

CAP. 1 INTRODUCCIÓN.

1.1.Antecedentes.

En varios acontecimientos, investigaciones y bibliografía, se evidencia que los peligros geológicos naturales son un riesgo para los habitantes de cualquier región del mundo, por lo que es importante conocer su origen, mecanismos de formación, causas y efectos.

En la construcción de carreteras se da la conformación de taludes debido a los grandes movimientos de tierra que se realizan, éstos son taludes artificiales ya que intervine la mano del hombre para su formación, siendo el talud la inclinación de un terreno o del paramento de un muro. La inestabilidad de taludes tiene como consecuencia deslizamientos del cuerpo del mismo en diferente proporción, originados en parte por procesos antrópicos como voladura de rocas, excavaciones y otros que generan grandes movimientos de tierra, así como también por causas naturales: movimientos sísmicos, clima, etc.; por lo que es importante definir y estudiar las zonas de mayor riesgo para tomar previsiones en los diseños y construcción, ya que éstos deslizamientos representan una amenaza para la vida, bienes materiales de quienes transitan por ellas y genera problemas de orden social y económico con pérdidas cuantiosas a las regiones afectadas.

Un deslizamiento no es otra cosa que el movimiento de una masa de suelo, resultado de una falla originada por una disminución de la resistencia al corte; son movimientos que se producen por diversos tipos de causas que pueden obedecer a una combinación multifactorial donde pueden influir las lluvias, microsismos, la presencia de materiales arcillosos y la ausencia de adecuados sistemas de drenaje interior, todo lo cual aumenta el peso del macizo, incrementa las presiones de poros, reduce la resistencia al esfuerzo cortante y produce la falla de suelo.

El tramo “Puerta del Chaco - Canaletas” forma parte de las rutas fundamentales del país; es parte de la ruta que comunica a la ciudad de Tarija con dos de sus provincias O’Connor y Gran Chaco así como también con el Departamento de Santa Cruz teniendo en cuenta que a futuro se prevé la posibilidad que ésta ruta llegue a formar parte del Corredor Bioceánico, es en ese sentido que se trata indudablemente de un tramo vial importante.

Es en éste tramo, donde se están presentando deslizamientos a causa de la inestabilidad de algunos taludes, y es en época de lluvias donde se evidencia con mayor frecuencia éste problema, ya que la precipitación provoca que los taludes se vuelvan aún más inestables.

1.2.Justificación.

Considerando que la problemática a ser estudiada (deslizamiento de taludes), es un factor que se presenta en la actualidad y que afecta de sobremanera a las principales vías de comunicación que vinculan a la capital del Departamento con las provincias del sur así como otros Departamentos, generando con ello problemas de orden social y sobre todo económicos; debiendo incluir en éste análisis necesariamente los costos de reparación y habilitación de las vías obstaculizadas por los deslizamientos, es que se hace necesario no sólo estudiar y analizar las causas y efectos que provocan los deslizamientos de taludes sino, que mediante este estudio se puedan plantear soluciones técnicamente apropiadas para aplicarlas de forma definitiva o preventiva y evitar o mitigar los problemas que conlleva el deslizamiento de taludes una vez producido.

Esta problemática se presenta en el tramo “Puerta del Chaco - Canaletas”, donde se evidencian deslizamientos ante la existencia de taludes inestables. Este tramo vial vincula a la ciudad de Tarija con la región del Chaco tarijeño (de donde proviene el gas natural) y con uno de los departamentos más importantes del país como es Santa Cruz, ocasionando dificultades en la transitabilidad del paso de vehículos (especialmente los pesados), demoras, riesgos y perjuicios para la región, afectando de manera directa al transporte ya sea de pasajeros o de carga y por consiguiente a los usuarios.

1.3.Situación Problemática.

El tramo a ser objeto de estudio, al ser parte importante del sistema vial carretero del Departamento, requiere de un análisis detallado de causas y efectos que produce el deslizamiento de taludes, teniendo en cuenta que esta situación se presenta y hasta la fecha no se ha detectado y ejecutado acciones definitivas que puedan solucionar o mitigar y/o prevenir los efectos de deslizamiento de taludes, acarreando con ello la erogación de cuantiosos recursos económicos para la rehabilitación de la vía, y la generación de problemas de orden social y económico.

