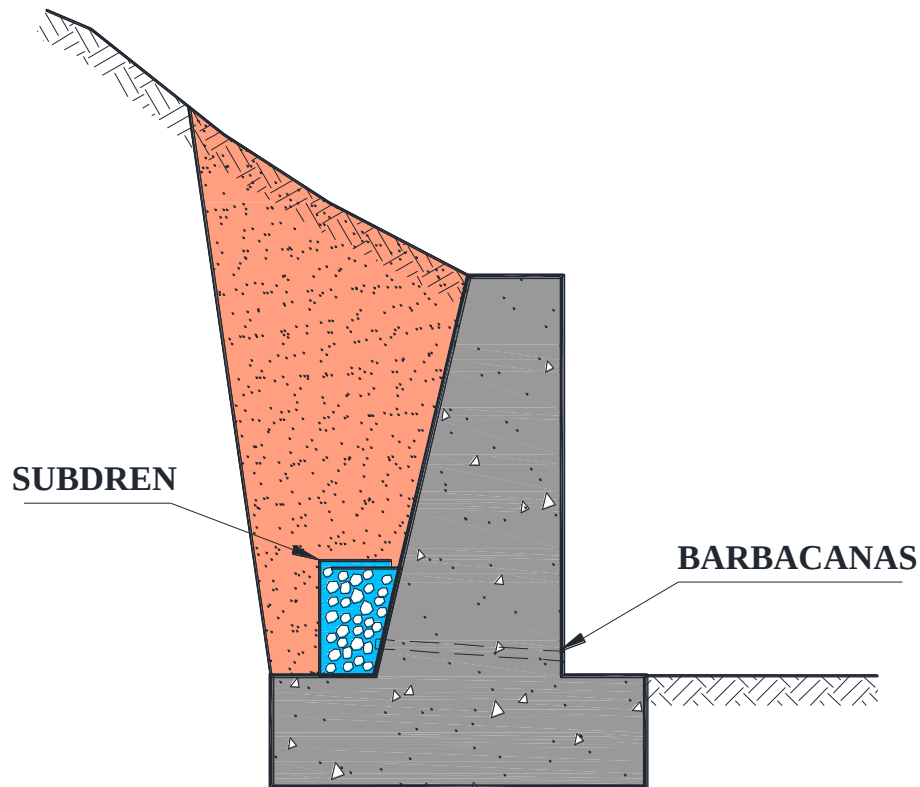


Figura 3D Esquema de un muro de contención de Hormigón Simple

Su desventaja es que se vuelve antieconómico para alturas de más de tres metros, necesita de una buena fundación y un tiempo de curado para un trabajo efectivo y no soporta deformaciones importantes.

Su diseño debe tener en cuenta la estabilidad propia del muro, el factor de seguridad al vuelco y al deslizamiento y también la capacidad de manera similar a los de concreto armado con la diferencia que en estos muros no se requiere un análisis de momentos internos.

Todos los muros de concreto deben tener un sistema de subdrenaje para eliminar riesgos de presiones de agua, también se deben construir juntas de expansión a distancias menores de 20 m, si los materiales utilizados tienden a dilatarse por cambios de temperatura las juntas se colocan a 8 m entre ellas.

Los muros de concreto siempre deben cimentarse por debajo de la superficie de falla para obtener fuerzas o reacciones que le puedan brindar estabilidad al muro y también al deslizamiento.

Además no debemos olvidar que existen también presiones de tierra en condiciones estables que en el caso de un corte o terraplén que no presente riesgo de deslizamiento igual se coloca un muro de contención para que resista las presiones que generaría un talud de gran pendiente, presiones horizontales que se generan dentro del suelo y que podrían generar un derrumbe.



Fotografía 3G Muro de Contención de Hormigón Simple o sin Refuerzo

3.3.1.3 MURO DE CONCRETO CICLÓPEO.-

Este tipo de muro es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura, en la mayoría de los casos se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de piedra, pero hay que tomar en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe una mayor posibilidad de agrietamiento del muro por la presencia de zonas de debilidad estructural interna.

Se los construye de manera similar a los de concreto simple, con la diferencia de que se utilizan cantos rodados de piedra como material, haciendo posible la disminución de los volúmenes de concreto y el ahorro económico en su construcción.

La desventaja del concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) es que no pueden soportar esfuerzos muy grandes de flexión.

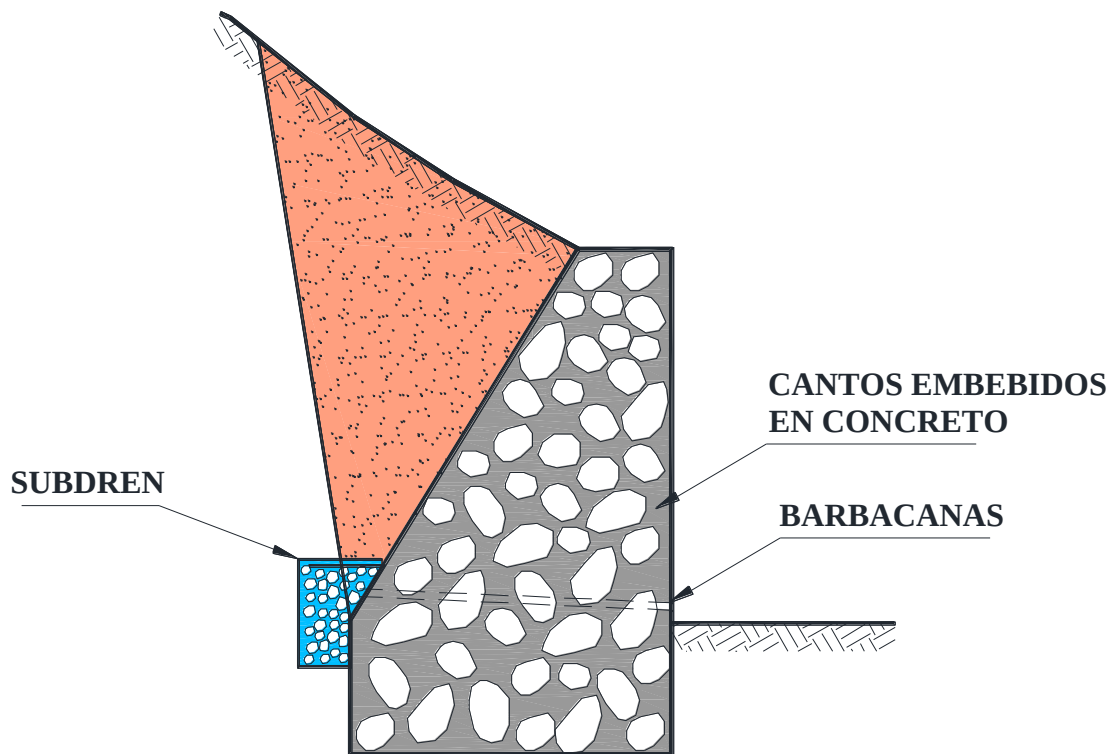


Figura 3E Esquema de un muro de concreto ciclópeo



Fotografía 3H Construcción de un Muro de Hormigón Ciclópeo

Los tres tipos de muros descritos anteriormente tienen una serie de consideraciones para tomarlas muy en cuenta al momento de diseñar cualquiera de los tres muros.

Existen tres tipos de presión de acuerdo a las características de deformación supuestas en la interacción suelo – estructura:

- **Presión en reposo:** que se supone que ocurre cuando no existe movimiento del suelo por detrás del muro, estas condiciones se dan por ejemplo cuando se coloca un relleno compacto, al cual se le ha prevenido de expandirse o contraerse. El valor de la presión de reposo (K_0) se aplica solo cuando el muro no puede moverse lateralmente bajo ningún motivo. Existe un distinto valor (K_0) para distintas superficies de tierra como por ejemplo:
 - El coeficiente de presión de reposo para una superficie horizontal se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical efectivos, en el suelo bajo condiciones de cero deformaciones.

- Para una masa de suelo normalmente consolidada en la que no se ha removido cargas ni provocado movimiento, el coeficiente de presión es: **$K_o = 1 - \text{Sen } \theta$**
- Para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada el coeficiente de reposo es: **$K_o \beta = (1 - \text{Sen } \theta) (1 + \text{Sen } \beta)$** donde β resulta ser el ángulo de inclinación del suelo arriba del muro.
- Para presión de tierra al reposo de un suelo sobre consolidado el coeficiente de reposo es: **$K_o = (1 - \text{Sen } \theta) \text{OCR}^{0.5}$** donde OCR es la relación de sobre consolidación del suelo. Tener en cuenta que las condiciones iniciales del suelo son modificadas al momento del emplazamiento o construcción del muro.

- **Presión activa**, es la presión lateral ejercida por el suelo detrás del muro, cuando la pared se mueve lo suficiente hacia afuera para alcanzar un valor mínimo. Para calcular estas presiones, existen dos teorías muy conocidas:
 - Teoría de Rankine.
 - Teoría de Coulomb.

Cada uno de estos autores proponen formulas empíricas para poder calcular el valor de la presión activa, fórmulas que están en función de la inclinación de la superficie de suelo detrás del muro, del ángulo de fricción, del valor de la cohesión del suelo, del ángulo formado entre la pared del muro y el suelo y de la fricción suelo-muro.

- **Presión pasiva**, que es la presión lateral ejercida sobre la pared, cuando el muro se mueve lo suficiente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo. Rankine y Coulomb, también proponen sus teorías y formulas para el cálculo de la presión pasiva, pero ambos autores subvaloran o sobrestiman esta presión debido a diversos factores, es por ello que para corregir estas fallas se recomienda utilizar otros métodos tales como las tablas de Caquot y Kerisel o el sistema de tajadas recomendado por Jambú.

Otro factor que conviene tener en cuenta al diseñar muros es la **presión inducida por los sismos**, ya que el muro debe resistir las cargas sísmicas, especialmente en los siguientes casos:

- a) Estribos de puentes para carreteras y ferrocarriles.
- b) Muros que soportan estructuras de alto riesgo, como estaciones eléctricas, acueductos, etc.
- c) Muros en voladizo que retienen materiales saturados en los que se pueden generar presiones altas de poro en los sismos.

Para poder calcular la fuerza sísmica inducida sobre un muro se puede utilizar el **método de Mononobe – Okabe** que dio mucho éxito en el diseño de muros de contención en otros países, pero también existen otros métodos o sistemas de otros autores como el **sistema Richard – Elms**, ambos sistemas proponen formulas para el calculo de la presión sísmica.

a. Sistema de Mononobe – Okabe.

Este sistema supone:

- 1. Relleno seco, granular y homogéneo.
- 2. El muro se mueve lo suficientemente largo para despreciar los efectos de punta de muro.

La fuerza total dinámica es:

$$P_{ac} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * (1 - K_v) * K_{ac}$$

Dónde:

$$K_{ac} = \frac{\cos^2 (\phi - \Psi - \theta)}{\cos \Psi * \cos^2 \theta * \cos (\delta + \theta + \Psi) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) * \sin (\phi - \Psi - \theta)}{\cos (\delta + \theta + \Psi) * \cos (\phi - \theta)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\Psi = \tan^{-1} \left[\frac{Kh}{(1 - K_v)} \right]$$

Kh y Kv = Factores de aceleración respecto a la gravedad, Kac, incluye la suma de los efectos estático y dinámico.

b. Sistema Richard – Elms

De acuerdo con este procedimiento se calculan los desplazamientos del muro.

$$S = \frac{0.087 * V^2 * \left(\frac{N}{A}\right)^{-4}}{Ag}$$

Donde:

V = Velocidad máxima del suelo en el momento del sismo.

A = Factor máximo de aceleración del suelo.

N = Coeficiente de aceleración límite del muro.

g = Aceleración de la gravedad.

Además de la presión por sismos, debemos tomar en cuenta también otras presiones, como las **presiones debidas a cargas aplicadas arriba del muro**, como las **cargas en forma de tira** que son cargas paralelas a la estructura de contención, ejemplos de estas cargas son los ferrocarriles, cimientos continuos y las carreteras, por hablar solo de algunos. Las cargas en forma de tira se pueden calcular con la siguiente expresión que obedece a la teoría de la elasticidad:

$$Pq = \frac{2q}{\pi} * (\beta + \text{Sen}\beta) * \text{Sen}^2\alpha + \frac{2q}{\pi} * (\beta - \text{Sen}\alpha) * \text{Cos}^2\alpha$$

Donde:

Pq = Presión horizontal en el punto a

B = Ángulo de visibilidad en el punto a, en radianes

α = Ángulo entre la vertical y el bisector de β

q = Carga en forma de tira.

Existe otro tipo de carga, la **carga lineal**, y para este tipo de carga la presión horizontal esta dada por la siguiente ecuación (Terzaghi, 1954):

$$Pq = 1.27 * q * \frac{x * z}{R^4} = 1.27 * \frac{q * n * m^2}{H * (m^2 + n^2)^2} \quad ; \quad m > 0.4$$

$$Pq = 0.203 * \frac{q * n}{H * (0.16 + n^2)} \quad ; \quad m < 0.4$$

Edificios de cimentación somera	Carga equivalente uniformemente distrib.
Edificios con cimentación somera	10 Kpa por piso
Carreteras	10 Kpa a 20 Kpa dependiendo de la importancia
Peatonales	5 Kpa

Tabla 3A Valores nominales de sobrecargas

La **presión de expansión** que se da cuando por detrás del muro se coloca un suelo expansivo que se llega a humedecer, entonces se desarrolla una presión de expansión, que es equivalente a la presión de expansión uniformemente a lo largo del muro.

La **presión de tierras debido a la compactación**, que se genera cuando los equipos pesados de compactación por detrás del muro pueden inducir fuerzas horizontales más grandes incluso a las calculadas en el propio diseño del muro, es por esto que cuando se trabaja con equipo pesado de compactación se debe utilizar un valor de coeficiente de presión de tierras.

La **presión del agua**, es otro aspecto dañino para un muro de contención, por que la mayoría de los muros que fallan es por la acción del agua, por lo que es vital proveer de un buen sistema de drenaje al muro, además de esto, en su diseño se recomienda tener en cuenta una carga adicional en caso de obstrucción del sistema de

drenaje. Las presiones de diseño del agua, deben basarse en la condición mas critica que pudiese ocurrir durante la vida útil del muro, como una inundación, por esto es importante la determinación de la permeabilidad de los materiales de relleno.

También la infiltración del agua de lluvia por detrás del muro puede causar un gran aumento de la presión de aguas, por ello se recomienda que cuando la permeabilidad del suelo retenido es mayor de 10^{-4} m/seg, se considere la posibilidad de saturación en una lluvia intensa.

Los **subdrenajes o subdrenes**, que son de vital importancia en la construcción de cualquier tipo de muro de contención, deben cumplir con algunas condiciones, todo el sistema de drenaje debe diseñarse para que se anticipe a capturar el agua antes de que se provoque algún daño en el muro, para esto se requiere que el material de drenaje tenga una permeabilidad de por lo menos 100 veces mas que el suelo o roca a drenarse y se pueden utilizar geotextiles o materiales compuestos, adicionalmente a los subdrenes se colocan huecos de drenaje para prevenir la presión hidrostática, dichos huecos se llaman también lloraderos que tienen entre 2 y 3 plg de diámetro y están espaciados a no mas de 1.5 m horizontal y 1 m vertical, se los coloca desde una altura mínima de 30 cm por encima del pie del muro.

3.3.2 MUROS MASIVOS FLEXIBLES

Son estructuras que se adaptan de manera flexible a cualquier tipo de movimiento, haciendo que su efectividad este en función directa de su peso y de la capacidad de soportar las deformaciones producidas por las cargas a las que será sometida sin que se rompa su estructura.

Dentro de los diversos tipos de muros flexibles tenemos de manera general los siguientes: **gaviones, cribas, llantas (neusol) y piedras o pedraplenes.**

3.3.2.1 GAVIONES

Los gaviones son cajones de mallas de alambre galvanizado que son rellenos por cantos de piedra, son muros flexibles que pueden soportar asentamientos diferenciales mayores que cualquier otro tipo de muros además es de fácil reparación.

Su construcción es económica y sencilla, son una de las soluciones para las presiones de agua y soportan además los movimientos sin perder su eficiencia y no requiere de mano de obra especializada.

Las desventajas del gavión se encuentran sobre todo en la malla que es de acero galvanizado, que se oxida con mucha facilidad en ambientes ácidos, además requiere para su construcción de cantos o bloques de roca muchas veces no disponible en el propio lugar, no tienen mucha vida útil, su implementación está en función de la profundidad de socavación y no se da importancia al método o forma de amarre de la malla y cajas, es decir que no existe un buen control de calidad.

Para la construcción de los gaviones, se emplean tres tipos de malla diferentes, las hexagonales o de triple acción, la malla electro soldada y la elaborada simple.

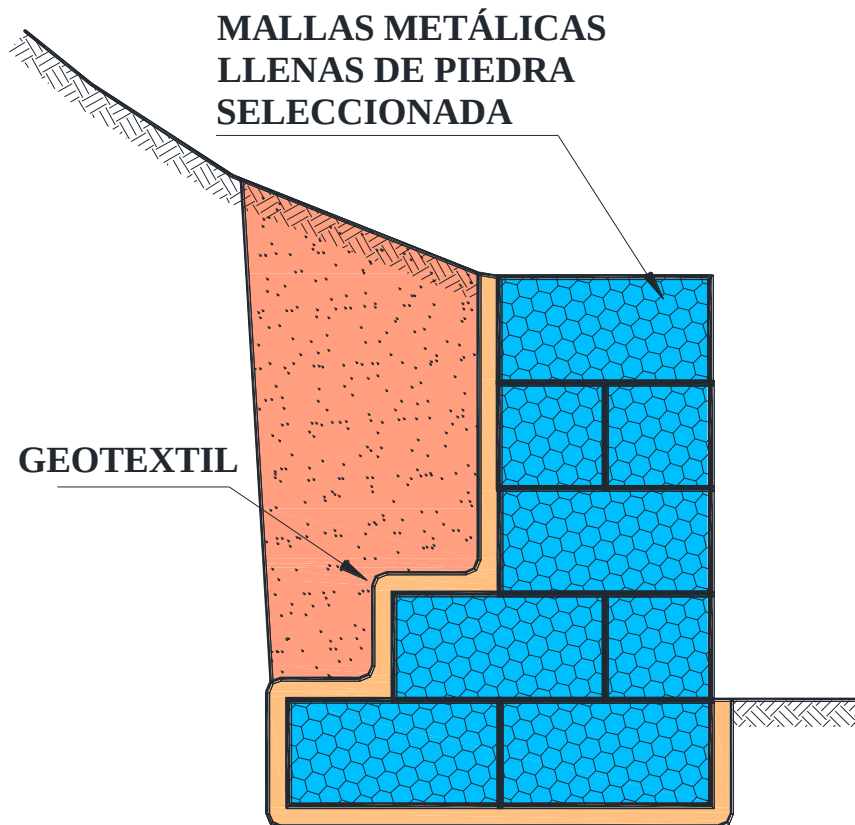


Figura 3F Esquema Típico de Muro de Gaviones

Uno de los problemas es que la malla presentará corrosión al contacto con suelos ácidos (de PH menor a 6).

En el mercado existen disponibles una variedad de tamaños de las mallas para la formación de las cajas, las más comunes de uso son las de 2m *1m *1m, aunque también son comerciales las de 3*1*1; 4*1*1; y las llamadas Jumbo que son de 5*2*2m.

Los gaviones son estructuras flexibles, permeables y no dependen de la fundación, no tienen sub presión y son muy utilizados por que son económicos.

Estas estructuras requieren de una buena plataforma, y sobre todo de un buen empotramiento, recomendable de entre 10 y 15m.

Otro de los factores negativos de los gaviones que se emplazan en ríos es la socavación, para esto se necesitan las colchonetas, que ayudan a absorber la socavación ya que su función es la de garantizar la estabilidad de la estructura.



Fotografía 3I Muro de Gaviones

No se puede predecir la vida útil del gavión, aunque también es recomendable no usarlos en el caso de mucho arrastre de sedimentos, porque las piedras que trae el río podrían romper la malla.

En algunos casos, los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes para hacerlos trabajar como estructuras ancladas al suelo por detrás del muro.

El peso específico de un gavión, está en función a la porosidad de la roca y se lo puede calcular con la siguiente expresión:

$$\gamma g = (1 - nr) * Gs * \gamma w$$

Donde:

n_r = Porosidad del enrocado.

G_s = Gravedad específica de la roca.

γ_w = Peso unitario del agua.

Para un diseño preliminar G_s puede asumirse igual a 2.6 en el caso de rocas duras, la porosidad de las rocas generalmente varía de 0.3 a 0.4 dependiendo de los ángulos de las piedras.

Para el diseño de un muro en gaviones, se deben tomar en cuenta algunos factores como los que se explican a continuación:

- **Diseño de la estabilidad del muro al volteo y deslizamiento y estabilidad del talud**, para poder evitar deformaciones excesivas la fuerza resultante actuante debe actuar en el tercio central de la sección volumétrica del muro. El ángulo de fricción δ usado en el diseño, no debe exceder $\phi/2$, donde ϕ es el ángulo de fricción interna del relleno compactado detrás del muro. Se debe tomar un valor de δ igual a cero, cuando el muro se cimiente sobre suelos compresibles.
- **Diseño interno de la estructura del gavión**, ya que debe tener un volumen o sección tal que internamente no falle ni se rompa a lo largo de cualquier plano. Es recomendable hacer un análisis de estabilidad en cada uno de los niveles que conforman el muro de gavión.
- **Especificación del tipo de malla**, calibre del alambre y tamaño de los cajones, tipo y número de uniones, calidad del galvanizado y el tamaño y la forma de las rocas que en general se utilizan en un diámetro entre 15 y 30 cm.
- **Sistema de filtro**, para esto se puede colocar entre el suelo y el gavión, un geotextil no tejido, y en la cimentación del muro se recomienda construir un dren colector para recoger el agua que recolecta el muro. Cabe recordar que el gavión es una estructura permeable, lo cual quiere

decir que permite la infiltración de prácticamente el 100% del agua de lluvia y de la escorrentía que pase por sobre del muro.

3.3.2.2 CRIBA.-

Este tipo de muro es una estructura parecida a una caja formada por prefabricados, el espacio interior de las cajas es relleno con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso, formando de esta manera un muro de gravedad.

Algunos de los diseños de estos muros incluyen uniones metálicas o de madera entre los prefabricados, para ayudar a transmitir los esfuerzos, es un muro flexible que permite asentamientos diferenciales importantes y soporta fuerzas de torsión y reduce la flexión.

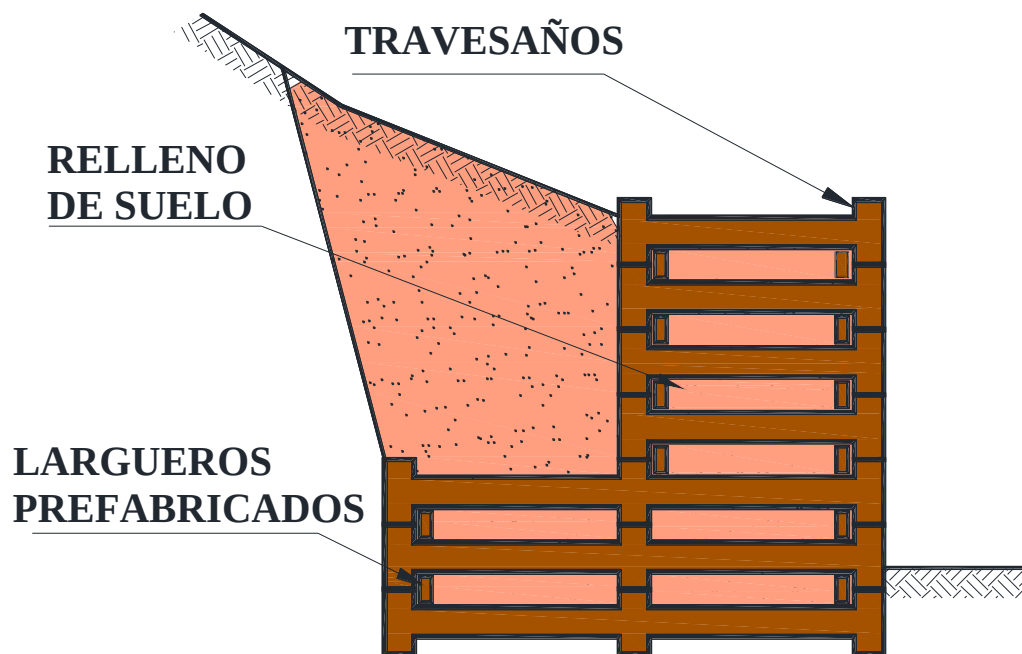


Figura 3G Esquema general de los Muros Masivos Criba

Es muy simple de construir y de mantener, utiliza suelo en la mayor parte de su volumen y sus elementos prefabricados permiten un mejor control de calidad.

Sus desventajas son que se requiere de material granular autodrenante, además se vuelve antieconómico cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado y no funcionan en alturas superiores a los 7 m.



Fotografía 3J Muros Criba

Los prefabricados son de dos tipos, los que se colocan en forma paralela a la superficie del talud, y los que se colocan en forma normal a este.

Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro, en forma de I horizontal, los largueros son prefabricados largos que se apoyan sobre los travesaños y que cumplen la función de contener el material que se coloca dentro de la criba.

El ancho de este tipo de muro, está en función exclusiva de la longitud disponible en el mercado de los travesaños, aunque generalmente se usa un ancho mínimo de 1.2 m.

Cuando se construye muros de baja altura, se los puede hacer verticales, pero para alturas mayores a los 2 m se recomienda hacerlos inclinados para mejorar su estabilidad, esta inclinación está en función a las características de estabilidad, y es común encontrar inclinaciones de 1 a 4 hasta 1 a 10.

Al igual que en los gaviones, en los muros de criba, se recomienda realizar un análisis de estabilidad interna a diversos niveles, en este caso a cada metro de altura del muro.

Según Brandl, la fricción suelo muro, para el caso del muro criba, es mayor que la de los muros de concreto siendo este valor:

$$\text{Fricción suelo – criba} = 0.8 \text{ a } 1.0 \phi$$

Los muros criba en teoría se comportan como muros de gravedad, pero hay que tomar en cuenta que no es un muro masivo, lo que despierta la posibilidad de superficies de falla por encima del pie del muro, el diseño de los travesaños y largueros debe ser tal que puedan soportar flexiones debidas a la presión horizontal del relleno sobre los prefabricados.

La altura máxima para la construcción de una pared de celda simple es de 5 m, y para las celdas dobles o triples la altura máxima es de 7 m, estos muros se construyen generalmente en alineamientos rectos, sin embargo, con el manejo adecuado de elementos especiales se construyen también en formas curvas de hasta 25 metros de radio mínimo. Es recomendable por algunos autores que las unidades se diseñen para el doble de la presión calculada para este método.

3.3.2.3 LLANTAS (NEUSOL).-

Estos muros son hechos por llantas usadas, también se llaman Pneusol o Tiresoil y consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho que son unidas entre si por sogas de refuerzo de polipropileno o con el uso de elementos metálicos (Abramson 1996).

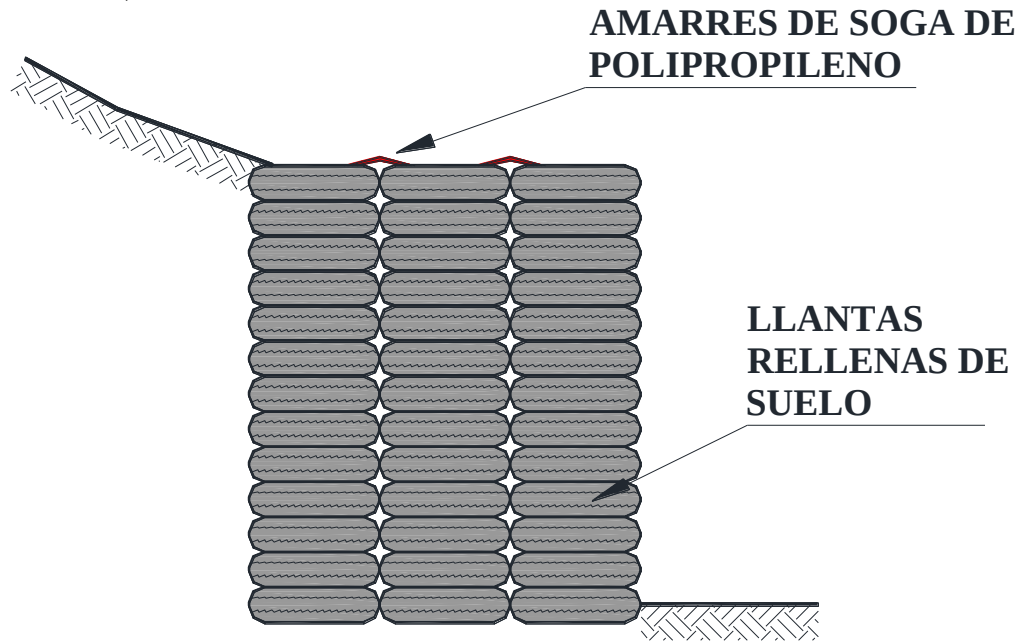


Figura 3H Esquema Muro Masivo con llantas

El análisis interno de este tipo de muro generalmente es igual al de un muro armado, además los elementos de anclaje y los de retención superficial del suelo son contruidos con llantas.

Muchas de las llantas en la superficie del talud son conectadas por medio de sogas de acuerdo a una determinada distribución. Como las llantas de la superficie están conectadas a las llantas de anclaje, se genera una fuerza de acción en la sog que las conecta, si este refuerzo es lo suficientemente fuerte para no fallar la tensión y la resistencia de la extracción de la llanta es mayor que la fuerza de fricción, entonces la estructura permanecerá estable.

Los muros de llantas usadas son muy flexibles y se acomodan con facilidad a los asentamientos referenciales, también deben contener sistemas de drenaje de forma similar a los muros de tierra reforzada.



Fotografía 3K Construcción Muro Masivo Neusol

Este muro es fácil de construir y ayuda en el reciclaje de los elementos utilizados.

La desventaja de su construcción o de su utilización es que no existen procedimientos confiables para un buen diseño y por otro lado su vida útil es impredecible y hasta desconocida, haciendo de este tipo de muro, uno de los poco frecuentes en taludes de gran importancia o de gran tamaño con riesgos de deslizamientos grandes de masas de tierra.

3.3.2.4 PIEDRA – PEDRAPLÉN.-

Los muros de este tipo son construidos con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual, el tamaño de las rocas superan generalmente las 3 pulgadas pudiendo utilizarse bloques de hasta 1 m de diámetro y su diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del terraplén.

El ancho de la base del pedraplen es superior o igual a su altura, el ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo y tamaño de roca a utilizar, se pueden usar pendientes de hasta $1/6 H: 1V$, el ancho mínimo de la parte superior del muro es generalmente de 1 m.

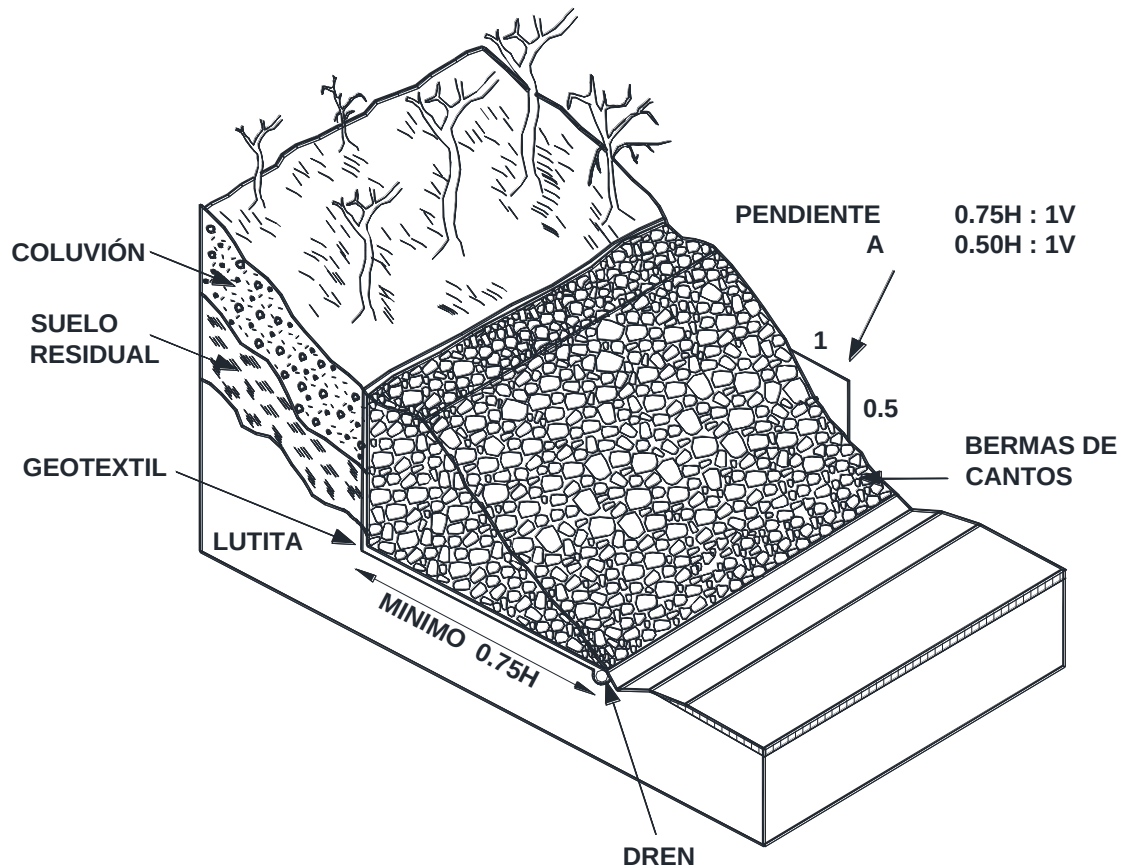


Figura 3I Esquema de un muro de piedra o Pedraplén

Se acostumbra colocar un geotextil entre el pedraplén y el suelo, y un subdren en forma similar a los muros en gaviones.

Son fáciles de construir y son también económicos siempre y cuando exista piedra disponible.

Su desventaja es que necesitan de la utilización de cantos excesivamente grandes que en la mayoría de los casos no se encuentran disponibles, lo que a su vez los hace antieconómicos.

3.3.3 ESTRUCTURAS DE TIERRA REFORZADA

Los muros también se los puede hacer de tierra armada que no es más que un relleno de suelo granular con láminas de refuerzo, que pueden ser metálicas o de elementos plásticos.

Son terraplenes, donde el suelo es su principal componente, y en la compactación de este se colocan elementos de refuerzo para así aumentar su resistencia a la tensión y al cortante, internamente deben su resistencia principalmente al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas de gravedad.

Son fáciles de construir y se adaptan a la topografía permitiendo su construcción sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y se los puede reparar rápido y fácilmente aunque requieren de mayor espacio que cualquier otra estructura de contención.

Los diferentes tipos de tierra reforzada más conocidos o utilizados son los siguientes:

3.3.3.1 REFUERZO CON TIRAS METÁLICAS.-

Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos estéticamente hablando.

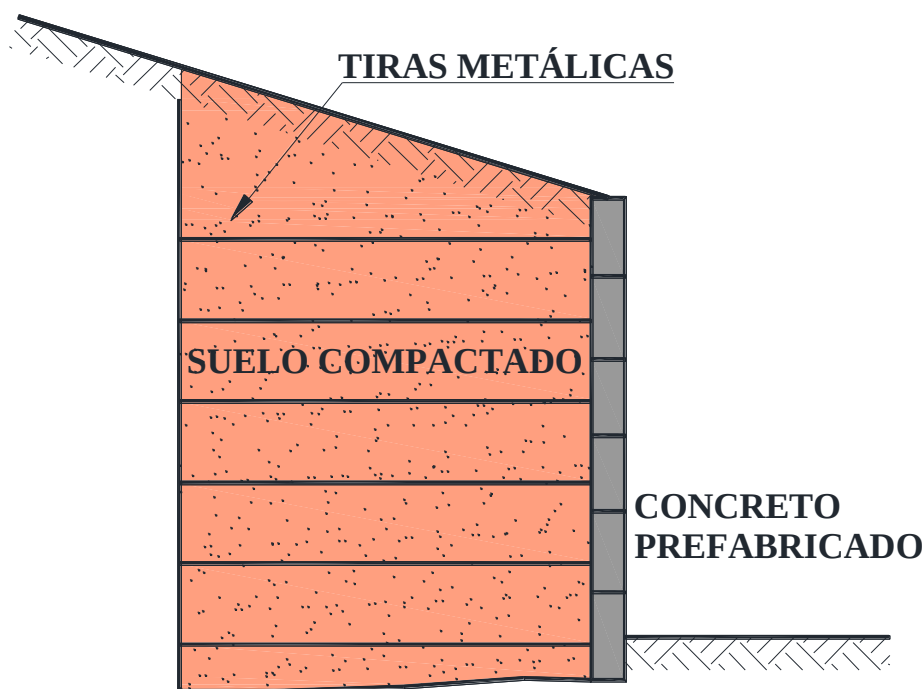


Figura 3J Esquema de un muro con refuerzo de tiras metálicas

Las desventajas radican en que las zonas de refuerzo requieren de protección especial contra la corrosión, además se necesitan características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo.

En realidad los refuerzos pueden construirse con materiales capaces de desarrollar tensión y que permitan la fricción entre el elemento y el suelo.

Inicialmente los refuerzos se construían y utilizaban de tiras de acero galvanizado en caliente que debía garantizar una cantidad de zinc, en lo posible de 610 gramos por metro cuadrado para disminuir la corrosión.



Fotografía 3L Construcción de Muro con Cintas Metálicas



Fotografía 3M Detalle de las cintas Metálicas

3.3.3.2 REFUERZO CON GEOTEXTIL

Este muro con este tipo de refuerzo es muy fácil de construir y son generalmente económicos, aunque en nuestro medio la membrana geotextil no es muy utilizada por ser cara, es uno de los sistemas más populares de muros de tierra reforzada, en el cual el mecanismo de transmisión de esfuerzos es predominantemente de fricción.

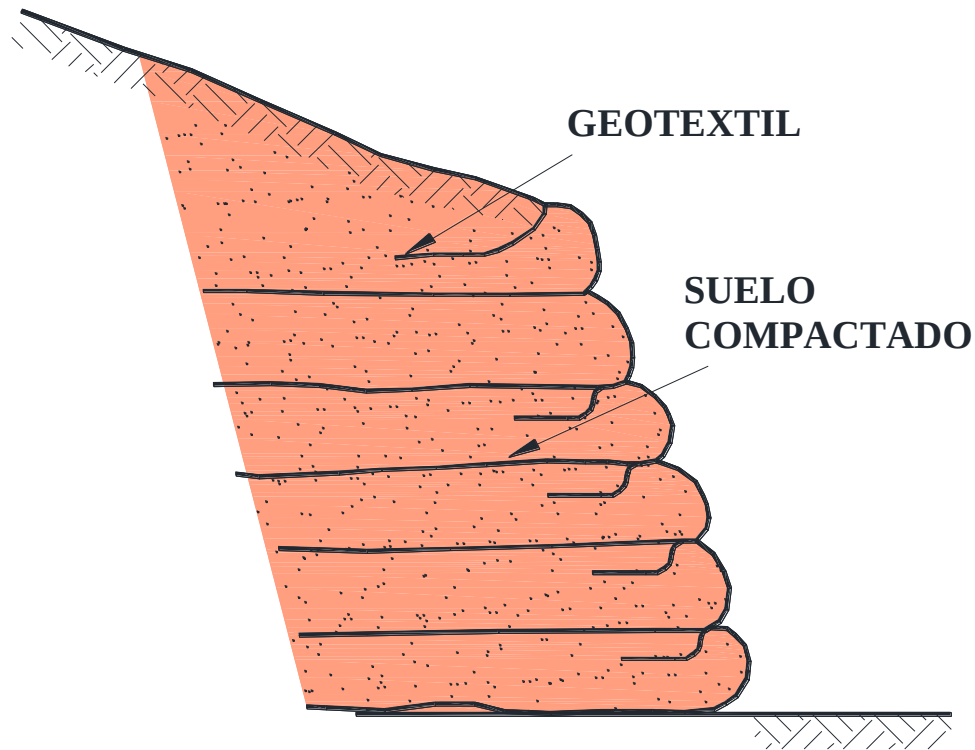


Figura 3K Esquema de un Muro con Geotextil

Existen una amplia variedad de geotextiles de diferentes propiedades mecánicas, tejidos y no tejidos.

Los rellenos más utilizados son generalmente materiales granulares que van desde arenas limosas hasta gravas.

Uno de los problemas de mayor consideración en los geotextiles es su rápido deterioro con la luz ultravioleta del sol, por este motivo se requiere que este material permanezca cubierto y protegido, para lo cual se debe emplear concreto, emulsión asfáltica o suelo con vegetación.



Fotografía 3N Muro con Refuerzo de Geotextil

Sus desventajas son para tomarlas en cuenta, debido a que son muy flexibles y se deforman muy fácilmente. Sus capas se pueden convertir en superficies de debilidad permitiendo el paso a los deslizamientos o desprendimientos de masas de suelo.

Los geotextiles se asemejan a textiles, telas que se pueden enrollar, cortar o coser, algunas de estas telas tienen un espesor de algunos cm. Y una estructura permeable que fácilmente se pueden constituir en drenes.



Fotografía 30 Geotextiles

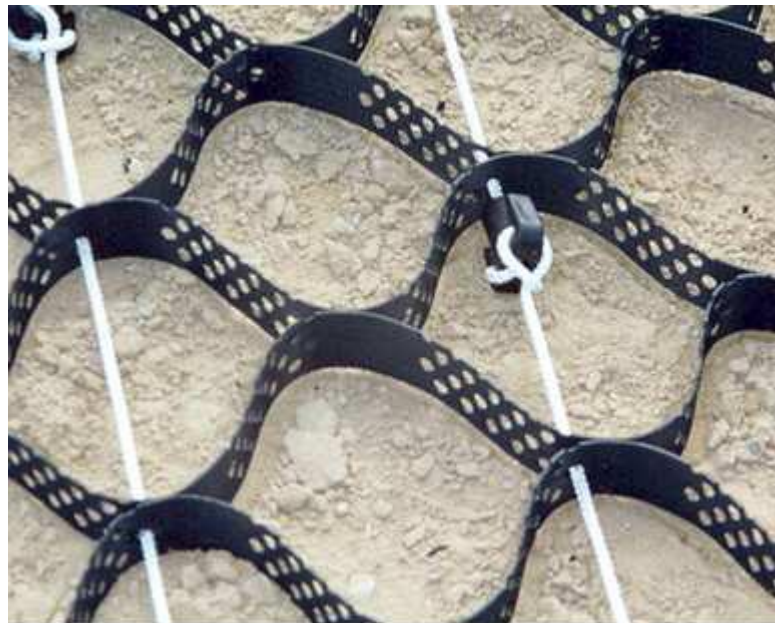
Otros geotextiles son impermeables, utilizados para impermeabilizar cualquier tipo de superficie.

También existen los geotextiles resistentes a la tracción, se utilizan para aumentar la resistencia del suelo frente a los deslizamientos, llegando a formar taludes estructurados con geotextiles.

El geotextil es muy utilizado como refuerzo de suelos (Muros y Taludes), en muros de contención y taludes empinados para optimizar áreas de construcción usables, ampliaciones de carreteras, parqueos, edificaciones, parqueos industriales, aumento de los taludes de relleno sanitarios, reparación de derrumbes, etc. El suelo reforzado con geotextiles es una aplicación muy interesante en la ingeniería. Un geotextil diseñado correctamente puede ser incorporado a un terraplén, permitiendo de esta forma taludes con lados empinados o la construcción de muros de pendiente verticales, como también el refuerzo de suelo para zapatas o fundaciones.

3.3.3.3 REFUERZO CON MALLA

Este tipo de refuerzo es de reciente introducción al mercado, se llaman geomallas, que son mallas poliméricas o metálicas con una forma determinada, en dos direcciones, en el cual se incluye el efecto de fricción y además el efecto de agarre dentro del suelo. Algunas veces las geomallas llevan varillas para ayudar a la resistencia de arrancamiento de la malla, ya que estas tienen una mejor resistencia al arrancamiento que los geotextiles.



Fotografía 3P Geomalla

La malla le da cierta rigidez al terraplén, las capas no constituyen superficies de debilidad y su efecto de anclaje es mejor.

Lamentablemente su desventaja es que dependiendo del material del que se compone la malla puede descomponerse o corroerse, siendo este el principal problema con los elementos metálicos cuando entran en contacto con el agua.



Fotografía 3Q Malla de Fibra Sintética

También hay que tomar en cuenta para todos los tipos de refuerzo ya mencionados que el material de relleno, debe ser un material capaz de desarrollar fricción y sobre todo no debe contener material orgánico ni residuos de vegetación.

El material que más se utiliza para los rellenos es el granular como la grava o la arena, pero de no estar disponible se usa también la piedra triturada teniendo cuidado de que el refuerzo sea de un grosor suficiente para impedir la rotura causada por los bordes angulosos del triturado.