El problema se encuentra latente en el tramo “Puerta del Chaco - Canaletas” y se caracteriza por transitabilidad reducida y riesgosa especialmente en época lluviosa debido a los deslizamientos y caída de material y rocas sobre la vía proveniente de taludes inestables a lo largo del citado tramo.

Así mismo, su impacto se observa en la demora de llegada a destino del servicio de transporte de pasajeros y carga, reportes de incidentes y accidentes, por consiguiente pérdidas económicas, además de la incertidumbre de los usuarios por no contar con una ruta segura y expedita todo el año.

En este estudio se propone plantear alternativas de solución y/o de mitigación para evitar o mitigar los deslizamientos de taludes, que son los causantes del problema mencionado.

1.4.Objetivos.

1.4.1. Objetivo General.

Realizar un análisis detallado de los taludes en el tramo “Puerta del Chaco - Canaletas” que muestran inestabilidad y como consecuencia deslizamientos en los cuales se pretende establecer cuáles sus causas y posibles soluciones.

1.4.2. Objetivos Específicos.

- Analizar la estabilidad de taludes y sus principios teóricos.
- Analizar las causas de inestabilidad en taludes de carreteras.
- Estudiar los tipos de deslizamientos.
- Analizar el factor de seguridad en particular a 4 taludes en el tramo “Puerta del Chaco - Canaletas” que están presentando deslizamientos por 2 Métodos Precisos: Morgenstern – Price y Spencer y 2 Métodos Aproximados: Bishop Simplificado y Janbu Corregido.
- Establecer algunos planteamientos de soluciones a los deslizamientos en el tramo de estudio a partir de las causas detectadas.
- Establecer conclusiones y recomendaciones sobre el tema estudiado.

1.5. Alcance.

El alcance del presente documento se enmarca en el estudio y la determinación de las principales causas de deslizamientos en cuatro taludes del tramo “Puerta del Chaco - Canaletas” ubicados en las progresivas 9+750 (**Talud “A”**), 28+460 (**Talud “B”**), 32+020 (**Talud “C”**), 32+325 (**Talud “D”**), donde además se propondrá alternativas de solución; empleando para ellos modelos ya establecidos para la estabilización de taludes como ser:

- Anclajes.
- Micropilotes.
- Cambio de Geometría del Talud.

Además se propondrán algunas alternativas de mitigación para los deslizamientos como ser el empleo de:

- Hidrosiembra.
- Hormigón Lanzado (Shotcrete).
- Muros de Contención con Gaviones.

Se determinarán a los factores que están influyendo en la inestabilidad de los taludes objeto a estudio como ser: factores geométricos, geológicos, hidrogeológicos y factores relacionados con el comportamiento mecánico.

Se realizará una clasificación del suelo, límites de Atterberg, y se llevará a cabo el ensayo de Compresión No Confinada (CNC) para determinar la cohesión y ángulo de fricción del material.

Los taludes objeto a estudio serán evaluados como finitos y el análisis de estabilidad será llevado a cabo utilizando el programa computacional *Slide 5.0* por medio del cual estableceremos el Factor de Seguridad con que se encuentran los taludes objeto a estudio, para esto se propondrá la utilización en el programa *Slide 5.0* de 4 métodos, 2 métodos precisos (Morgenstern-Price y Spencer) y 2 métodos aproximados (Bishop Simplificado y Janbu Corregido) con el objetivo de comparar resultados.

1.6. Medios y Metodología.

El trabajo se realizará siguiendo medios y técnicas adecuadas, utilizando el equipo y materiales correspondientes al tipo de investigación, de acuerdo a la fase del estudio.

Es entonces para este fin que primeramente se realizará una revisión teórica a Los Principios de la Estabilidad de Taludes de Carreteras, sus Características y Causas de Deslizamientos, donde, se pretende identificar y determinar las causas y mecanismos que explican las estabilidades e inestabilidades de taludes.

Dentro de este análisis se procederá; a las fallas, tipos de falla, causas y características de los Deslizamientos y el estudio de métodos para la estabilización de taludes.