La arcilla o suelo residual también se lo usa, claro que teniendo en cuenta, la importante reducción de capacidad al arrancamiento en este tipo de suelos cuando son saturados (Elias y Swuanson, 1983).

3.3.4 ESTRUCTURAS ANCLADAS

En las estructuras ancladas se colocan varillas que generalmente son de acero, se las coloca en perforaciones realizadas con taladro que después son inyectadas con cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser simplemente cementados sin colocarles carga activa.

El uso de anclajes de acero en taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años, ya que estas estructuras incluyen los pernos metálicos que se utilizan para sostener bloques de roca, las estructuras con tendones pre tensionados, anclados en el suelo y los tendones pasivos no pre tensionados.

Dentro de las estructuras ancladas existen los siguientes tipos a considerar:

3.3.4.1 ANCLAJES Y PERNOS INDIVIDUALES

Los pernos individuales no tensionados son elementos constituidos por varillas de acero, mismas que se colocan en una perforación y posteriormente se inyectan con cemento para permitir la unión de la varilla con el macizo rocoso. De esta manera se puede evitar los deslizamientos de roca fracturada.

El diseño de los pernos es generalmente empírico, y está basado en las discontinuidades del macizo y de la estabilidad de los bloques, también una parte importante es determinar la localización, ángulo de inclinación y la longitud de cada perno.

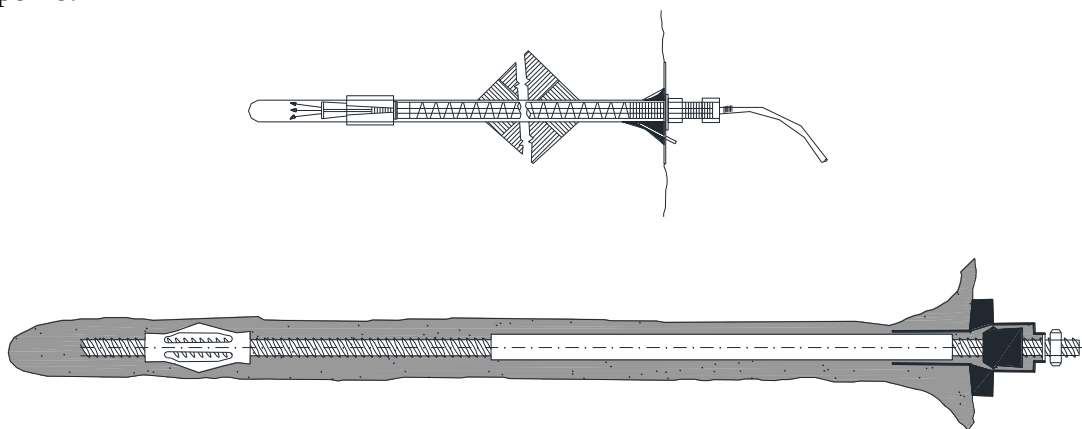


Figura 3L Pernos para Anclaje Individual

Los pernos actúan minimizando la relajación o desprendimiento de los bloques de roca (Hoeck 1983). Una vez que los bloques se sueltan es muy difícil

recobrar la estabilidad completa del macizo, es por eso que la colocación de anclajes es muy útil que se realice, previamente a la excavación (Wyllie y Norrish 1996).

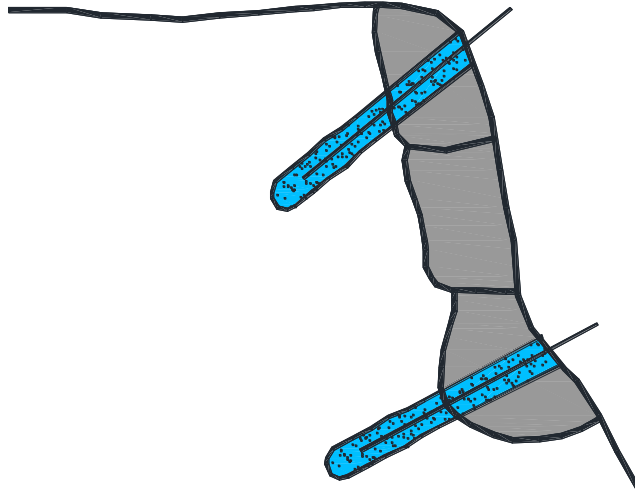


Figura 3M Esquema de la estructura anclada con Pernos

Se puede lograr este pre refuerzo instalando anclajes a medida que se avanza en la excavación o también instalando pernos en la cresta del corte, antes de la excavación.



Fotografía 3R Perno Anclado con Malla Dinámica

La desventaja es la corrosión cuando entran en contacto con el agua.

3.3.4.2 MUROS ANCLADOS

El diseño de estos muros anclados se los realiza con diversos procedimientos, el más común de estos es de la cuña anclada, también se utiliza un análisis de estabilidad de taludes por el procedimiento de Bishop, algunos utilizan también las teorías de presiones de tierra como las de Rankine y Coulomb para determinar las presiones sobre los muros anclados, pero esto no es recomendable puesto que dan resultados alejados de la realidad por no tomar en cuenta los elementos geotécnicos en los suelos residuales.

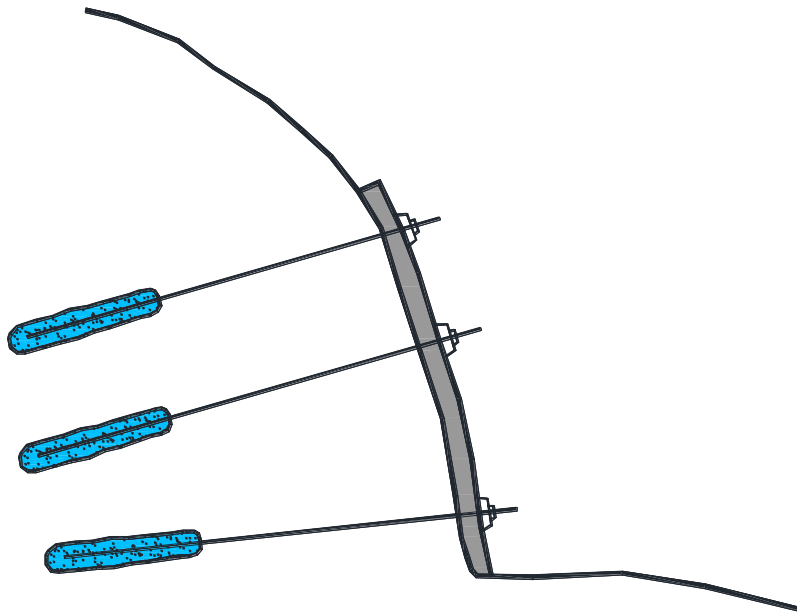


Figura 3N Esquema de un Muro Anclado

Los muros anclados se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación, además permiten excavar junto a edificios u otro tipo de estructuras y también permiten alturas considerables.

Las desventajas de los muros anclados es que los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos, se puede requerir un tensionamiento permanente, además de esto su construcción es antieconómica y su mantenimiento periódico debido incluso al robo de tuercas y elementos de anclaje.



Fotografía 3S Muro Anclado

3.3.4.3 PILOTILLOS TIPO RAIZ O SOIL NAILING (ROOTPILES)

Los micro pilotes o Soil Nailing como también se le conoce es un método de refuerzo in situ utilizando pilotillos vacíos, capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento.

Los micro pilotes a diferencia de los pilotes no resisten cargas laterales a flexión y pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o roca blanda y son inyectados dentro de unos huecos perforados y generalmente son espaciados a distancias muy pequeñas.

Los nails o alfileres se diferencian de los anclajes por son pasivos, es decir que no son pos tensionados.

Generalmente se utiliza un alfiler por cada uno o seis metros cuadrados de área, y la estabilidad del terreno es controlada por una capa de 12 a 18 cm de espesor de concreto lanzado con una malla de refuerzo y funciona de manera efectiva en suelos granulares duros y en arcillas limosas competentes, dejando de ser efectivo en suelos granulares sueltos o en arcillas blandas.

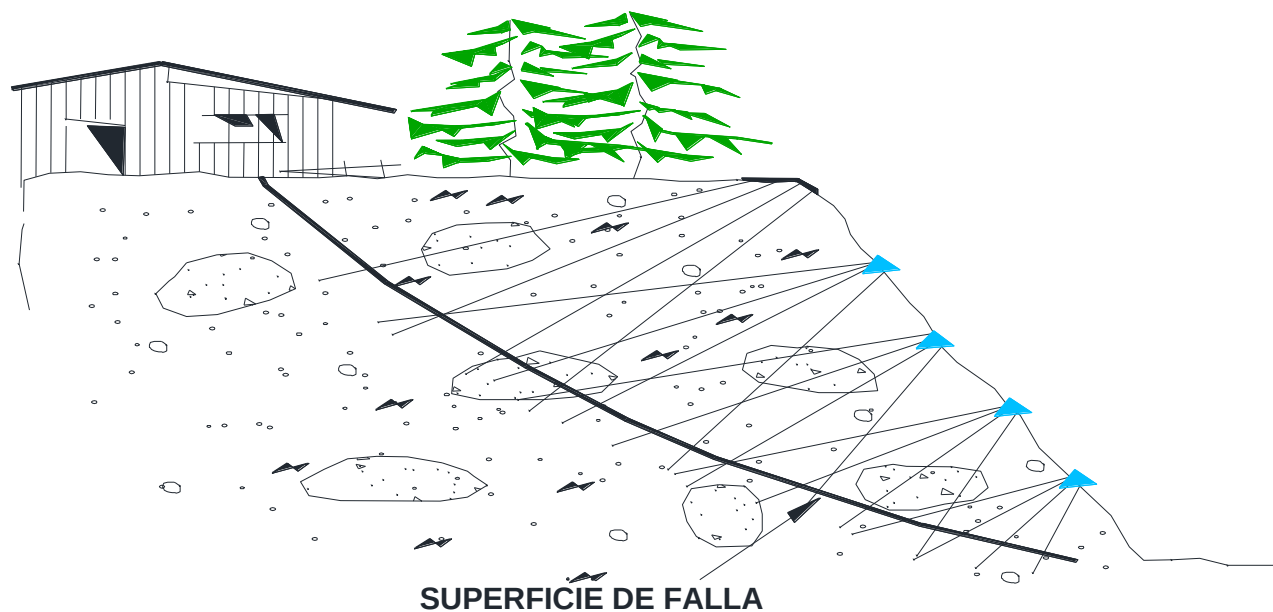


Figura 30 Esquema Raíces de micro pilotes (Root-piles) Lizzi 1977

Estos sistemas son relativamente flexibles, lo que los vuelve resistentes a las cargas sísmicas, sin embargo su comportamiento dinámico es desconocido y se requiere desarrollar sistemas de diseño para sismos.

Estas estructuras son muy eficientes como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.

Su desventaja es que se vuelve antieconómico debido a la cantidad grande de pilotillos que se requieren para proteger un talud.

3.3.5 ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de corte y flexión que se colocan dentro del suelo atravesando la posible superficie de falla.

Entre los tipos más conocidos de estructuras enterradas tenemos:

3.3.5.1 TABLESTACAS

Son estructuras de contenciones hincadas, delgadas y esbeltas las cuales trabajan generalmente a flexión, son empotradas o ancladas, pudiendo estar hechos de materiales como acero, madera o de concreto, siendo las que mas se utilizan las de acero.

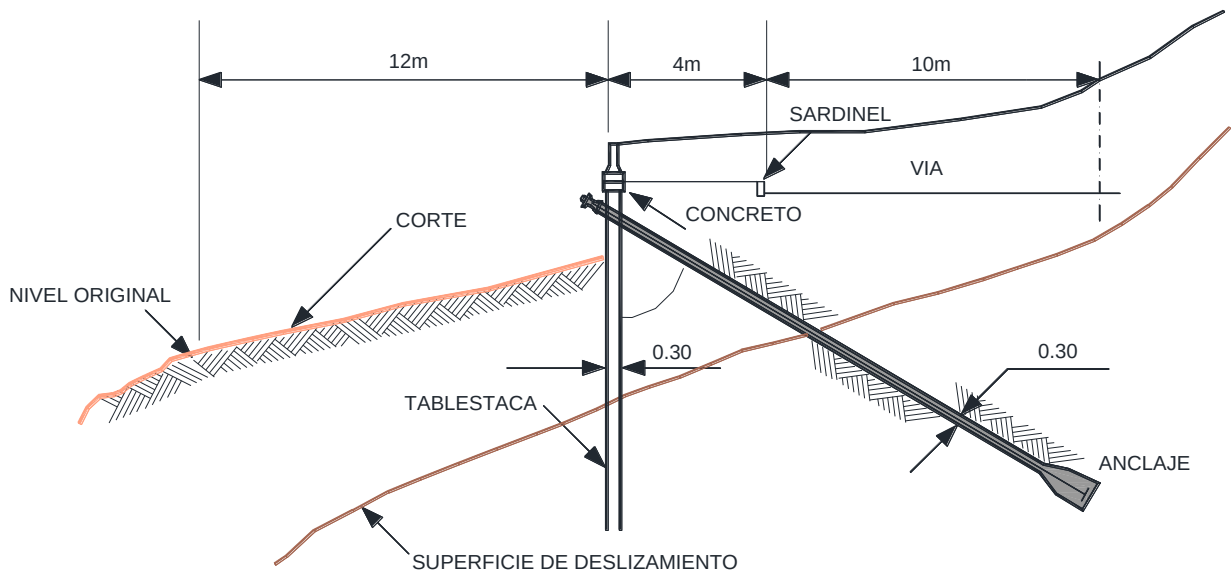


Figura 3P Esquema Constructivo Tablestacas Ancladas

Este muro forma una pared continua, conformado por pilotes que se disponen unidos entre sí, dependiendo de esta unión la integridad completa del muro.

Las tablestacas son muy utilizadas a menudo como estructura de contención para la conformación de muelles en ríos y mares. Para su hincado se requiere que el suelo permita la penetración del pilote y no existan bloques o cantos grandes de roca.

La sección de la tablestaca depende de la altura de la tierra a retenerse y de las condiciones del suelo y agua, así como del sistema de anclaje de los pilotes.

La altura de estos muros de tablestacas varía generalmente entre 4.5 y 12 m.

La construcción de la tablestaca es fácil, rápida y no requiere cortes previos puesto que son ideales para construirlos junto a los cuerpos de aguas y ríos.

La desventaja es que no se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos, además su construcción se vuelve antieconómica.

3.3.5.2 PILOTES

Los pilotes hincados han sido utilizados en ocasiones para la estabilización de deslizamientos activos, este método es solo apropiado para deslizamientos poco profundos y suelos que no fluyan entre los pilotes, ya que los deslizamientos mas profundos producen fuerzas laterales muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes.

Para poder evitar su arrancamiento o inclinación se los debe enterrar en suelos firmes y competentes, además de esto, es muy común la utilización de concreto armado, uniendo las cabezas de los pilotes para mejorar su rigidez y comportamiento en general.

Su resistencia o capacidad, depende de la profundidad a la cual se encuentra hincado el pilote por debajo de la superficie de falla.

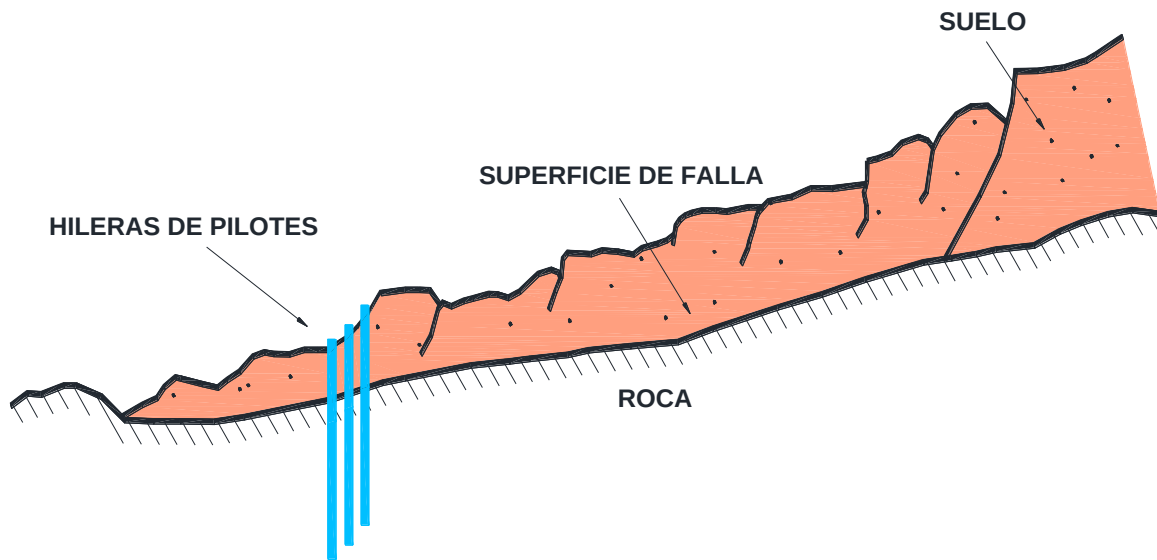


Figura 3Q Esquema Estructura enterrada usando Pilotes

Para determinar el espaciamiento entre pilotes y la altura de empotramiento dentro del suelo, se deben cumplir dos factores importantes:

- La presión lateral sobre el pilote debe ser menor que su capacidad de soporte bajo cargas horizontales.
- El suelo entre los pilotes no debe ser extruido.

La ventaja de los pilotes radica en que se los puede construir rápidamente lo cual es muy útil en situaciones de emergencia en zonas de falla con riesgo de deslizamiento.

La desventaja es que se puede requerir un número muy grande e importante de pilotes para estabilizar un deslizamiento.

3.3.5.3 PILAS O CAISSONS

Estos muros de pilas de gran diámetro se las construye unidas entre si conformando una estructura o muro de gravedad, que se lo emplea para profundidades importantes.

Generalmente son de concreto armado y se excavan utilizando procedimientos similares a los de las pilas para cimentación de edificios.

La construcción de las pilas de gran diámetro para la estabilización de deslizamientos fue descrita por Pachakis y otros (1997) para la estabilización de un talud en Grecia.

El sistema consiste en la construcción de filas de pilas fundadas en sitio, de más de un metro de diámetro con un espaciamiento similar al propio diámetro, las pilas se excavan en el suelo o roca y se unen entre si por medio de vigas formando una estructura reticular.

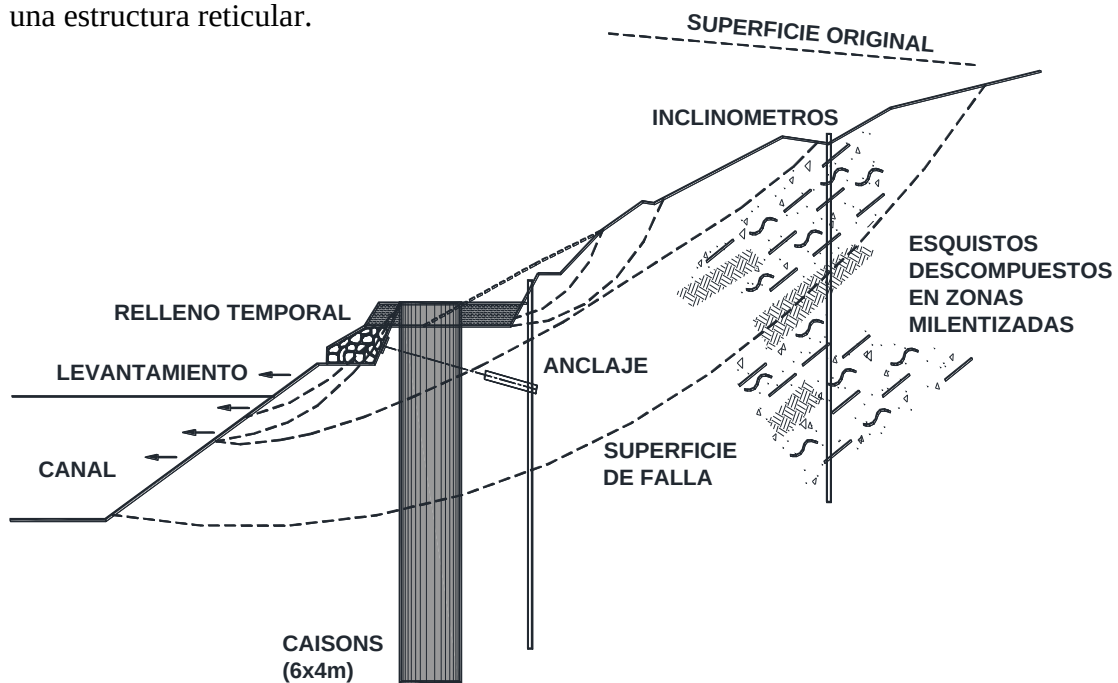


Figura 3R Esquema de Pilas de gran diámetro o Caissons

Se los puede construir ya sea en el pie, en la parte media o en la parte alta de los deslizamientos.

No se requiere cortar el talud antes de construir las pilas y se usan sistemas convencionales de construcción, además se los construye en sitios de difícil acceso.

Las desventajas son que requieren profundidades muy por debajo del pie de la excavación, además son de costo muy elevado y la excavación puede requerir un control minucioso del nivel freático.

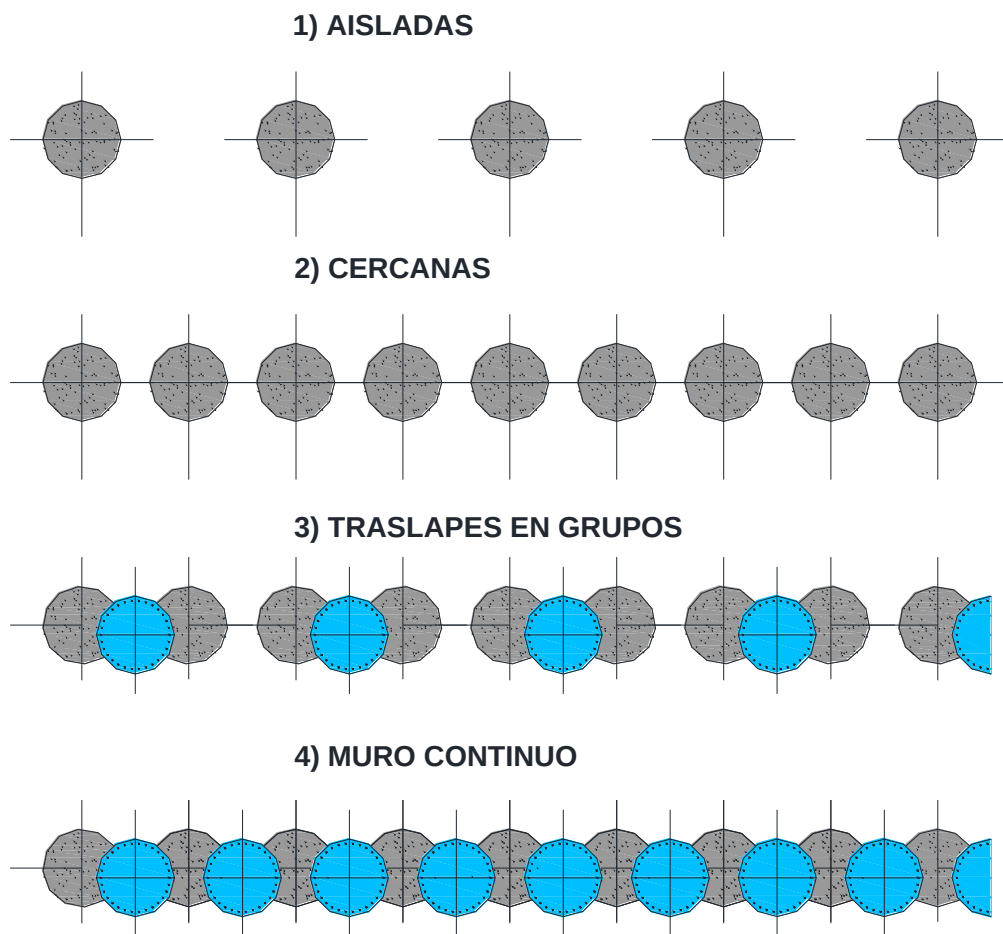


Figura 3S Sistema de grupos de pilas para conformar muros de contención.

4.1 UBICACIÓN DEL TRAMO Y TALUDES EN ESTUDIO

La aplicación práctica del presente trabajo de tesis es en un tramo crítico de nuestra red vial fundamental como ser la variante tramo carretera al norte más específicamente en la variante falda la Queñua.

La variante de la “Falda de La Queñua se ubica en el tramo vial Cuchu Ingenio – Santa Bárbara, que integra la carretera Potosí – Tarija¹. Cuya principal función será obtener una mejor alternativa para el paso vial a través de la Cumbre de Sama; que presenta, en proyecto inicial, una altitud máxima de 3980,00 m.s.n.m. El estudio posibilita desarrollar un trazado con mejores características técnicas, llegándose a una altitud máxima de 3480,00 m.s.n.m.

El proyecto fue realizado con base en el levantamiento topográfico de una faja de 100,00 m. y en las características técnicas (para radios mínimos de curvas horizontales, pendientes máximas y velocidad directriz de la carretera previamente clasificada) que constan en las Normas del SNC.

La extensión total del tramo de la variante es de 37.171,51 m. Se inicia en el Tramo IV (El Puente – Iscayachi) progresiva 42+200 y finaliza en el Tramo V en la progresiva 31+693, intersección con la carretera Tarija – San Lorenzo.

Pero como es un tramo relativamente largo, para el presente trabajo se tomó en cuenta el tramo “SAN LORENZO – COMUNIDAD COCHAS” indicado su ubicación a detalle a continuación:

COORDENADAS GLOBALES		
	G.M.S.	UTM WGS 84
LATITUD	21° 24′ 12.61″	20K 316115.58
LONGITUD	64° 46′ 26.16″	E 7632155.52

Tabla 4A Coordenadas del tramo en estudio

¹ Integrante de la carretera Panamericana longitudinal y de la Ruta N° 1, de la red Fundamental del Sistema Vial Nacional, que vincula las fronteras del Perú, al Norte y de la Argentina, al Sur.

4.2 TRAMO EN ESTUDIO:

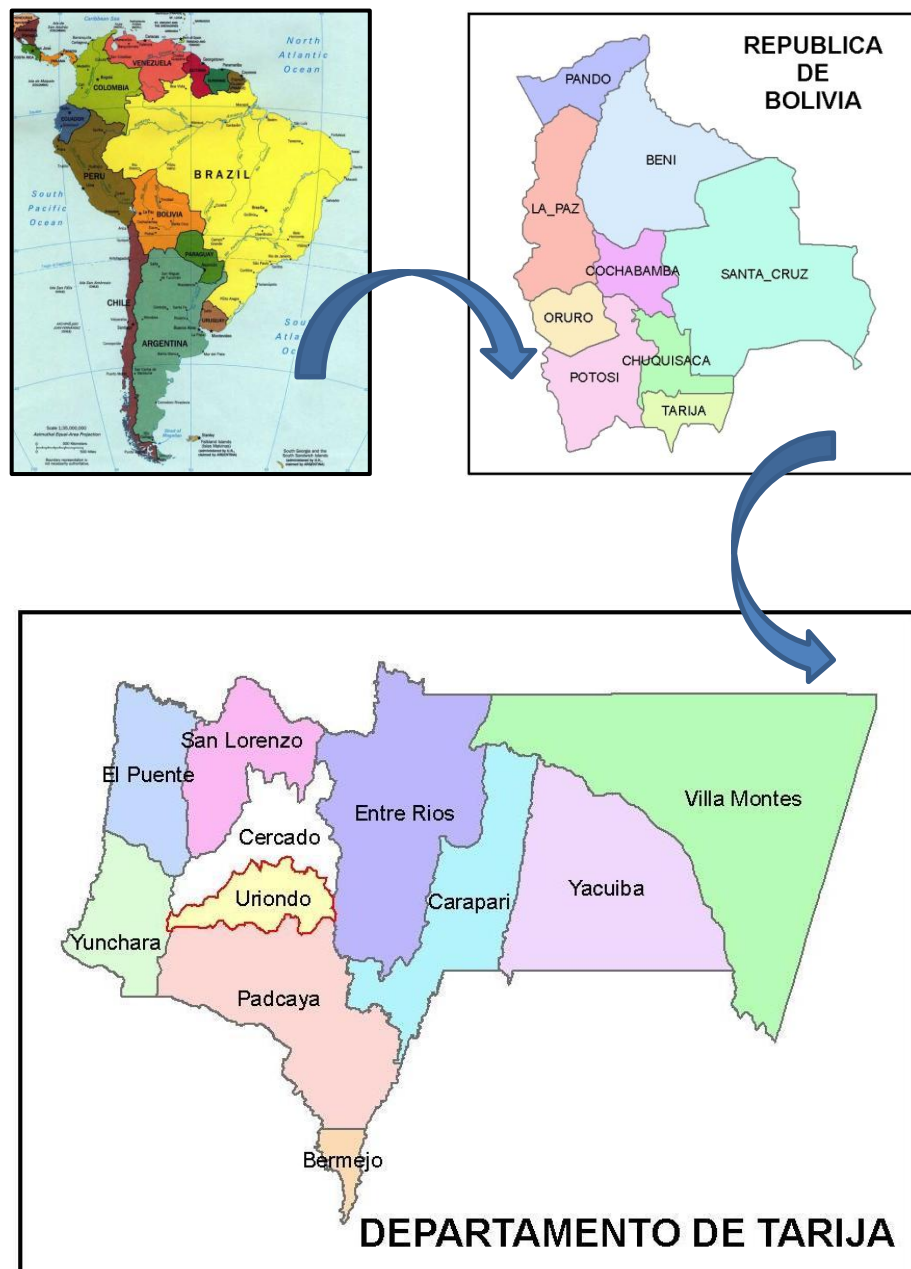


Figura 4A Ubicación del Proyecto Dentro del Contexto Nacional



Figura 4B Ubicación del Proyecto Dentro del Contexto Regional

4.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS TALUDES DE LA ZONA DE ENSAYOS

Se llegó a elegir aquellos lugares que se identifiquen con problemas más propensos a la inestabilidad, deberá procederse a obtener información adicional para lograr una mejor caracterización del subsuelo, para conocer así los parámetros que sirvan de base para el análisis y solución de la estabilización del talud de la zona.

Obtención de información:

Se debe recopilar toda la información disponible (oral y escrita) acerca del sitio en estudio; esto puede incluir desde relatos de eventos pasados por parte de los lugareños, hasta estudios geológicos y geotécnicos realizados previamente, pasando por planos topográficos, pluviosidad y sismicidad de la zona.

Trabajo de campo En el cuál se ejecutan ensayos en sitio y además se obtienen muestras de suelo y levantamiento topográfico de la zona en estudio.

Trabajo de laboratorio En el cual se determinan las propiedades y características del material mediante ensayos de caracterización y resistencia.



Fotografía 4A Características de la zona.

La zona está conformada por estratos predominantemente de arcillas limos normalmente consolidados de origen lacustre, con poca variación de colores que van de marrón claro a gris.



Fotografía 4B talud con escorrentía superficial

Se observa fisuras producto del escurrimiento de agua en épocas de lluvia. Las arcillas inorgánicas plásticas constituyen el material predominante.

4.3.1. PERFORACIONES

El objetivo principal de las perforaciones, son: definir la litología existente en el área en estudio y tomar muestras para su posterior análisis en el laboratorio.

El número y la ubicación de las perforaciones a realizar en un estudio determinado, están ligado al tamaño y forma del área considerada en el problema. Los criterios que se utilizan para determinar estas dos características básicas del estudio, varían grandemente, sobre todo cuando el estudio se refiere a áreas planas.

Con esto se quiere obtener la mayor información posible del material que esté dentro de la falla para así poder determinar los parámetros necesarios para la caracterización del suelo y su comportamiento ante cargas estáticas y dinámicas.

4.3.2 ENSAYOS DE CAMPO

En campo, se busca obtener la mayor cantidad de información posible. Para lograr este objetivo, es necesario realizar los ensayos que mejor se relacionen con el suelo en cuestión, ya que a partir de estos ensayos y mediante correlaciones que han sido desarrolladas a lo largo del tiempo, se pueden inferir ciertas propiedades de los materiales en estudio.

4.3.3 MUESTREO

Dependiendo del material que se vaya consiguiendo en las perforaciones y del grado de precisión de los datos geotécnicos que se desean obtener, se realizará el muestreo en las perforaciones.

4.3.4 INSTRUMENTACIÓN

En el estudio de taludes, la detección de inestabilidad puede ser ayudada mediante el uso de instrumentos diseñados para ser colocados dentro del subsuelo. Estos instrumentos, con ayuda del tiempo, revelarán ciertas características del talud, que complementarán la información proveniente de los ensayos de campo y de laboratorio.

4.3.4.1 INCLINÓMETROS

El inclinómetro es tal vez el instrumento más directamente relacionado con el movimiento de una masa de suelo. Este dispositivo, que se hace bajar verticalmente

por una tubería previamente colocada dentro del subsuelo hasta una profundidad mayor a la que se sospecha que pasa la superficie de falla, registra sus cambios de inclinación a medida que se desliza por ésta. Estas lecturas son almacenadas y comparadas con otras que se toman a diversos intervalos de tiempo (cada semana, cada mes, etc.) con el objetivo de encontrar algún sector de la tubería en el cual se produzcan cambios de inclinación con respecto al tiempo. Este es un medio bastante eficiente y seguro, para establecer la posición de la superficie de falla de un deslizamiento.



Fotografía 4C Lecturación del inclinometro

4.3.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

En el laboratorio se busca, primeramente, identificar el tipo de material con el que se está tratando; luego, establecer los parámetros del suelo (la resistencia) requeridos para realizar los análisis posteriores.

4.3.5.1 ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

Lo primero que se realizó en laboratorio es identificar visualmente las muestras de suelo obtenidas de las perforaciones, para tener una buena idea acerca del tipo y número de ensayos a realizar posteriormente.

4.3.5.1.1 LÍMITES DE ATTERBERG:

La consistencia de los suelos cohesivos varía aumentando o disminuyendo la humedad. Se definen los límites de Atterberg, los cuales permiten establecer el contenido de agua con el cual se produce el cambio de estado, es decir, miden la consistencia o plasticidad del suelo fino (bajo malla No 40)

- Límite Líquido (L.L): humedad del suelo en el límite entre el estado semilíquido y plástico
- Límite Plástico (L.P): humedad del suelo en el límite entre plástico y semisólido
- Índice de Plasticidad (I.P.): es la diferencia entre los límites líquido y plástico, es decir, el rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene plástico: $(I.P. = L.L - L.P.)$

EQUIPO

1. Máquina Casagrande (referencia: norma ASTM D 4318-95a)
2. Acanalador (misma referencia)
3. Balanza de sensibilidad 0,1g
4. Varios: espátula de acero flexible, cápsulas de porcelana, placa de vidrio, horno regulable a 110°, agua destilada.
5. Plato de evaporación: de porcelana un diámetro aproximado de 120 mm.
6. Espátula: con una hoja flexible de aproximadamente 75mm de largo y 20mm de ancho.
7. Recipientes. Para las muestras de contenido de humedad.
8. Balanza, con una precisión de 0,01(g)
9. Probeta, con una capacidad de 25ml.
10. Horno, con los requerimientos de Nch 1515 Of 77

Fotografía 4E Equipo de Casagrande

Determinación del límite líquido.

En la práctica, el límite líquido se determina sabiendo que el suelo remoldeado a $w = w_L$ tiene una pequeña resistencia al corte (aproximadamente 0,02 kg/cm²) de tal modo que la muestra de suelo remoldeado necesita de 25 golpes para cerrar en ½ pulgada dos secciones de una pasta de suelo de dimensiones especificadas más adelante.

1. Se deberá iniciar el ensayo preparando una pasta de suelo en la cápsula de porcelana con una humedad ligeramente superior al límite líquido.
2. Desmontar y secar la cápsula de la máquina de Casagrande, asegurándose que ella se encuentre perfectamente limpia y seca antes de iniciar el procedimiento,
3. Montar la cápsula en su posición para el ensayo,
4. Se deberá iniciar el ensayo preparando una pasta de suelo en la cápsula de porcelana con una humedad ligeramente superior al límite líquido, para lo cual recibirán indicaciones del instructor
5. Desmontar y secar la cápsula de la máquina de Casagrande, asegurándose que ella se encuentre perfectamente limpia y seca antes de iniciar el procedimiento,
6. Montar la cápsula en su posición para el ensayo,
7. Colocar entre 50 y 70g de suelo húmedo en la cápsula, alisando la superficie a una altura de 1cm con la espátula, cuidando de no dejar burbujas de aire en la masa de suelo,
8. Usando el acanalador separar el suelo en dos mitades según el eje de simetría de la cápsula; para una arcilla, el surco se puede hacer de una vez; los limos pueden exigir 2 o 3 pasadas suaves antes de completarlo, siendo este procedimiento aún más complejo cuando se trata de suelos orgánicos con raicillas,
9. Girar la manivela de manera uniforme a una velocidad de dos revoluciones/seg; continuar hasta que el surco se cierre en ½" de longitud; anotar el número de golpes, cuando éste sea inferior a 40,

10. Revolver el suelo en la cápsula de Casagrande con la espátula y repetir las operaciones 5) y 6).
11. Tomar una muestra de aproximadamente 5 g de suelo en la zona donde se cerró el surco y pesarla de inmediato para obtener su contenido de humedad, lo que permitirá obtener un punto en el gráfico semi-logarítmico de humedad v/s número de golpes que se describe más adelante,
12. Vaciar el suelo de la cápsula de Casagrande a la de porcelana (que todavía contiene la mezcla de suelo inicial), continuar revolviendo el suelo con la espátula (durante el cual el suelo pierde humedad) y en seguida repetir las etapas (2) a (8),
13. Repetir etapas (2) a (9), 3 a 4 veces, hasta llegar a un número de golpes de 15 a 20.

Determinación del límite plástico (L.P.)

El límite plástico es el contenido de humedad para el cual el suelo se fractura al ser amasado en bastoncitos de diámetro 1/8" (3 mm) cuando se amasa una pequeña porción de suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa.

1. Utilizar una porción del material que queda del ensayo del límite líquido,
2. En los suelos muy plásticos w_P puede ser muy diferente de w_L ; para evitar excesivas demoras en el ensayo con los suelos muy plásticos, es necesario secar el material al aire durante un cierto tiempo extendiéndolo sobre la placa de vidrio o amasándolo sobre toalla de papel; se le puede igualmente colocar sobre el horno (a temperatura baja), al sol, o bien bajo una ampollita eléctrica; en cualquier caso es necesario asegurarse que se seque de manera uniforme,
3. Tomar una bolita de suelo de 1cm³ y amasarla sobre el vidrio con la palma de la mano hasta formar bastoncitos de 3mm de diámetro,
4. Reconstruir la bolita de suelo, uniendo el material con fuerte presión de las puntas de los dedos y amasar nuevamente un bastoncito hasta llegar al límite plástico,

5. El límite plástico, w_P , corresponde al contenido de humedad para el cual un bastoncito de 3 mm, así formado, se rompe en trozos de 0,5 a 1cm de largo, si no se está seguro de haber alcanzado w_P , es recomendable amasar una vez más el bastoncito,
6. Pesar inmediatamente el bastoncito así formado para determinar su contenido de humedad,
7. Realizar 2 o 3 ensayos repitiendo etapas (3) a (6) y promediar; diferencias entre 2 determinaciones no deberán exceder a 2%.



Fotografía 4F Ensayo de Límites de Atterberg.



Fotografía 4G Lavado del material.

4.3.5.1.2 GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO

La granulometría es obtener la distribución porcentual de los tamaños de partículas que conforma un suelo y así tener una visión de la distribución del tamaño de los granos presente en una masa de suelo, esto se realiza con un juego de mallas, que tienen un tamaño graduado establecido por las normas ASTM y AASHTO, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriormente cálculos y la curva granulométrica. Como los tamaños retenidos en la malla no son exactamente del mismo tamaño entonces el porcentaje que se calcula está basado en los pesos que se retiene en la malla, referido al peso total que se utiliza en el ensayo.

El objetivo de la práctica es obtener el porcentaje de material que pasa en cada tamiz para luego graficar una curva granulométrica de diferentes suelos, y aprender a diferenciar que métodos son los más adecuados para cada suelo, el suelo que nuestro utilizó para hacer su granulometría es arcilla y utilizamos el método del lavado. Entre otros objetivos tenemos:

- Realizar el tamizado de la arcilla para sacar su curva granulométrica.
- Graficar la curva granulométrica de la arcilla realizando los cálculos necesarios para hacer la gráfica con los datos obtenidos en el tamizado.

Equipo

- Para realizar la granulometría de la arcilla:
- Balanza de 0,01 gramos de aproximación
- Juego de tamices (N° 10, N° 40, N° 200)
- Tres recipientes
- Una cuchara
- horno eléctrico.

Procedimiento.

1. Para determinar la granulometría de la arcilla asumiremos que la humedad higroscópica es el 1%.
2. Pesamos 300 gramos de arcilla en la balanza, y utilizamos el método del lavado puesto que es el mejor método para determinar la granulometría de los suelos.
3. Dejamos reposar la arcilla en agua hasta que se sature, después de haber saturado la arcilla la introducimos en la malla N° 200, con la ayuda del agua lavamos el suelo hasta que el agua que pasa el tamiz sea más clara.
4. Todo lo retenido en el tamiz N° 200 lo introducimos en un recipiente para hacerlo secar en el calentador eléctrico, después de haber secado el retenido se volvió a retamizar en los tamices N°40 y N°200.
5. Pesamos el retenido de cada malla utilizado en el retamizado, con los datos de los pesos retenidos se calculó el peso acumulado de los pesos retenidos y el porcentaje acumulado de los porcentajes con la siguiente fórmula:

$$\% \text{ Acumulado} = \frac{\text{Peso Acumulado}}{\text{Peso Total}} \times 100$$



Fotografía 4H Serie de tamices necesarios para el ensayo



Fotografía 4I Lavado del material.

4.3.5.2 ENSAYOS DE RESISTENCIA

Estos ensayos tienen por finalidad obtener una estimación de la resistencia del suelo. Para la estimación de la resistencia no drenada del suelo se utilizan ensayos tales como el penetrómetro y la veleta de bolsillo (también pueden ser realizados en campo) y los ensayos no drenados con y sin confinamiento en la cámara triaxial (mucho más costosos).

En el caso de la resistencia drenada del suelo, también se puede utilizar la cámara triaxial con velocidades más bajas de aplicación de las cargas y el ensayo de corte directo. Este último está generalmente reservado a los materiales granulares.

4.3.5.2.1 ENSAYO DE COMPACTACIÓN DE SUELOS MÉTODO PRÓCTOR MODIFICADO ASTM D 1557-91 AASHTO T180

El ensayo Próctor es un ensayo de compactación de suelo que tiene como finalidad obtener la humedad óptima de compactación de un suelo para una determinada energía de compactación.

La humedad óptima de compactación es aquella humedad (%de agua) para la cual la densidad del suelo es máxima, es decir la cantidad de agua que hemos de añadir a un suelo para poderlo compactar al máximo con una energía concreta.

Existen dos tipos de ensayo Próctor. La realización de un tipo u otro deberá estar de acorde con el material y el equipo de compactación que se utilizará en obra.

Equipo.

El equipo para Proctor modificado es igual que el Proctor estándar con la única diferencia siguiente:

- Un molde de compactación. Constituido por un cilindro metálico de 4” de diámetro interior por 4 ½ de altura y una extensión de 2 ½ “ de altura y de 4” de diámetro interior.
- Un pistón o martillo y su guía de 45 cms., de caída y 4.54 kg de peso.

- Una regla metálica con arista cortante de 25 cm de largo.
- Una balanza de 29 Kg de capacidad y 1.0 gr. de sensibilidad.
- Una balanza de 500 gr., de capacidad y de 0.01 gr., de sensibilidad.
- Un horno que mantenga una temperatura constante entre 100 – 110° C.
- Charolas metálicas
- Probetas graduadas de 500 cm³.
- Extractor de muestras.
- Tara para determinar humedad.

Procedimiento.

Se obtiene por cuarteo una muestra representativa, previamente secada al sol y que según el método a usarse puede ser de 3, 7, 5 y 12 kilogramos.

1. De la muestra ya preparada se esparce agua en cantidad tal que la humedad resulte un poco menor del 10% y si el material es arenoso es conveniente ponerle una humedad menor.
2. Se revuelve completamente el material tratando que el agua agregada se distribuya uniformemente.
3. Pese el molde cilíndrico y anote su peso.
4. La muestra preparada se coloca en el molde cilíndrico en cinco (5) capas, llenándose en cada capa aproximadamente 1/3 de su altura y se compacta cada capa de la forma siguiente:
 - Se coloca el pistón de compactar con su guía, dentro del molde; se eleva el pistón hasta que alcance la parte superior y se suelta permitiendo que tenga una caída libre de 45.7 cms., se cambia de posición la guía, se levanta y se deja caer nuevamente el pistón. Se repite el procedimiento cambiando de lugar la guía de manera que con 25 o 56 (según el método) golpes se cubra la superficie. Esta operación de compactación se repite en las cinco capas del material.
5. Al terminar la compactación de las tres capas, se quita la extensión y con la regla metálica se enraza la muestra al nivel superior del cilindro.

6. Se limpia exteriormente el cilindro y se pesa con la muestra compactada anotando su peso. (Peso del material + cilindro).
7. Con ayuda del extractor de muestra se saca el material del molde y de la parte central del espécimen se toman aproximadamente 100 gr., y se pesa en la balanza de 0.1 gr., se sensibiliza anotando su peso. (Peso húmedo).
8. Deposite el material en el horno a una temperatura de 100 a 110° C por un período de 24 horas, transcurrido este período determínese el peso seco del material.
9. El material sacado del cilindro se desmenuza y se le agrega agua hasta obtener un contenido de humedad del 4 al 8% mayor al anterior.
10. Repita los pasos del 2 al 9 hasta obtener un número de resultados que permitan trazar una curva cuya cúspide corresponderá a la máxima densidad para una humedad óptima.
11. El cálculo se realiza de la siguiente manera:

$$\gamma_h = \frac{W_m}{V_c} = \frac{W_{me} - W_e}{V_c} \qquad \gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + W}$$

Donde:

- γ_h = Peso volumétrico húmedo.
 γ_d = Peso volumétrico seco.
 W_m = Peso de la muestra compactada.
 W_e = Peso del molde cilíndrico
 V_c = Volumen del cilindro
 W = Contenido de humedad al tanto por uno.
 W_{me} = Peso de muestra compactada + Peso del Cilindro

También se puede calcular el peso volumétrico de la curva de Saturación (dz).

$$\gamma_{dz} = \frac{S_s}{1 + WS_s} \gamma_\omega$$

Donde:

- γ_{dz} = Peso volumétrico del suelo saturado.
 S_s = Peso específico de los sólidos.
 γ_ω = Peso específico del agua.



Fotografía 4J Preparación del molde



Fotografía 4K extendido de la Muestra para humedecer y homogeneizar



Fotografía 4L Compactación en tres capas



Fotografía 4M Pesado del Material + Molde y su posterior Extracción

4.3.5.2.2 VALOR RELATIVO SOPORTE Ó RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.) AASHTO T 193-63 ASTM D 1883-73

El ensaye de valor relativo soporte, se emplea en la caracterización de la resistencia del material de cimiento de una vía o de los diferentes materiales que se emplearan en un pavimento, con vista a dimensionar los espesores de los suelos que formarán parte del mismo empleando el método de diseño de pavimentos basado en dicho ensayo.

El C.B.R. se determina como la relación en porcentaje entre la fuerza utilizada para la penetración de 0.25 cm (0.1 pulgada) con un vástago de 19.35 cm² (3 pulg²) de área con una velocidad de penetración de 1.27 mm/minutos (0.05 pulg/min) y la fuerza ejercida en un material patrón (piedra triturada) para esa misma penetración.

$$C.B.R. (\%) = \frac{\text{Carga Unitaria del Ensayo}}{\text{Carga Unitaria Patrón}} \times 100$$

De esta ecuación se puede ver que el número CBR es un porcentaje de la carga unitaria patrón, el símbolo porcentaje se quita y la relación se presenta simplemente por el número entero. Los valores de la carga unitaria patrón que deben utilizarse en la ecuación (10.1) son los siguientes:

PENETRACIÓN			CARGA UNITARIA PATRON		
Milímetros (mm)	Centímetros (cm)	Pulgadas (pulg.)	Kilogramos/cm ² (Kg/cm ²)	MPa	PSI
2.5	0.25	0.1	70.31	6.9	1,000
5	0.5	0.2	105.46	10.3	1,500
7.5	0.75	0.3	133.58	13	1,900
10	0.1	0.4	161.71	16	2,300
12.7	1.27	0.5	182.8	18	2,600

Tabla 4B valores de carga unitaria

El CBR se define para la penetración de 0.25 cm (0.1pulg.) disminuyendo generalmente el valor de la relación entre la fuerza ejercida por el vástago y la correspondiente fuerza patrón a medida que la penetraciones aumentan, aunque en ocasionalmente la magnitud de dicha relación es mayor para 0.50 cm. de penetración, caso en que se adopta el valor de CBR determinado para dicha penetración.

El C.B.R de la carga patrón (piedra triturada) será de 100%. Un material cualquiera que tenga un C.B.R. de 50%, tiene la mitad de la capacidad soporte de la roca triturada.

Por lo general el C.B.R, se usara para el diseño de pavimentos, que corresponde a una penetración de 2.5 milímetros en un material compactado a la humedad óptima y densidad máxima, saturando la muestra durante noventa y seis horas (cuatro días).

EQUIPO:

- Molde metálico cilíndrico de compactación de 15.24 cm de diámetro interior y 17.78 cm de altura interior. Debe tener un collarín de extensión metálica de 5.08 cm de altura y una placa base metálica de 9.5 mm de espesor, con perforaciones de diámetro i a los 1.5 mm.
- Disco espaciador (fondo falso) de 15.1 cm de diámetro y 6.14 cm de altura.
- Martillo de compactación Proctor Estándar o Modificado.
- Aparato para medir la expansión con deformímetro de carátula con precisión de 0.01 mm.
- Pesas para sobrecargas, una metálica anular y varias metálicas ranuradas con un peso de 2.27 kg cada una y 14.9 cm de diámetro, con una perforación central de 50.4 cm de diámetro.
- Máquina C.B.R., equipada con pistón de penetración (diámetro de 4.953 cm, co transversal de 19.4 cm²) y capaz de penetrar a una velocidad de 1.27 mm/minutos y con anillo de carga de 50kN y un deformímetro de 0.02mm.
- Papel filtro circular.
- Horno con temperatura constante de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$
- Herramientas y accesorios, recipiente recipientes llenos de agua y tamices de $\frac{3}{4}$ y No. 4.

PROCEDIMIENTO:**Preparación del material.**

1. Preparar aproximadamente 4.5 Kg. de suelo de grano fino menor que el tamiz N.4 ó 5.5 Kg. de material con partículas menores de 19mm (3/4"). Esta muestra debe de estar seca y los terrones se deben de disgregar evitando reducir el tamaño natural de las partículas.
2. Pesar el molde sin su base y la extensión ó collarín.
3. Ajustar el molde a la base, insertar el disco espaciador en el molde y cubrirlo con un disco de papel filtro.
4. Compactar el suelo de acuerdo con al norma ASTM D 698 ó D 1557 método B ó D, para el suelo utilizado de acuerdo con lo especificado por el instructor. Tomar una muestra representativa para determinar el contenido de humedad.
5. Quitar el collarín y enrasar la muestra suavemente hasta nivelarla, llenar con suelos finos los pequeños huecos que se hayan podido formar en la operación anterior de nivelación de la muestra.
6. Retirar la base y el disco espaciador, pesar el molde con el suelo compactado y determinar el peso unitario total del suelo. Nota este procedimiento es para determinar el CBR al 100% de compactación. Si se deseara realizar a distintos porcentajes de compactación se utilizaran números de golpes de 56, 25 y 10 para cada muestra.

Determinación de las propiedades expansivas del suelo.

7. Sobre la placa base perforada se coloca un disco de papel filtro, se ajusta el molde con el suelo compactado en forma invertida, de manera que el espacio formado por el disco espaciador quede en la parte superior.
8. En la superficie libre de la muestra, se coloca un disco de papel filtro y sobre este se coloca la placa metálica perforada provista de un vástago regulable. Sobre esta placa se colocará las sobre pesas cuyo número deberá ser especificado o de lo contrario se usará sobrecarga mínima de 4.54 kg.

9. A continuación se coloca todo el conjunto dentro de un recipiente. Se monta el trípode y se instala el deformímetro de manera que su punta quede tocando al vástago.
10. Se llena de agua el recipiente de forma que el agua tenga acceso tanto a la parte superior como a la parte inferior de la muestra y tomar la lectura inicial (Li) en el deformímetro. Tomar lecturas a las 0, 24, 48, 72 y 96 horas de tiempo transcurrido.
11. Registrada la lectura final en el deformímetro (Lf), se retira el trípode y se saca el molde del agua, para dejarlo drenar durante quince minutos.

Determinación de la resistencia a la penetración.

12. Se lleva la muestra a la máquina de ensayo y se colocan sobre ella una cantidad de pesas para reproducir una sobrecarga igual a la que supuestamente ejercerá el material de base y pavimento del camino proyectado.
13. Se coloca el pistón de penetración hasta que haga contacto con la muestra. Se la aplica una carga inicial de 4.5 kg. Después de aplicada la carga inicial se ajustan el deformímetro de carga y el deformímetro de penetración a cero.
14. Se anotan las lecturas de carga a los siguientes niveles de penetración:

PENETRACIÓN			
Nº	Minutos	Pulg.	mm.
1	0.50	0.025	0.63
2	1.00	0.050	1.27
3	1.50	0.075	1.90
4	2.00	0.100	2.54
5	3.00	0.150	0.38
6	4.00	0.200	5.08
7	6.00	0.300	7.62
8	8.00	0.400	10.16
9	10.00	0.500	12.70

Tabla 4C valores de penetración del laboratorio de SEDECA

15. Finalmente se retira el total de la muestra de suelo del molde.



Fotografía 4N Medición de la Expansión



Fotografía 40 Traslado de las muestras al instrumento C.B.R.



Fotografía 40A Pesas collarines para direccionar el pistón del instrumento



Fotografía 4P Calibración de los instrumentos



Fotografía 4Q puesta en cero del Instrumento C.B.R. antes de comenzar el ensayo



Fotografía 4R Especialista del Laboratorio Corriendo el Ensayo



Fotografía 4S Lecturando y anotando los valores del Ensayo



Fotografía 4T Molde después del Ensayo con la correspondiente marca de penetración del Pistón

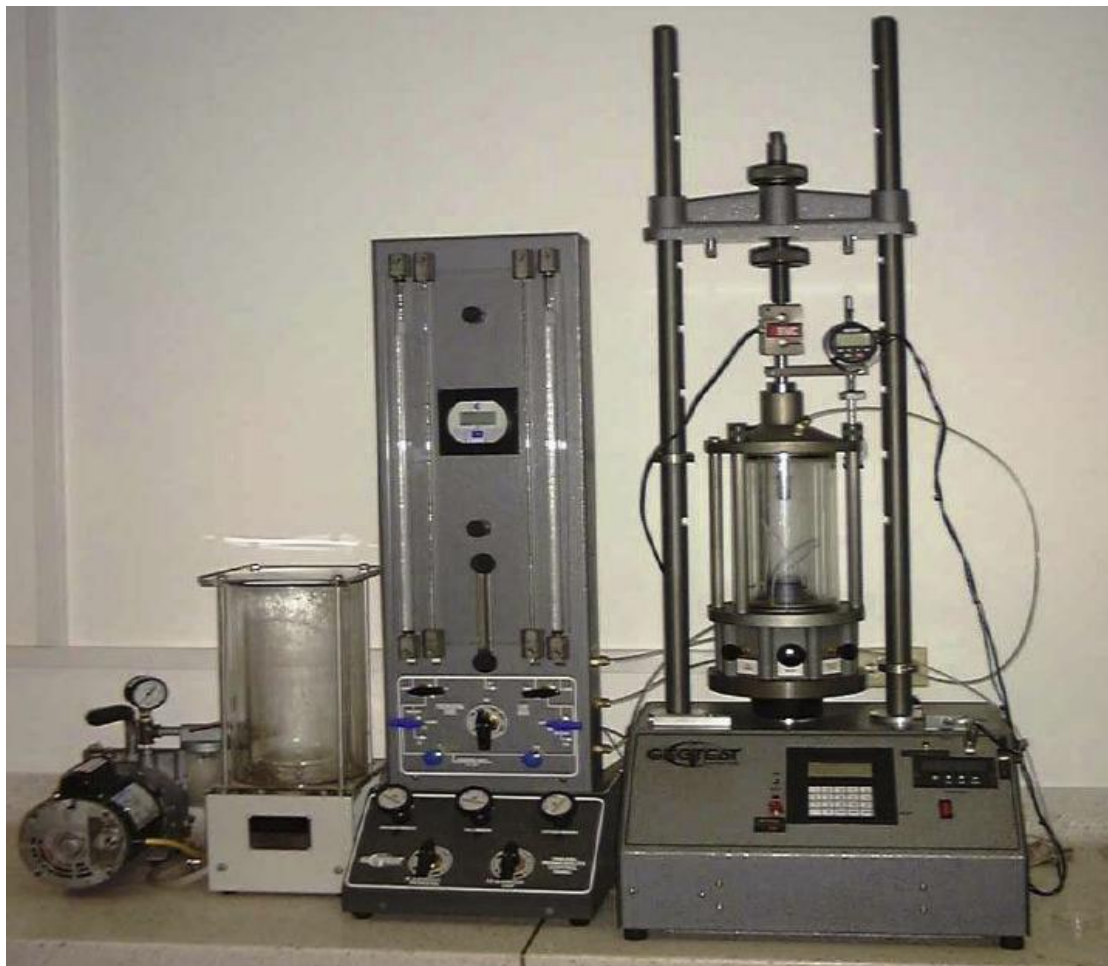
El análisis de suelos fue realizado en el laboratorio del servicio departamental de caminos (SEDECA).

4.3.5.2.3 ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Este ensayo representa las condiciones de las rocas in situ sometidas a esfuerzos confinantes, mediante la aplicación de presión hidráulica uniforme alrededor de la probeta.

Permite determinar la envolvente o línea de resistencia del material rocoso ensayado a partir de la que se obtienen los valores de sus parámetros resistentes cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ). La relación entre los esfuerzos aplicados a la probeta es:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$$



Fotografía 4U Equipo para ensayo Triaxial en suelos

En este ensayo se deben cumplir las siguientes condiciones:

- Razón Largo/ancho de la probeta debe ser 2.0 a 2.5:1
- Extremos deben ser paralelos y pulidos, sin grietas.
- Ancho de muestra debe ser >10 veces el tamaño medio del grano.

Procedimiento

1. Concebir una idea general de la roca en cuanto a su litología y estructuras.
2. Identificar las muestras.
3. Medir las dimensiones de la muestra para validar si satisface las condiciones del ensayo.
4. Se recubre la muestra con una membrana impermeable cuyo fin será el de evitar el líquido usado para generar la presión de confinamiento no penetre en el testigo.
5. Se sitúa el testigo dentro de una cámara que será la encargada de mantener la muestra a una presión de confinamiento determinada, esta se encuentra conectada con prensa hidráulica manipulada por el encargado de laboratorio cuyo único fin es inyectar líquido hidráulico a la cámara y de esta forma fijar la presión de confinamiento $(\sigma_2 = \sigma_3)$
6. Una persona se encarga de medir la presión a la cual está siendo sometida la muestra mediante un manómetro conectado directamente a la prensa hidráulica, la presión debe ser medida a cada instante ya que al momento de fallar, la aguja que indica el valor de la carga vuelve al punto de partida.
7. Una segunda persona será la encargada de ir aumentando paulatinamente la presión en la prensa hidráulica.
8. Una tercera persona en este caso el encargado del laboratorio se dedica a regular la presión confinante manteniéndola constante durante todo el ensayo, esta presión puede ser cualquiera sin embargo es recomendado ir

aumentándola de forma progresiva dependiendo de la respuesta de la roca durante los ensayos.

9. Una vez falle el testigo se retira y se analizan las condiciones y modo de ruptura.

Finalmente usando los datos obtenidos en el ensayo de compresión triaxial se puede conocer el ángulo de fricción y la cohesión de la roca intacta mediante el criterio de falla de Mohr - Coulomb.

Desafortunadamente en nuestro medio carecemos de dicho instrumento Triaxial se tomaron los datos de tablas según el tipo de suelo de bibliografía:

Resistencia al cortante de rocas

La resistencia al cortante de macizos rocosos se analiza asumiendo que la roca se comporta de acuerdo a Mohr-Coulomb. La roca puede ser intacta o fracturada. Para ensayos de roca intacta se utiliza comúnmente el ensayo de Compresión Simple o inconfiada, en el cual se obtiene un valor de la cementación o cohesión, aunque existen formas de determinar el ángulo de fricción y cohesión de las rocas.

Tipo de roca	Peso unitario seco kN/m³	Cohesión (Mpa)	Ángulo de fricción (o)
Rocas ígneas duras: granito basalto	25-30	35-55	35-45
Rocas metamórficas: cuarcita, neiss, pizarras.	25-28	20-40	30-40
Rocas sedimentarias duras: caliza, dolomita, arenisca.	23-28	10-30	35-45
Rocas sedimentarias blandas: arenisca, lutitas, limolitas.	17-23	1-20	25-35

Tabla 4D Valores típicos de parámetros de resistencia para rocas

(Hoek y Bray, 1981)

Como la resistencia al cortante de la roca intacta no es lineal, las características de resistencia dependen del nivel de fuerza normal. La compresión uniaxial es quizás, el ensayo más apropiado para la caracterización de rocas ígneas intactas.

Roca	Compresión	Tensión	Cortante
Granito	100-250	7-25	14-50
Diorita	150-300	15-30	-
Dolerita	100-350	15-35	25-60
Gabro	150-300	15-30	-
Basalto	150-300	10-30	20-60
Arenisca	20-170	4-25	8-40
Lutita	5-100	2-10	3-30
Caliza	30-250	5-25	10-50
Dolomita	30-250	15-25	-
Carbón	5-50	2-5	-
Cuarcita	150-300	10-30	20-60
Neiss	50-200	5-20	-
Marmol	100-250	7-20	-
Pizarra	100-200	7-20	15-30

Tabla 4F Resistencias típicas de rocas en N /mm²

Como puede observarse, el carbón es una de las rocas que presenta menor resistencia a la compresión.

Otro ensayo utilizado en algunos casos es el de Compresión Triaxial. Sin embargo, la estabilidad de los taludes en roca fracturada o saprolito depende generalmente, de la resistencia a lo largo de las discontinuidades y por lo tanto se debe hacer esfuerzos por ensayar muestras a lo largo de las fracturas, juntas o planos de estratificación.

Compresión uniaxial en N mm-2	Competencia de la roca
5 a 20	Muy débil
20 a 40	Débil
40 a 80	Resistencia mediana
80 a 160	Dura
160 a 320	Muy dura

Tabla 4G Competencia de la roca de acuerdo al ensayo de Compresión uniaxial.

Fricción	Angulo de fricción(grados)	Roca
Baja	20 a 27	Esquistos con alto contenido de mica y Lutitas
Media	27 a 34	Areniscas, limolitas, Neiss, pizarras
Alta	34 a 40	Basalto, granito, caliza, conglomerado

Tabla 4H Ángulos de fricción típicos de rocas (Wyllie 1996)

4.4 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD

La estabilidad de un talud natural, de corte o relleno, comúnmente se evalúa por medio de métodos de estabilidad basados en el equilibrio límite del suelo. Estos métodos toman en cuenta los factores principales que influyen la resistencia del suelo o masa rocosa

La cuantificación de la estabilidad de un talud se basa en el concepto de factor de seguridad. En esta Sección se incluye una descripción del concepto del factor de seguridad, la determinación o estimación de los parámetros de resistencia, incluyendo valores típicos, y una breve descripción de los métodos de análisis.

4.5 CONCEPTO DE FACTOR DE SEGURIDAD (F. S.)

El factor de seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.

Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F.S. = \frac{\text{Momento resistente disponible}}{\text{Momento actuante}}$$

Existen además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y métodos probabilísticos, así como tablas empíricas locales basadas en el comportamiento típico de los taludes.

Para ilustrar el concepto del factor de seguridad se usará la analogía de un bloque deslizante en un plano inclinado, tal como lo muestra la figura 3.11. Se tiene un plano inclinado que forma un ángulo β con la horizontal; sobre ese plano inclinado se encuentra un bloque rígido de masa M .

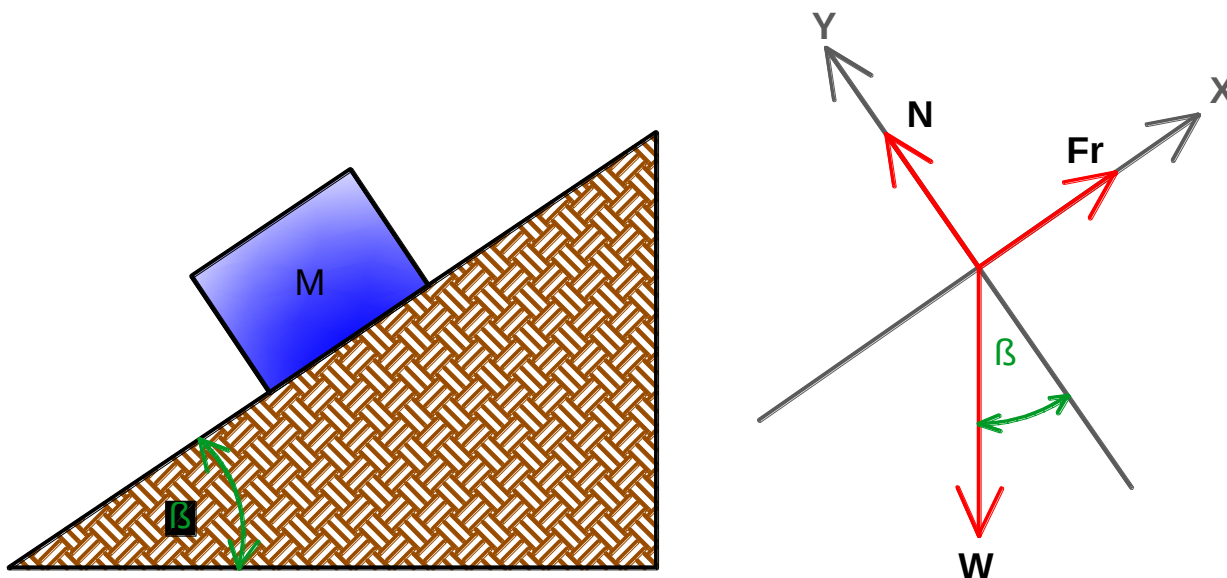


Figura 4C Bloque en plano inclinado y diagrama de fuerzas

Las fuerzas que actúan sobre el bloque rígido, como se muestra en la figura 3.11, son: el peso del bloque (W), la normal (N) y la fuerza de roce (F_r) entre la base del bloque y el plano inclinado. Las fuerzas que actúan en la dirección del plano inclinado (X') son la fuerza de roce (F_r) y el componente del peso en esa dirección ($W \sin\beta$). Las fuerzas que actúan en la dirección perpendicular al plano inclinado (Y') son el componente de peso en esa dirección ($W \cos\beta$) y la normal (N).

No habrá deslizamiento del bloque a lo largo del plano inclinado mientras la fuerza de roce entre el bloque y el plano sea mayor o igual que la componente del peso en esa dirección.

El factor de seguridad (FS) contra el deslizamiento del bloque viene a ser el cociente entre la fuerza de roce (F_r) y la componente del peso en la dirección del plano inclinado o se puede calcular por la ecuación:

$$F.S. = \frac{F_r}{W \cdot \sen\beta}$$

La fuerza resistente viene a ser la resistencia al corte del suelo y las fuerzas desestabilizadoras vienen a ser las fuerzas gravitacionales o sísmicas. Por lo tanto, para un talud, el factor de seguridad se define como el cociente entre la resistencia al corte del suelo o roca a lo largo de una superficie de falla y los esfuerzos de corte que tienden a producir deslizamiento a lo largo de esa superficie de falla (Craig 1986).

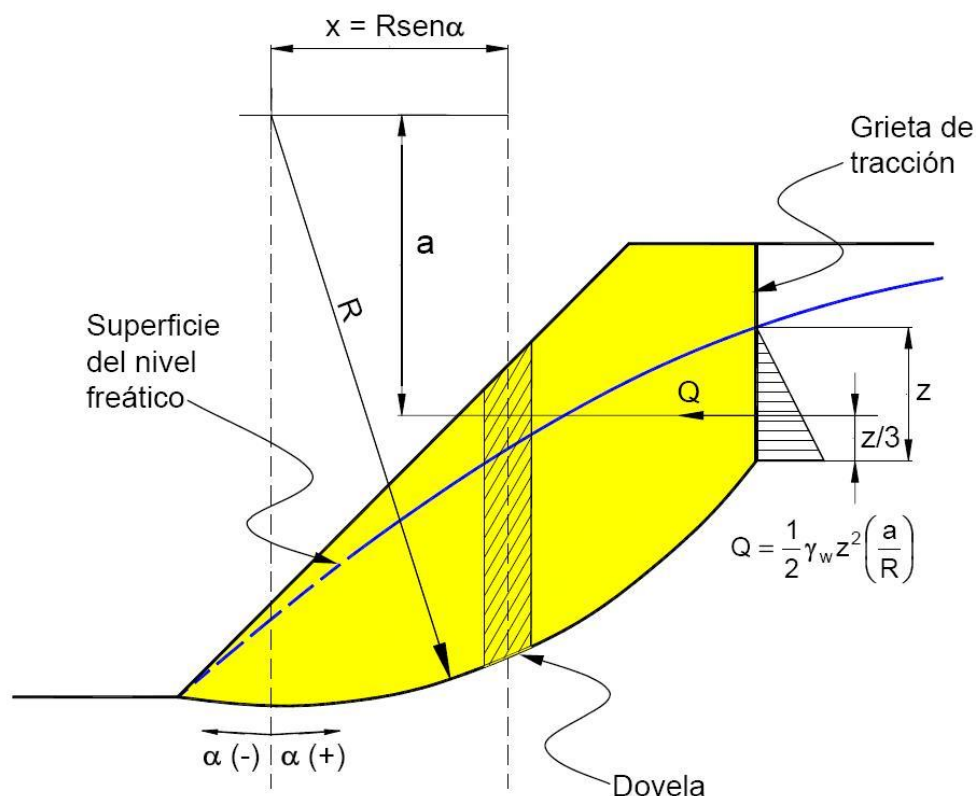


Figura 4D Ejemplo diagrama talud aplicando el método de Bishop.

4.6 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL SUELO

Los principales parámetros que definen la resistencia del suelo son el ángulo de fricción interna en el caso de suelos granulares y la resistencia al corte no drenada en el caso de suelos cohesivos.

TIPO DE SUELO	γ (t/m ³)	ϕ (Grados)	C (t/m ²)
Bloques y Bolos Suelos	1.70	35-40°	-
Grava	1.70	37.5°	-
Grava Arenosa	1.90	35°	-
Arena Compacta	1.90	32.5-35°	-
Arena Semicompacta	1.80	30-32.5°	-
Arena Suelta	1.70	27.5-30°	-
Limo Firme	2.00	27.5°	1-5
Limo	1.90	25°	1-5
Limo Blando	1.80	22.5°	1-2.5
Marga Arenosa Rígida	2.20	30°	20-70
Arcilla Arenosa Firme	1.90	25°	10-20
Arcilla Media	1.80	20°	5-10
Arcilla Blanda	1.70	17.5°	2-5
Fango Blando Arcilloso	1.40	15°	1-2
Suelos Orgánicos (Turba)	1.10	10-15°	-

Tabla 4I Características física típicas de diversos suelos

4.6.1 COMPORTAMIENTO SUELO DRENADO VS NO-DRENADO

Cuando el suelo es sometido a un cambio de esfuerzos, la estructura del suelo es modificada y por lo tanto el suelo tiene la tendencia a experimentar un cambio de volumen.

Esta tendencia se manifiesta en la generación de un exceso de presión de poros. Si este cambio de esfuerzo es aplicado a una cierta tasa y/o las condiciones de drenaje son tales que el exceso de presión de poros es cero cuando se produce la falla, se dice que la falla ha tenido lugar bajo condiciones drenadas. Por otra parte, si el cambio de esfuerzo es aplicado muy rápido o las condiciones de drenaje son tales que

el exceso de presión de poros no tiene oportunidad de disiparse cuando la falla tiene lugar, entonces se dice que la falla ocurrió bajo condiciones no drenadas (Terzaghi et. al, 1996).

En la mayoría de los problemas prácticos en campo, las arcillas duras y altamente sobreconsolidadas fallan bajo una condición drenada. Una razón para ello es que en estas arcillas, el exceso de presión de poros es negativo y por lo tanto a medida que este se disipa las arcillas sobreconsolidadas se debilitan.

Por su parte, las arcillas blandas y limos fallan en condiciones no drenadas. una razón para ello es que el exceso de presión de poros positivo y por lo tanto la condición crítica es a corto plazo (cuando existen estos excesos de presión positivos) pues a medida que estas arcillas disipan este exceso de presión de poros las mismas se consolidan y ganan resistencia.

La mayoría de los suelos granulares disipan el exceso de presión de poros rápidamente debido a su alta permeabilidad y por lo tanto fallan en condiciones drenadas excepto cuando son sometidos a carga dinámica (sismo) cuando una falla no drenada es posible.

4.7 RESISTENCIA AL CORTE EN ARCILLAS SOBRECONSOLIDADAS

Como se mencionó las arcillas sobreconsolidadas en la mayoría de los problemas de campo movilizan la resistencia al corte drenada.

4.7.1.1 RESISTENCIA AL CORTE EN LIMOS Y ARCILLAS BLANDAS

Como se mencionó en las arcillas blandas en la mayoría de los problemas de campo, movilizan la resistencia al corte no-drenada.

La resistencia al corte no-drenada se puede medir directamente en campo con un ensayo de veleta o en laboratorio con un ensayo de compresión simple sin confinar. Skempton propuso la siguiente correlación para estimar la resistencia al corte no drenada.

$$\sigma'_p = 0.11 + 0.0037 I_p$$

Donde:

I_p = es el índice de plasticidad

σ'_p = es la presión de consolidación

Finalmente se ha incluido la Tabla la cual sirve como guía para la estimación de la resistencia al corte no drenada en arcillas y el ángulo de fricción en para suelos granulares. Esta Tabla es tomada de Terzagui y Peck (1967).

ARENAS			LIMOS O ARCILLAS		
Nspt	ϕ	Densidad Relativa	Nspt	Su (kg/cm ²)	Consistencia
			<2	0 - 0.12	muy blanda
0 - 4	<30	muy suelta	2 - 4	0.12 - 0.25	blanda
4 - 10	30 - 32	suelta	4 - 8	0.25 - 0.5	media
10 - 30	32 - 35	media	8 - 15	0.5 - 1	firme
30 - 50	35 - 38	densa	15- 30	1 - 2	muy firme
>50	>38	muy densa	>30	>2	dura

Tabla 4J Resistencia al corte Terzagui y Peck

4.7.1.2 RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS GRANULARES

Como se mencionó anteriormente los suelos granulares en la mayoría de los problemas de campo, excepto bajo carga dinámica, movilizan la resistencia al corte drenada.

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \Phi' \text{ (Para suelos saturados)}$$

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \Phi' + (\mu - \mu_a) \tan \Phi'' \text{ (para suelos parcialmente saturados)}$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión o cementación efectiva

σ = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

μ_a = Presión del aire intersticial

Φ' = Ángulo de fricción interna del material

Φ'' = Ángulo de fricción del material no saturado.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros, ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo.

La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor u está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva σ'

$$\sigma' \text{ (Presión efectiva)} = \sigma - \mu$$

Φ' = Ángulo de fricción para presiones efectivas.

c' = Cohesión para presiones efectivas.

4.8 ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

Coeficiente de rozamiento = $\tan \Phi$

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

- a. Tamaño de los granos
- b. Forma de los granos
- c. Distribución de los tamaños de granos
- d. Densidad

4.9 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.

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.

4.9.1 COHESIÓN APARENTE

En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares.

Esta cohesión aparente desaparece con la saturación.

4.10 CÍRCULO DE MOHR

En un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y , y σ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $\tau - \sigma$, se puede trazar el círculo de Esfuerzos de Mohr.

En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como Esfuerzos principales. Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior.

Envolvente de Falla

El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir.

La envolvente de falla Mohr - Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

Donde:

s = Resistencia al cortante

σ' = Esfuerzo normal efectivo

A y b = Constantes

En la práctica normal de Ingeniería, generalmente, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos (Figura 3.3), en el cual

$$s = c' + \sigma' \tan \Phi'$$

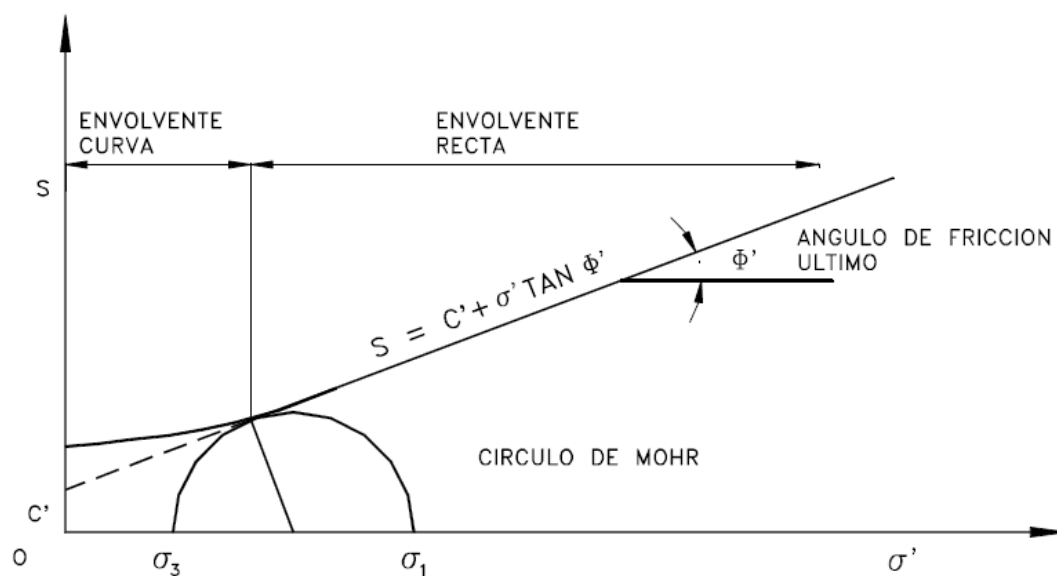


Figura 4E Envolvente de falla y círculo de Mohr.

Donde:

c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión) y

Φ' = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

4.11 MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE

La determinación precisa de las resistencias de los materiales de un talud es esencial para un análisis de estabilidad representativo de sus condiciones reales, aunque es posible en algunas circunstancias realizar ensayos in situ, la forma más común de obtener los parámetros de resistencia al corte son los ensayos de laboratorio. Sin embargo los valores de la resistencia al cortante determinados en ensayos de laboratorio dependen de factores, tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo.

La resistencia al cortante depende del grado de saturación y este varía con el tiempo. Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas.

Las envolventes de falla para suelos y rocas son generalmente, no lineales en un rango amplio de esfuerzos, por esta razón los ensayos deben idealmente, ser realizados en el rango de esfuerzos correspondiente a la situación de diseño. Por ejemplo, para deslizamientos poco profundos deben utilizarse esfuerzos normales pequeños y para fallas profundas esfuerzos normales mayores.

La diferencia entre la rata de carga aplicada en un ensayo de laboratorio y la situación real es sustancial. La mayoría de los ensayos de laboratorio colocan la carga en unos minutos u horas pero para la mayoría de los taludes, la carga es permanente con excepción, de las cargas dinámicas que son aplicadas en periodos muy cortos de tiempo.

SÍMBOLO DEL GRUPO	TIPO DE SUELO	COHESIÓN COMPACTADO t/m ²	COHESIÓN SATURADO t/m ²	ÁNGULO DE ROZAMIENTO	Tg ϕ
GW	Gravas bien graduadas , mezclas de grava y de arena	0	0	> 38°	> 0,79
GP	Gravas mal graduadas , mezclas de grava y de arena	0	0	> 37°	> 0,74
GM	Gravas limosas, mezclas de grava-arena-limo mal graduadas			> 34°	> 0,67
GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava-arena-arcilla mal graduadas			> 31°	> 0,60
SW	Arenas bien graduadas , arenas con grava	0	0	38°	0,79
SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava	0	0	37°	0,74
SM	Arenas limosas, mezclas de arena-limo mal graduadas	5,13	2,05	34°	0,67
SM-SC	Mezclas de-arena limo-arcilla con finos poco plásticos	5,13	1,46	33°	0,66
SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena-arcilla	7,57	1,12	31°	0,60
ML	Limos inorgánicos y limos arcillosos	6,83	0,93	32°.	0,62
ML-CL	Mezcla de limo inorgánico y arcilla	6,59	2,24	32°	0,62
CL	Arcillas inorgánicas poco plásticas, o de plasticidad mediana	8,79	1,32	28°	0,54
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas poco plásticas	-	-	-	-
MH	Limos arcillosos inorgánicos, suelos limosos	7,32	2,05	25°	0,47
CH	Arcillas inorgánicas muy plásticas	10,5	1,12	19°	0,35
OH	Arcillas orgánicas y arcillas limosas	-	-	-	-

Tabla 4K Propiedades típicas de los suelos compactados (NAVFAC 1971)

APLICACIÓN Y RESULTADOS

5.1 RECOPIACIÓN DE DATOS DE CAMPO

El talud seleccionado para aplicar el cálculo de FS tiene las siguientes características.

Punto No1

DATOS TALUD 1 PROG. 6+620		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Ángulo del talud	Grados	77
Longitud promedio del talud	Metros	108.87
Altura promedio del talud	Metros	12.30

Punto No2

DATOS TALUD 1 PROG. 17+600		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Ángulo del talud	Grados	79
Longitud promedio del talud	Metros	130.74
Altura promedio del talud	Metros	10.20

Punto No3

DATOS TALUD 3 PROG. 26+080		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Ángulo del talud	Grados	78
Longitud promedio del talud	Metros	174.15
Altura promedio del talud	Metros	11.50

Tabla 5A Datos de los taludes

La longitud promedio se obtuvo después de un análisis de longitudes, alturas y compensación de volúmenes

5.1.1 ANÁLISIS DEL SUELO

En primer lugar se visitó el lugar en estudio para reconocer, analizar y evaluar los taludes en el tramo en estudio a fin de identificar los tres taludes más críticos por altura, tipo de materia y desprendimiento de materiales.

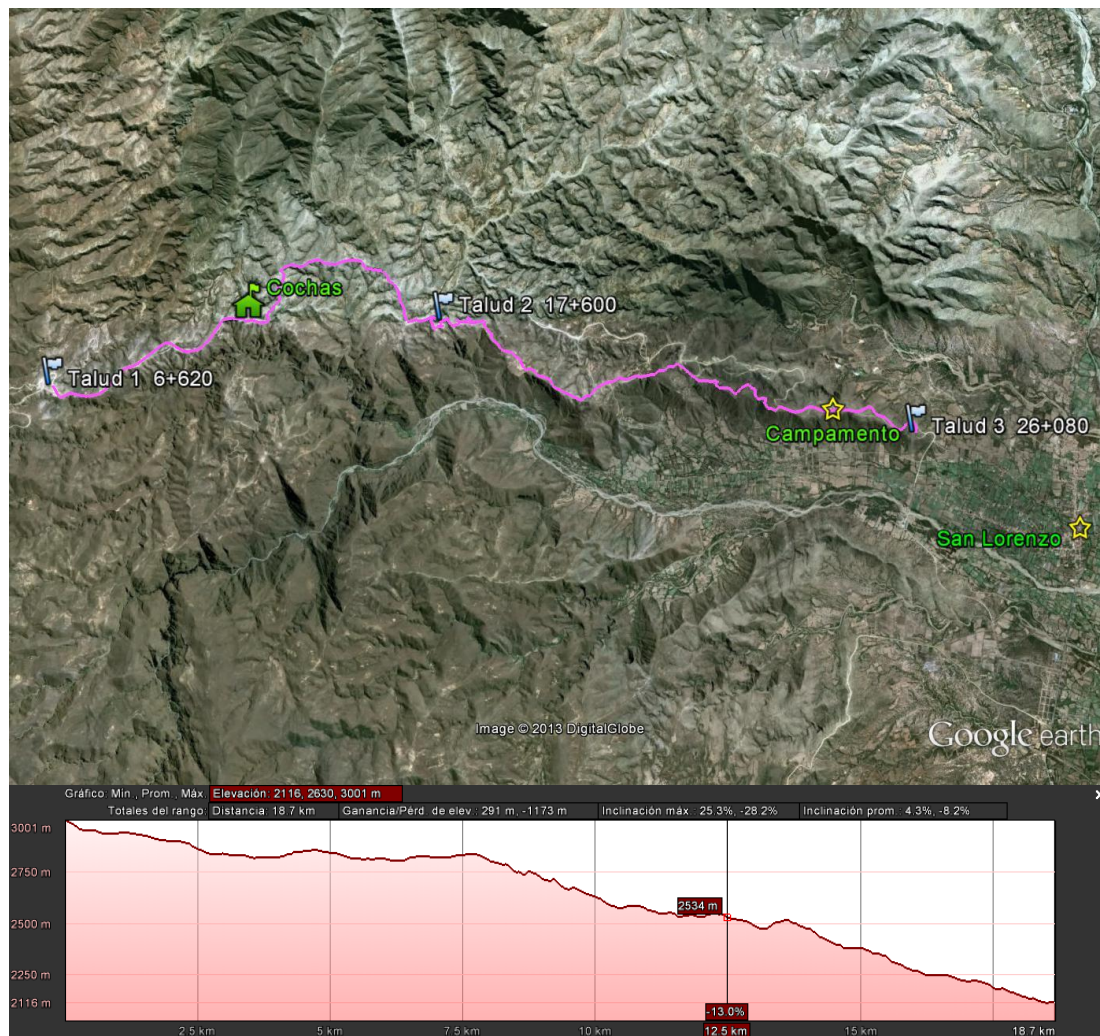


Figura 5A Tramo en estudio y perfil longitudinal

Después se ve conveniente traer muestras del suelo natural para trabajar con más cuidado, ya que tenemos que sacar por lo menos 50 kg. De material para hacer los ensayos necesarios éstos fueron cargados y traídos en una vagoneta directo a los laboratorios del servicio departamental de caminos (SEDECA), lugar donde se realizaron todos los ensayos pertinentes por tener convenio con nuestra universidad.

Para tener exactamente los lugares más críticos y posteriormente volver para obtener muestras se utilizó un GPS para tener las coordenadas exactas del lugar donde se tomaron las muestras



Fotografía 5A Talud 1 progresiva 6+620



Fotografía 5B Talud 2 progresiva 17+600



Fotografía 5C Talud 3 progresiva 26+080 (en una curva)

Para obtener las muestras se optó por extraerlas del coronamiento y de la base por ser más representativos, Y se observó si había o no grietas de tensión lo cual se tendría presente para los cálculos en ordenador.

Para el traslado del material se prefirió por bolsas negras muy gruesas esto para que llegara al laboratorio e inmediatamente se realizara el contenido de humedad natural correspondiente a cada muestra de cada talud.



Fotografía 5D Extracción de muestras.

Para ser identificadas cada muestra de terreno se etiqueto con nombre y hora lugar en fichas especialmente diseñadas para la toma de muestras previamente adquiridas del laboratorio de suelos de SEDECA.

Se midió precavidamente las diferentes alturas del talud para así obtener un promedio



Fotografía 5E Medición de la altura del talud



Fotografía 5F Cargado del material.

En la fotografía a continuación se muestra las cápsulas las tres muestras de suelo de los taludes en estudio pesados en sus respectivas taras para luego colocarlos al horno para luego obtener el correspondiente peso seco para sacar la relación y obtener el porcentaje de humedad natural.



Fotografía 5G Cápsulas de muestra para obtener la humedad natural

Después se cuartearon las muestras extraídas, para el ensayo de la granulometría y clasificación de suelo, se hicieron tres muestras de cada punto en estudio, de los tres taludes más críticos del tramo.

Después del realizar los diferentes ensayos de laboratorio (Capítulo IV). Realizados en el laboratorio de suelos y asfaltos del servicio departamental de caminos (SE.DE.CA.)

Se obtuvieron los siguientes resultados de laboratorio:

5.1.2 RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Muestra No1: La muestra extraída de la progresiva 6+620 muestra que se trata de Arcillas Inorgánicas de baja plasticidad: CL según la clasificación unificada de suelos (SUSCS), y A-4 (5) según AASHTO.

Registra, un límite líquido de 28.9, un límite plástico de 21.3, un índice plástico de 7.6, índice de grupo 5. Peso específico de 2.0 tn/m³, cohesión de 3.1 tn/m² y ángulo de fricción de 18.

Muestra No2: La muestra extraída de la progresiva 17+600 muestra que se trata de Arcillas Inorgánicas de baja plasticidad: CL según la clasificación unificada de suelos (SUSCS), y A-6 (6) según AASHTO.

Registra, un límite líquido de 35, un límite plástico de 23.4, un índice plástico de 11.6, índice de grupo 6. Peso específico de 2.0 tn/m³, cohesión de 2.9 tn/m² y ángulo de fricción de 21.

Muestra No3: La muestra extraída del sector de estudio muestra que se trata de Arcillas Inorgánicas de baja plasticidad: CL según la clasificación unificada de suelos (SUSCS), y A-3 (3) según AASHTO.