Se verán a factores que influyen en la estabilidad de un talud como ser:

- Factores geométricos (altura e inclinación del talud).
- Factores geológicos (que condicionan la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud).
- Factores hidrogeológicos (presencia y circulación de agua).
- Factores relacionados con el comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad).

Teniendo esta base teórica se procederá a la aplicación práctica, donde se tomará el tramo “Puerta del Chaco - Canaletas” y se analizarán a 4 taludes que están presentando deslizamientos, sus causas y posibles soluciones.

Para llegar a la realización del estudio o análisis detallado de los taludes que presentan deslizamientos en el tramo “Puerta del Chaco - Canaletas” se tendrá primeramente un acercamiento con la institución que se encuentra a cargo de dicho tramo siendo el Servicio Departamental de Caminos (SEDECA), pudiendo por éste medio llegar a recopilar información, estudios y la obtención de una serie de datos y una cronología de los deslizamientos en ésta zona revisando lo que se ha hecho hasta el momento para dar soluciones al problema.

Se efectuarán visitas de campo con la finalidad de obtener un diagnóstico a cada talud visitado para su análisis e interpretación:

- Se realizará un reconocimiento visual del talud, en sus condiciones físicas de su estado, se tomarán notas acerca de los daños que muestra el talud.
- Se efectuarán mediciones: posicionamiento del talud, orientación y pendiente del talud.(Topografía)
- Se determinará la densidad in situ de los taludes.
- Se tomarán muestras de suelo para su análisis (clasificación del suelo, granulometría, límites de Atterberg, cohesión y ángulo de fricción).
- Se tomarán fotografías de los diferentes taludes, de los detalles más importantes y sobresalientes.

Se tomarán muestras de suelo provenientes de la cabeza, medio y pie de cada uno de los 4 taludes que presentan problemas de deslizamientos. Una vez tomadas las muestras de suelo se llevarán a cabo ensayos de laboratorio donde se hará una clasificación del suelo, granulometría, límites de Atterberg, determinación de la cohesión y ángulo de fricción interno. Se procederá a obtener información geológica del lugar recurriendo a estudios que ya se hayan realizado con anterioridad en la zona.

Una vez realizado éste análisis se procederá a establecer las causas de los deslizamientos para cada talud.

Se utilizará como herramienta al programa computacional **Slide 5.0** con el objetivo de determinar al Factor de Seguridad de cada talud introduciendo parámetros como ser la geometría, peso unitario, cohesión y ángulo de fricción de los suelos que constituyen a cada talud objeto a estudio.

Finalmente llevar a cabo la elaboración de planteamientos que permitan dar posibles soluciones a los deslizamientos en el tramo de estudio a partir de las causas detectadas y poder establecer alguna solución empleando para ello modelos ya establecidos para la estabilización de taludes en carreteras.

CAP. 2 PRINCIPIOS DE LA ESTABILIDAD EN TALUDES DE 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).



Fotografía 2.1. Ladera (forma natural).



Fotografía 2.2. Corte (intervención humana).



Fotografía 2.3. Relleno o terraplén (intervención humana).

El moderno crecimiento y desarrollo en carreteras y vías de comunicación exige del Ingeniero Civil un mayor cuidado en el diseño y construcción de las carreteras, redes ferroviarias e incluso las obras de arte hidráulicas, ya que requieren de métodos o formas que garanticen el cuidado y la protección de las mismas, 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.

Dentro de las características más importantes debemos tomar en cuenta a los suelos estables y los suelos inestables, así como los factores que intervienen en la inestabilidad, factores en su mayoría naturales como el agua, el viento, el sismo y al efecto de las cargas, que son actores directos que afectan negativamente la estabilidad de un talud.

Debemos también de manera fundamental estudiar las modernas tecnologías existentes en la actualidad para el cuidado, protección y mantenimiento de los taludes de nuestras carreteras, valiéndonos de una comparación entre estos métodos y aplicándolos a un tramo vial de nuestra región para establecer la metodología adecuada para la solución más favorable desde un punto de vista técnico – económico.

2.2. Conceptos de Taludes.

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural (fotografía 2.1) y talud cuando se conformó artificialmente (fotografía 2.2 y 2.3).