Registra, un límite líquido de 25.6, un límite plástico de 14.9, un índice plástico de 10.7, índice de grupo 3. Peso específico de 2.0 tn/m³, cohesión de 3.0 tn/m² y ángulo de fricción de 20.

5.2 ALTURA CRÍTICA DEL TALUD.

Se consideró importante determinar la altura crítica del talud ya construido en función de la cohesión encontrada de su peso específico, del ángulo de rozamiento interno y el ángulo de inclinación del talud.

Cálculos con Datos de Campo

DATOS TALUD 1 PROG. 6+620		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	Grados	77
Longitud promedio del talud	Metros	108.87
Altura promedio del talud	Metros	12.30

Tabla 5B datos talud 1 6+620



$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N\phi} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$H_c = \frac{4 * 3.1}{2.0} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{13}{2}\right)$$

$$H_c = 17.73 \text{ m.}$$

DATOS TALUD 1 PROG. 17+600		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	Grados	79
Longitud promedio del talud	Metros	130.74
Altura promedio del talud	Metros	10.20

Tabla 5C datos talud 2 17+600



$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N\phi} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$H_c = \frac{4 * 2.9}{2.0} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{11}{2}\right)$$

$$H_c = 13.57 \text{ m.}$$

DATOS TALUD 3 PROG. 26+080		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	Grados	78
Longitud promedio del talud	Metros	174.15
Altura promedio del talud	Metros	11.50

Tabla 5D datos talud 3 26+080



$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N\phi} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$H_c = \frac{4 * 3.0}{2.0} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{12}{2}\right)$$

$$H_c = 15.61 \text{ m.}$$

5.3 CÁLCULO DE FS MEDIANTE EL MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.

Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales; es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.

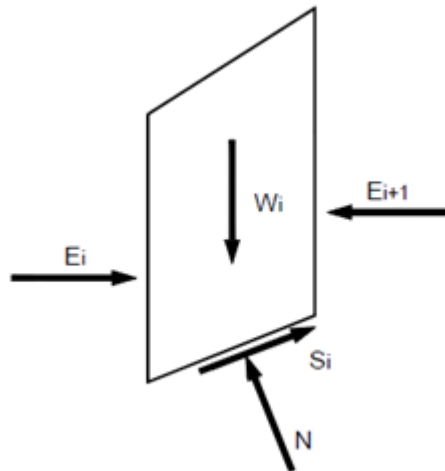


Figura 5B Método de Bishop Simplificado

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón, se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo con la expresión:

$$F.S. = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W' u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F.S.}} \right]}{\sum W \sin \alpha}$$

Donde:

Δl = longitud de la base del arco de la dovela.

W = peso de la dovela.

c', ϕ' = Parametros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada dovela.

α = Ángulo del radio y la vertical de cada dovela.

Como se puede observar en la ecuación, el término factor de seguridad FS se encuentra tanto en la izquierda como en la derecha de la ecuación; se requiere un proceso de interacción para calcular el factor de seguridad.

El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. Aunque el método sólo satisface el equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario.

Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados, no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera las superficies circulares.

5.3.1 CÁLCULO DEL FS MEDIANTE EL PROGRAMA SLIDE v. 6.0 DE ROCSCIENCE

Este capítulo introduce al usuario a la utilización del programa SLIDE con procedimientos paso a paso para la resolución de ejercicios de estabilidad de taludes. El programa se encuentra disponible en la página web <http://www.rocscience.com/>.

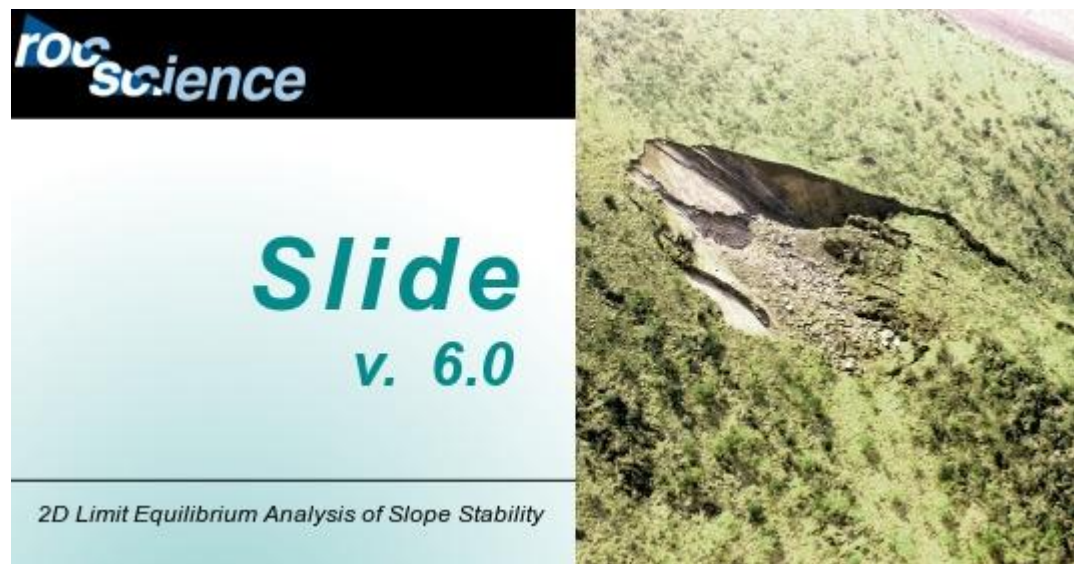


Figura 5C Logo Programa SLIDE 6.0 de Rocscience

Para crear un ejercicio, primero se debe ejecutar la función ANALYSIS desde el menú de inicio de Windows bajo SLIDE para poner los parámetros del proyecto como unidades y métodos de cálculo.

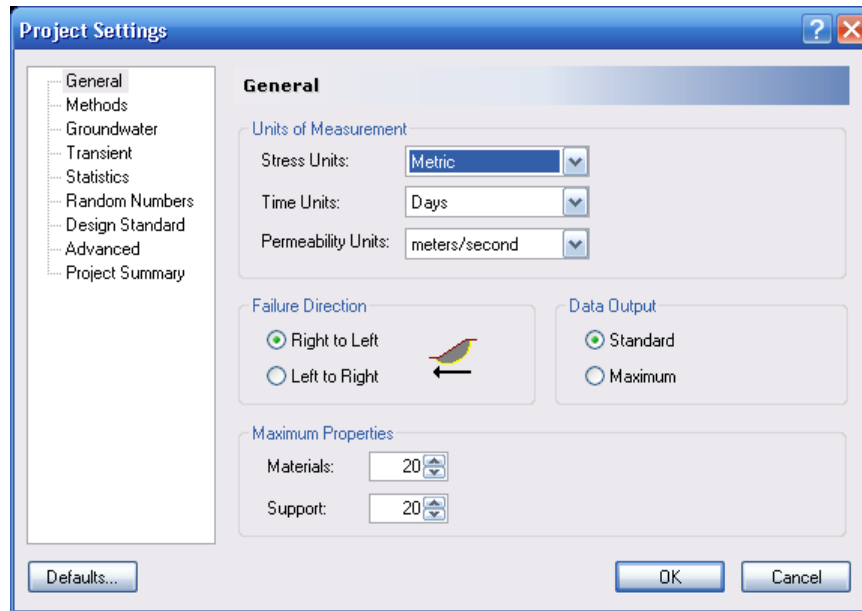


Figura 5D Opciones del proyecto

Después de debe seleccionar el método de cálculo:

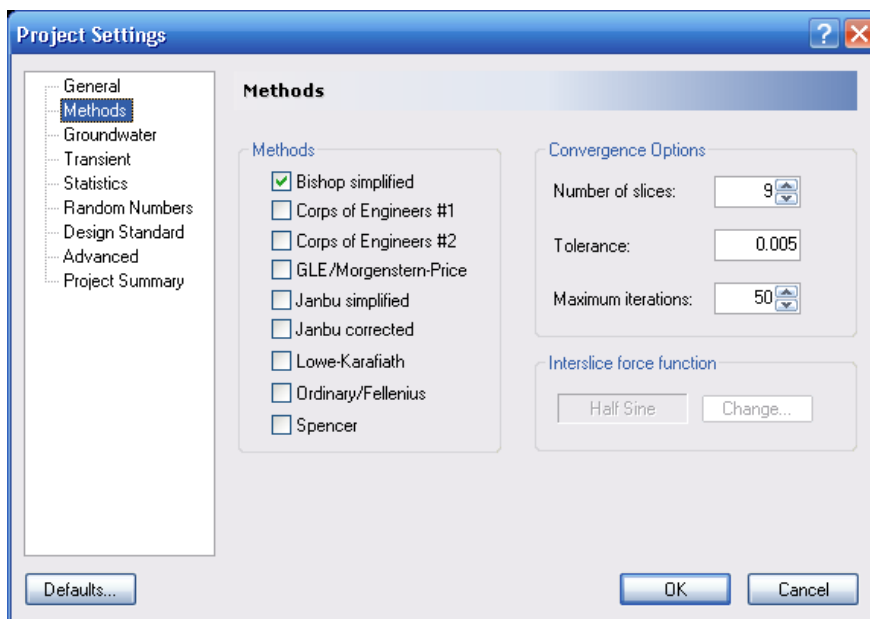


Figura 5F Opciones del proyecto Métodos

En este caso Bishop Simplificado, cabe fijarse que están disponibles un total de 9 métodos de cálculo del factor de seguridad

A continuación se dibuja el contorno del talud con las herramientas de dibujo

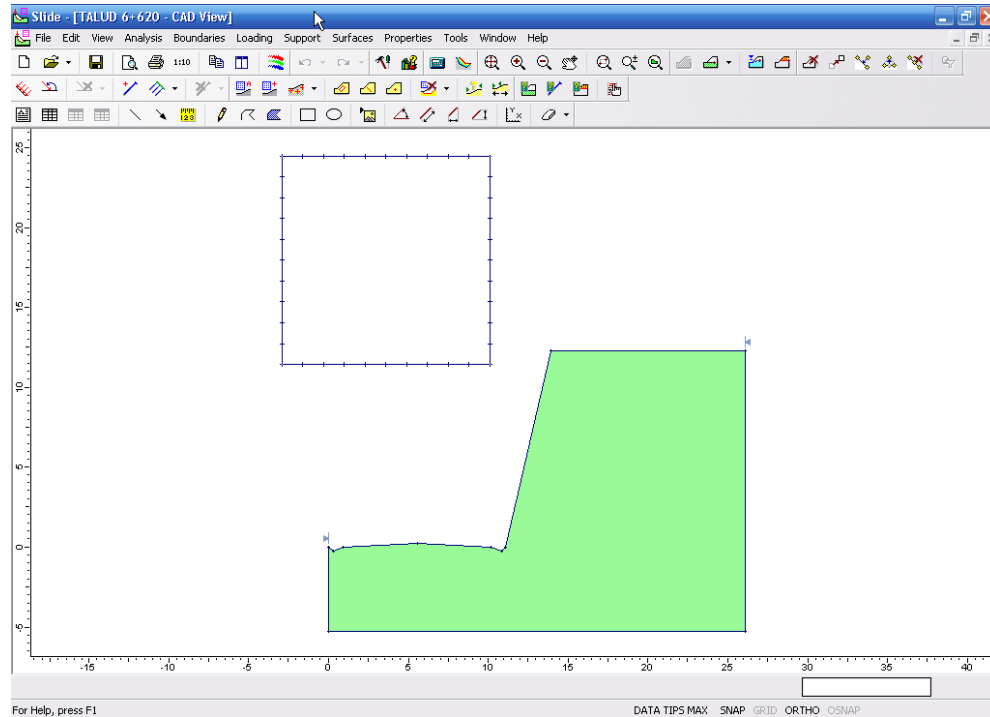
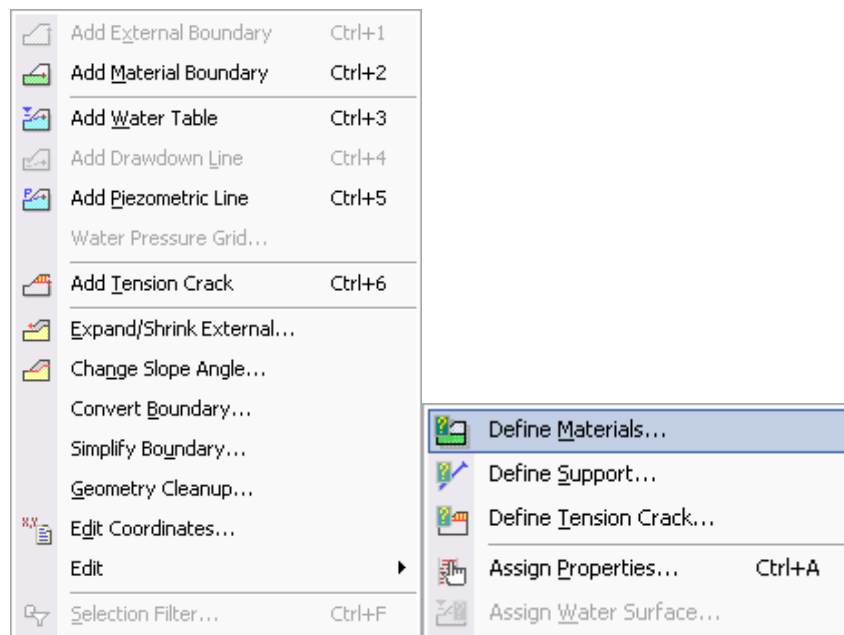


Figura 5G Pantalla principal

Y a continuación las propiedades físicas del suelo:



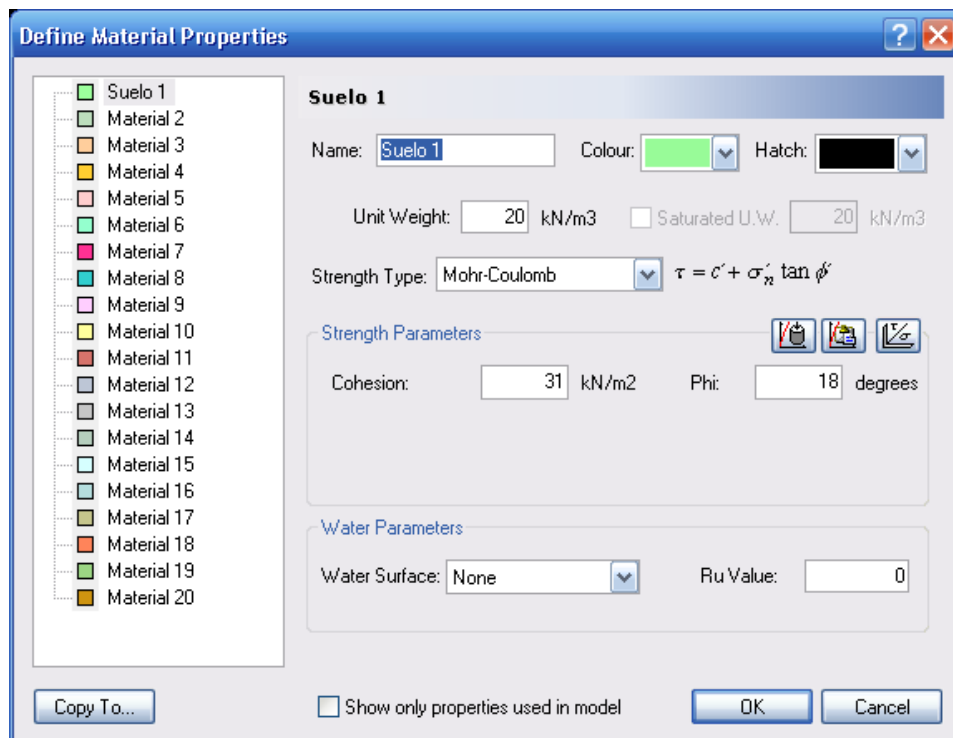


Figura 5H definiendo propiedades del suelo

Cabe destacar que el programa admite hasta 20 tipos de suelos y otras opciones como el colocado de grietas de tensión:

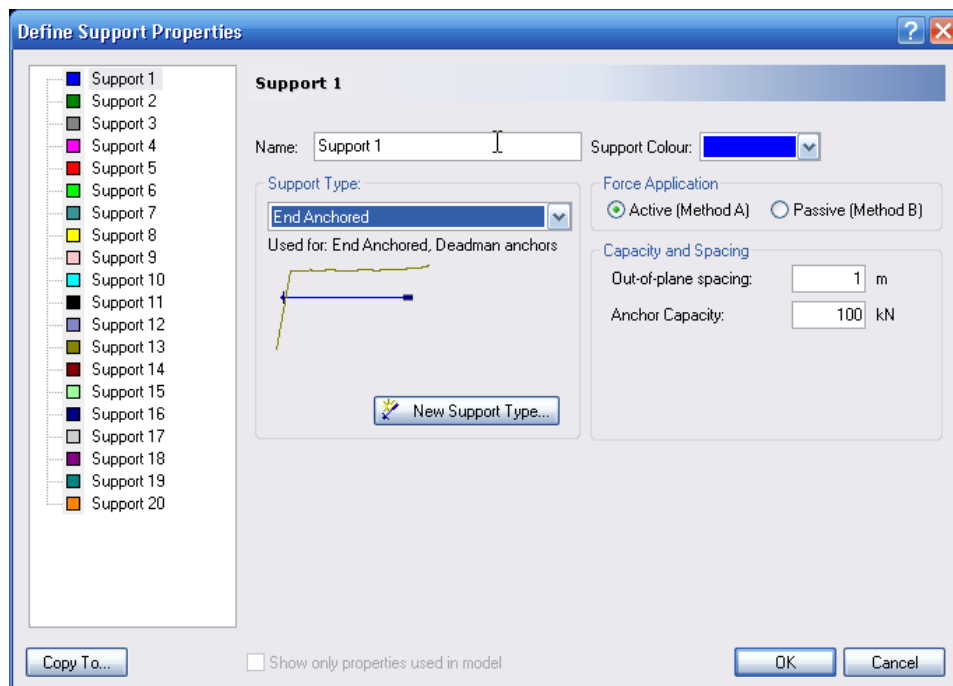


Figura 5I opción de colocado de anclajes

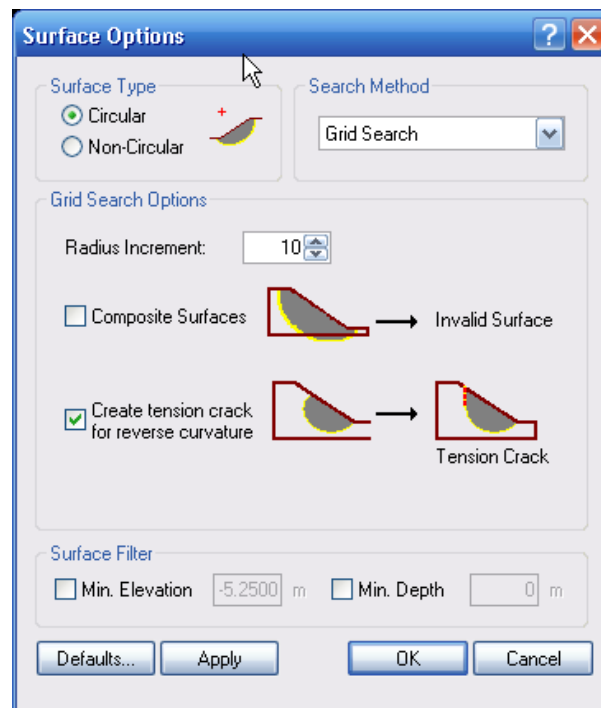


Figura 5J Opciones de Superficie

Pantalla principal después de calcular el proyecto:

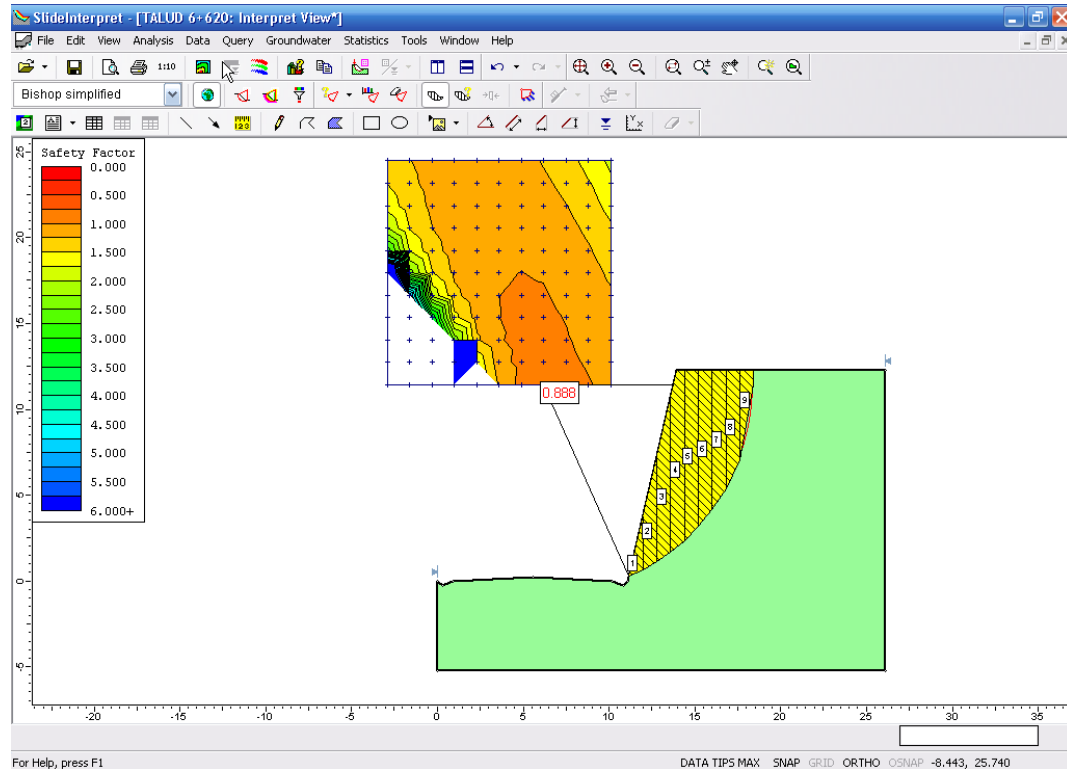


Figura 5K Resultados del cálculo

Verificando resultados por dovela:

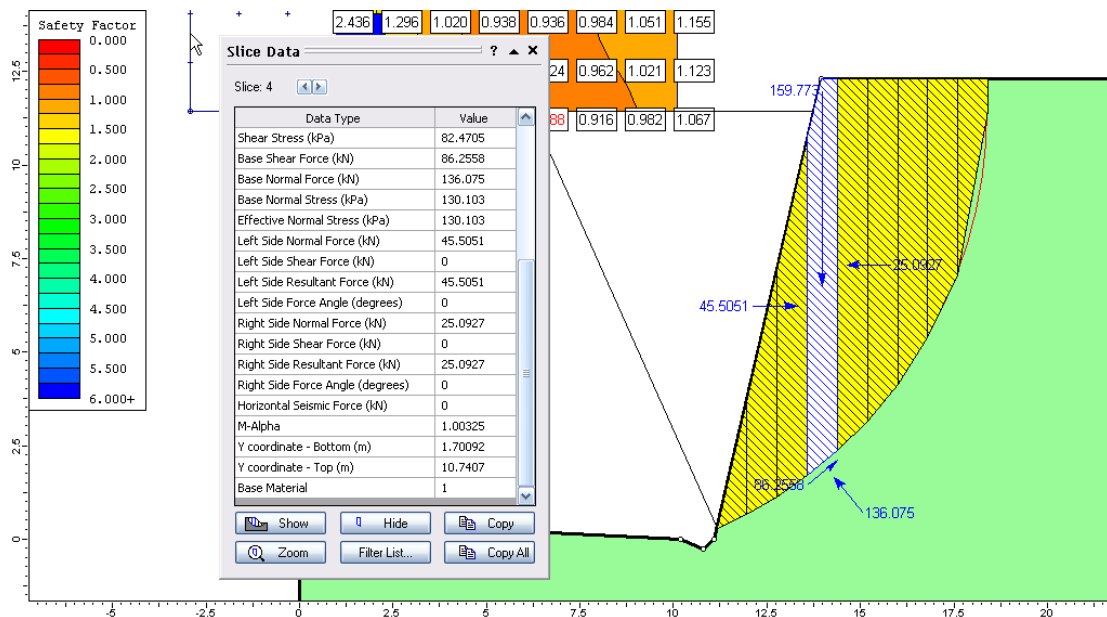


Figura 5L verificando resultados por dovela

Obteniendo los valores del factor de seguridad en la rejilla:

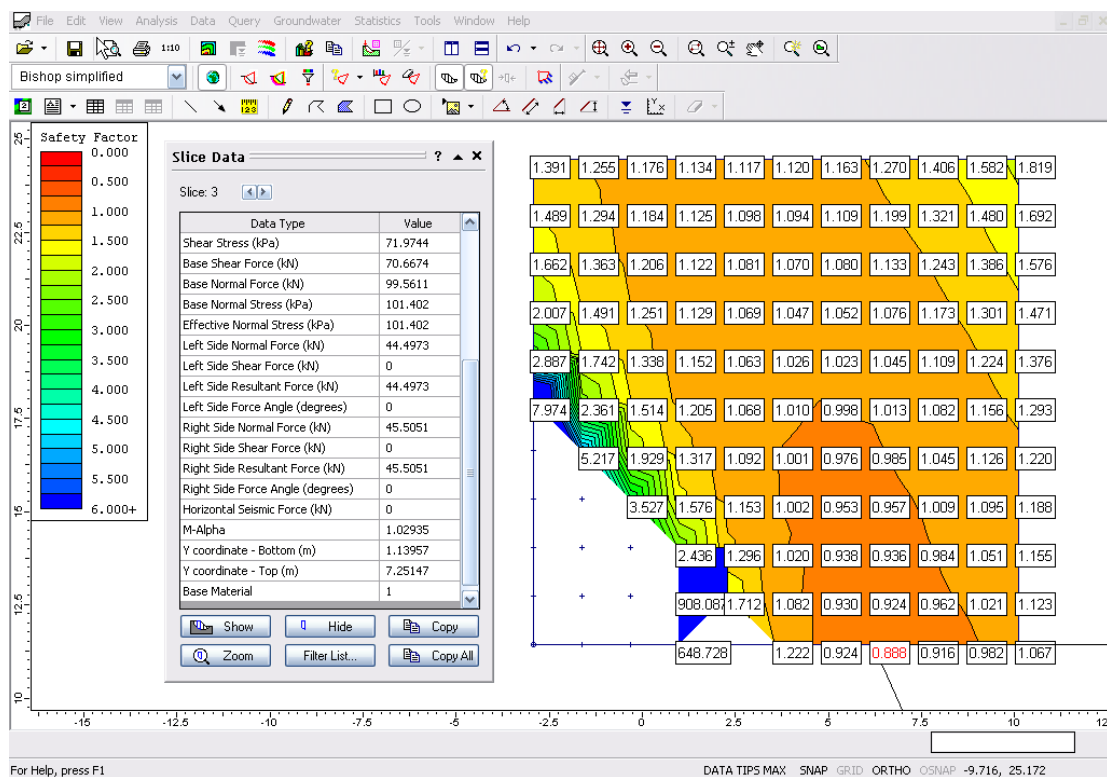


Figura 5M Valores de los diferentes factores de seguridad

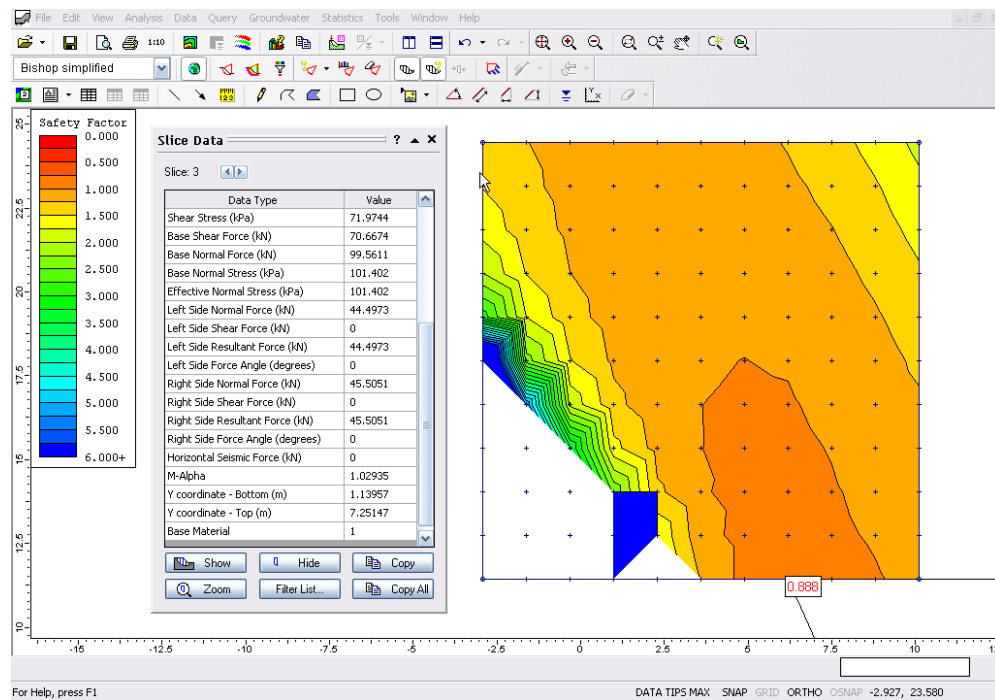


Figura 5N Obtención del mínimo valor de F.S.

Slice Data

Slice: 3

Data Type	Value
Shear Stress (kPa)	71.9744
Base Shear Force (kN)	70.6674
Base Normal Force (kN)	99.5611
Base Normal Stress (kPa)	101.402
Effective Normal Stress (kPa)	101.402
Left Side Normal Force (kN)	44.4973
Left Side Shear Force (kN)	0
Left Side Resultant Force (kN)	44.4973
Left Side Force Angle (degrees)	0
Right Side Normal Force (kN)	45.5051
Right Side Shear Force (kN)	0
Right Side Resultant Force (kN)	45.5051
Right Side Force Angle (degrees)	0
Horizontal Seismic Force (kN)	0
M-Alpha	1.02935
Y coordinate - Bottom (m)	1.13957
Y coordinate - Top (m)	7.25147
Base Material	1

Buttons: Show, Hide, Copy, Zoom, Filter List..., Copy All

Figura 5O Datos de Esfuerzos en dovela N°3

Al final el programa cuenta con una muy buena presentacion de los planos y su respectivo cajetin de datos:

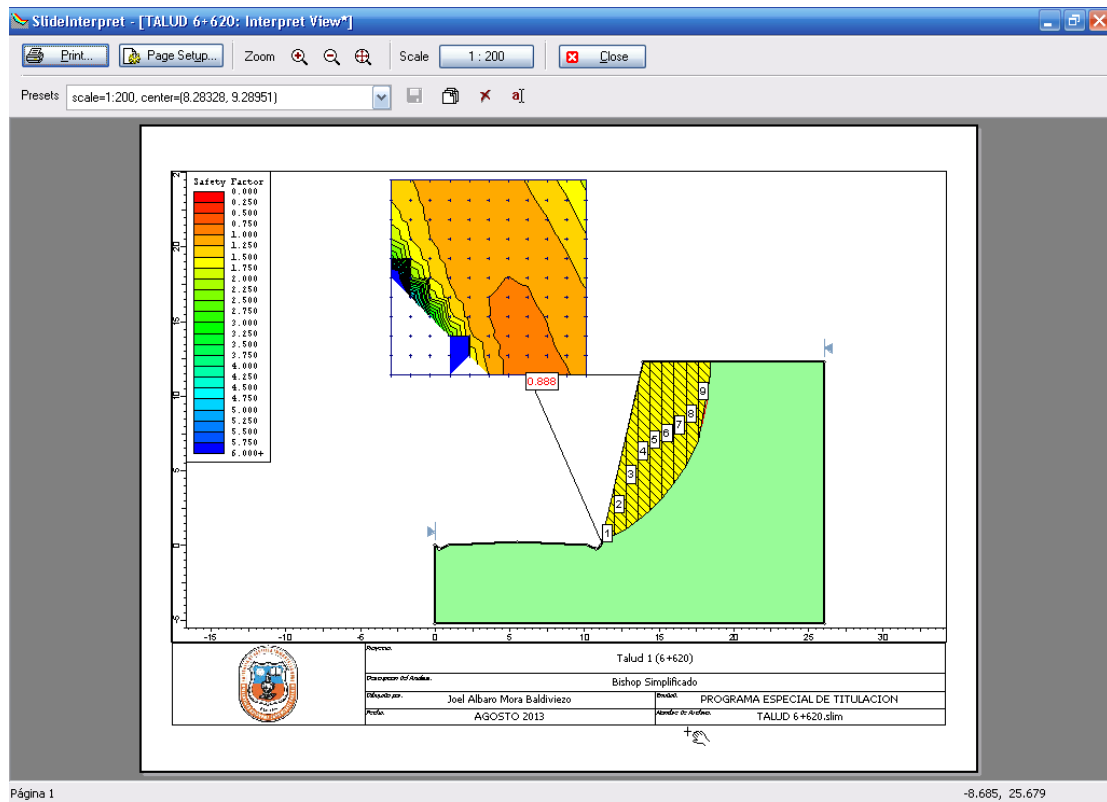
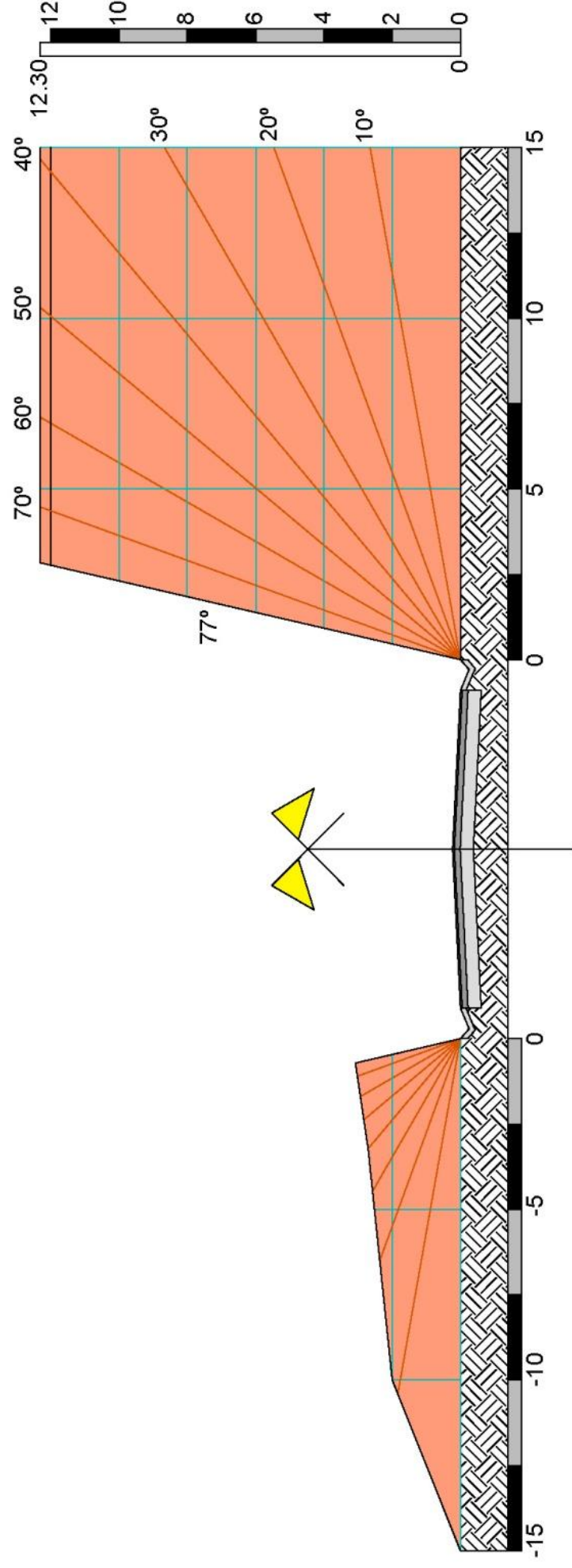
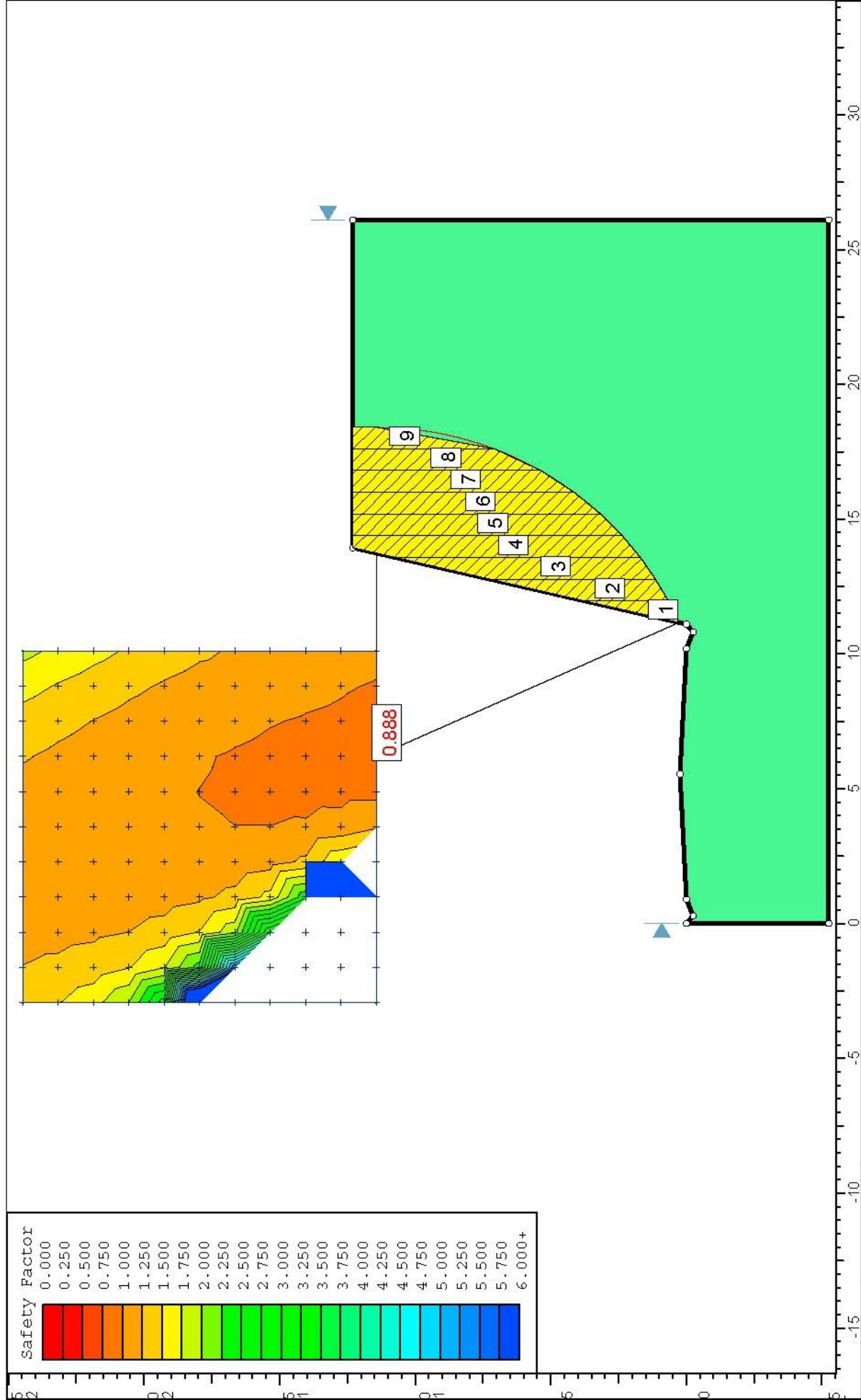


Figura 5P Presentación de los Resultados del Cálculo

PERFIL TALUD 1 (6+620)





	Proyecto: Talud 1 (6+620)
Descripción del Análisis:	Bishop Simplificado
Dibuñado por:	Joel Albaro Mora Baldiviezo
Fecha:	AGOSTO 2013
Entidad:	PROGRAMA ESPECIAL DE TITULACION
Nombre de Archivo:	TALUD 6+620.slim

Slide Analysis Information

Talud 1 (6+620)

Project Summary

-
- File Name: TALUD 6+620
 - Slide Modeler Version: 6.005
 - Project Title: Talud 1 (6+620)
 - Analysis: Bishop Simplificado
 - Author: Joel Albaro Mora Baldiviezo
 - Company: PROGRAMA ESPECIAL DE TITULACION
 - Date Created: AGOSTO 2013
 - Comments:
 - "MODELO DE ESTABILIDAD DE TALUDES COMPARANDO LOS MÉTODOS BISHOP SIMPLIFICADO VS. TABLAS DE JANBÚ"

General Settings

-
- Units of Measurement: Metric Units
 - Time Units: days
 - Permeability Units: meters/second
 - Failure Direction: Right to Left
 - Data Output: Standard
 - Maximum Material Properties: 20
 - Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 9
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $\alpha < 0.2$: Yes

- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Material Properties

Property	Suelo 1
Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	20
Cohesion [kPa]	31
Friction Angle [deg]	18
Water Surface	None
Ru Value	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 0.888477
- Center: 6.200, 11.432
- Radius: 12.213
- Left Slip Surface Endpoint: 11.163, 0.273
- Right Slip Surface Endpoint: 18.413, 11.432
- Left Slope Intercept: 11.163 0.273
- Right Slope Intercept: 18.413 12.300
- Resisting Moment=7296.16 kN-m
- Driving Moment=8211.99 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 1149
- Number of Invalid Surfaces: 182

Error Codes:

- Error Code -108 reported for 8 surfaces
- Error Code -112 reported for 42 surfaces
- Error Code -1000 reported for 132 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -108 = Total driving moment or total driving force < 0.1 . This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- -112 = The coefficient $M\text{-}\alpha = \cos(\alpha)(1 + \tan(\alpha)\tan(\phi)/F) < 0.2$ for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

- Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 0.888477

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.805543	24.9306	Suelo 1	31	18	39.1983	34.8268	11.7776	0	11.7776
2	0.805543	74.1646	Suelo 1	31	18	56.4669	50.1695	58.9977	0	58.9977
3	0.805543	122.053	Suelo 1	31	18	71.9744	63.9476	101.402	0	101.402
4	0.805543	159.773	Suelo 1	31	18	82.4705	73.2731	130.103	0	130.103
5	0.805543	153.581	Suelo 1	31	18	76.8011	68.236	114.601	0	114.601
6	0.805543	139.315	Suelo 1	31	18	68.0939	60.4999	90.7915	0	90.7915
7	0.805543	121.569	Suelo 1	31	18	57.8161	51.3683	62.6872	0	62.6872
8	0.805543	97.9584	Suelo 1	31	18	44.8011	39.8048	27.0984	0	27.0984
9	0.805543	49.1207	Suelo 1	31	18	19.2005	17.0592	-42.9052	0	-42.9052

- Query 1 (bishop simplified) - Safety Factor: 0.888477

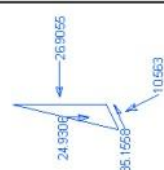
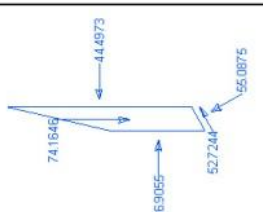
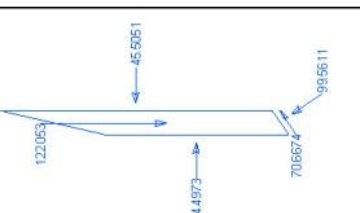
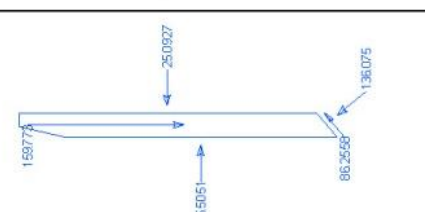
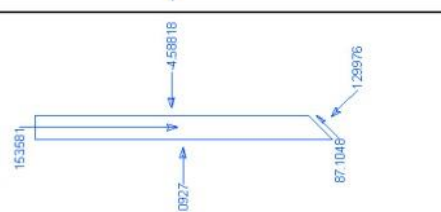
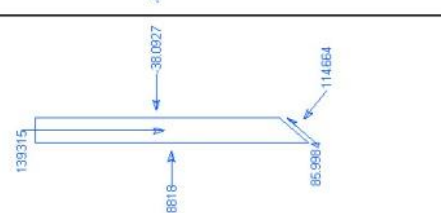
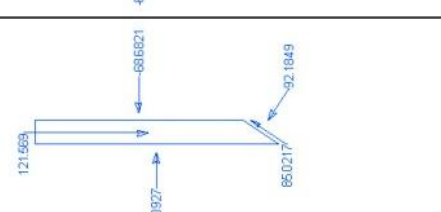
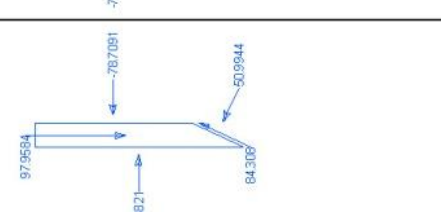
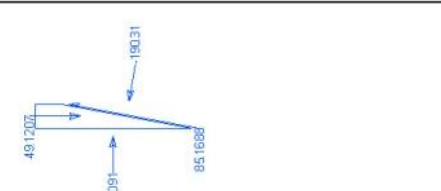
Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.805543	24.9306	Suelo 1	31	18	39.1983	34.8268	11.7776	0	11.7776
2	0.805543	74.1646	Suelo 1	31	18	56.4669	50.1695	58.9977	0	58.9977
3	0.805543	122.053	Suelo 1	31	18	71.9744	63.9476	101.402	0	101.402
4	0.805543	159.773	Suelo 1	31	18	82.4705	73.2731	130.103	0	130.103
5	0.805543	153.581	Suelo 1	31	18	76.8011	68.236	114.601	0	114.601
6	0.805543	139.315	Suelo 1	31	18	68.0939	60.4999	90.7915	0	90.7915
7	0.805543	121.569	Suelo 1	31	18	57.8161	51.3683	62.6872	0	62.6872
8	0.805543	97.9584	Suelo 1	31	18	44.8011	39.8048	27.0984	0	27.0984
9	0.805543	49.1207	Suelo 1	31	18	19.2005	17.0592	-42.9052	0	-42.9052

List Of Coordinates

External Boundary

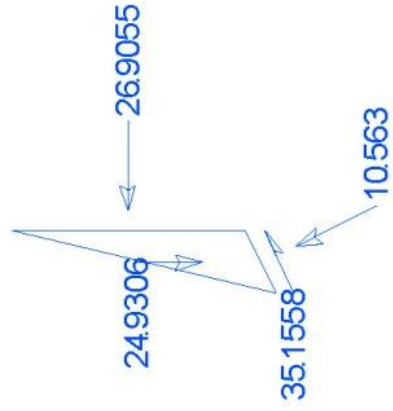
X	Y
13.9397	12.3
11.1	-1.04583e-005
10.8103	-0.25001
10.2	-1.04583e-005
5.55001	0.23249
0.900012	-1.04583e-005
0.289756	-0.25001
1.21209e-005	-1.04583e-005
1.21209e-005	-5.25001
26.1	-5.25001
26.1	12.3

TALUD 1 (6+620) METODO BISHOP SIMPLIFICADO

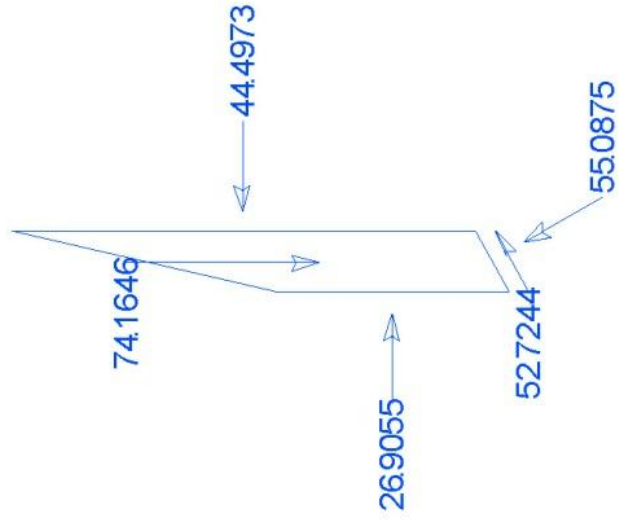
①								
②								
③								
④								
⑤								
⑥								
⑦								
⑧								
⑨								

DOVELAS

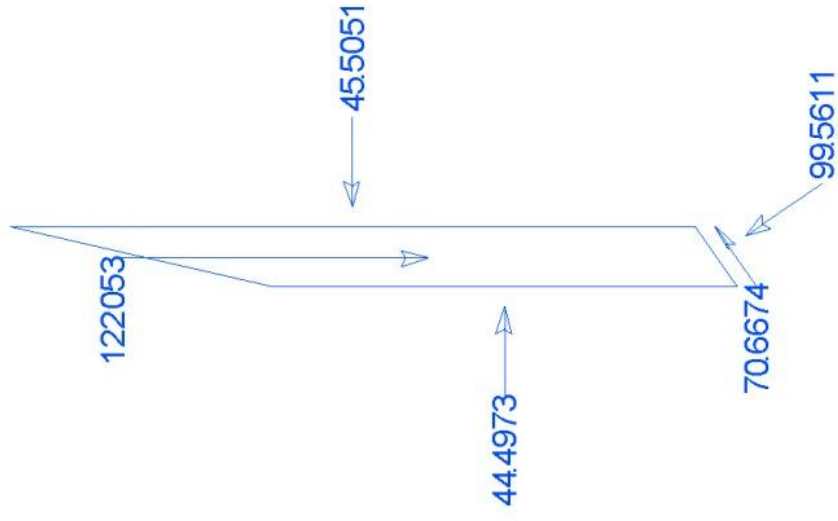
1



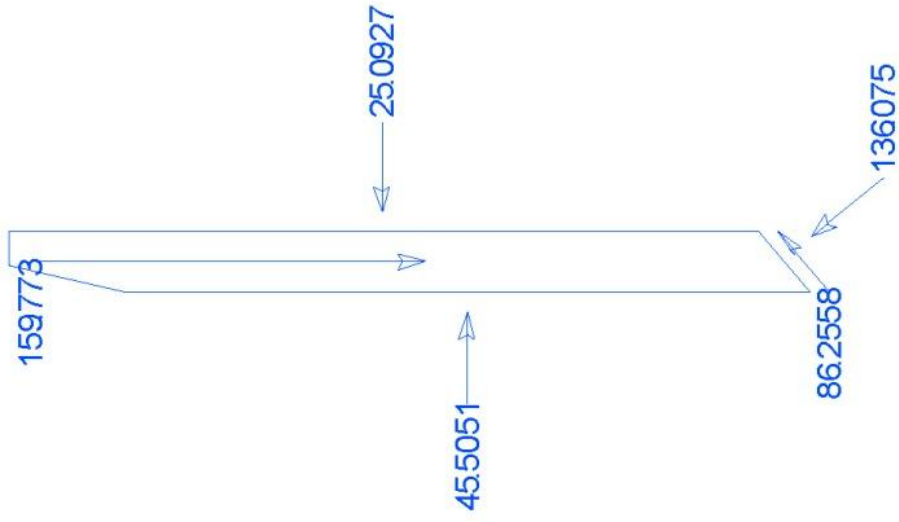
2



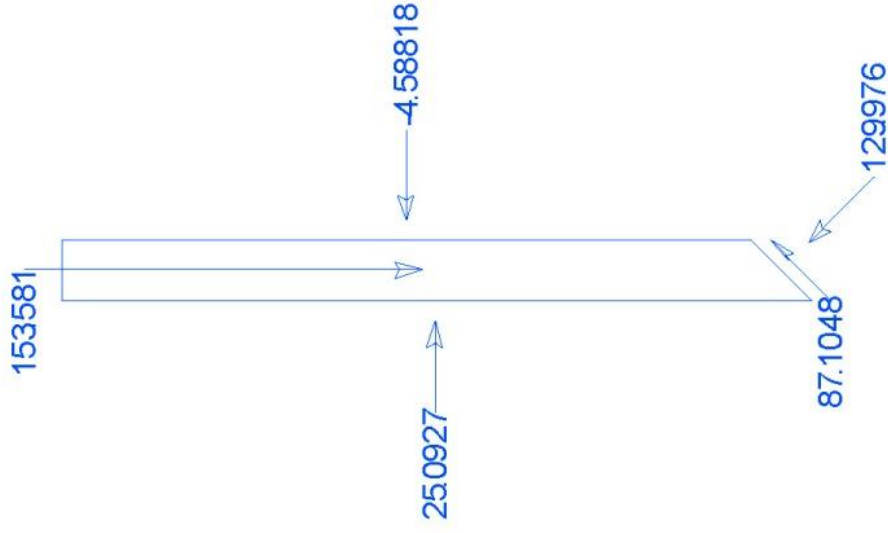
3



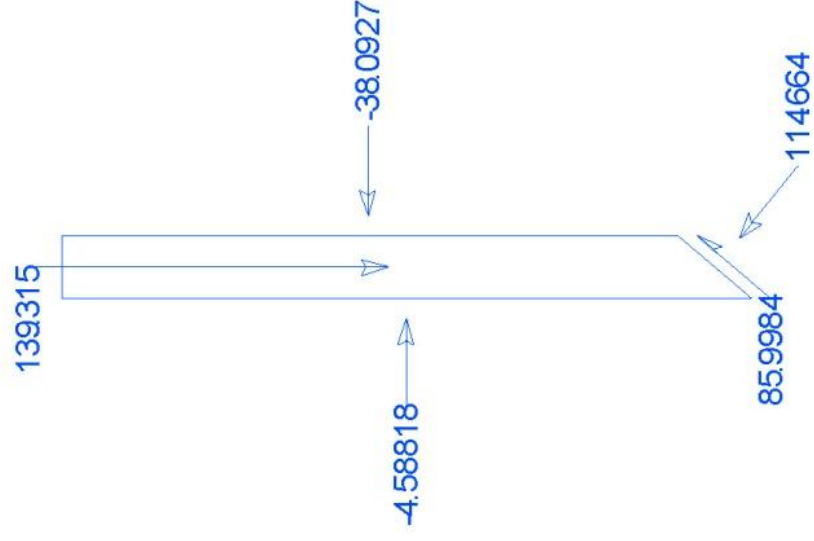
4



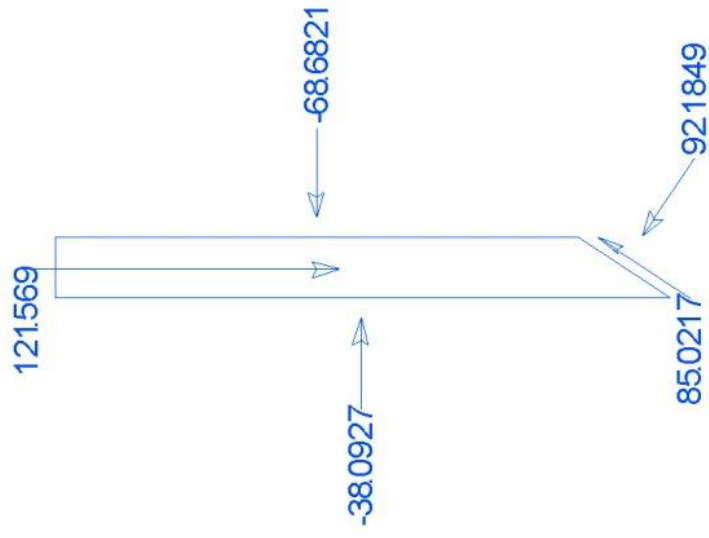
5



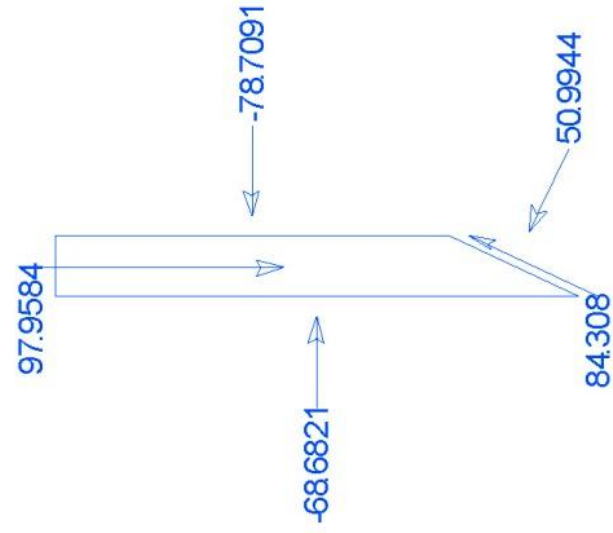
6



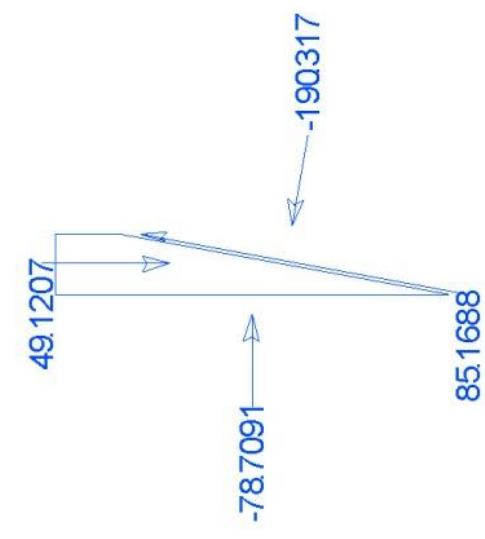
7



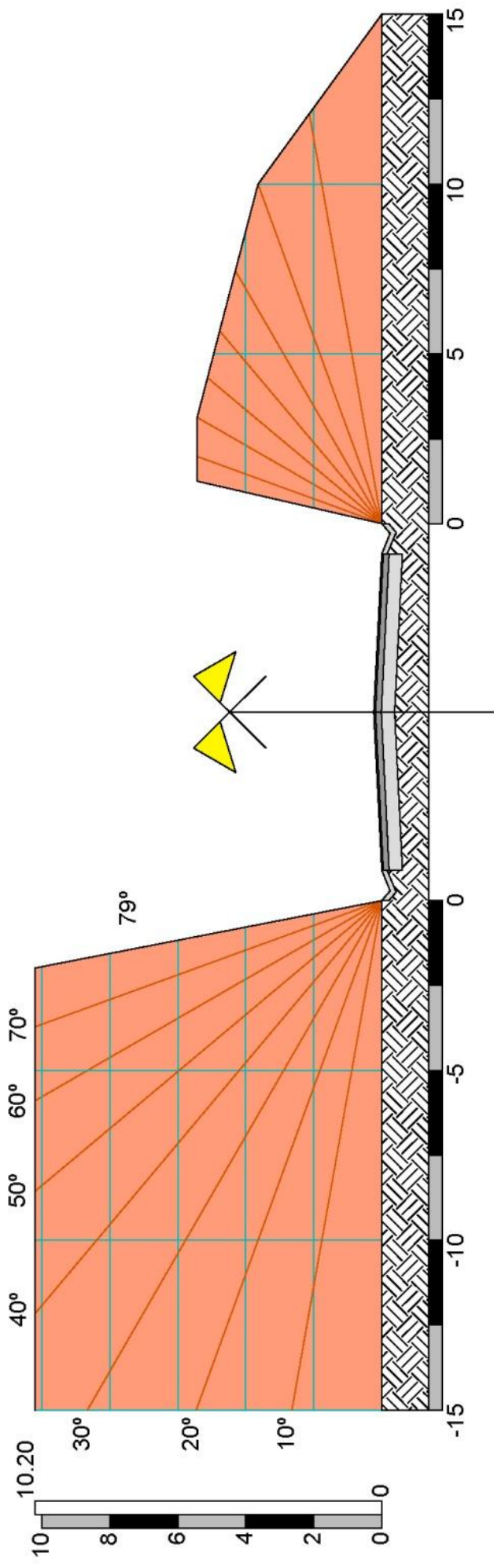
8

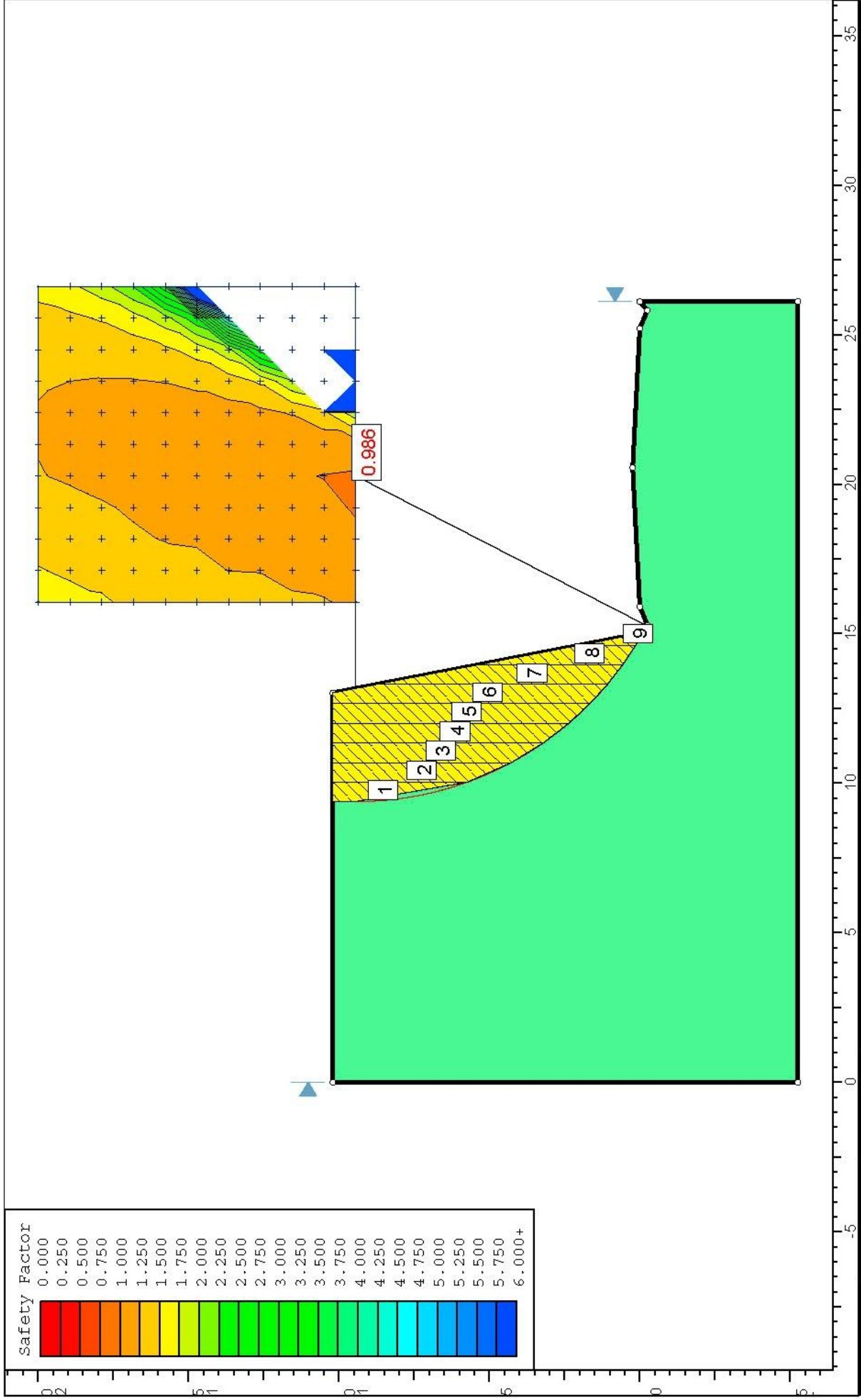


9



PERFIL TALUD 2 (17+600)





Proyecto:		Talud 2 (17+600)	
Descripción del Análisis:		Bishop Simplificado	
Dibujado por:		Joel Albaro Mora Baldiviezo	Entidad: PROGRAMA ESPECIAL DE TITULACION
Fecha:		AGOSTO 2013	Nombre de Archivo: TALUD 17+600.slim

Slide Analysis Information

Talud 2 (17+600)

Project Summary

- File Name: TALUD 17+600
- Slide Modeler Version: 6.005
- Project Title: Talud 2 (17+600)
- Analysis: Bishop Simplificado
- Author: Joel Albaro Mora Baldiviezo
- Company: PROGRAMA ESPECIAL DE TITULACION
- Date Created: AGOSTO 2013
- Comments:
 - “MODELO DE ESTABILIDAD DE TALUDES COMPARANDO LOS MÉTODOS BISHOP SIMPLIFICADO VS. TABLAS DE JANBÚ”

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 9
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1

- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Material Properties

Property	Suelo 1
Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	20
Cohesion [kPa]	30
Friction Angle [deg]	20
Water Surface	None
Ru Value	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 0.985551
- Center: 20.272, 9.443
- Radius: 10.890
- Left Slip Surface Endpoint: 9.381, 9.443
- Right Slip Surface Endpoint: 15.266, -0.229
- Left Slope Intercept: 9.381 10.200
- Right Slope Intercept: 15.266 -0.229
- Resisting Moment=5081.8 kN-m
- Driving Moment=5156.3 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 1181
- Number of Invalid Surfaces: 150

Error Codes:

- Error Code -108 reported for 52 surfaces
- Error Code -112 reported for 43 surfaces
- Error Code -1000 reported for 55 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -108 = Total driving moment or total driving force < 0.1 . This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- -112 = The coefficient $M\text{-Alpha} = \cos(\alpha)(1 + \tan(\alpha)\tan(\phi)/F) < 0.2$ for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

- Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 0.985551

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.653862	34.208	Suelo 1	30	20	16.0967	15.8641	-38.838	0	-38.838
2	0.653862	68.0408	Suelo 1	30	20	37.8375	37.2908	20.0312	0	20.0312
3	0.653862	84.5079	Suelo 1	30	20	48.9501	48.2428	50.1216	0	50.1216
4	0.653862	96.9686	Suelo 1	30	20	57.7538	56.9193	73.9602	0	73.9602
5	0.653862	107.066	Suelo 1	30	20	65.2356	64.293	94.2192	0	94.2192
6	0.653862	111.267	Suelo 1	30	20	70.0145	69.0029	107.16	0	107.16
7	0.653862	81.3594	Suelo 1	30	20	59.5251	58.665	78.7564	0	78.7564
8	0.653862	43.4785	Suelo 1	30	20	44.269	43.6294	37.4465	0	37.4465
9	0.653862	7.73327	Suelo 1	30	20	28.8433	28.4265	-4.32303	0	-4.32303

- Query 1 (bishop simplified) - Safety Factor: 0.985551

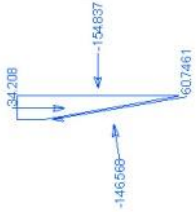
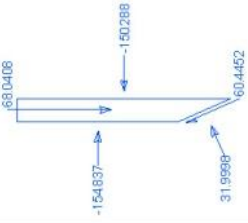
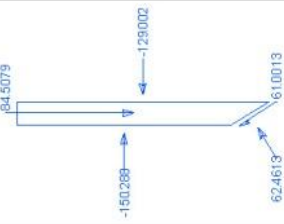
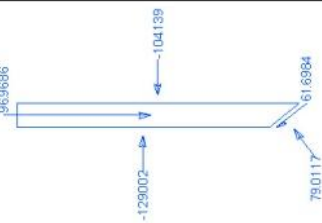
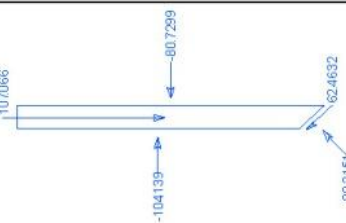
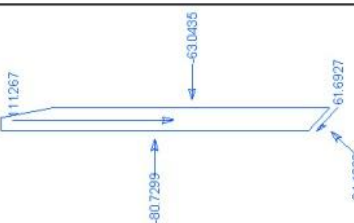
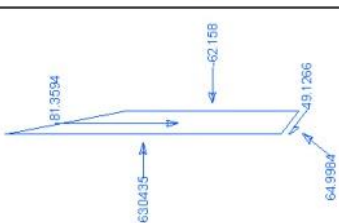
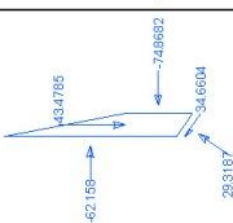
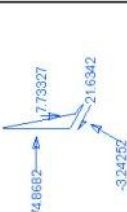
Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.653862	34.208	Suelo 1	30	20	16.0967	15.8641	-38.838	0	-38.838
2	0.653862	68.0408	Suelo 1	30	20	37.8375	37.2908	20.0312	0	20.0312
3	0.653862	84.5079	Suelo 1	30	20	48.9501	48.2428	50.1216	0	50.1216
4	0.653862	96.9686	Suelo 1	30	20	57.7538	56.9193	73.9602	0	73.9602
5	0.653862	107.066	Suelo 1	30	20	65.2356	64.293	94.2192	0	94.2192
6	0.653862	111.267	Suelo 1	30	20	70.0145	69.0029	107.16	0	107.16
7	0.653862	81.3594	Suelo 1	30	20	59.5251	58.665	78.7564	0	78.7564
8	0.653862	43.4785	Suelo 1	30	20	44.269	43.6294	37.4465	0	37.4465
9	0.653862	7.73327	Suelo 1	30	20	28.8433	28.4265	-4.32303	0	-4.32303

List Of Coordinates

External Boundary

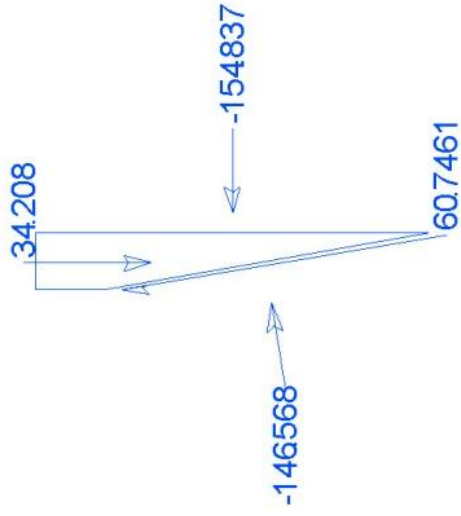
X	Y
0	-5.25
26.1	-5.25
26.1	0
25.8103	-0.25
25.2	0
20.55	0.2325
15.9	0
15.2897	-0.25
15	0
13.0173	10.2
0	10.2

TALUD 2 (17+600) METODO BISHOP SIMPLIFICADO

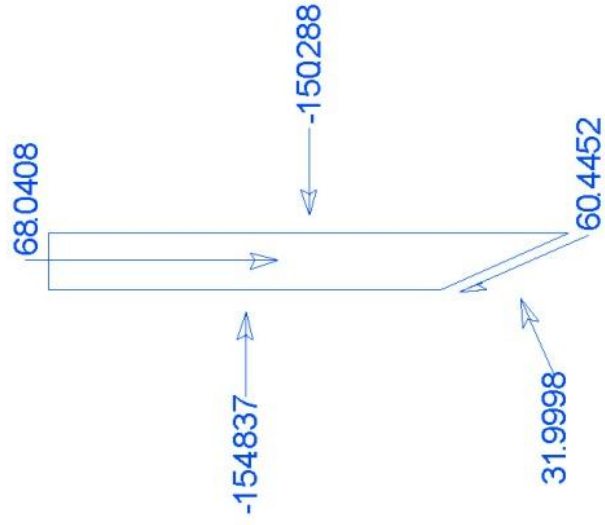
 34.208 154.837 146.569 60.7461	 68.0406 150.288 31.9998 60.4452	 84.5079 129.002 62.4613 61.0013	 96.9696 129.002 79.0117 61.8384	 107.066 104.139 90.2151 62.4632	 112.67 80.7299 94.4228 61.6927	 81.3594 63.0435 64.9984 49.1266	 43.4785 62.153 29.3187 34.6604	 17.73327 74.8682 3.24252 21.6342
---	--	--	--	---	---	---	--	---

DOVELAS

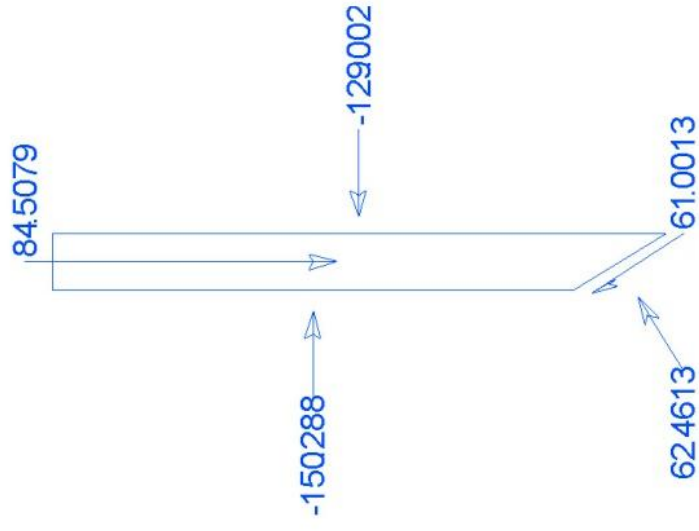
1



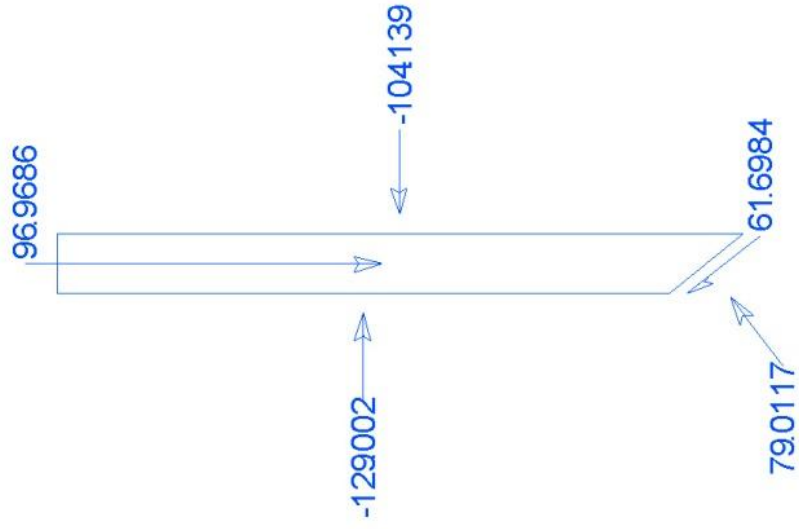
2



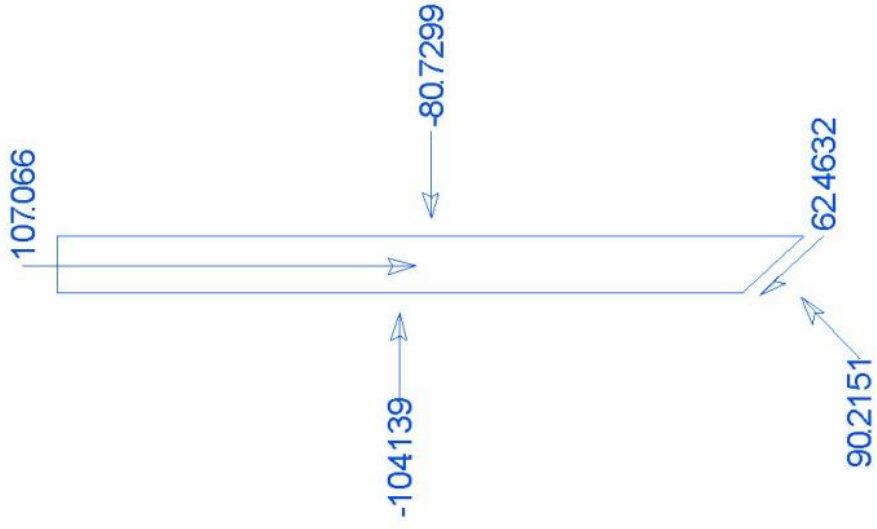
3



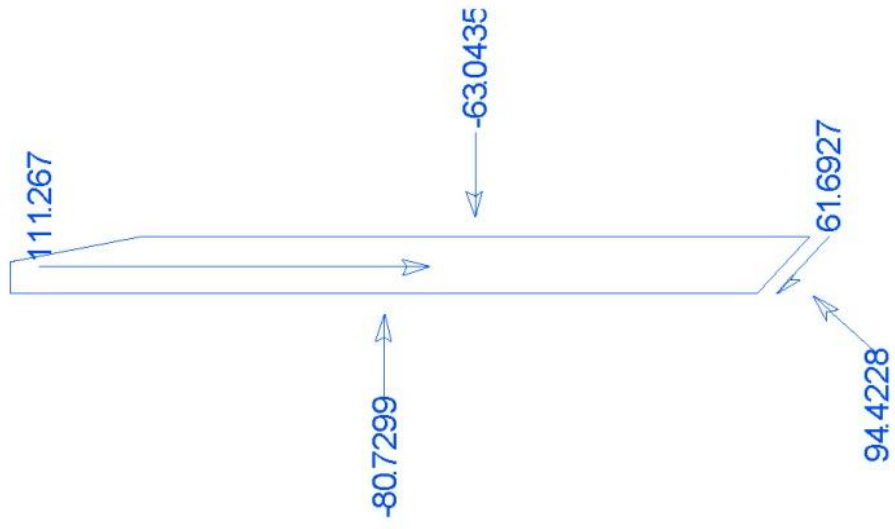
4



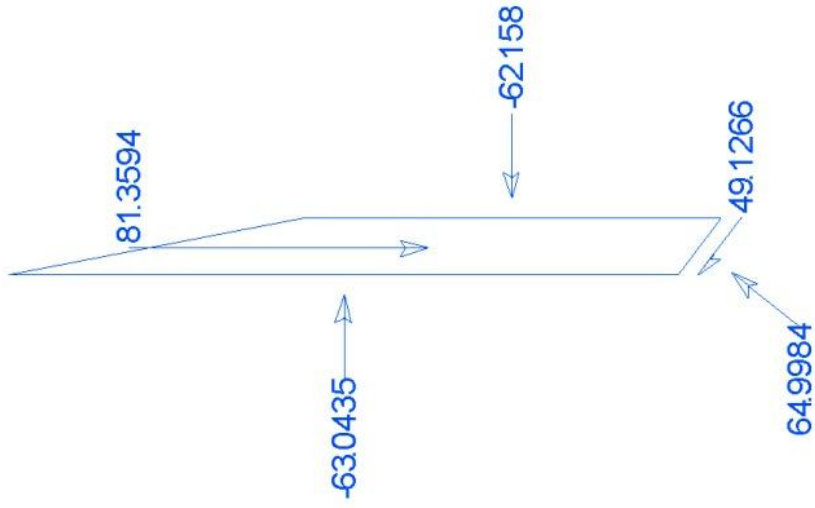
5



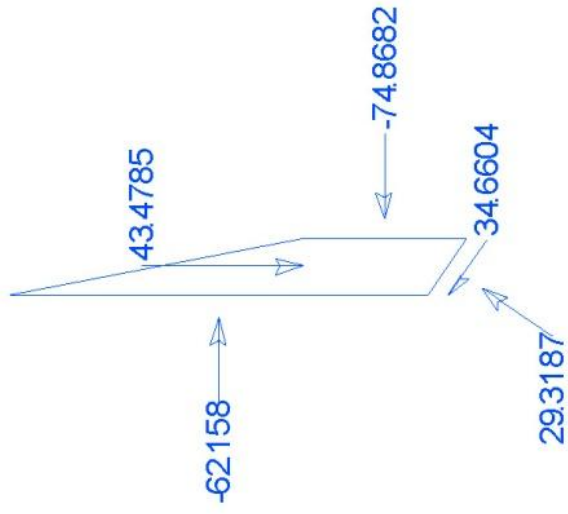
6



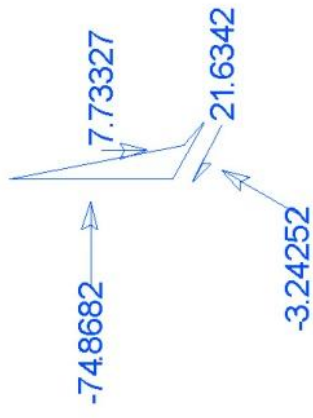
7



8



9

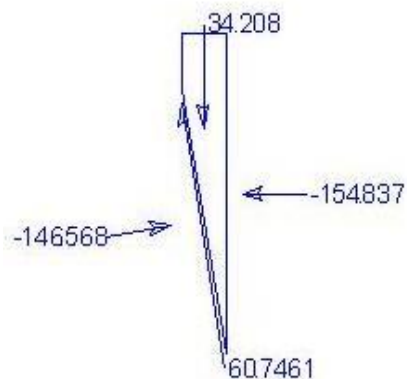


MEMORIA DE CALCULO TALUD 2 (17+600)

Slice Number:	1 (bishop simplified)
Factor of Safety:	0.985551
Base Friction Angle:	20 degrees
Base Cohesion:	30 kPa
Slice Width:	0.653862 m
Base Length:	3.77383 m
Angle of Slice Base:	-80.0224 degrees
Slice Weight:	34.208 kN
Frictional Strength:	-14.1359 kPa
Cohesive Strength:	30 kPa
Shear Strength:	15.8641 kPa
Shear Stress:	16.0967 kPa
Base Shear Force:	60.7461 kN
Base Normal Force:	-146.568 kN
Base Normal Stress:	-38.838 kPa
Effective Normal Stress:	-38.838 kPa
Left Side Normal Force:	0 kN
Left Side Shear Force:	0 kN
Left Side Resultant Force:	0 kN
Left Side Force Angle:	0 degrees
Right Side Normal Force:	-154.837 kN
Right Side Shear Force:	0 kN
Right Side Resultant Force:	154.837 kN
Right Side Force Angle:	0 degrees
M-Alpha:	0.535618
Y coordinate - Bottom:	9.44253 m
Y coordinate - Top:	10.2 m
Base Material:	1

1

DOVELA



Slice Number:	2 (bishop simplified)	2
Factor of Safety:	0.985551	
Base Friction Angle:	20 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	30 kPa	
Slice Width:	0.653862 m	
Base Length:	1.59749 m	
Angle of Slice Base:	-65.8388 degrees	
Slice Weight:	68.0408 kN	
Frictional Strength:	7.29079 kPa	
Cohesive Strength:	30 kPa	
Shear Strength:	37.2908 kPa	
Shear Stress:	37.8375 kPa	
Base Shear Force:	60.4452 kN	
Base Normal Force:	31.9998 kN	
Base Normal Stress:	20.0312 kPa	
Effective Normal Stress:	20.0312 kPa	
Left Side Normal Force:	-154.837 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	154.837 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-150.288 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	150.288 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	0.744995	
Y coordinate - Bottom:	5.72578 m	
Y coordinate - Top:	10.2 m	
Base Material:	1	

A vertical rectangular slice is shown with various force vectors. At the top, a downward arrow is labeled 68.0408. At the bottom, a horizontal arrow pointing right is labeled 60.4452, and a diagonal arrow pointing up and to the right is labeled 31.9998. On the left side, a horizontal arrow pointing right is labeled -154.837. On the right side, a horizontal arrow pointing left is labeled -150.288.