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

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

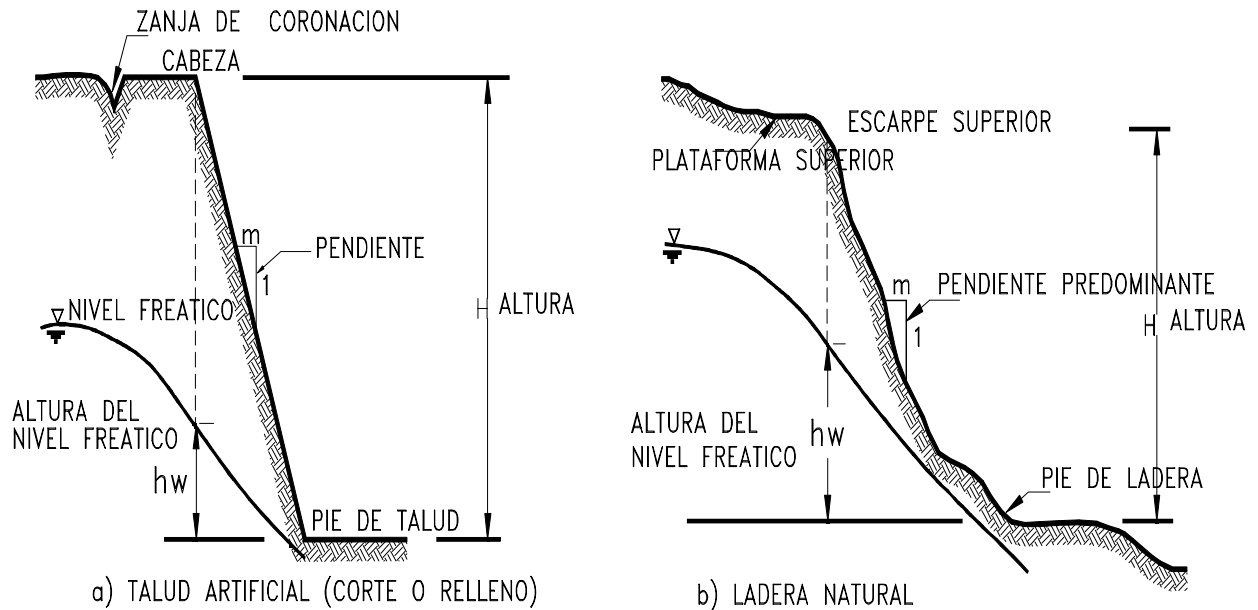


Figura 2.1. Nomenclatura de taludes y laderas.

FUENTE: es.scribd.com

En el talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

1. Altura

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

2. Pie

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

3. Cabeza o Escarpe

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

4. Altura de Nivel Freático

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

5. Pendiente

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

Ejemplo: Pendiente: 45° , 100%, o 1H: 1V.

TALUD EN CORTE

Es la inclinación del terreno después de haber realizado el corte que está construido de acuerdo a criterios de seguridad, estabilidad, mantenimiento, estética y economía, pero su permanencia dependerá fundamentalmente de la naturaleza de los suelos, características geológicas, morfológicas y de las condiciones climatológicas.

En taludes de corte, se debe tener la inclinación del talud de manera que no interfiera la distancia mínima de visibilidad para frenado en las curvas horizontales. En caso de cortes con pendiente espinada, es conveniente proveer una primera faja del orden de 1:4 (vertical: horizontal) o menos, que proporcione la visibilidad mencionada y que reduzca las necesidades de defensa.

En el caso de suelos sin discontinuidades heredadas en ocasiones, se pueden realizar cortes altos verticales (Blight, 1988), pero cuando aparecen estructuras heredadas o discontinuidades se pueden presentar deslizamientos al poco tiempo de efectuado el corte. La ejecución de un corte en el pie de un talud puede dejar al descubierto una discontinuidad o un plano de estratificación y provocar un movimiento aún en taludes de pendiente suave (Bligh y otros, 1970).