Slice Number:	3 (bishop simplified)	3
Factor of Safety:	0.985551	
Base Friction Angle:	20 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	30 kPa	
Slice Width:	0.653862 m	
Base Length:	1.24619 m	
Angle of Slice Base:	-58.3528 degrees	
Slice Weight:	84.5079 kN	
Frictional Strength:	18.2428 kPa	
Cohesive Strength:	30 kPa	
Shear Strength:	48.2428 kPa	
Shear Stress:	48.9501 kPa	
Base Shear Force:	61.0013 kN	
Base Normal Force:	62.4613 kN	
Base Normal Stress:	50.1216 kPa	
Effective Normal Stress:	50.1216 kPa	
Left Side Normal Force:	-150.288 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	150.288 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-129.002 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	129.002 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	0.837896	
Y coordinate - Bottom:	4.26823 m	
Y coordinate - Top:	10.2 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	4 (bishop simplified)	4
Factor of Safety:	0.985551	
Base Friction Angle:	20 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	30 kPa	
Slice Width:	0.653862 m	
Base Length:	1.0683 m	
Angle of Slice Base:	-52.2615 degrees	
Slice Weight:	96.9686 kN	
Frictional Strength:	26.9193 kPa	
Cohesive Strength:	30 kPa	
Shear Strength:	56.9193 kPa	
Shear Stress:	57.7538 kPa	
Base Shear Force:	61.6984 kN	
Base Normal Force:	79.0117 kN	
Base Normal Stress:	73.9602 kPa	
Effective Normal Stress:	73.9602 kPa	
Left Side Normal Force:	-129.002 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	129.002 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-104.139 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	104.139 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	0.903014	
Y coordinate - Bottom:	3.20735 m	
Y coordinate - Top:	10.2 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	5 (bishop simplified)	5
Factor of Safety:	0.985551	
Base Friction Angle:	20 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	30 kPa	
Slice Width:	0.653862 m	
Base Length:	0.957502 m	
Angle of Slice Base:	-46.9306 degrees	
Slice Weight:	107.066 kN	
Frictional Strength:	34.293 kPa	
Cohesive Strength:	30 kPa	
Shear Strength:	64.293 kPa	
Shear Stress:	65.2356 kPa	
Base Shear Force:	62.4632 kN	
Base Normal Force:	90.2151 kN	
Base Normal Stress:	94.2192 kPa	
Effective Normal Stress:	94.2192 kPa	
Left Side Normal Force:	-104.139 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	104.139 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-80.7299 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	80.7299 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	0.951659	
Y coordinate - Bottom:	2.36253 m	
Y coordinate - Top:	10.2 m	
Base Material:	1	

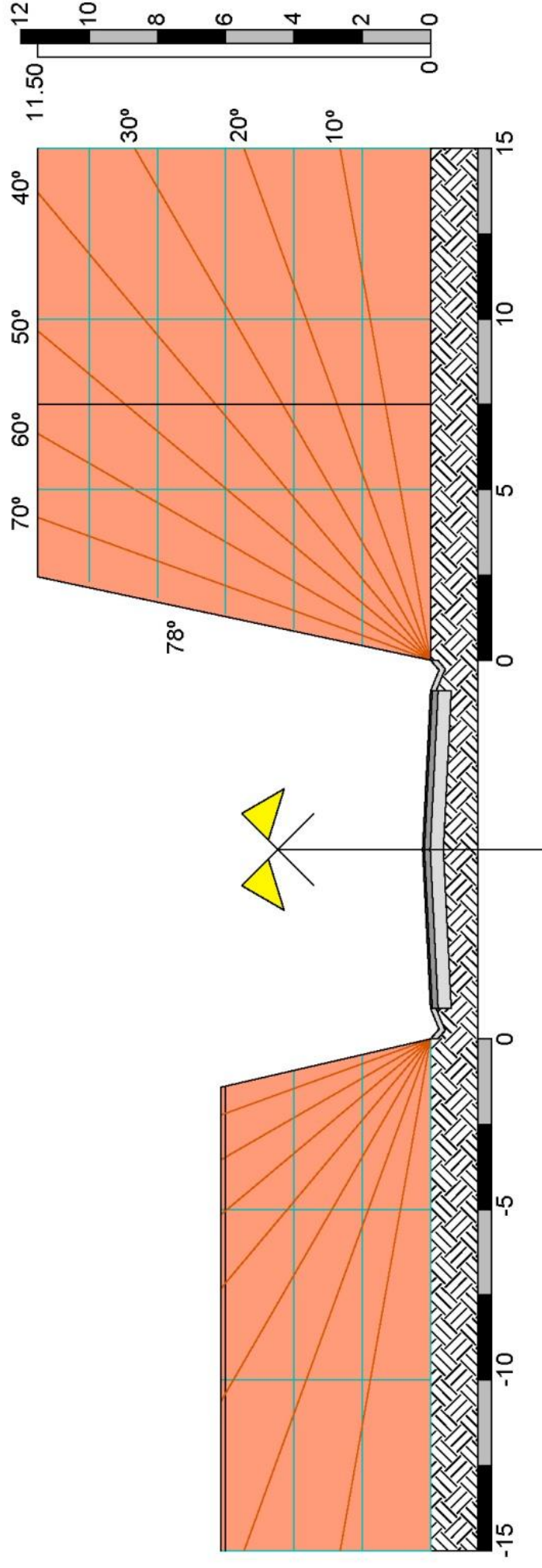
Slice Number:	6 (bishop simplified)	6
Factor of Safety:	0.985551	
Base Friction Angle:	20 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	30 kPa	
Slice Width:	0.653862 m	
Base Length:	0.881141 m	
Angle of Slice Base:	-42.0926 degrees	
Slice Weight:	111.267 kN	
Frictional Strength:	39.0029 kPa	
Cohesive Strength:	30 kPa	
Shear Strength:	69.0029 kPa	
Shear Stress:	70.0145 kPa	
Base Shear Force:	61.6927 kN	
Base Normal Force:	94.4228 kN	
Base Normal Stress:	107.16 kPa	
Effective Normal Stress:	107.16 kPa	
Left Side Normal Force:	-80.7299 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	80.7299 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-63.0435 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	63.0435 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	0.988691	
Y coordinate - Bottom:	1.66304 m	
Y coordinate - Top:	10.2 m	
Base Material:	1	

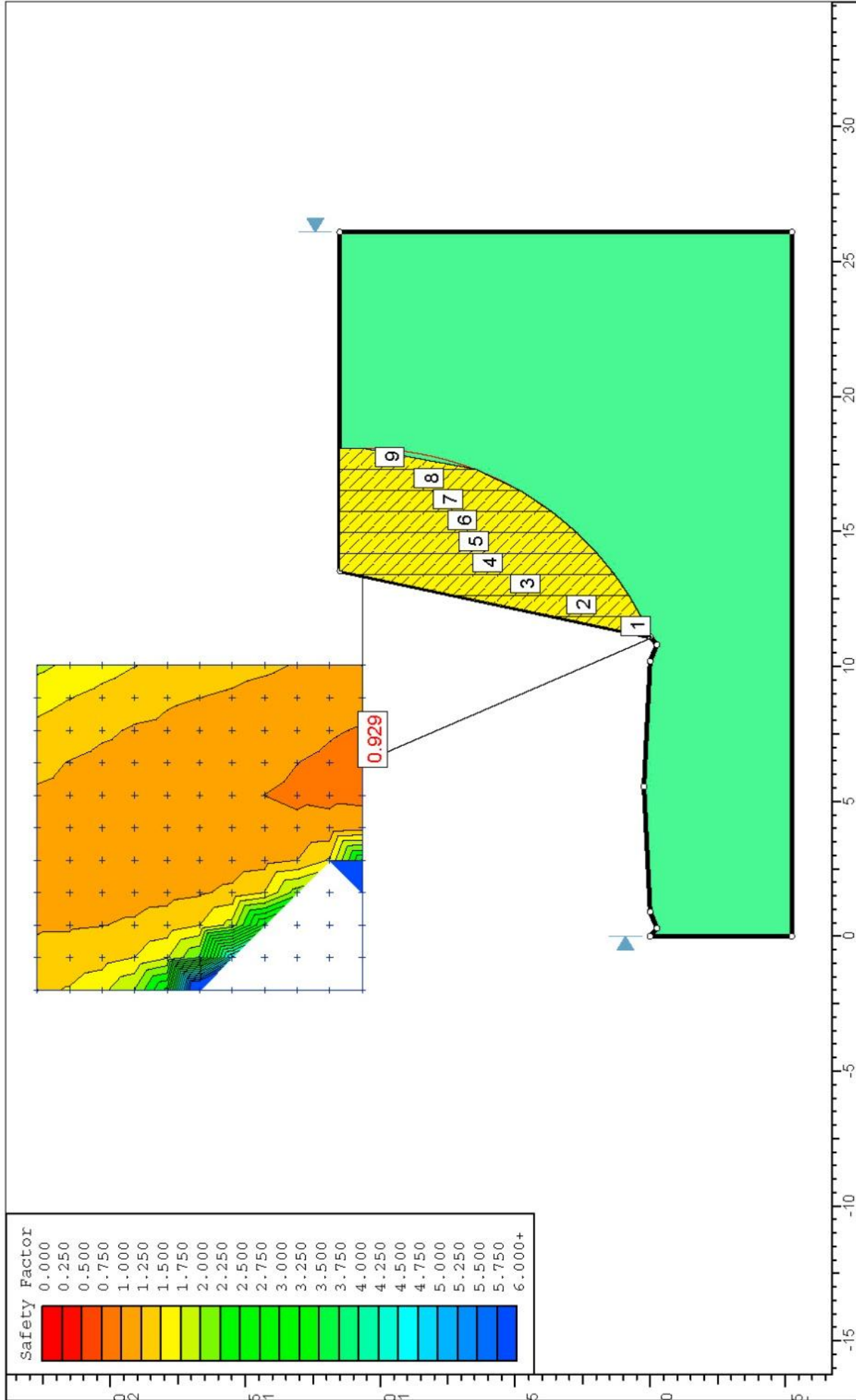
Slice Number:	7 (bishop simplified)	7
Factor of Safety:	0.985551	
Base Friction Angle:	20 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	30 kPa	
Slice Width:	0.653862 m	
Base Length:	0.82531 m	
Angle of Slice Base:	-37.6025 degrees	
Slice Weight:	81.3594 kN	
Frictional Strength:	28.665 kPa	
Cohesive Strength:	30 kPa	
Shear Strength:	58.665 kPa	
Shear Stress:	59.5251 kPa	
Base Shear Force:	49.1266 kN	
Base Normal Force:	64.9984 kN	
Base Normal Stress:	78.7564 kPa	
Effective Normal Stress:	78.7564 kPa	
Left Side Normal Force:	-63.0435 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	63.0435 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-62.158 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	62.158 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	1.01676	
Y coordinate - Bottom:	1.07239 m	
Y coordinate - Top:	8.72396 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	8 (bishop simplified)	8
Factor of Safety:	0.985551	
Base Friction Angle:	20 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	30 kPa	
Slice Width:	0.653862 m	
Base Length:	0.78295 m	
Angle of Slice Base:	-33.371 degrees	
Slice Weight:	43.4785 kN	
Frictional Strength:	13.6294 kPa	
Cohesive Strength:	30 kPa	
Shear Strength:	43.6294 kPa	
Shear Stress:	44.269 kPa	
Base Shear Force:	34.6604 kN	
Base Normal Force:	29.3187 kN	
Base Normal Stress:	37.4465 kPa	
Effective Normal Stress:	37.4465 kPa	
Left Side Normal Force:	-62.158 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	62.158 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-74.8682 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	74.8682 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	1.0375	
Y coordinate - Bottom:	0.568802 m	
Y coordinate - Top:	5.36013 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	9 (bishop simplified)	9
Factor of Safety:	0.985551	
Base Friction Angle:	20 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	30 kPa	
Slice Width:	0.653862 m	
Base Length:	0.750058 m	
Angle of Slice Base:	-29.3375 degrees	
Slice Weight:	7.73327 kN	
Frictional Strength:	-1.57345 kPa	
Cohesive Strength:	30 kPa	
Shear Strength:	28.4265 kPa	
Shear Stress:	28.8433 kPa	
Base Shear Force:	21.6342 kN	
Base Normal Force:	-3.24252 kN	
Base Normal Stress:	-4.32303 kPa	
Effective Normal Stress:	-4.32303 kPa	
Left Side Normal Force:	-74.8682 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	74.8682 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	0 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	0 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	1.05201	
Y coordinate - Bottom:	0.138134 m	
Y coordinate - Top:	1.9963 m	
Base Material:	1	

PERFIL TALUD 3 (26+080)





	Proyecto:	Talud 3 (26+080)		
	Descripción del Análisis:	Bishop Simplificado		
	Dibujado por:	Joel Albaro Mora Baldiviezo	Entidad:	PROGRAMA ESPECIAL DE TITULACION
	Fecha:	AGOSTO 2013	Nombre de Archivo:	TALUD 26+080.slim

Slide Analysis Information

Talud 3 (26+080)

Project Summary

- File Name: TALUD 26+080
- Slide Modeler Version: 6.005
- Project Title: Talud 3 (26+080)
- Analysis: Bishop Simplificado
- Author: Joel Albaro Mora Baldiviezo
- Company: PROGRAMA ESPECIAL DE TITULACION
- Date Created: AGOSTO 2013
- Comments:
 - "MODELO DE ESTABILIDAD DE TALUDES COMPARANDO LOS MÉTODOS BISHOP SIMPLIFICADO VS. TABLAS DE JANBÚ"

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Right to Left
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Number of slices: 9
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check $\alpha < 0.2$: Yes

- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Material Properties

Property	Suelo 1
Color	
Strength Type	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	20
Cohesion [kPa]	29
Friction Angle [deg]	21
Water Surface	None
Ru Value	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 0.929078
- Center: 6.432, 10.667
- Radius: 11.662
- Left Slip Surface Endpoint: 11.054, -0.040
- Right Slip Surface Endpoint: 18.094, 10.667
- Left Slope Intercept: 11.054 -0.040
- Right Slope Intercept: 18.094 11.500
- Resisting Moment=6874.08 kN-m
- Driving Moment=7398.82 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

- Number of Valid Surfaces: 1160
- Number of Invalid Surfaces: 171

Error Codes:

- Error Code -108 reported for 3 surfaces
- Error Code -112 reported for 36 surfaces
- Error Code -1000 reported for 132 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- -108 = Total driving moment or total driving force < 0.1 . This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- -112 = The coefficient $M\text{-Alpha} = \cos(\alpha)(1 + \tan(\alpha)\tan(\phi)/F) < 0.2$ for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
- -1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

Slice Data

- Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 0.929078

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.782208	23.1737	Suelo 1	29	21	36.3084	33.7334	12.3309	0	12.3309
2	0.782208	74.2393	Suelo 1	29	21	56.9453	52.9066	62.2788	0	62.2788
3	0.782208	124.118	Suelo 1	29	21	75.4603	70.1085	107.091	0	107.091
4	0.782208	153.356	Suelo 1	29	21	83.961	78.0063	127.666	0	127.666
5	0.782208	143.367	Suelo 1	29	21	76.1885	70.7851	108.854	0	108.854
6	0.782208	130.09	Suelo 1	29	21	66.9494	62.2012	86.4917	0	86.4917
7	0.782208	113.55	Suelo 1	29	21	56.1548	52.1722	60.3657	0	60.3657
8	0.782208	91.5148	Suelo 1	29	21	42.6897	39.6621	27.7758	0	27.7758
9	0.782208	45.8773	Suelo 1	29	21	17.2345	16.0122	-33.8343	0	-33.8343

- Query 1 (bishop simplified) - Safety Factor: 0.929078

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	0.782208	23.1737	Suelo 1	29	21	36.3084	33.7334	12.3309	0	12.3309
2	0.782208	74.2393	Suelo 1	29	21	56.9453	52.9066	62.2788	0	62.2788
3	0.782208	124.118	Suelo 1	29	21	75.4603	70.1085	107.091	0	107.091
4	0.782208	153.356	Suelo 1	29	21	83.961	78.0063	127.666	0	127.666
5	0.782208	143.367	Suelo 1	29	21	76.1885	70.7851	108.854	0	108.854
6	0.782208	130.09	Suelo 1	29	21	66.9494	62.2012	86.4917	0	86.4917
7	0.782208	113.55	Suelo 1	29	21	56.1548	52.1722	60.3657	0	60.3657
8	0.782208	91.5148	Suelo 1	29	21	42.6897	39.6621	27.7758	0	27.7758
9	0.782208	45.8773	Suelo 1	29	21	17.2345	16.0122	-33.8343	0	-33.8343

List Of Coordinates

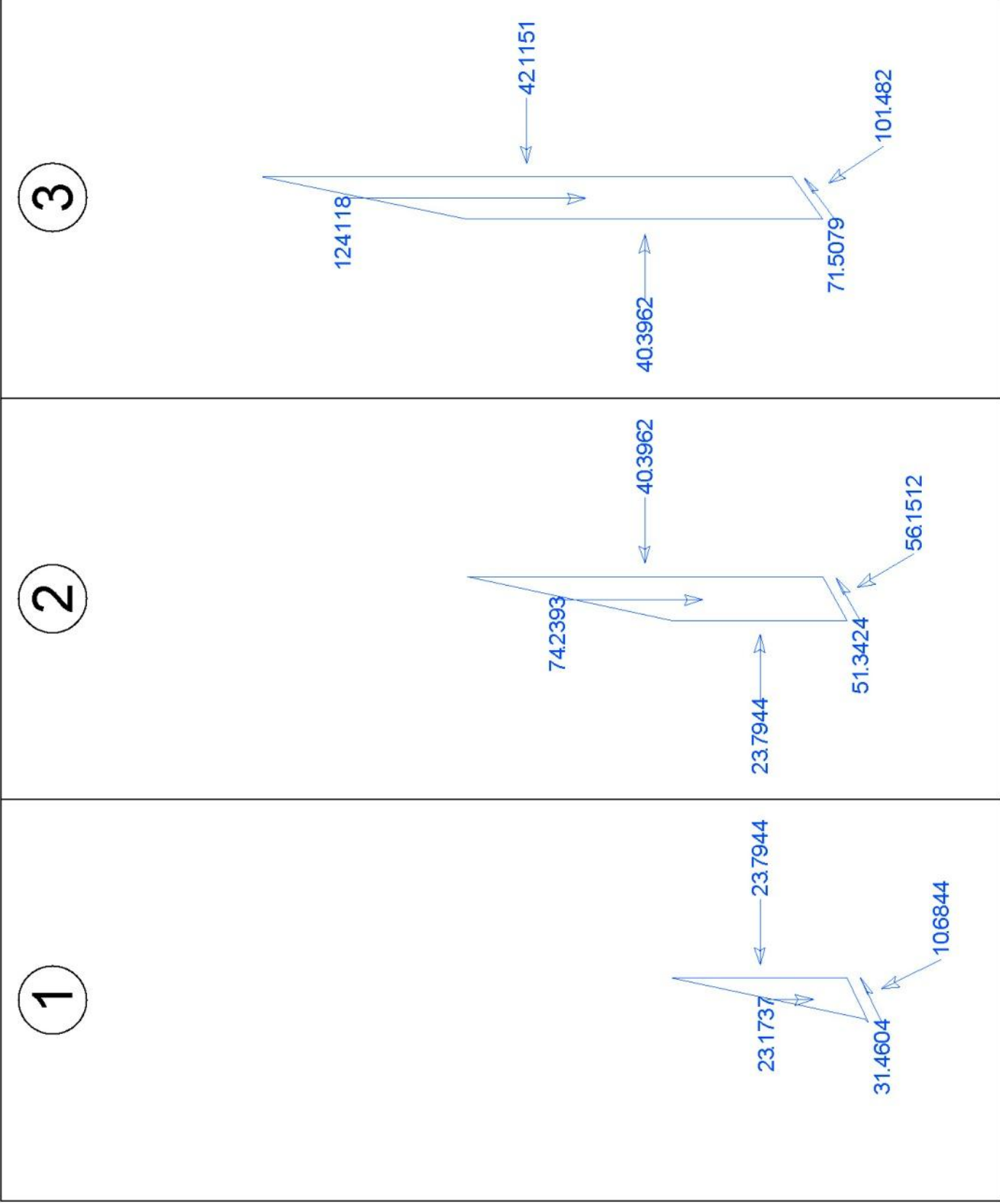
External Boundary

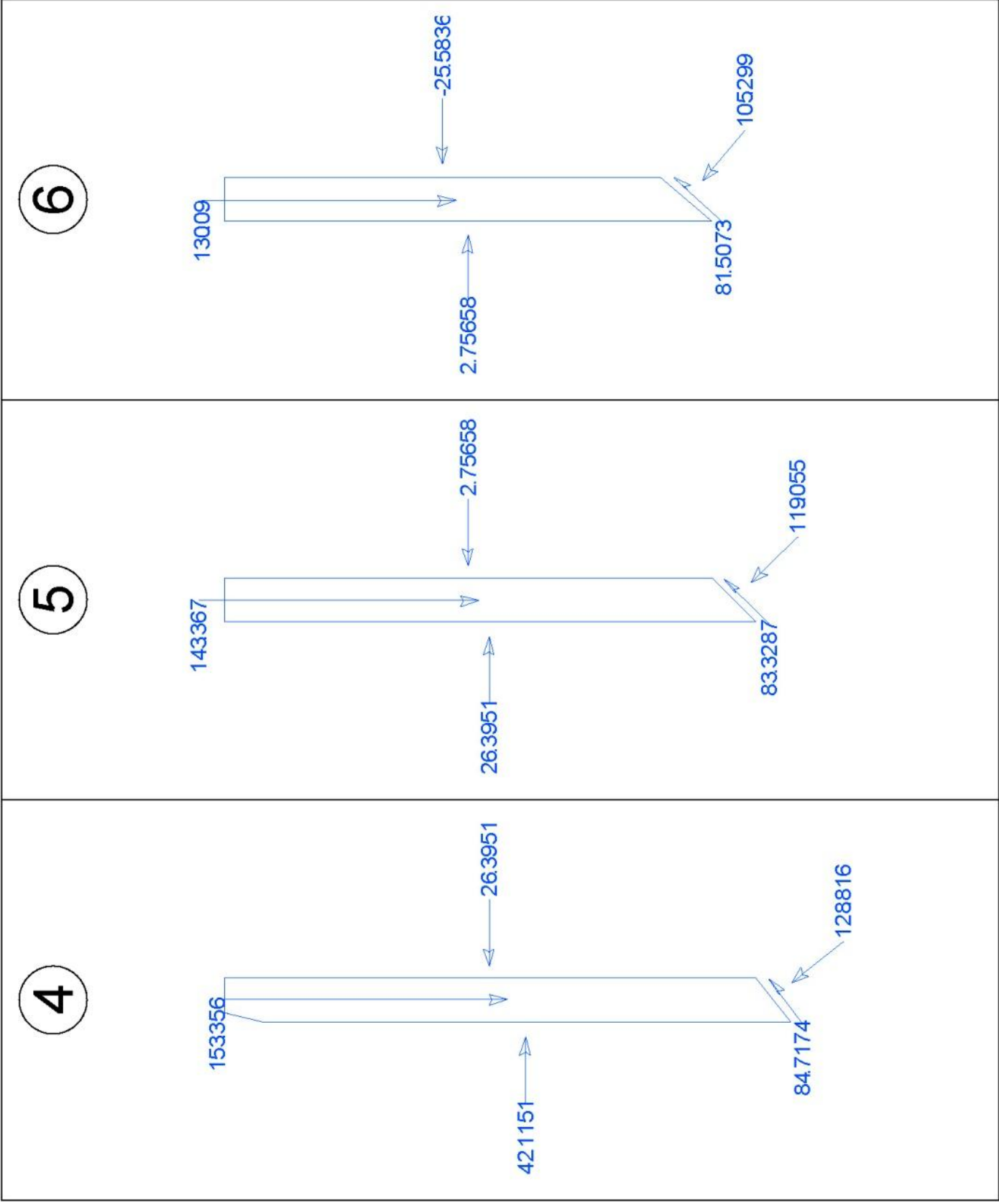
X	Y
13.5444	11.5
11.1	0
10.8103	-0.25
10.2	0
5.55	0.2325
0.9	0
0.289744	-0.25
0	0
0	-5.25
26.1	-5.25
26.1	11.5

TALUD 3 (26+080) METODO BISHOP SIMPLIFICADO

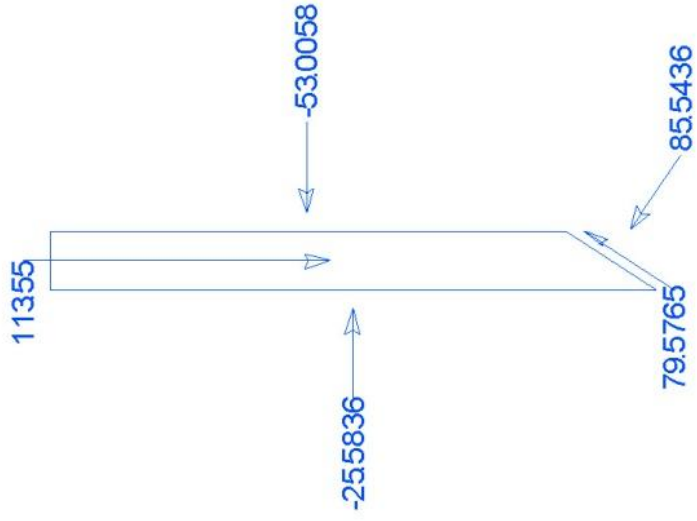
①		②		③		④		⑤		⑥		⑦		⑧		⑨	
---	--	---	--	---	--	---	--	---	--	---	--	---	--	---	--	---	--

DOVELAS

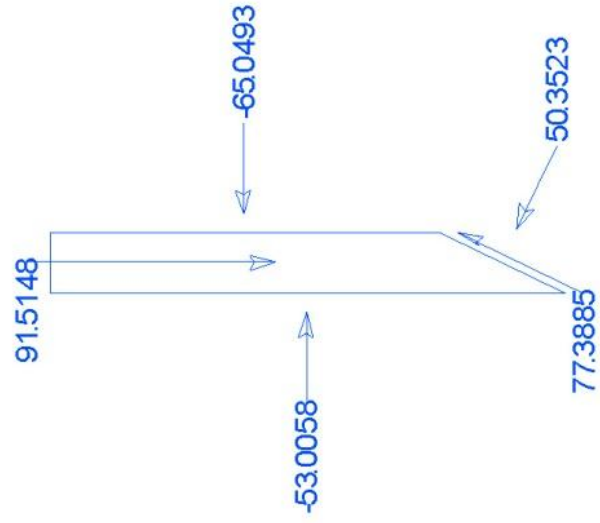




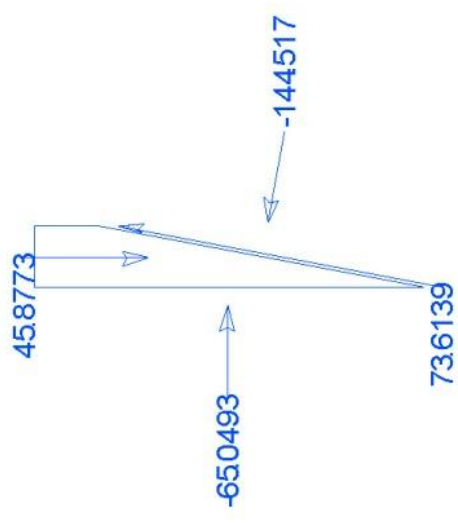
7



8



9

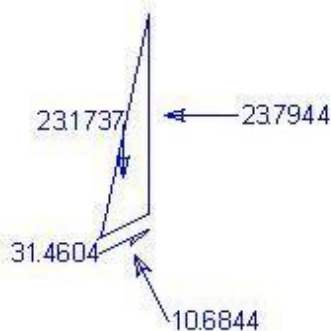


MEMORIA DE CALCULO TALUD 3 (26+080)

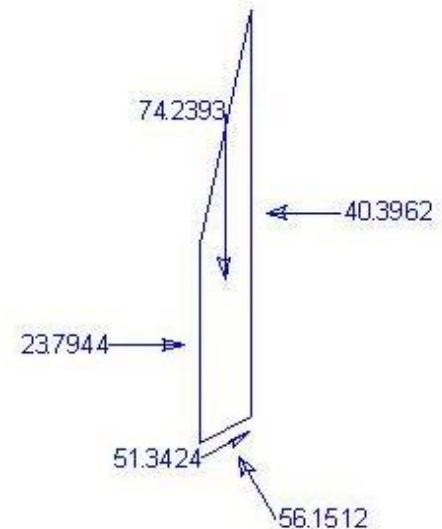
Slice Number:	1 (bishop simplified)
Factor of Safety:	0.929078
Base Friction Angle:	21 degrees
Base Cohesion:	29 kPa
Slice Width:	0.782208 m
Base Length:	0.866475 m
Angle of Slice Base:	25.4784 degrees
Slice Weight:	23.1737 kN
Frictional Strength:	4.73338 kPa
Cohesive Strength:	29 kPa
Shear Strength:	33.7334 kPa
Shear Stress:	36.3084 kPa
Base Shear Force:	31.4604 kN
Base Normal Force:	10.6844 kN
Base Normal Stress:	12.3309 kPa
Effective Normal Stress:	12.3309 kPa
Left Side Normal Force:	0 kN
Left Side Shear Force:	0 kN
Left Side Resultant Force:	0 kN
Left Side Force Angle:	0 degrees
Right Side Normal Force:	23.7944 kN
Right Side Shear Force:	0 kN
Right Side Resultant Force:	23.7944 kN
Right Side Force Angle:	0 degrees
M-Alpha:	1.08042
Y coordinate - Bottom:	-0.0398822 m
Y coordinate - Top:	-0.0398822 m
Base Material:	1

1

DOVELA



Slice Number:	2 (bishop simplified)	2
Factor of Safety:	0.929078	
Base Friction Angle:	21 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	29 kPa	
Slice Width:	0.782208 m	
Base Length:	0.90161 m	
Angle of Slice Base:	29.8228 degrees	
Slice Weight:	74.2393 kN	
Frictional Strength:	23.9066 kPa	
Cohesive Strength:	29 kPa	
Shear Strength:	52.9066 kPa	
Shear Stress:	56.9453 kPa	
Base Shear Force:	51.3424 kN	
Base Normal Force:	56.1512 kN	
Base Normal Stress:	62.2788 kPa	
Effective Normal Stress:	62.2788 kPa	
Left Side Normal Force:	23.7944 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	23.7944 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	40.3962 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	40.3962 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	1.07297	
Y coordinate - Bottom:	0.33285 m	
Y coordinate - Top:	3.46254 m	
Base Material:	1	



The diagram illustrates the forces acting on a slice. A vertical line represents the slice's profile. A downward arrow from the top is labeled 74.2393. A horizontal arrow pointing left from the right side is labeled 40.3962. A horizontal arrow pointing right from the left side is labeled 23.7944. At the base, a horizontal arrow pointing left is labeled 51.3424, and a diagonal arrow pointing up and to the right is labeled 56.1512.

Slice Number:	3 (bishop simplified)	3
Factor of Safety:	0.929078	
Base Friction Angle:	21 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	29 kPa	
Slice Width:	0.782208 m	
Base Length:	0.947623 m	
Angle of Slice Base:	34.3667 degrees	
Slice Weight:	124.118 kN	
Frictional Strength:	41.1085 kPa	
Cohesive Strength:	29 kPa	
Shear Strength:	70.1085 kPa	
Shear Stress:	75.4603 kPa	
Base Shear Force:	71.5079 kN	
Base Normal Force:	101.482 kN	
Base Normal Stress:	107.091 kPa	
Effective Normal Stress:	107.091 kPa	
Left Side Normal Force:	40.3962 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	40.3962 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	42.1151 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	42.1151 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	1.05858	
Y coordinate - Bottom:	0.781238 m	
Y coordinate - Top:	7.14254 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	4 (bishop simplified)	4
Factor of Safety:	0.929078	
Base Friction Angle:	21 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	29 kPa	
Slice Width:	0.782208 m	
Base Length:	1.00901 m	
Angle of Slice Base:	39.1746 degrees	
Slice Weight:	153.356 kN	
Frictional Strength:	49.0063 kPa	
Cohesive Strength:	29 kPa	
Shear Strength:	78.0063 kPa	
Shear Stress:	83.961 kPa	
Base Shear Force:	84.7174 kN	
Base Normal Force:	128.816 kN	
Base Normal Stress:	127.666 kPa	
Effective Normal Stress:	127.666 kPa	
Left Side Normal Force:	42.1151 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	42.1151 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	26.3951 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	26.3951 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	1.03612	
Y coordinate - Bottom:	1.31616 m	
Y coordinate - Top:	10.8225 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	5 (bishop simplified)	5
Factor of Safety:	0.929078	
Base Friction Angle:	21 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	29 kPa	
Slice Width:	0.782208 m	
Base Length:	1.09372 m	
Angle of Slice Base:	44.3418 degrees	
Slice Weight:	143.367 kN	
Frictional Strength:	41.7851 kPa	
Cohesive Strength:	29 kPa	
Shear Strength:	70.7851 kPa	
Shear Stress:	76.1885 kPa	
Base Shear Force:	83.3287 kN	
Base Normal Force:	119.055 kN	
Base Normal Stress:	108.854 kPa	
Effective Normal Stress:	108.854 kPa	
Left Side Normal Force:	26.3951 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	26.3951 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	2.75658 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	2.75658 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	1.00386	
Y coordinate - Bottom:	1.95354 m	
Y coordinate - Top:	11.5 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	6 (bishop simplified)	6
Factor of Safety:	0.929078	
Base Friction Angle:	21 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	29 kPa	
Slice Width:	0.782208 m	
Base Length:	1.21745 m	
Angle of Slice Base:	50.0216 degrees	
Slice Weight:	130.09 kN	
Frictional Strength:	33.2012 kPa	
Cohesive Strength:	29 kPa	
Shear Strength:	62.2012 kPa	
Shear Stress:	66.9494 kPa	
Base Shear Force:	81.5073 kN	
Base Normal Force:	105.299 kN	
Base Normal Stress:	86.4917 kPa	
Effective Normal Stress:	86.4917 kPa	
Left Side Normal Force:	2.75658 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	2.75658 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-25.5836 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	25.5836 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	0.958988	
Y coordinate - Bottom:	2.71798 m	
Y coordinate - Top:	11.5 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	7 (bishop simplified)	7
Factor of Safety:	0.929078	
Base Friction Angle:	21 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	29 kPa	
Slice Width:	0.782208 m	
Base Length:	1.41709 m	
Angle of Slice Base:	56.4969 degrees	
Slice Weight:	113.55 kN	
Frictional Strength:	23.1722 kPa	
Cohesive Strength:	29 kPa	
Shear Strength:	52.1722 kPa	
Shear Stress:	56.1548 kPa	
Base Shear Force:	79.5765 kN	
Base Normal Force:	85.5436 kN	
Base Normal Stress:	60.3657 kPa	
Effective Normal Stress:	60.3657 kPa	
Left Side Normal Force:	-25.5836 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	25.5836 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-53.0058 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	53.0058 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	0.896379	
Y coordinate - Bottom:	3.65089 m	
Y coordinate - Top:	11.5 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	8 (bishop simplified)	8
Factor of Safety:	0.929078	
Base Friction Angle:	21 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	29 kPa	
Slice Width:	0.782208 m	
Base Length:	1.81281 m	
Angle of Slice Base:	64.4379 degrees	
Slice Weight:	91.5148 kN	
Frictional Strength:	10.6621 kPa	
Cohesive Strength:	29 kPa	
Shear Strength:	39.6621 kPa	
Shear Stress:	42.6897 kPa	
Base Shear Force:	77.3885 kN	
Base Normal Force:	50.3523 kN	
Base Normal Stress:	27.7758 kPa	
Effective Normal Stress:	27.7758 kPa	
Left Side Normal Force:	-53.0058 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	53.0058 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	-65.0493 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	65.0493 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	0.804079	
Y coordinate - Bottom:	4.83254 m	
Y coordinate - Top:	11.5 m	
Base Material:	1	

Slice Number:	9 (bishop simplified)	9
Factor of Safety:	0.929078	
Base Friction Angle:	21 degrees	DOVELA
Base Cohesion:	29 kPa	
Slice Width:	0.782208 m	
Base Length:	4.27131 m	
Angle of Slice Base:	79.4478 degrees	
Slice Weight:	45.8773 kN	
Frictional Strength:	-12.9878 kPa	
Cohesive Strength:	29 kPa	
Shear Strength:	16.0122 kPa	
Shear Stress:	17.2345 kPa	
Base Shear Force:	73.6139 kN	
Base Normal Force:	-144.517 kN	
Base Normal Stress:	-33.8343 kPa	
Effective Normal Stress:	-33.8343 kPa	
Left Side Normal Force:	-65.0493 kN	
Left Side Shear Force:	0 kN	
Left Side Resultant Force:	65.0493 kN	
Left Side Force Angle:	0 degrees	
Right Side Normal Force:	0 kN	
Right Side Shear Force:	0 kN	
Right Side Resultant Force:	0 kN	
Right Side Force Angle:	0 degrees	
M-Alpha:	0.589163	
Y coordinate - Bottom:	6.46791 m	
Y coordinate - Top:	11.5 m	
Base Material:	1	

5.4 CÁLCULO DE FS MEDIANTE EL MÉTODO TABLAS DE JANBÚ

Las tablas desarrolladas por Janbú (1968), permiten el análisis de diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluyendo los niveles freáticos y grietas de tensión.

El método de tablas de Janbú presenta dos procedimientos, uno para suelos cohesivos ($\phi = 0$), y otro para suelos friccionantes ($\phi > 0$). Para suelos cohesivos, el procedimiento es el mismo de Taylor. Para los suelos friccionantes o mixtos, el procedimiento es un poco más complejo.

Procedimiento para las Tablas de Janbú para $\phi = 0$.

Paso 1. Parámetros que se requieren para el análisis

- Altura de cada suelo H (metros)
- Pendiente del talud β (grados)
- Cohesión del suelo C_u (KN/m²)
- Altura del nivel freático H_w (m)
- Peso específico del suelo γ (KN/m³)
- Perfil geotécnico incluyendo todos los mantos del suelo
- Profundidad hasta el manto de suelo duro impenetrable D (Metros)

Paso 2. Calcular el factor de profundidad d

Calcular el factor d, por medio de la siguiente fórmula:

$$d = \frac{H_w}{H}$$

Donde:

H_w = Altura del nivel freático

H = Profundidad del pie del talud al punto más bajo del círculo de falla.

Paso 3. Obtener la localización del círculo crítico(X_0, Y_0).

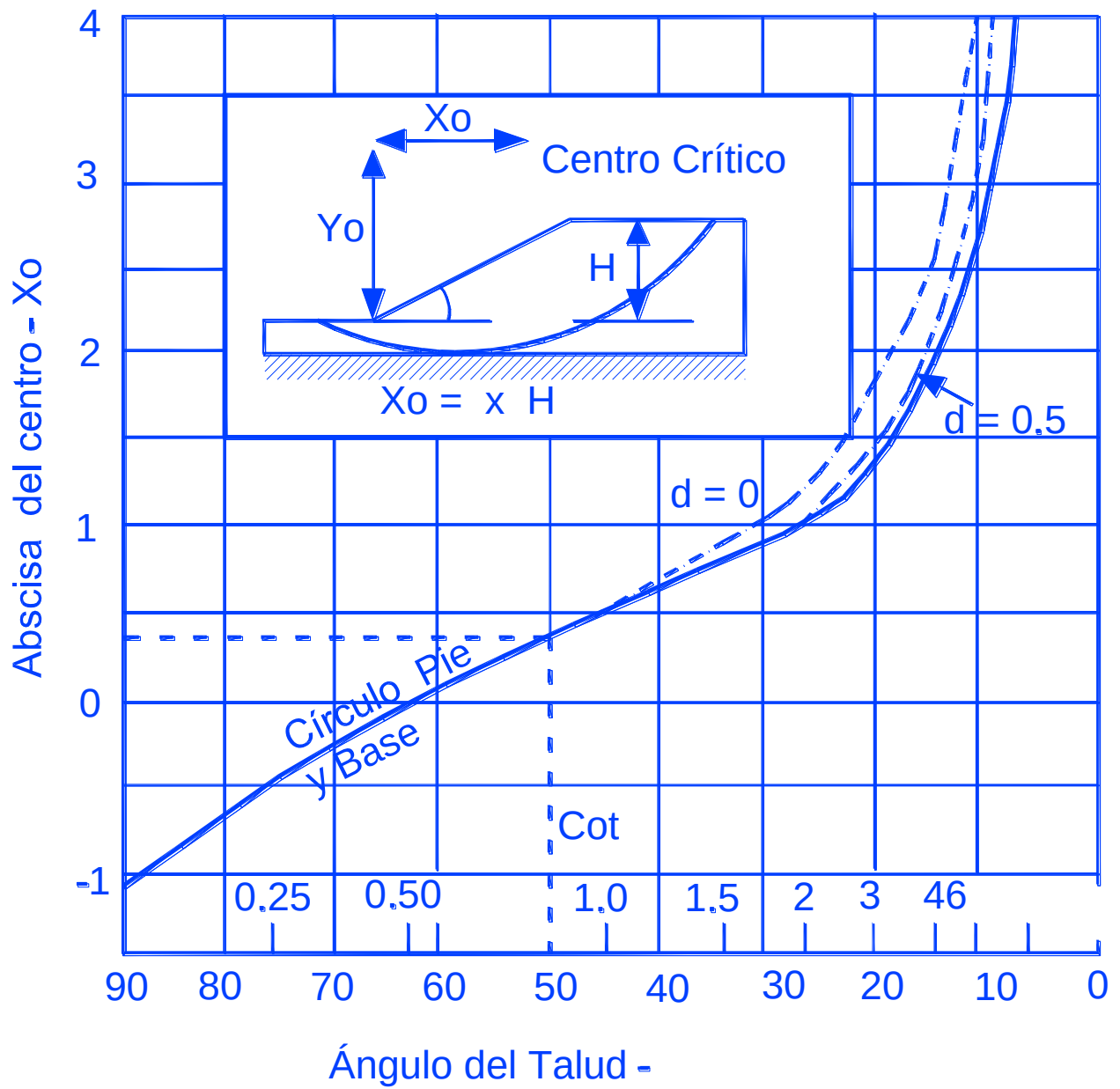


Figura 5Q Coordenada X_0 para el Círculo Crítico (Janbú 1968)

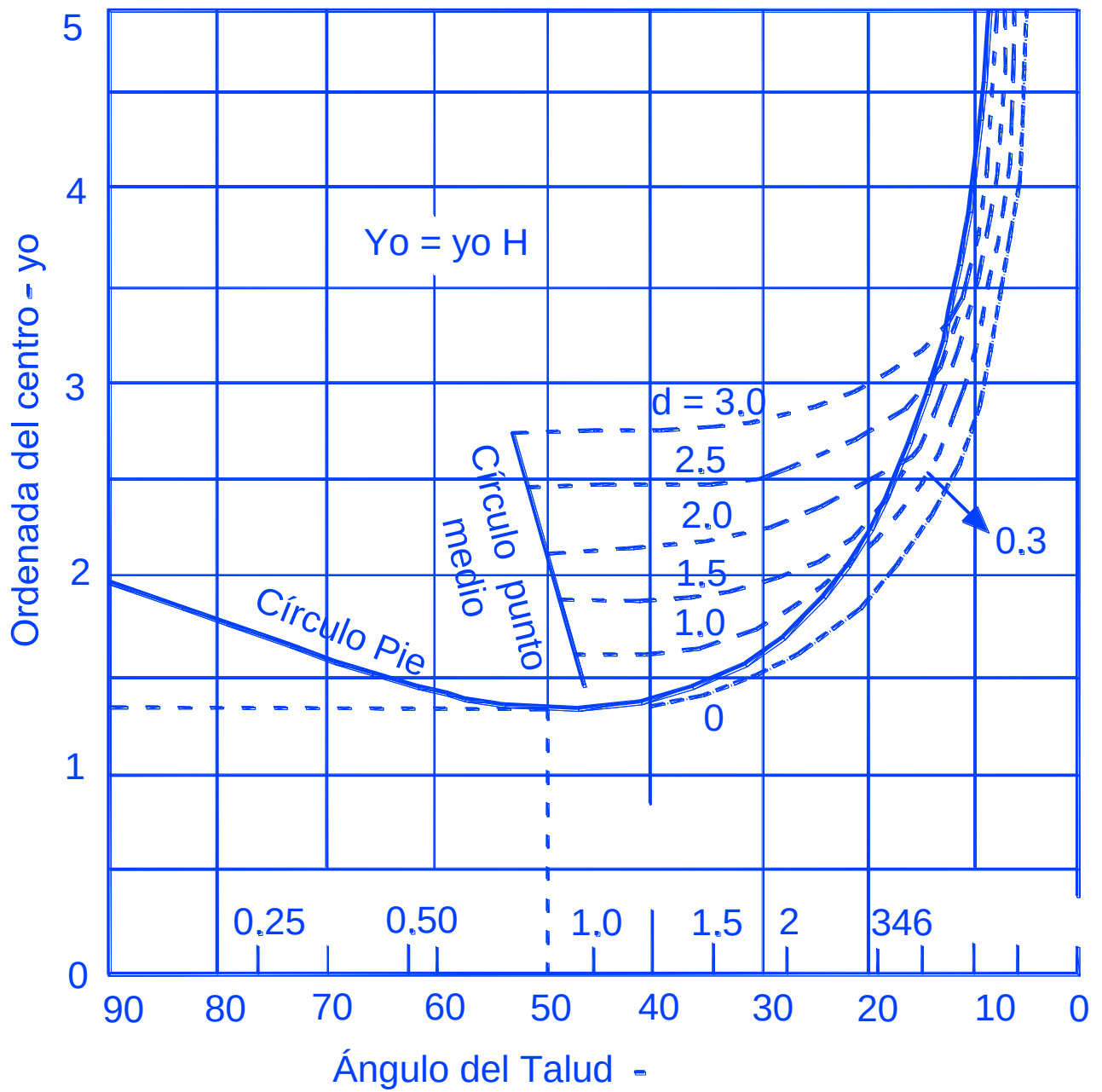


Figura 5R coordenada Y_0 para el Círculo Crítico (Janbú 1968)

De las anteriores figuras, determinar la localización del centro del círculo crítico X_o, Y_o . Para los taludes más empinados que 53° , el círculo crítico pasa por el pie. Para taludes más tendidos de 53° , el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca.

Paso 4. Calcular C promedio

Utilizando como guía el círculo estimado, se determina el valor promedio de la resistencia, C . Esto se realiza calculando el promedio ponderado de las resistencias a lo largo del arco de falla, con el número de grados interceptado por cada tipo de suelo como factor de ponderación.

Paso 5. Calcular el factor de reducción

Puede encontrarse factor de reducción por carga adicional, factor de reducción por sumergencia e infiltración, factor de reducción por grieta de tracción sin presión hidrostática en la grieta y factor de reducción por grieta de tracción con presión hidrostática en la grieta. En las figuras 4.10 a 4.13, se muestran las tablas que se emplearán según el caso que se presente.