TALUD EN RELLENO

Los terraplenes y estructuras térreas que se utilizan para rellenos de predios, plataformas, caminos, bordos, desniveles, pisos industriales, estacionamientos, patios de contenedores, ferrocarriles, aeropuertos, rampas de hospitales u otras, etc., son el acumulamiento de tierra

o suelo de una cierta calidad, compactado de acuerdo a técnicas ya muy conocidas. La resistencia de dicha acumulación de tierra varía de acuerdo al tipo de suelo que se use y de acuerdo al uso que se pretenda dar a tal obra.

Cuando lo anterior implica la formación de un desnivel, comienza a denominarse talud o terraplén.

Se construyen principalmente con maquinaria pesada, a muy rápidas velocidades de construcción. Son económicos y efectivos. Permiten alcanzar ángulos de reposo que de ninguna manera se podría alcanzar con los suelos naturales y permiten alcanzar grandes alturas a bajos costos de estabilización, llegando incluso a alcanzar la vertical y sustituir con facilidad a muros de contención tradicionales.

Los terraplenes son estructuras muy susceptibles a problemas de deslizamientos y erosión debido a su bajo grado de cementación ya que generalmente su colocación genera una disminución del factor de seguridad del talud pre-existente, por aumento de los esfuerzos actuantes. Adicionalmente, se modifican las condiciones de humedad, la posición del nivel freático y se induce una superficie de debilidad en el contacto entre el terraplén y el suelo natural subyacente.

2.3. Cargas en Taludes

Las acciones principales en el estudio de problemas de estabilidad de taludes son las gravitatorias. Las operaciones de construcción en el entorno del talud o la actuación de las cargas modifican el estado tensional del terreno y éste ha de deformarse para adaptarse a las nuevas condiciones. Esa adaptación requiere un cierto tiempo que será tanto más largo cuanto más deformable y más impermeable sea el terreno. La resistencia del terreno cambia durante ese proceso de adaptación y esto introduce un elemento de indefinición a la hora de decidir sobre las características resistentes a considerar en el análisis de estabilidad.

Ante esa situación, el ingeniero debe considerar dos hipótesis extremas, denominadas “sin drenaje” y “con drenaje”. La situación real estará más o menos próxima a uno de esos extremos, según las circunstancias del caso.

Análisis sin drenaje

Esta hipótesis extrema se corresponde con la situación teórica en la cual no se produce una acomodación de la resistencia del terreno a un nuevo estado tensional, manteniendo éste las mismas características resistentes que tenía inicialmente. Las operaciones de construcción (rellenos, excavaciones, construcción de estructuras, aplicación de cargas, etc.) así como la aplicación de las cargas se supone que se realizan en un plazo tal que el terreno no tiene tiempo de acomodarse a la nueva situación.

La situación sin drenaje puede ser próxima a la realidad en aquellos terrenos que estén saturados y que tengan un coeficiente de consolidación bajo (o una permeabilidad reducida).

La resistencia del terreno en situaciones se puede representar con los siguientes parámetros de cohesión y rozamiento:

$$S_U = c_U$$

$$\phi_u = 0$$

Donde:

S_u = resistencia al corte sin drenaje.

Análisis con drenaje

El cálculo de estabilidad en la situación con drenaje se corresponde con la hipótesis, también extrema, de una acomodación completa de la resistencia del terreno al estado tensional del subsuelo. Los excesos de presión intersticial transitorios, generados por las operaciones de construcción o las cargas aplicadas, habrían desaparecido.

La resistencia al corte en situaciones con drenaje estará, en general, representada por dos parámetros:

c' = cohesión efectiva (a largo plazo)

ϕ_u = ángulo de rozamiento efectivo (a largo plazo)

Estos parámetros pueden ser distintos en cada uno de los distintos niveles del terreno.

En aquellos casos en que este aspecto pueda tener especial significación, los parámetros resistentes pueden ser considerados como variables dependientes del estado de tensiones del terreno (leyes de rotura no lineales simuladas con ángulos de rozamiento decrecientes con la presión).

Estos parámetros, en cualquier caso, se obtendrán de ensayos de laboratorio realizados con muestras completamente saturadas. Si se obtienen vía indirecta deben corresponder a esa condición de saturación completa.

Consideración del efecto del agua

El efecto de la presencia del agua en los taludes puede ser representado en los cálculos de varias formas. No todas conducen siempre al mismo resultado y por eso conviene tener en cuenta las recomendaciones que siguen.