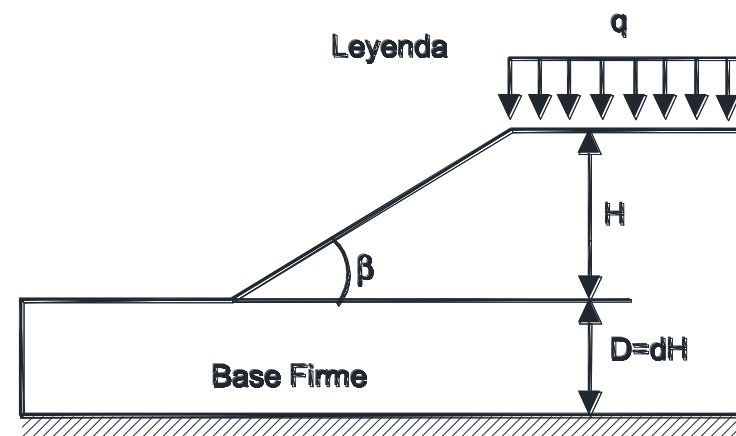
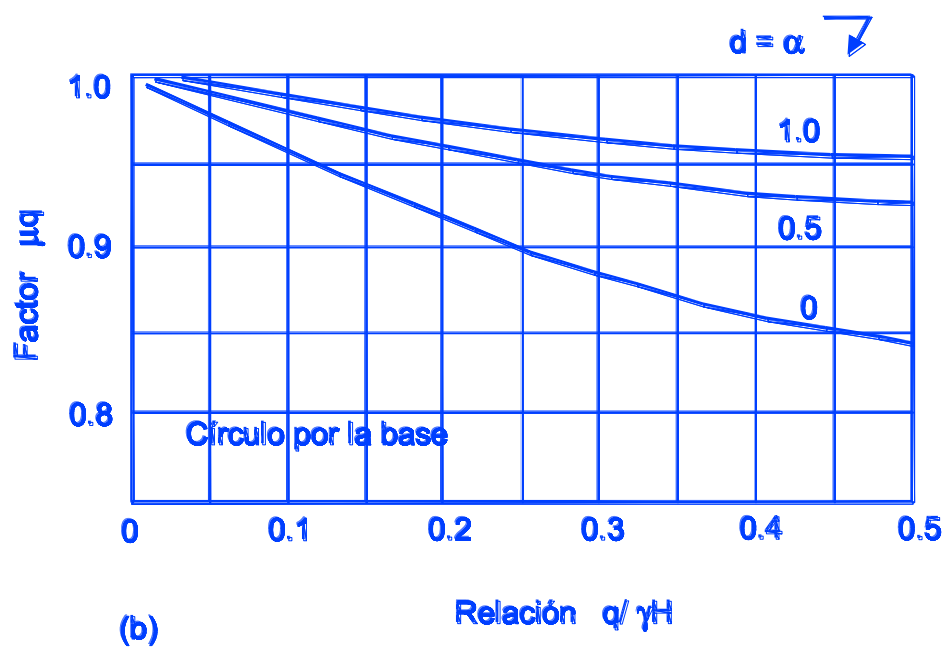
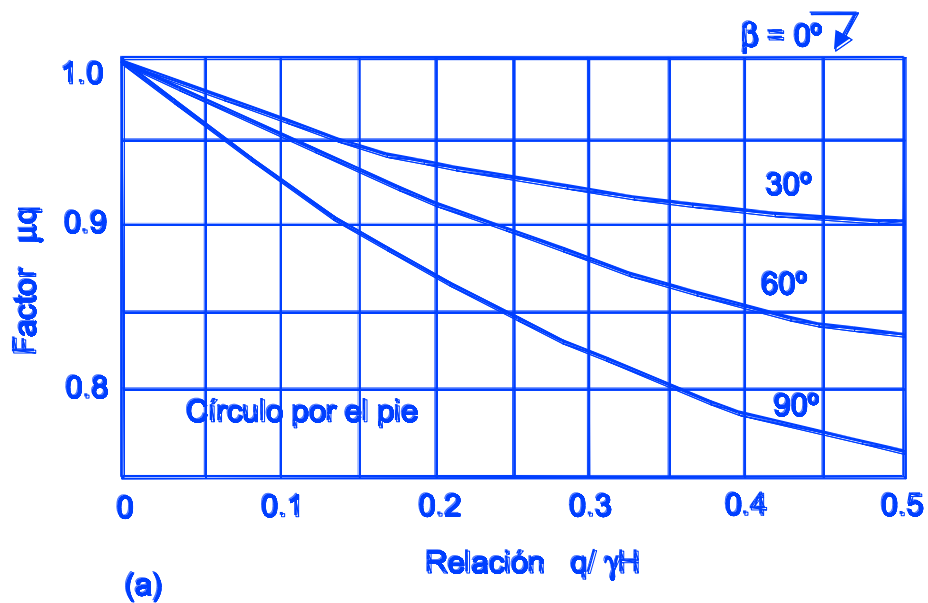
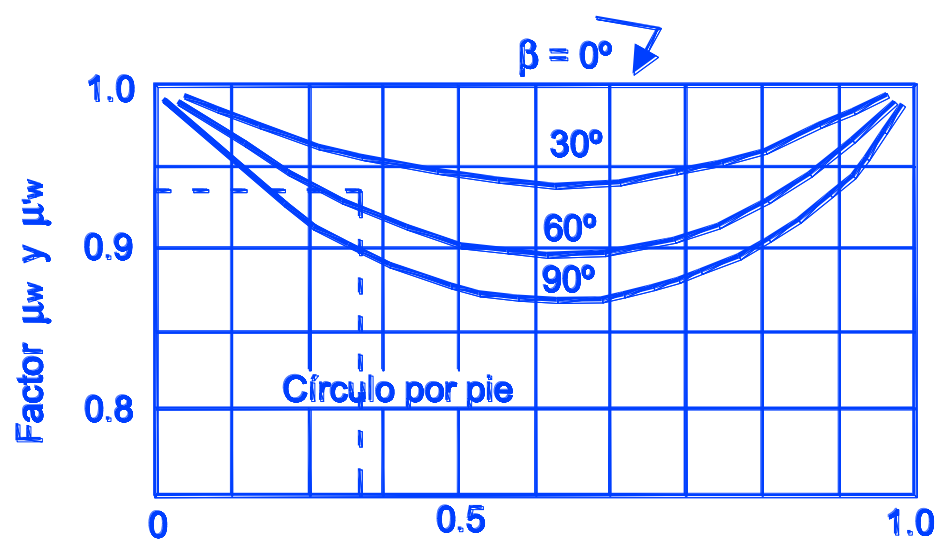
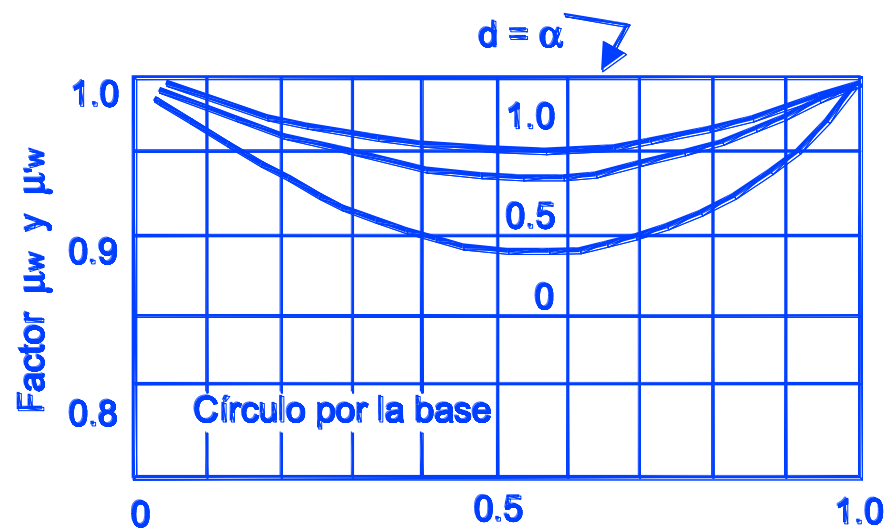
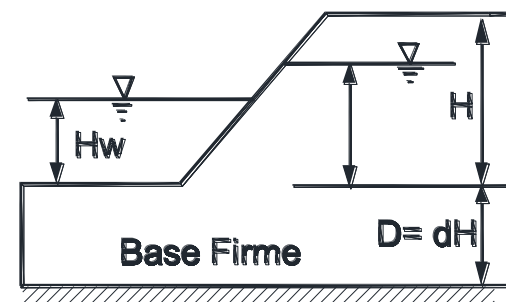
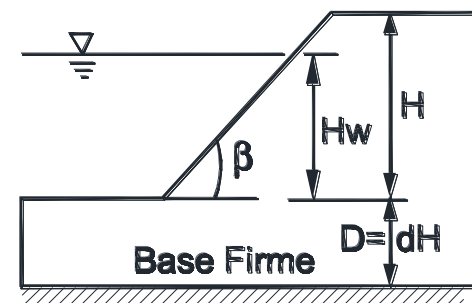
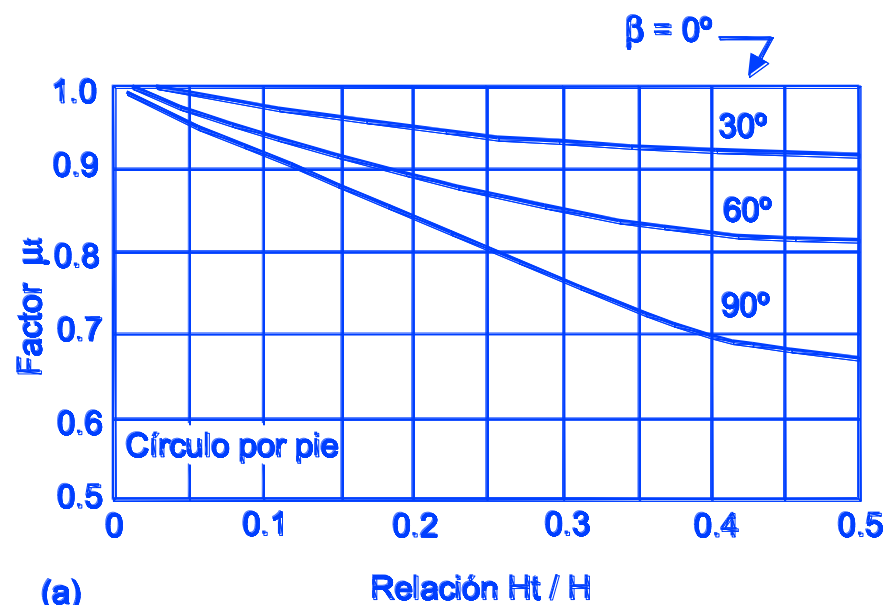
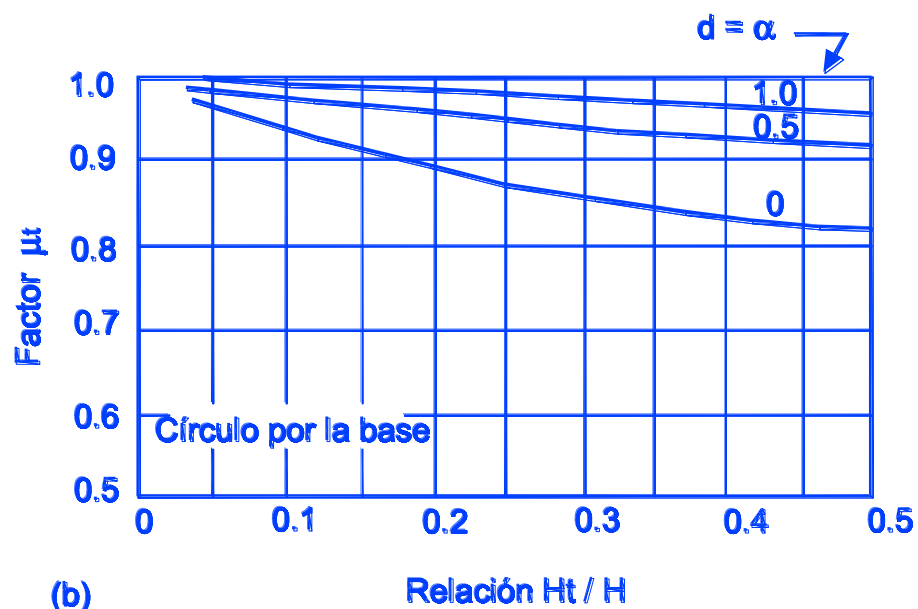


Figura 5S Factor de reducción por carga adicional para tablas de Janbú.

(a) Relación H_w / H y H'_w / H' (b) Relación H_w / H y H'_w / H' Figura 5T Factor de reducción por sumergencia (μ_w) e infiltración (μ'_w)



(a)



(b)

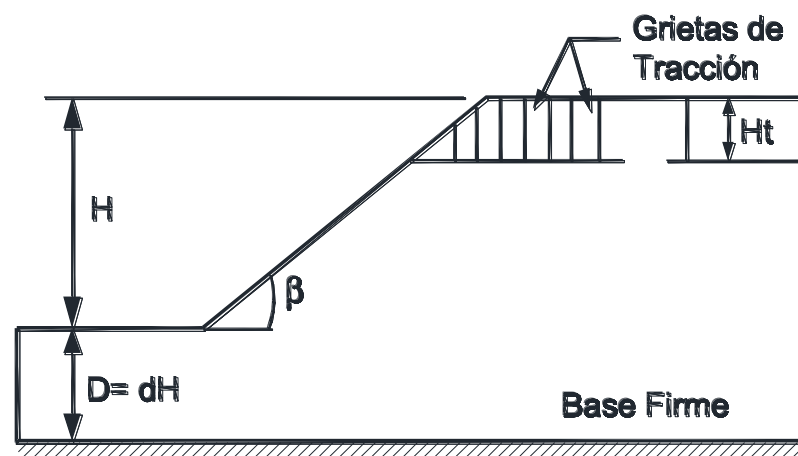


Figura 5U Factor de reducción por grieta de tracción sin presión hidrostática en la grieta. (Janbú, 1968)

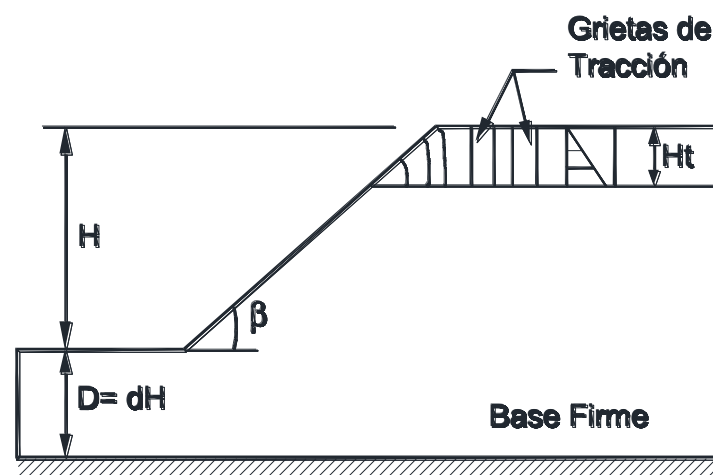
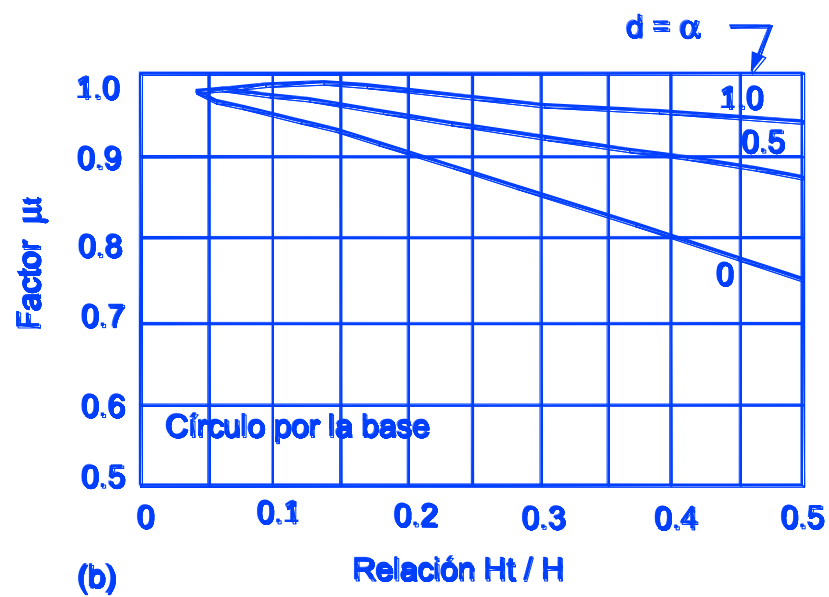
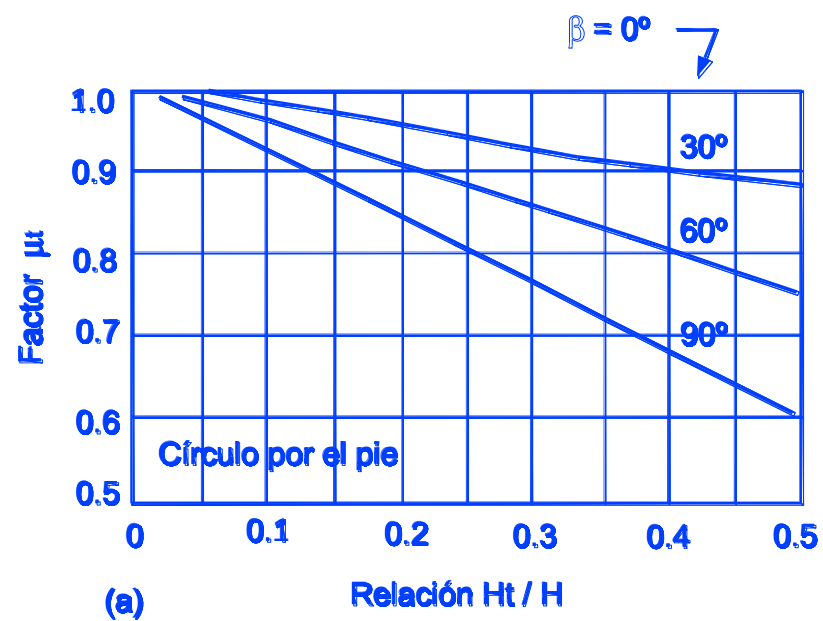


Figura 5V Factor de reducción por grieta de tracción con presión hidrostática en la grieta

Paso 6. Calcular P_d

P_d se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_d = \frac{(\gamma * H) + q - (\gamma_w * H_w)}{\mu_q * \mu_w * \mu_t}$$

Donde:

γ = peso unitario promedio del suelo

H = altura del talud

q = sobrecarga

γ_w = peso unitario del agua

H_w = altura de agua fuera del talud

μ_q = factor de reducción por sobrecarga

μ_w = factor de reducción por sumergencia

μ_t = factor de reducción por grieta de tensión

Si no hay sobrecarga, $\mu_q = 1$; si no hay sumergencia, $\mu_w = 1$ y si no hay grieta de tensión, $\mu_t = 1$.

En la fórmula de P_d se toma $q = 0$, $\mu_q = 1$ para la condición no consolidada

Paso 7. Calcular el número de estabilidad N

De la Figura 4.14, se determina el valor del número de estabilidad, N_o , que depende del ángulo del talud.

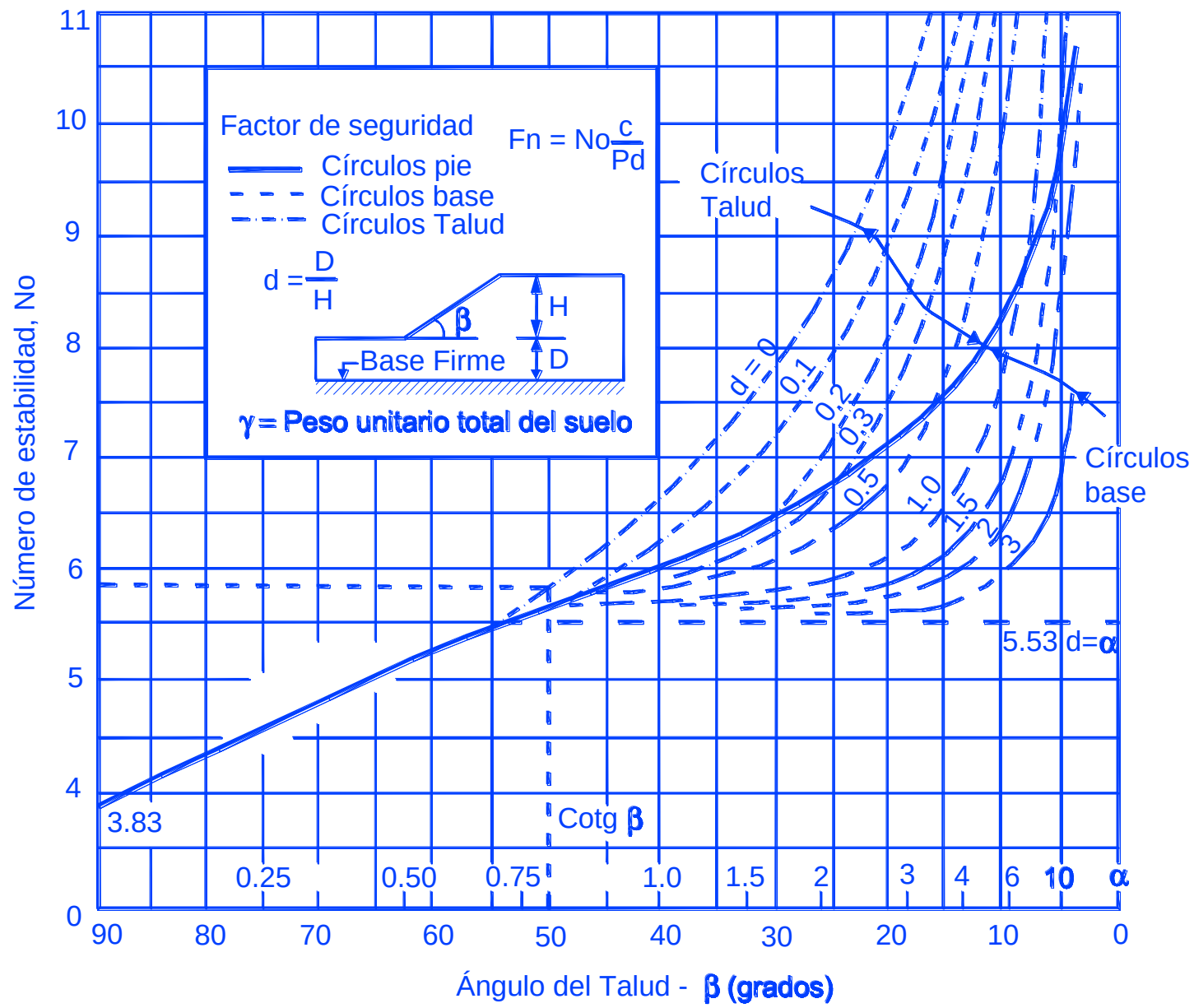


Figura 5W Número de estabilidad

Paso 8. Calcular la cohesión requerida

Se calcula despejando c de la fórmula del número de estabilidad N_0 .

$$N_0 = \frac{\gamma * H}{C_{req}}$$

Paso 9. Calcular el factor de seguridad

Se utiliza la expresión:

$$F.S. = \frac{N_0 * C_{req}}{P_d}$$

Procedimiento para las Tablas de Janbú para $\emptyset > 0$.

A continuación, se describen los pasos a seguir para este caso, que es similar al anterior desde el paso 1 hasta el paso 6.

Paso 1. Parámetros que se requieren para el análisis

Paso 2. Calcular el factor d .

Paso 3. Obtener la localización del círculo crítico.

Paso 4. Calcular C promedio

Paso 5. Calcular el factor de reducción

Paso 6. Calcular P_d

Paso 7. Calcular P_e .

P_e se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_e = \frac{(\gamma * H) + q - (\gamma_w * H'_w)}{\mu_q * \mu'_w}$$

Donde:

H'_w = altura del agua dentro del talud.

μ'_w = factor de reducción por infiltración.

Si la sobrecarga se aplica rápidamente, de modo que no hay suficiente tiempo para que los suelos se consoliden bajo la sobrecarga, se toma $q=0$ y $\mu_q = 1$ en la fórmula de Pe. Si no existe sobrecarga, $\mu_q = 1$, y si no existe infiltración, $\mu'_w = 1$.

Paso 8. Calcular el parámetro a dimensional $\lambda C\emptyset$. Este parámetro es calculado con la siguiente fórmula:

$$\lambda C\emptyset = \frac{P_e * \tan \emptyset}{C}$$

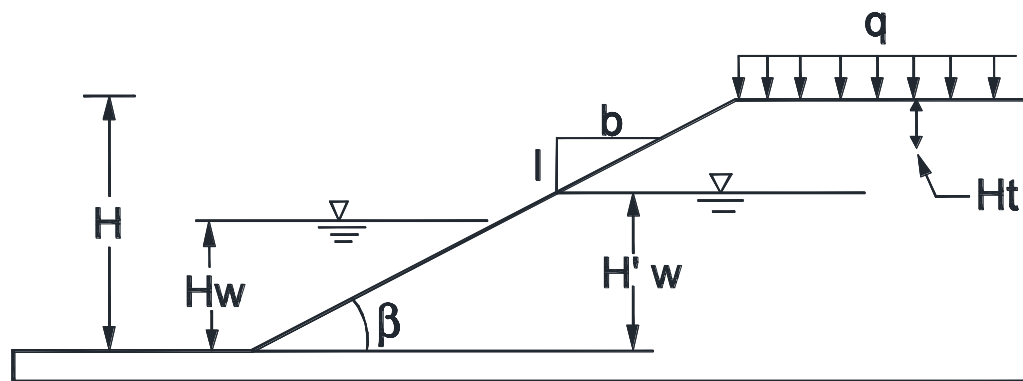
Donde:

$\tan \emptyset$ = valor promedio de $\tan \emptyset$.

C = valor promedio de las cohesiones

Paso 9. Calcular el número de estabilidad N_{cf}

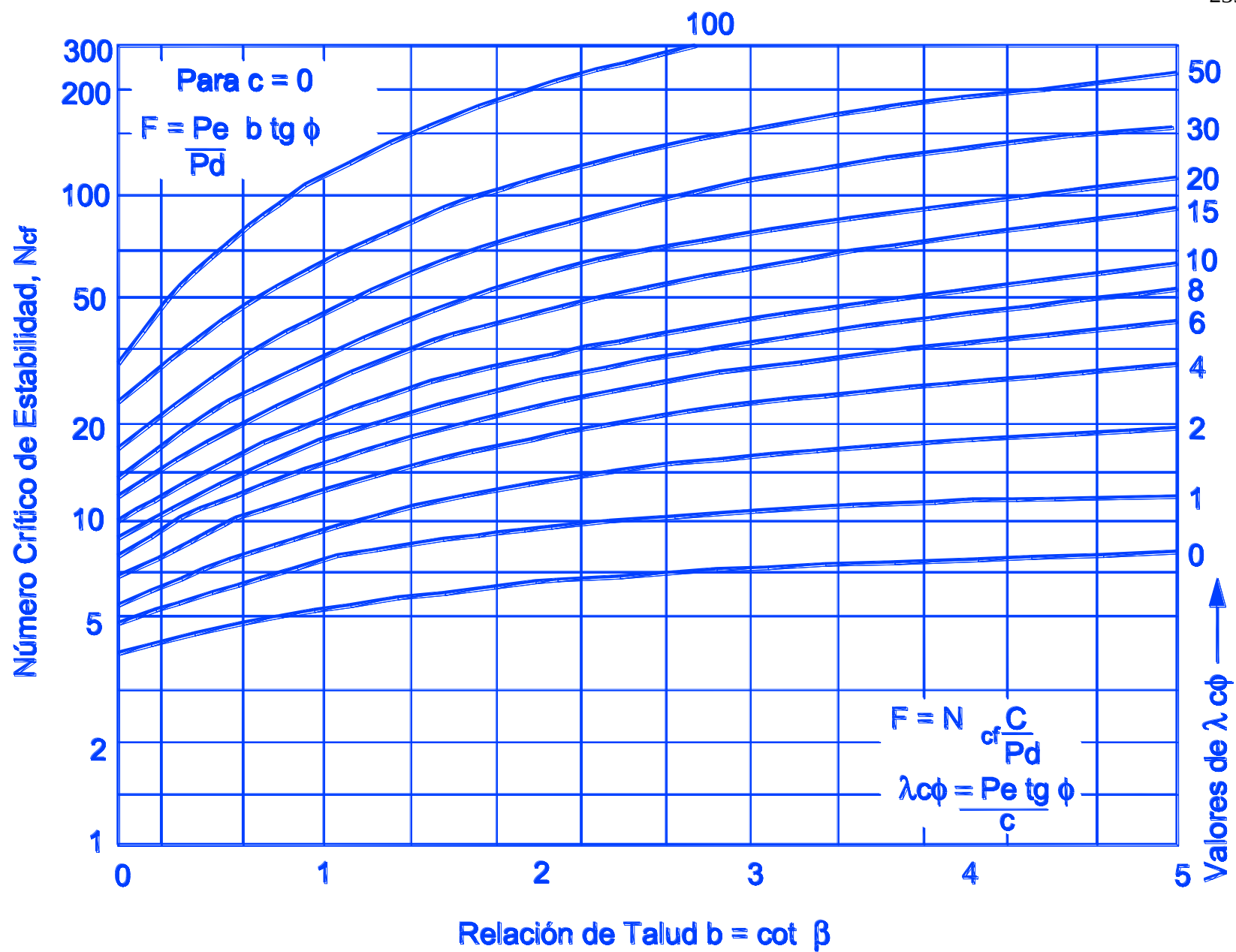
Para calcular este número de estabilidad, se usa la tabla presentada en la Figura 5X.



$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_c \mu'_w}$$

Figura 5X esquema y ecuaciones del Número de estabilidad N_{cf}

Figura 5Y Número de estabilidad N_{cf}

Paso 10. Calcular el factor de seguridad

El factor de seguridad se calcula con la siguiente fórmula:

$$F.S. = N_{cf} * \frac{C}{P_d}$$

Paso 11. Obtener la localización del círculo crítico.

Para obtener las coordenadas del círculo crítico, se emplea la tabla mostrada en la Figura 4.16.

Se calcula $b = \cot \beta$ Y

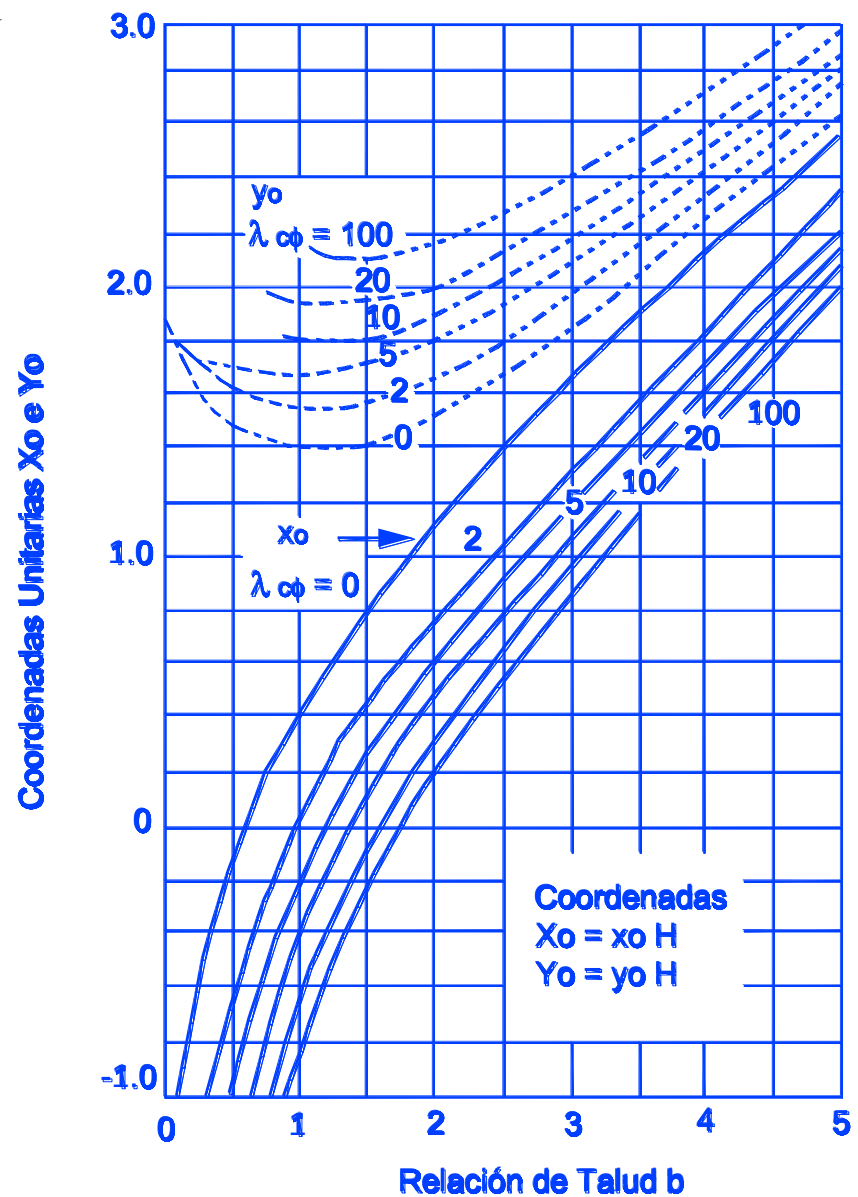


Figura 5Z Coordenadas del centro del círculo crítico (suelos con $\phi > 0$)

5.4.1 RESULTADOS DEL F.S. MÉTODO DE TABLAS DE JANBÚ

A continuación se presenta un resumen de los resultados del cálculo utilizando el método de tablas de Janbú (1968). Esta serie de tablas tiene en cuenta diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluye sumergencia y grietas de tensión.

a. Para suelos $\phi = 0$

Las tablas indicadas anteriormente pueden ser utilizadas para el análisis de estabilidad de taludes de suelos arcillosos sin fricción, de acuerdo a procedimiento desarrollado por Janbú (1968).

El Factor de Seguridad se obtiene por la siguiente expresión:

$$F.S. = N_o * \frac{c}{\gamma H}$$

Donde:

N_o = Número de estabilidad que se obtiene de la tabla

c = Cohesión

γ = Peso unitario del suelo

H = Altura del talud

b. Para suelos $\phi > 0$

En la mayoría de los casos para suelos $\phi > 0$ el círculo crítico pasa por el pie del talud y la tabla de estabilidad que se muestra en la figura 4.3, se basa en esta suposición.

El Factor de seguridad F.S. es calculado por la expresión:

$$F.S. = N_{cf} * \frac{c}{P_d}$$

Donde:

N_{cf} y P_d = son los obtenidos en la gráfica y

c = cohesión promedio

Para nuestro tipo de suelo corresponde la fórmula:

$$F.S. = N_{cf} * \frac{c}{P_d}$$

$$P_d = \gamma * H$$

TALUD	β(°) PENDIENTE DEL TALUD	φ(°) ÁNGULO DE ROZAMIENTO	Ncf NÚMERO DE ESTABILIDAD	c(Kn/m2) COHESIÓN	Pd γ*H	F.S. CALCULADO
TALUD 1 PROGRESIVA 6+620	77	18	5.81	3.10	17.73	1.015
TALUD 2 PROGRESIVA 17+600	79	21	5.30	2.90	13.57	1.133
TALUD 3 PROGRESIVA 26+080	78	20	5.50	3.00	15.61	1.057

Tabla 5E Resultado de cálculo mediante las Tablas de Janbú

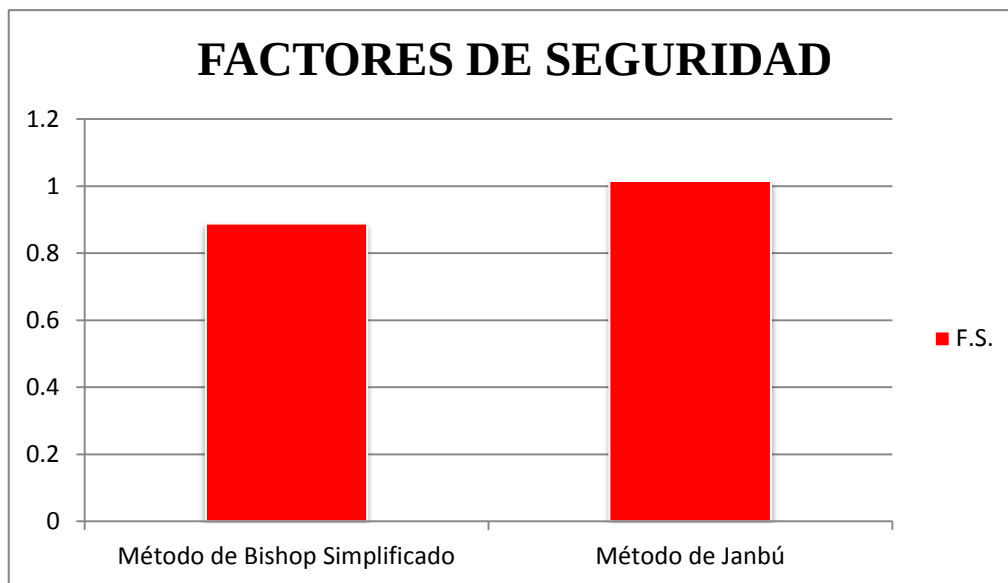
5.5 RESUMEN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la tabla 5 se resumen los datos obtenidos por los tres métodos, como se indicó en el marco conceptual se observa que el valor obtenido al aplicar los diferentes métodos, se presentan diferencias significativas entre cada uno, como se puede analizar de la gráfica el método simplificado de Janbú nos da el valor más bajo del factor de seguridad calculado, debido a que estamos analizando este método como si fuera una falla circular pero de acuerdo a la literatura el método de Dovelas de Janbú es para superficies de falla curvas, no circulares.

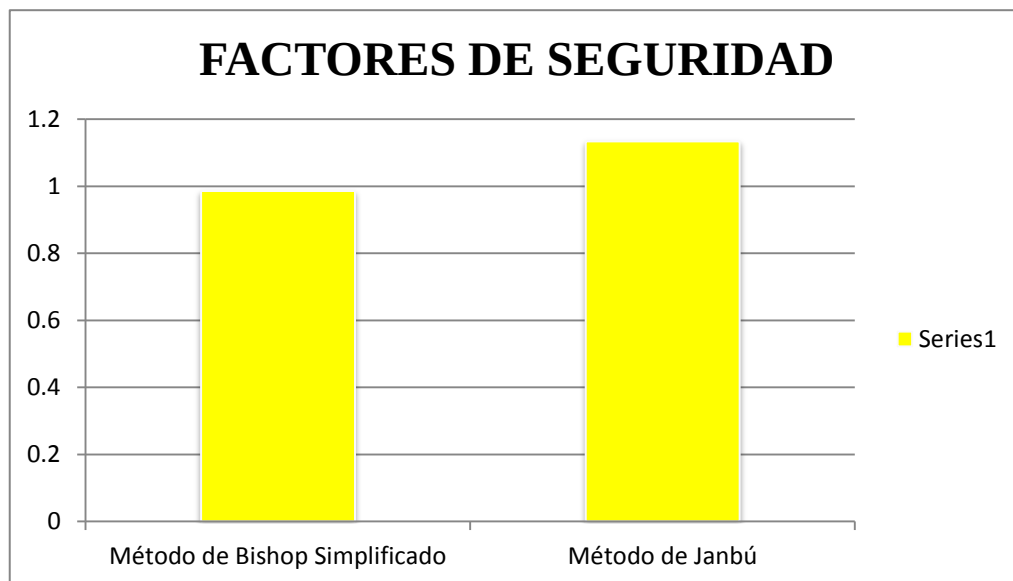
RESUMEN DE DATOS OBTENIDOS EN LOS DOS MÉTODOS PROPUESTOS				
METODO	TALUD 6+620	TALUD 17+600	TALUD 26+080	RESULTADO
<i>Método Bishop Simplificado</i>	0.888	0.985	0.929	Mediante este método ningún tau es estable un F.S. debajo de 1 indica su inestabilidad este método como se indica en el marco conceptual castiga más el F.S obtenido. Este cálculo se realizó por ordenador
<i>Método Janbú</i>	1.015	1.133	1.057	Los tres taludes aunque estables tienen un F.S Bajo este método no requiere interacciones y se obtiene el F.S de una manera muy fácil.

Tabla 5F Resumen de Resultados por los dos métodos propuestos

TALUD 1 PROGRESIVA 6+620	
Método de Bishop Simplificado	0.888
Método de Janbú	1.015



TALUD 2 PROGRESIVA 17+600	
Método de Bishop Simplificado	0.985
Método de Janbú	1.133



TALUD 3 PROGRESIVA 26+080	
Método de Bishop Simplificado	0.929
Método de Janbú	1.057

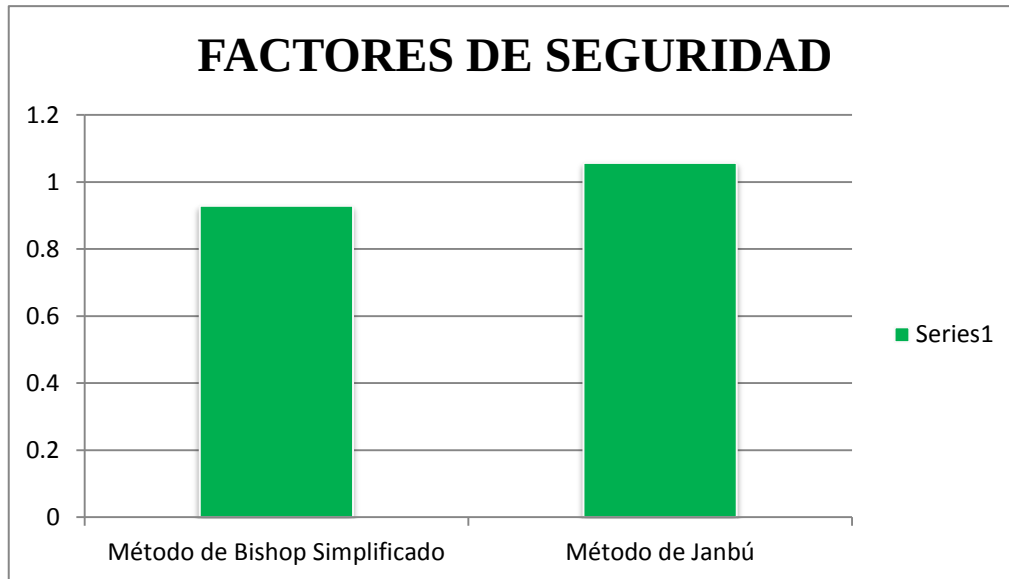


Tabla 5G Factores de Seguridad de cada uno de los taludes en estudio

5.5.1 COMPARACIÓN DE LOS DIVERSOS MÉTODOS

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad. Los métodos más utilizados por los ingenieros especialistas en todo el mundo son el simplificado de Bishop y los métodos precisos de Morgenstern y Price, y Spencer. Cada método da valores diferentes de factor de seguridad.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977) Tabla 4.4.

TALUD	FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO				
	Bishop	Spencer	Janbú	Morgenstern Price	Ordinario
Talud 2H:1V	2.08	2.07	2.04	2.08	1.93
Talud sobre una capa de suelo débil	1.38	1.37	1.45	1.38	1.29
Talud con una línea piezométrica	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69
Talud con dos líneas piezométricas	1.25	1.25	1.33	1.25	1.17

Tabla 5H Comparación de los resultados de cálculo de factor de seguridad para varios métodos. (Fredlund y Krahn, 1977).

Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores no realísticos de FS, por exceso o defecto.

5.6 PREVENCIÓN, ESTABILIZACIÓN Y DISEÑO

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas es el de establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo.

Generalmente, los beneficios más importantes desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos es la prevención. Schuster y Kockelman (1996) proponen una serie de principios generales y metodologías para la reducción de amenazas de deslizamiento utilizando sistemas de prevención, los cuales requieren de políticas del Estado y de colaboración y conciencia de las comunidades. Sin embargo, la eliminación total de los problemas no es posible mediante métodos preventivos en todos los casos y se requiere establecer medidas de control para la estabilización de taludes susceptibles a sufrir deslizamientos o deslizamientos activos.

La estabilización de deslizamientos activos o potencialmente inestables es un trabajo relativamente complejo, el cual requiere de metodologías de diseño y construcción.

En el presente trabajo de tesis se optó por el método de **MODIFICACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA** por encontrarse más al alcance de nuestras posibilidades y cumplir con los sistemas de prevención, manejo, y estabilización de deslizamientos.

5.6.1 SOLUCIÓN A LA INESTABILIDAD

5.6.1.1 MODIFICACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA

Abatimiento de la pendiente del talud

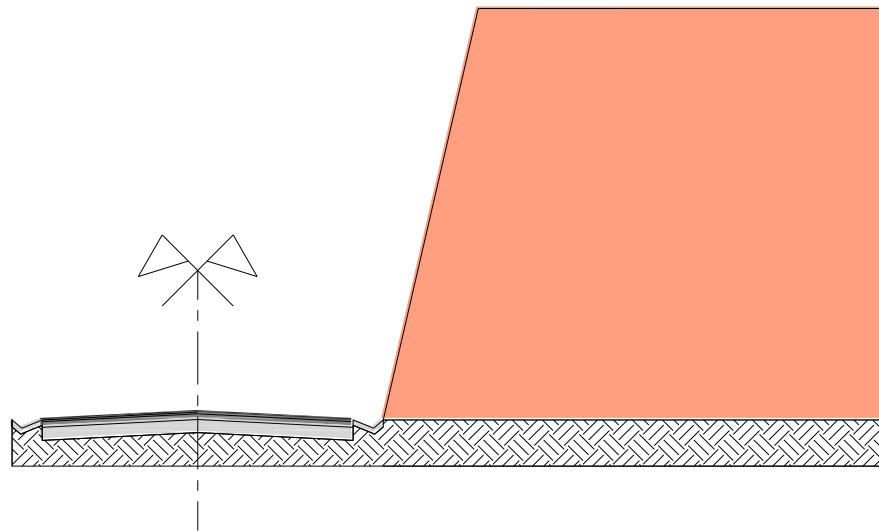
Al disminuir la pendiente del talud, el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo para el caso de un talud estable, aumentándose en esta forma el factor de seguridad. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno.

El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado de volumen de tierra de corte con el aumento de la altura. El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud.

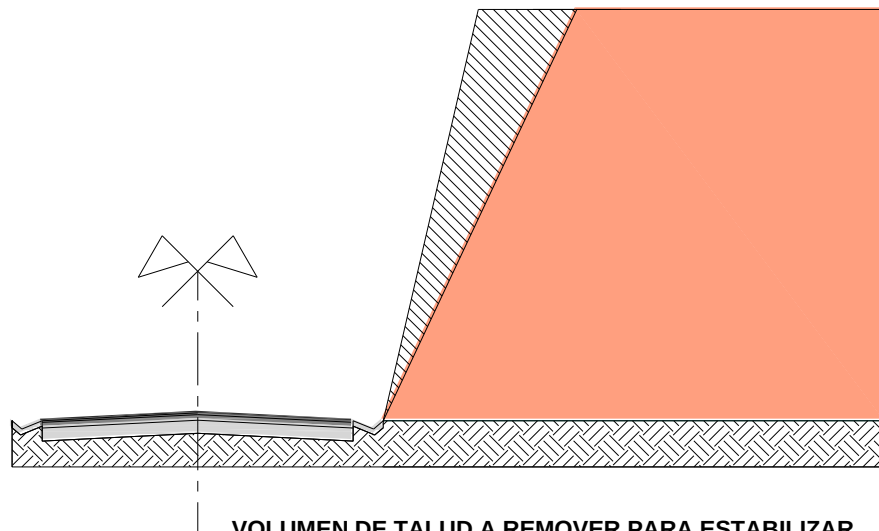
Remoción de materiales de la cabeza

La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte superior del talud puede resultar en un equilibrio de fuerzas que mejore la estabilidad del talud. En la práctica este método es muy útil en fallas activas. La cantidad de material que se requiere depende del tamaño y características del movimiento y de la geotecnia del sitio.

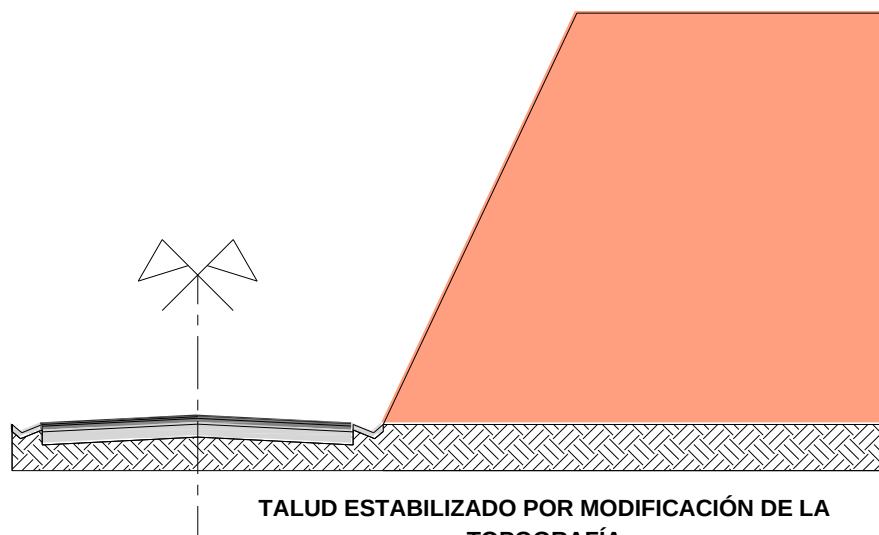
Finalmente la efectividad técnica del sistema y el factor económico van a determinar su viabilidad. En ocasiones estos materiales pueden ser utilizados como préstamo para terraplenes en el mismo proyecto.