El estudio del efecto del agua exige, en cualquier caso, un análisis previo de la distribución de las presiones intersticiales en el terreno a través de la red de filtración o de otros métodos de análisis de los flujos del agua en el medio poroso. Si no existen gradientes de potencial de agua, el régimen de presiones será hidrostático y bastará con definir la posición del nivel freático.

Salvo en algunos casos extremos (taludes completamente sumergidos y algunos casos de cálculo con $\phi=0$), la presencia del agua hace que el problema de cálculo sea de talud heterogéneo.

Taludes en régimen hidrostático

Cuando el talud está en régimen hidrostático existen dos alternativas de cálculo. Pueden calcularse pesos totales y después considerarse las subpresiones (alternativa nº 1). Pueden calcularse pesos efectivos, utilizando los pesos específicos sumergidos por debajo del nivel del agua, y no considerar la subpresión (alternativa nº 2).

En la alternativa nº 1, además, si existe agua libre, ésta debe contemplarse como un material más, con peso y sin resistencia al corte.

Ambas alternativas son, en principio, lícitas y conducen al mismo resultado siempre que el empuje entre rebanadas se suponga horizontal. El lugar por donde discurra la línea de rotura dentro del agua libre no repercute en los resultados. Con otras hipótesis de cálculo de resultado puede ser diferente.

En cualquier caso, por su sencillez, es recomendable utilizar la alternativa nº2 como procedimiento general. Si se utiliza la alternativa nº1 es recomendable suponer que el empuje entre rebanadas es horizontal o al menos limitar su inclinación severamente.

Taludes con infiltración

Cuando existen gradientes de agua se puede calcular con los pesos totales y considerar las presiones externas y las subpresiones internas del agua (sería equivalente a la alternativa nº 1 descrita en el apartado anterior). El agua libre que pudiera existir debe ser considerada como un material más, con peso pero sin resistencia al corte.

Si existe agua libre (taludes total o parcialmente sumergidos pero con gradientes de agua) se puede calcular con otro procedimiento. El nivel de agua libre, que puede quedar poco definido, puede ser cualquiera y, además, no tiene por qué ser horizontal. En general debe elegirse, como nivel de agua libre, la superficie libre de la red de filtración correspondiente a la situación del proyecto que se analiza. Se calcularían los pesos efectivos. Esto es, utilizando los pesos específicos sumergidos por debajo del nivel del agua libre y los aparentes por encima de él. Se contabilizaría la subpresión y la presión que pudiera existir por encima del nivel de agua libre. Por debajo de ese nivel se contabilizaría como presiones externas y como subpresión, únicamente, la diferencia entre la presión de agua existente y la presión hidrostática correspondiente al nivel de agua libre. Para realizar los cálculos, o bien se utilizan directamente las diferencias de presión que se acaban de mencionar o bien, si resultara más cómodo, se sustituirían esas diferencias de presión, por las fuerzas de arrastre correspondiente. Esta forma, que a veces se denomina cálculo de presiones efectivas, ya sea con diferencias de presión o con fuerzas de presión o con fuerzas de arrastre equivalentes, sería equivalente a la alternativa nº2, indicada antes.

La alternativa nº 2 es siempre recomendable. Los comentarios sobre la utilización de la alternativa nº 1 serían los mismos que se indican en el caso considerado anteriormente.

Cuando se realizan los cálculos con $\phi = 0$ no es necesario conocer la red de filtración cuando el nivel de agua libre es horizontal. Los excesos de presión intersticial no influyen en el resultado.

2.4. Estabilidad de Taludes

Se entiende por *estabilidad* a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse.

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en “problemas de estabilidad de taludes”, pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquél al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más empinado.

La *estabilidad de taludes* es la teoría que estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la geotecnia. La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene lugar por diversas razones:

- Factores geométricos (altura e inclinación).
- Factores geológicos (que condicionan la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud).
- Factores hidrogeológicos (presencia de agua).
- Factores relacionados con el comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad).

FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA ESTABILIDAD.

Los factores más importantes que intervienen en la estabilidad o inestabilidad de cualquier talud se los conceptualiza de la siguiente manera:

CONCEPTUALIZACIÓN DE SUELOS ESTABLES E INESTABLES

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.