TALUD INESTABLE



VOLUMEN DE TALUD A REMOVER PARA ESTABILIZAR



TALUD ESTABILIZADO POR MODIFICACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA

Figura 5AA Modificación de la topografía mediante un corte de talud

5.7 CÓMPUTOS MÉTRICOS

El objeto que cumplen los cálculos métricos dentro una obra son:

- Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de material necesario para la ejecutar una obra.
- Establecer volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por avance de obra.

Los cálculos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas; los términos cálculo, cubicación y metrado son palabras equivalentes. No obstante de su simplicidad, el cálculo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático. La responsabilidad de la persona encargada de los cálculos, es de mucha importancia, debido a que este trabajo puede representar pérdidas o ganancias a los propietarios o contratistas.

El trabajo de medición puede ser efectuado de 2 maneras:

- Sobre la obra o sobre los planos, puesto que la obra debe ser teóricamente igual a los planos, podría pensarse que los criterios que se aplican a la primera forma, son valederos para la otra, pero sin embargo no es así y ocurre que el riesgo de la exactitud que se exige para la medición conforme a la obra desaparece en el estudio de proyectos, donde prima el criterio del calculista que debe suplir con su conocimiento y experiencia la falta de información, que es característica en todos los proyectos.
- Aunque cada obra presenta particularidades que la diferencian de los demás y obliga a un estudio especial en cada caso, puede darse algunos principios generales que deben ser respetados y que servirán como guía para la realización del trabajo.



5.7.1 PRINCIPIOS GENERALES PARA REALIZAR EL CÁMPUTO.

1. Estudiar la documentación.

Mediante esta operación, se tiene primera idea sobre la marcha del cómputo, la interpretación de un plano no puede lograrse si no se tiene la visión del conjunto de la obra. La revisión de los planos deberá ser hecha en forma conjunta con el pliego de especificaciones.

2. Respetar los Planos.

La medición debe corresponder con la obra, el cómputo se hará siguiendo la instrucción de los planos y pliegos. Durante el cómputo se pone en evidencia los errores y omisiones obtenidos del dibujo, de donde resulta que el calculista es un eficaz colaborador del proyectista.

3. Medir con Exactitud.

Dentro los límites razonables de tolerancia se deben lograr un grado de exactitud, tanto mayor cuanto mayor sea el rubro que se estudia. Por ejemplo no es lo mismo despreciar 1 m² de revoque, que 1 m² de revestimiento de mármol. Por

pequeño que sea su costo no deben ser despreciados los ítems que forman parte de una construcción.

5.7.2 TÉCNICAS DEL CÓMPUTO.

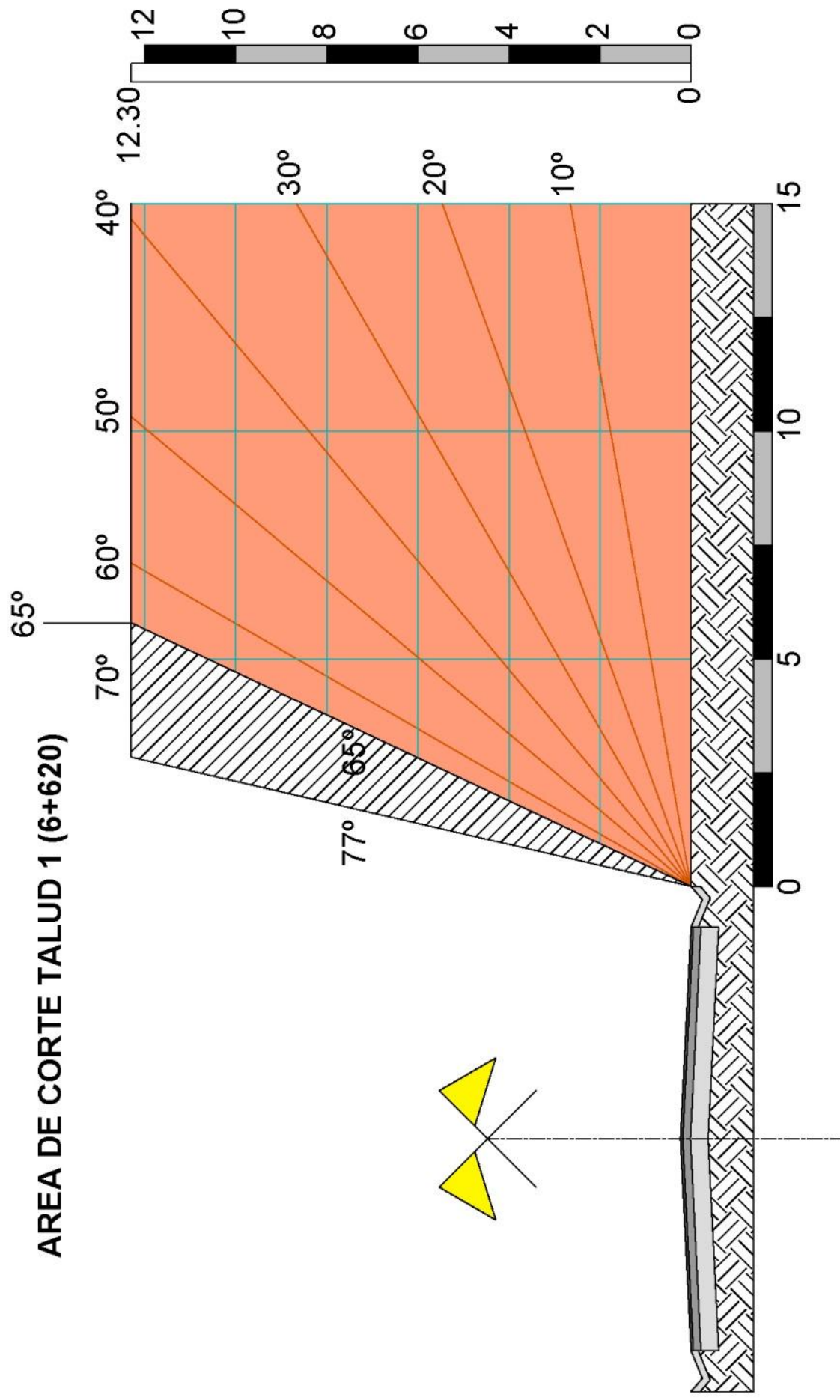
El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por ítem deberá ser hecha con criterio de separar todas las partes de costo diferente, no solo para facilitar la formación del presupuesto sino que es también porque es un documento de contrato, que sirve como lista indicativa de los trabajos ejecutados.

El trabajo debe ser detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección y/o modificación.

5.7.3 RECOMENDACIONES PARA REALIZAR LOS CÓMPUTOS MÉTRICOS.

- Se debe efectuar un estudio integral de los planos y especificaciones técnicas del proyecto relacionado entre sí los planos de Arquitectura, Estructuras, Instalaciones Sanitarias y Eléctricas, en el caso de ser una construcción civil (vivienda o edificio multifamiliar).
- Precisar la zona de estudios o de cálculos métricos y trabajos que se van a ejecutar.
- El orden para elaborar los cálculos métricos es primordial, porque nos dará la secuencia en que se toman las medidas o lecturas de los planos, enumerándose las páginas en las cuales se escriben las cantidades incluyéndose las observaciones pertinentes. Todo esto nos dará la pauta para realizar un chequeo más rápido y poder encontrar los errores de ser el caso.

AREA DE CORTE TALUD 1 (6+620)



CALCULO DEL VOLUMEN TALUD 1 (6+620)

DATOS:

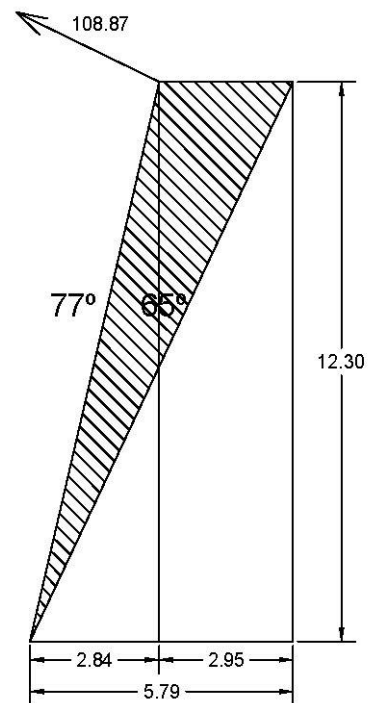
$$b = 5.79 \text{ m}$$

$$b_1 = 2.84 \text{ m}$$

$$b_2 = 2.95 \text{ m}$$

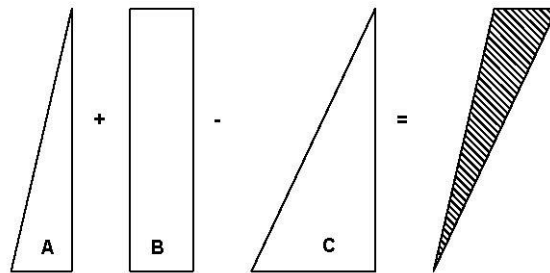
$$h = 12.30 \text{ m}$$

Longitud promedio del talud = 108.87 m



VOLUMEN TOTAL (m3) = LARGO TOTAL DEL TALUD (m) x AREA DEL TALUD (m2)

AREA DEL TALUD (m2) = (A + B) - C



$$A = (b_1 \times h) / 2$$

$$B = b_2 \times h$$

$$C = (b \times h) / 2$$

$$A = (b_1 \times h) / 2 = (2.95 \times 12.30) / 2 = 34.93 / 2 = 17.47 \text{ m}^2$$

$$B = b_2 \times h = (2.95 \times 12.30) = 36.29 \text{ m}^2$$

$$C = (b \times h) / 2 = (5.79 \times 12.30) / 2 = 71.22 / 2 = 35.61 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)} = (A + B) - C = (17.47 + 36.29) - 35.61 = 53.75 - 35.61 = 18.14 \text{ m}^2.$$

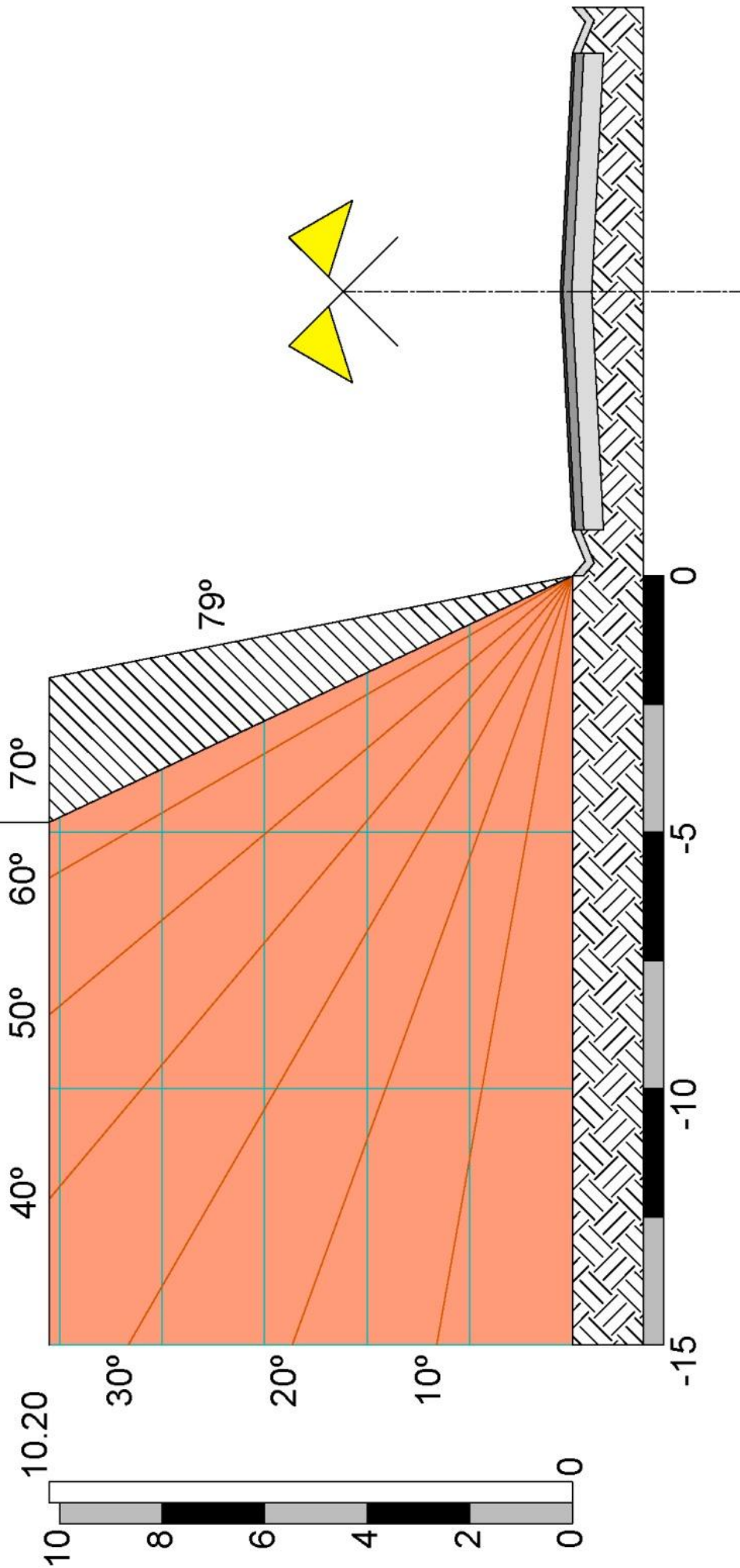
$$\text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)} = 18.14 \text{ m}^2$$

VOLUMEN TOTAL (m3) = LARGO TOTAL DEL TALUD (m) x AREA DEL TALUD (m2)

$$\text{VOLUMEN TOTAL (m}^3\text{)} = 108.87 \times 18.14 = 1974.90 \text{ m}^3.$$

V.T. = 1974.90 m3.

AREA DE CORTE TALUD 2 (17+600)



CALCULO DEL VOLUMEN TALUD 2 (17+600)

DATOS:

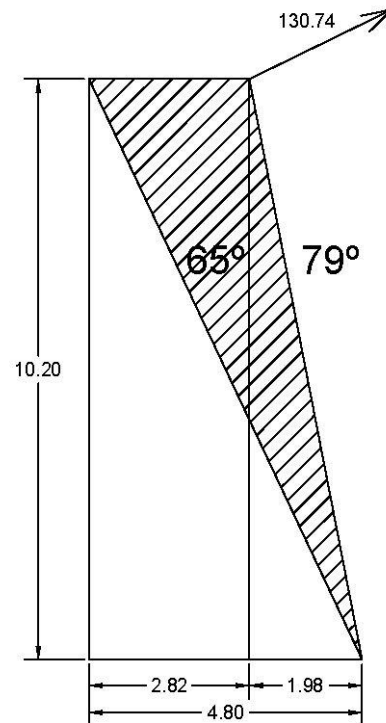
$$b = 4.80 \text{ m}$$

$$b_1 = 2.82 \text{ m}$$

$$b_2 = 1.98 \text{ m}$$

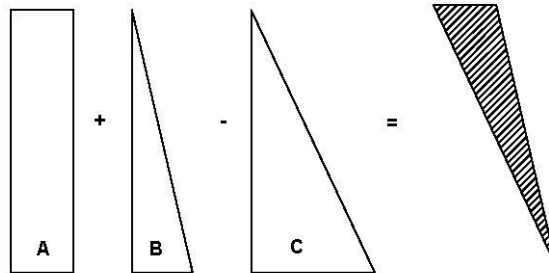
$$h = 10.20 \text{ m}$$

$$\text{Longitud promedio del talud} = 130.74 \text{ m}$$



$$\text{VOLUMEN TOTAL (m}^3\text{)} = \text{LARGO TOTAL DEL TALUD (m)} \times \text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)}$$

$$\text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)} = (A + B) - C$$



$$A = b_2 \times h$$

$$B = (b_1 \times h) / 2$$

$$C = (b \times h) / 2$$

$$A = b_2 \times h = (2.82 \times 10.20) = 28.76 \text{ m}^2$$

$$B = (b_1 \times h) / 2 = (1.98 \times 10.20) / 2 = 20.20 / 2 = 10.10 \text{ m}^2$$

$$C = (b \times h) / 2 = (4.80 \times 10.20) / 2 = 48.96 / 2 = 24.48 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)} = (A + B) - C = (28.76 + 10.10) - 24.48 = 38.86 - 24.48 = 14.38 \text{ m}^2.$$

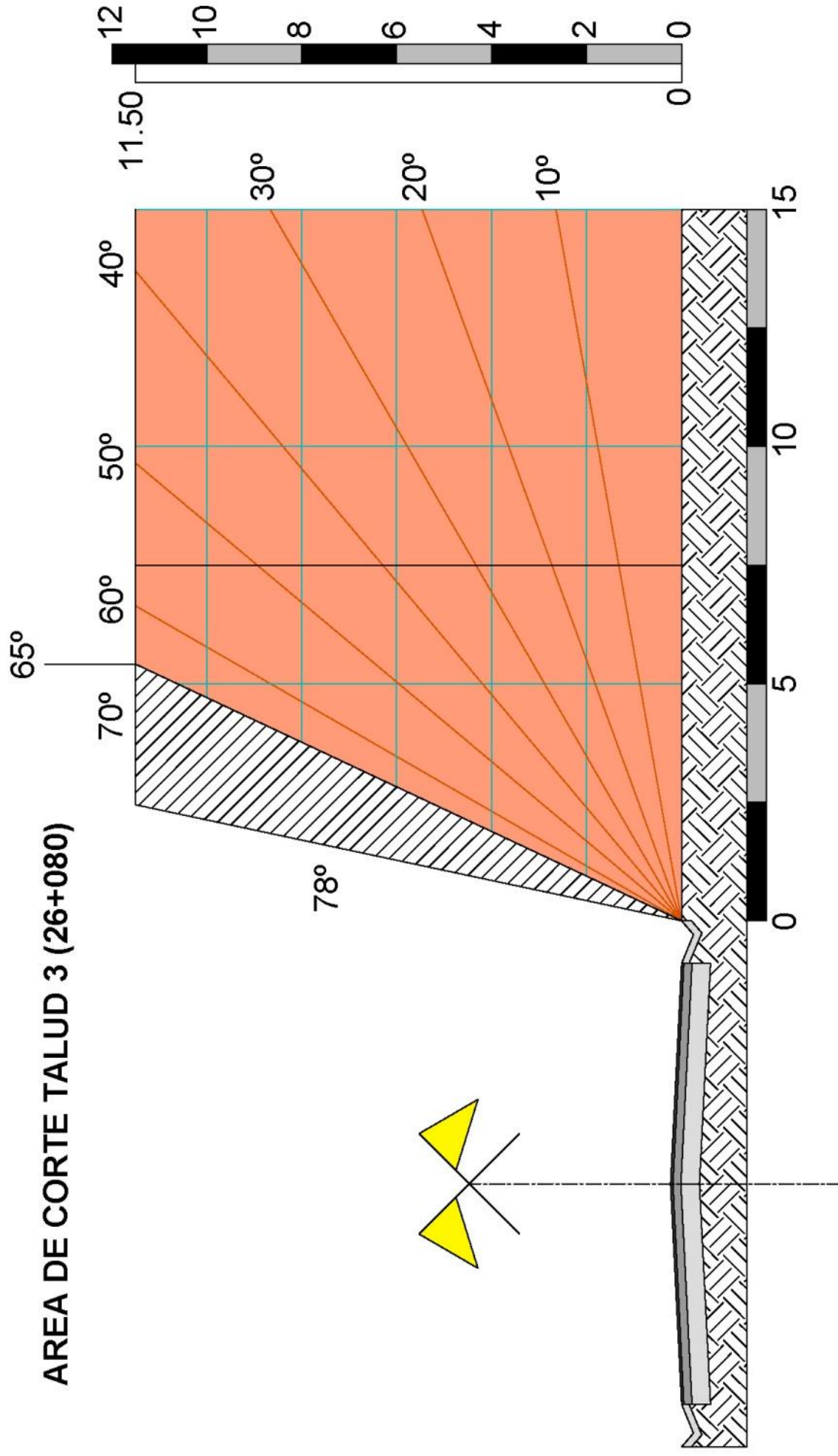
$$\text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)} = 14.38 \text{ m}^2.$$

$$\text{VOLUMEN TOTAL (m}^3\text{)} = \text{LARGO TOTAL DEL TALUD (m)} \times \text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)}$$

$$\text{VOLUMEN TOTAL (m}^3\text{)} = 130.74 \times 14.38 = 1974.90 \text{ m}^3.$$

V.T. = 1880.04 m ³ .

AREA DE CORTE TALUD 3 (26+080)



CALCULO DEL VOLUMEN TALUD 3 (26+080)

DATOS:

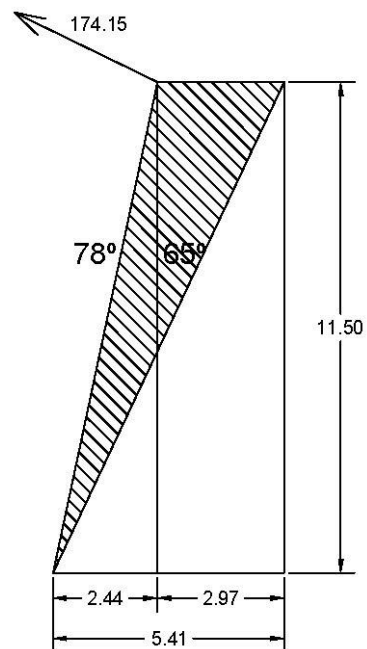
$$b = 5.41 \text{ m}$$

$$b_1 = 2.44 \text{ m}$$

$$b_2 = 2.97 \text{ m}$$

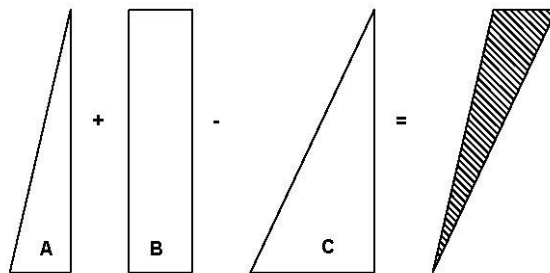
$$h = 11.50 \text{ m}$$

$$\text{Longitud promedio del talud} = 174.15 \text{ m}$$



$$\text{VOLUMEN TOTAL (m}^3\text{)} = \text{LARGO TOTAL DEL TALUD (m)} \times \text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)}$$

$$\text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)} = (A + B) - C$$



$$A = (b_1 \times h) / 2$$

$$B = b_2 \times h$$

$$C = (b \times h) / 2$$

$$A = (b_1 \times h) / 2 = (2.44 \times 11.50) / 2 = 30.02 / 2 = 15.01 \text{ m}^2$$

$$B = b_2 \times h = (2.97 \times 11.50) = 36.29 \text{ m}^2$$

$$C = (b \times h) / 2 = (5.41 \times 11.50) / 2 = 66.54 / 2 = 33.27 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)} = (A + B) - C = (15.01 + 36.29) - 33.27 = 51.54 - 33.27 = 18.27 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)} = 18.27 \text{ m}^2$$

$$\text{VOLUMEN TOTAL (m}^3\text{)} = \text{LARGO TOTAL DEL TALUD (m)} \times \text{AREA DEL TALUD (m}^2\text{)}$$

$$\text{VOLUMEN TOTAL (m}^3\text{)} = 174.15 \times 18.27 = 3181.72 \text{ m}^3$$

$$\boxed{\text{V.T.} = 3181.72 \text{ m}^3}$$

5.8 ANÁLISIS UNITARIO DE COSTOS

Para el establecimiento del costo del proyecto y la definición de precios unitarios que sirven de base para definir los costos referenciales del presente proyecto, se propone una estructura de costos basada en estructuras definidas de varias instituciones como la Cámara Boliviana de Construcción, el Gobierno Municipal de Tarija y otras, que definen precios razonables para el mercado local de construcción

5.8.1 LA ESTRUCTURA DEL COSTO

La estructura de costos básicos tienen los siguientes componentes

5.8.1.1 MATERIALES

Este rubro nos proporciona el primer elemento del precio unitario y es el resultado de la aplicación de la cantidad de materiales que forman parte de una obra por su precio unitario.

La cantidad de materiales se determina mediante un estudio analítico, en el cual se considera que el INSUMO que arroja cada uno de sus componentes al que se adiciona las pérdidas producidas por corte resultante de la colocación, rotura y fractura mediante el transporte o manipuleo y en general desperdicios que imposibilitan su empleo en la obra.

Los materiales a emplearse en el presente proyecto, corresponden en su mayoría a materiales de procedencia nacional e importada que se encuentran en el mercado local de la ciudad de Tarija y cuyos rendimientos en los diferentes ítems, fueron tomados del diseño de ingeniería en función a los volúmenes de obras determinados

Los costos fueron tomados del mercado local e información de costos de la revista Presupuesto & Construcción y de los costos que maneja el gobierno municipal de Tarija.

5.8.1.2 MANO DE OBRA

El rubro se halla condicionado o dos factores el precio que se paga por ella o SALARIO y el tiempo de ejecución de la unidad de obra o RENDIMIENTO y a tres sistemas de trabajo: Jornal, Contrato y Destajo.

El salario se halla regulado por la ley de la oferta y demanda siendo muy variable inclusive con relación a los distintos sitios del país, en todo caso existe un precio mínimo establecido por el Ministerio de Trabajo. El rendimiento es el factor más complicado y difícil determinación, se halla vinculado a los métodos y sistemas constructivos utilizados por los obradores.

En este caso los rendimientos fueron tomados de obras similares desarrolladas en las ciudades de La Paz y El Alto y los costos o salarios a pagar del mercado laboral local. Los mismos que tienen incidencias como las cargas sociales, referidas a Subsidios, aportes a entidades, antigüedad y seguridad industrial.

5.8.1.3 HERRAMIENTAS, MAQUINARIA Y EQUIPO

Este rubro es considerado generalmente como un porcentaje de la mano de obra, generalmente 5%. Está destinado a la reposición de herramientas y equipos que son de propiedad de la Empresa proporcionados a los obreros para la ejecución de las obras y que debido al uso y luego a la obsolescencia, se hacen en cierto momento inutilizables y es imprescindible contar con un fondo de reserva para sustituidos por elementos nuevos y/o modernos. El equipo mayor tiene un costo en función del tipo y su rendimiento.

5.8.1.4 RECARGOS

Se tienen dos recargos, que corresponden las cargas sociales y el impuesto al valor agregado IVA.

a) Beneficios Sociales

- Inactividad

	Obra del 1er Año		Obra de 9 meses		Obra de 6 meses	
	Producido s	Pagado s	Producido s	Pagado s	Producido s	Pagado s
Domingos	52	52	39	39	26	26
Feridos	10	10	7	7	5	5
Vacaciones	15	15	-	-	-	-
Enfermedad	6	6	4	4	3	3
Lluvias	6	6	4	4	3	3
Aguinaldo	-	30	-	23	-	15
Total	89	119	54	77	37	52

Días efectivos de trabajo

	365-89=276	274-54=220	83-37=46
Jornales Pagados	395	297	189
Incidencias	43.11%	35.00%	35.62%

- Bono Antigüedad

	Obra del 1er Año	Obra de 9 meses	Obra de 6 meses
Incidencia	2.00%	1.00%	-

- Seguridad Industrial

	Obra del 1er Año	Obra de 9 meses	Obra de 6 meses
Incidencia	2.50%	1.50%	1.00%
Total	54.91%	42.98%	40.28%

Se recomienda los siguientes valores

	Obra del 1er Año	Obra de 9 meses	Obra de 6 meses
Incidencia	55% de la M.O.	43% de la M.O.	40% de la M.O.

b) IVA de la Mano de Obra

De acuerdo con los **D.S. 21530, 21531 y 21532** el pago de los impuestos sobre los ingresos (IVA impuesto al valor agregado) equivale al 13%, porcentaje que en el caso de empresas constructoras, se aplica únicamente a la mano de obra directa, debido a que las empresas pueden descontar con facturas de materiales.

5.8.1.5 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

Existen gastos que siendo imputables a la obra misma no son claramente determinados porque no intervienen en forma directa y no pueden ser asignados a ninguno de los rubros anteriormente mencionados y otros en cambio que son independientes de la obra y que se erogan aún en sus constancias en que la empresa tenga una obra en construcción. Son a todos estos gastos que se nos toma en cuenta bajo el presente rubro y que forman parte del Precio Unitario con un porcentaje de los gastos directos como se verá más adelante.

Se refieren a gastos que incurre el contratista en la preparación, presentación de propuestas y la administración de la obra, pero que no se identifican con la mano de obra misma y cuya incidencia en costo puede ser diferente para cada obra. Para una sugerencia del detalle de su composición en una obra de características corrientes, se presenta el siguiente análisis.

a) Gastos Administrativos

Detalle	% del Costo Directo
- Materiales de escritorio, limpieza, etc.	0.20
- Agua, Luz, Teléfono, Radio, Etc.	0.15
- Mantenimiento Vehículos	1.00
- Alquiler de oficina, deposito	0.25
- Servicios personales (Gerente, contador, secretaria, mensajero)	4.00
- Seguros	0.50
- Impuestos y patentes municipales	5.00
Sub total	11.10

b) Gastos de propuesta y contratos

Detalle	% del Costo Directo
- Compra de pliego y planos	0.10
- Preparación de propuesta, certificados, etc.	0.40
- Boletas bancarias (Comisiones)	2.00
- Laboratorios de ensayos de materiales	0.10
- Ejecución planos finales con modificaciones	0.05
Sub total	2.65

Porcentaje total de gastos generales	13.75%
Porcentaje de gastos generales (recomendado)	14.00%

5.8.1.6 UTILIDAD

La utilidad es el beneficio que busca la empresa en la realización de las obras y por consiguiente, su fijación en porcentaje es difícil de determinar. Generalmente las entidades del sector público conceden un 10% de utilidad al contratista del costo directo de la obra.

5.8.1.7 IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES

En virtud a disposiciones legales, con la ley 1606, que determina un impuesto a las transacciones sobre una base imponible que signifique el total de los ingresos

menos el IVA, en nuestra estructura de precios unitarios se presenta el 3% sobre el costo directo más recargos y utilidad.

A continuación se presenta un esquema de la estructura de costos de este proyecto con las consideraciones hechas anteriormente.

	Parámetro	%	Fórmula
A	MATERIALES		*
B	MANO DE OBRA		*
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		*
D	TOTAL MATERIALES		A
E	SUBTOTAL MANO DE OBRA		B
F	Cargas Sociales	55.00	E
G	TOTAL MANO DE OBRA		E+F+O
H	Herramientas menores	5.00	G
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO		C+H
J	SUB TOTAL		D+G+I
K	Imprevistos	0.00	J
L	Gastos gales. y administrativ	10.00	J
M	Utilidad	10.00	J+L
N	PARCIAL		J+L+M
O	Impuesto al Valor Agregado	14.94	E+F
P	Impuesto a las Transacciones	3.09	N
Q	TOTAL PRECIO UNITARIO		N+P

Tabla 5I Esquema de la estructura de costos

Análisis de Precios Unitarios

Item: INSTALACION DE FAENAS (MOVILIZACION)

Proyecto: RECONFORMACION DE TALUD

Unidad: glb

Fecha: 01/Ago/2013

Tipo de cambio: 6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	VARIOS INST. DE FAENAS (NACIONALES)	glb	1.00	7,000.00	7,000.00

Son: Once Mil Ciento Setenta y Ocho con 08/100 Bolivianos

Análisis de Precios Unitarios

Item: REPLANTEO Y TRAZADO DE LA OBRA

Proyecto: RECONFORMACION DE TALUD

Unidad: glb

Fecha: 01/Ago/2013

Tipo de cambio: 6.96

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
	A	MATERIALES				
1	-	ESTACAS (2*2*0.30)	pza	50.00	1.50	75.00
2	-	PINTURA AL ACEITE	l	3.50	33.00	115.50
						</

Son: Dos Mil Cuatrocientos Cincuenta y Uno con 52/100 Bolivianos

Análisis de Precios Unitarios

Item: MOVIMIENTO Y TRANSPORTE DE TIERRA CON MAQUINARIA
Proyecto: RECONFORMACION DE TALUD

Unidad: m³
Fecha: 01/Ago/2013
Tipo de cambio: 6.96

Nº P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
A	MATERIALES				
D	TOTAL MATERIALES			(A) =	0.00
B	MANO DE OBRA				
1 -	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hr	0.02	23.10	0.46
2 -	AYUDANTE DE OPERADOR	hr	0.02	10.00	0.20
3 -	CHOFER	hr	0.02	15.00	0.30
E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	0.96
F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	0.53
O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	0.22
G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	1.71
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
1 -	TRACTOR	hr	0.01	368.80	3.69
2 -	PALA CARGADORA	hr	0.02	334.40	6.69
3 -	VOLQUETA	hr	0.02	80.50	1.61
H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	0.09
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	12.08
J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	13.79
L	Gastos grales. y administrativ		10.00% de	(J) =	1.38
M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	1.52
N	PARCIAL			(J+L+M) =	16.68
P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	0.52
K					
Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	17.20
	PRECIO ADOPTADO:				17.20

Son: Diecisiete con 20/100 Bolivianos

5.9 PRESUPUESTO GENERAL

El presupuesto de obra lo definen como la tasación o estimación económica “a priori” de un producto o servicio.

Se basa en la previsión del total de los costes involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Finalidad de un Presupuesto de Obra:

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto, no indica los gastos de explotación ni los gastos de la amortización de la inversión una vez ejecutada.

Para conocer el presupuesto de obra de un proyecto se deben seguir los siguientes pasos básicos a nivel general son:

- Registrar y detallar las distintas unidades de obra que intervengan en el proyecto.
- Hacer las mediciones y anotaciones de cada unidad de obra.
- Conocer el precio unitario de cada unidad de obra.
- Multiplicar el precio unitario de cada unidad por su medición respectiva.

Presupuesto general

Proyecto: RECONFORMACION DE TALUD	Lugar: 6+620 17+600 26+080
Cliente: FINANCIADOR	Fecha: 01/Ago/2013
	Tipo de cambio: 6.96

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Literar	Parcial
1	INSTALACION DE FAENAS (MOVILIZACION)	glb	1.00	11,178.08	Once Mil Ciento Setenta y Ocho 08/100	11,178.08
2	REPLANTEO Y TRAZADO DE LA OBRA	glb	1.00	2,451.52	Dos Mil Cuatrocientos Cincuenta y Uno 52/100	2,451.52
3	MOVIMIENTO Y TRANSPORTE DE TIERRA CON MAQUINARIA	m³	7,036.66	17.20	Diecisiete 20/100	121,030.55
Total presupuesto:						134,660.15

Son: Ciento Treinta y Cuatro Mil Seiscientos Sesenta con 15/100 Bolivianos

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

El trabajo realizado en la zona permite obtener las siguientes conclusiones:

- Después de realizado el presente trabajo se tienen más conocimientos del comportamiento de los taludes y tanto como sus propiedades físicas y diversos factores influyen en la estabilidad o inestabilidad de los taludes en artificiales en carreteras.
- El factor de seguridad de la estabilidad del talud ha sido evaluado con modelos de Bishop Simplificado y Tablas de Janbú, modelos que han dado resultados diferenciados respectivamente.
- En la medida que se fue profundizando en el estudio de los parámetros fundamentales que intervienen en el cálculo de la estabilidad de un talud como es la cohesión y el ángulo de fricción del suelo componente del mismo, se pudo ver que éstos más que constantes son parámetros variables que pueden tener diferentes valores en función del tiempo, toda vez que las condiciones varían sobre todo respecto del tiempo, pero además respecto del lugar o zona donde se encuentra el talud. De ahí que se tuvo mucha incertidumbre en poder determinar los parámetros de la resistencia al corte del suelo correspondiente a la aplicación del presente proyecto.
- El talud ubicado en el tramo San Lorenzo – Comunidad Cochas se encuentra estable en el periodo seco del año, y por el contrario, pasa a un estado de inestabilidad en la época de lluvias, debido al tipo de material que se tiene.
- El estudio ha permitido disponer de un modelo efectivo para determinar la estabilidad de los taludes y de esta manera conseguir una mayor garantía para la correcta elaboración y ejecución de los proyectos donde se presenten taludes.

- Después de un análisis técnico económico se puede concluir mencionando que el método de Bishop Simplificado brinda resultados técnicamente más apropiados para el cálculo del factor de seguridad por las consideraciones que tiene en su análisis y económicamente tiene incidencia pero este factor de seguridad nos indica que existe inestabilidad y por lo tanto es necesaria una inversión para precautelar las vidas humanas así como también la inversión en la vía de este tramo.

6.1.1 EL PROBLEMA REAL

Con lo dicho hasta ahora, un principiante podría pensar que la problemática de la estabilidad de taludes se reduce a disponer de un buen programa informático; y nada más lejos de la realidad. Ni el software más potente y depurado puede sustituir a la experiencia y al sentido común.

El primer paso en un estudio de estabilidad es la determinación del nivel de riesgo, ya que tanto las actuaciones siguientes, como las inversiones económicas que conllevan, dependen de lo que se pretende salvar. En líneas generales, debe analizarse la probabilidad de pérdidas de vidas humanas, y después estimar la posible cuantía en daños materiales; esto permitirá establecer las directrices de la campaña de investigación.

Esa campaña comienza con un *estudio exhaustivo* de las características topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrológicas, climáticas, etc. para determinar cuáles serán las peores condiciones a que va a ser sometido el talud, añadiendo a continuación las acciones previstas, así como las derivadas de negligencias o accidentes, estas dos últimas muy importantes, ya que suelen ser la causa fundamental de muchos de los problemas.

A continuación se procede a la modelización, para lo cual es necesario disponer, aparte de una buena dosis de sentido común, del suficiente número de reconocimientos y ensayos que permitan hacerse una idea fiable de la geometría y las características geotécnicas de los materiales en juego. En este momento es

fundamental la información que se vaya adquiriendo a partir de los sondeos, la geofísica y los ensayos. Escatimar gastos en esta fase equivale a perder todo el trabajo, aunque, como ya se ha dicho, ***es imprescindible mantener el equilibrio entre inversiones y riesgos***, pero quedarse cortos aquí significa que las incertidumbres pueden ser tan grandes que invaliden los cálculos posteriores, con lo que todo el dinero gastado no sirve absolutamente para nada, aparte de que no se resuelve el problema. Es imperdonable “estimar” parámetros fundamentales que pueden medirse, tales como densidad, cohesión, ángulos de rozamiento interno, presiones intersticiales, etc., y solamente es permisible acudir a esas “estimaciones” para definir las características de materiales a utilizar en el futuro, y de los que ahora no se tienen datos; o cuando se dispone de tal cantidad de datos reales de la zona que puede acudirse a evaluaciones estadísticas, aunque esto sólo a efectos de anteproyecto, porque en Ingeniería, como en otras Ciencias, lo que es necesario medir, debe ser medido.

Ahora que ya se tiene el modelo construido le toca el turno al ordenador, pero hay que decidir entre estabilidad a corto o largo plazo, presiones totales o efectivas, minoración o no de la cohesión, etc. En general habrá que calcular un FS a corto plazo, que suele considerarse como el tiempo que van a durar las actuaciones, y otro FS a largo plazo, que contempla el periodo de vida de la obra. Para evaluar el primero no suelen tenerse en consideración acciones puntuales con largo periodo de retorno, tales como sismos o inundaciones graves, pero puede ser necesario incluir fuertes sobrecargas y vibraciones inducidas por el tráfico de obra, inundaciones locales y escorrentías mal controladas al no existir todavía un adecuado sistema de drenaje, y todas aquellas que el proyectista pueda prever.

Respecto a los parámetros resistentes del terreno, si la actuación implica un incremento en las cargas, caso de un relleno o terraplén, se suele realizar, para corto plazo, el cálculo en tensiones totales, dejando el de tensiones efectivas para el largo plazo, cuando se supone que ha disipado la presión intersticial. En el caso de excavaciones con descenso del nivel freático puede darse el caso contrario, ya que al

eliminar agua del suelo, éste puede entrar en régimen de tensiones efectivas, pero al concluir la actuación y recuperarse los niveles anteriores, se puede pasar al régimen de tensiones totales.

Como puede apreciarse, ***no existe un procedimiento definido para el cálculo de taludes, ya que las variables son tantas que invalidan una metodología normalizada.***

6.1.2 LA CUESTIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Cuando después de todo el proceso anterior se llega a un valor del FS del orden de 2,0 o superior todo el mundo queda satisfecho y se olvida el asunto. En la banda contraria, si se está hacia el 1,1 también queda clara la decisión. Pero si el resultado queda por debajo de más o menos 1,5 y por encima de 1,2 se entra en la franja que, según algunos, debería estar prohibida por Decreto.

Bromas aparte, todo el que ha tenido que tomar una decisión con un FS en esa banda sabe lo difícil que resulta, pues ya se ha dicho que no hay una normativa en la que descargar responsabilidades. Y no puede haberla porque el nivel de confianza en un resultado depende de los sucesivos niveles de confianza asumidos a lo largo de todo el proceso descrito en el apartado anterior. Si la fase de investigación ha sido exhaustiva, y se tiene confianza en que la modelización se ha llevado a cabo de forma correcta, no surge la más mínima duda a la hora de tomar una decisión, pero si han quedado lagunas en el proceso, el valor que se obtenga para FS carece de importancia porque es ficticio.

Suponiendo que todas las fases se han cubierto con suficiente garantía, el valor que se tome para el FS aceptable depende, en primer lugar, del nivel de riesgo, y después de la magnitud de las actuaciones implicadas, ya que en la propia esencia de la Ingeniería se encuentra el buscar un equilibrio entre inversión y resultados. No es infrecuente que se lleguen a plantear soluciones faraónicas para salvar una situación que, simplemente, puede obviarse.

Por otra parte, al plantearse la ejecución de determinadas obras, un FS alto no siempre es deseable, pues implica una actuación excesivamente costosa. Piénsese por ejemplo en la construcción de una presa de tierra, en la que un pequeño aumento del FS puede significar un volumen muy importante de material adicional que posiblemente no esté justificado.

Todas estas circunstancias hacen que no se puedan tabular las decisiones en función del Factor de Seguridad. Lo importante a considerar es que este último debe ser tomado como un parámetro estadístico, y que ***no necesariamente un FS de 0,9 significa catástrofe irremediable, sino que hay una probabilidad muy alta de que realmente ocurra***, aunque es evidente que nadie en su sano juicio firmaría por ese valor.

Para terminar, la mejor conclusión que se puede sacar de todo lo anterior es que los problemas de estabilidad de taludes no pueden resolverse con soluciones tabuladas, ya que no hay dos deslizamientos iguales por la sencilla razón de que el disparo de una inestabilidad suele tener su origen en la convergencia de múltiples condicionantes de carácter local.

RECOMENDACIONES

Como observamos en el ensayo realizado existen diferentes tipos de inestabilidades de taludes en las cuales unas son corregibles con estudios de ingeniería. Los taludes son un elemento demasiado importante en la construcción de obras civiles por lo tanto hay que tomar las medidas necesarias y hacer todos los estudios de forma correcta para evitar accidentes en las obras.

- En el estudio de la estabilidad de taludes hay que tener muy en cuenta si el talud es trabajable para poderlo estabilizar puesto que existen algunos tipos de taludes que no se pueden estabilizar.
- El estudio de la estabilidad de taludes comprende un amplia gama de conceptos por lo tanto hay que seguir estudiando los mismos.
- Otra recomendación a tomar en cuenta es en el cálculo de las presiones transmitidas al suelo, ya que, es común que alguna de ellas salga negativa es decir el suelo se encuentre en tracción en uno de los bordes en contacto con el macizo reforzado, esto debido a la inclinación del mismo que hace que la resultante de las presiones esté muy fuera de excentricidad permitida en este caso existe una limitación aceptable que permite ciertos valores de tracción. En caso de sobrepasar dicho límite se debe aminorar la inclinación del muro.
- Es muy importante la buena recolección y manipulación de los datos obtenidos en campo ya que de éstos depende todo el análisis.
- En la zona de estudio existen tramos en los cuales sólo se requieren obras para garantizar que los derrumbes o desprendimientos de materiales no ocasionen mayores daños, que sin embargo no representen la inestabilidad del talud.
- Todas las construcciones realizadas en la ingeniería civil se empiezan por el suelo y su estudio por lo cual esta materia es de vital importancia en la ingeniería civil.