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.

DESCRIPCIÓN DE FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD

Factor Agua

El agua es uno de los factores más negativos que intervienen en las fallas de los taludes sobre todo de las zonas tropicales y en periodos lluviosos, en los que además de tratar con el agua superficial tenemos que controlar también el agua subterránea, ya que el agua está íntegramente relacionada con los deslizamientos.

Para conocer mejor este factor de inestabilidad debemos estudiar las diversas formas en las que se encuentra el agua además de los efectos que provoca y en lo posible obtener la información precisa de las lluvias en el tramo donde se encuentra el talud en estudio, ya que parte de estas lluvias se infiltra y la otra parte corre por la superficie como escorrentía.

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

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

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

Factor Viento

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

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

Factor Sismo

El sismo o los movimientos sísmicos también afectan en 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 fuerzas sísmicas aplicadas sobre las masas de suelo potencialmente deslizables; disminución de la resistencia debida a las cargas vibratorias; 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; 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; 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.

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, sobrecarga por medio de rellenos, casas o edificios, hundimiento debido a excavaciones para túneles, procesos de urbanización, incluso la deforestación y 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 produciendo deslizamientos.

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

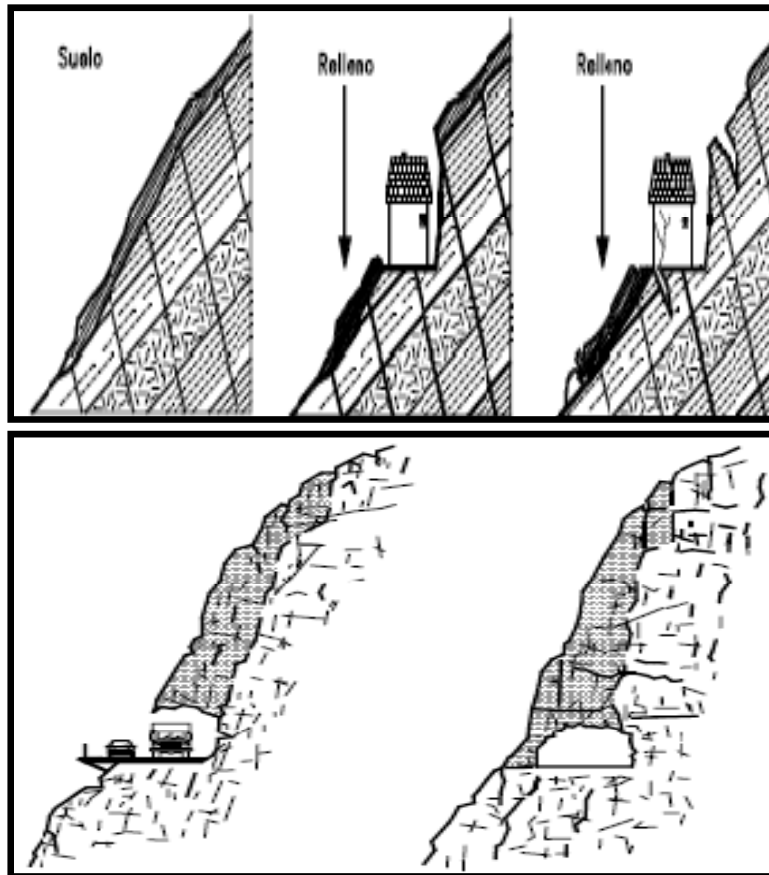


Figura 2.2. Inducción de esfuerzos de corte y relajación de esfuerzos de compresión al cortar para un semitúnel.

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.

Los taludes además serán estables dependiendo de la resistencia del material del que estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presenten. Los taludes pueden ser de roca o de tierras. Ambos tienden a estudiarse de forma distinta.

Para determinar la estabilidad de una masa de suelo debemos determinar su coeficiente de seguridad al deslizamiento. Al existir un coeficiente de seguridad igual a 1, se produce el deslizamiento del talud.

Debemos comparar la colaboración de esfuerzos que tienden a producir el deslizamiento (esfuerzos motores) con aquellos que tienden a evitarlo (esfuerzos resistentes) donde se debe definir la superficie de falla.

2.4.1. Análisis de Estabilidad.

Siguiendo con el estudio tenso-deformacional del terreno, y cuando esto involucra una gran masa o volumen de suelo con una cierta configuración (escalonada o inclinada), se entra en el campo del *análisis de la estabilidad de taludes* y de laderas naturales.

Se acostumbra a emplear el término *ladera* para el perfil que sigue un suelo en contacto con la superficie libre o atmósfera, y ese perfil no es horizontal. A veces se omite el calificativo de natural porque se da por sobreentendido.

En cambio, se suele aplicar el término *talud* al perfil conseguido tras una excavación (*talud en desmonte o corte*) o terraplenado (*talud en terraplén*) no necesariamente vertical, sino con cierto ángulo con la horizontal ($\beta \leq 90^\circ$), llamado *ángulo de talud*.

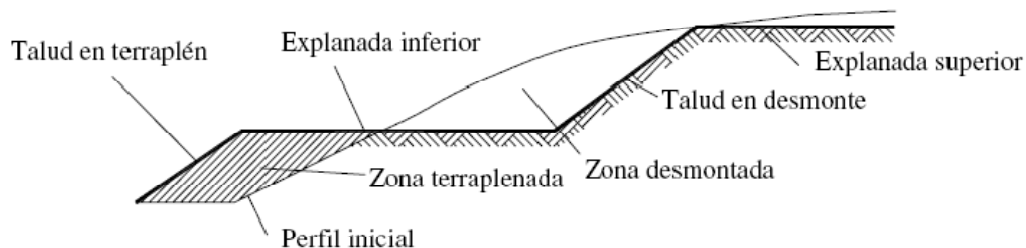


Figura 2.3. Talud en Desmonte y Talud en Terraplén.

En ambos casos hay una falta de soporte lateral debido al suelo, “ahora” inexistente. Al desaparecer las tensiones horizontales que lo mantenían en equilibrio, la nueva configuración comporta otras relaciones de tensiones y deformaciones que buscarán un nuevo equilibrio, con la consiguiente inducción de *desplazamientos* que tienden a *movilizar*

la resistencia al esfuerzo tangencial (o cortante) del suelo; hasta llegar a un nuevo estado de equilibrio.

Si la resistencia movilizada, es menor que la total disponible, el talud se mantendrá estable, con un factor de seguridad (F.S.) mayor que la unidad. Se ha dado por estable el talud con un factor de seguridad mayor a 1.1; pero se está viendo la necesidad de aumentar, por seguridad, ese valor a 1.2 ó más.

En lo que se refiere al factor de seguridad que es el valor determinante en un cálculo de estabilidad, se puede decir que existen varias formas de definirlo, a continuación mencionamos algunas de estas.

- 1) El valor mínimo de la relación, entre la fuerza activa y la fuerza resistente, para diversas posiciones de la superficie de falla, es el factor de seguridad.

$$FS = \frac{fr}{fa}$$

Donde:

FS = Factor de seguridad.

fr = fuerza resistente

fa = fuerza activa

- 2) El factor de seguridad, es la relación de la resistencia al corte disponible, con respecto a la fuerza tangencial necesaria para equilibrarlo.

$$FS = \frac{\tau}{\tau'}$$

Donde:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

τ' = Fuerza componente del peso.

τ = Resistencia al corte

τ' = Fuerza tangencial

- 3) En el caso de suelos puramente friccionantes el factor de seguridad es la relación entre los valores de las tangentes de los ángulos, de fricción interna y de inclinación respectivamente, como se ve a continuación:

$$FS = \frac{tg\phi}{tg\alpha}$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción interna.

α = ángulo de inclinación.

- 4) El factor de seguridad es la reacción, del momento de las fuerzas resistentes a lo largo de la superficie de falla, con respecto al momento del peso de la masa deslizante.

$$FS = \frac{Mr}{Md}$$

Donde:

Mr= Momento resistente.

Md= Momento deslizante.

Los momentos son respecto al centro del círculo de deslizamiento usado por varios métodos de cálculo de estabilidad de taludes.

El estudio de la estabilidad (figura 2.4) se suele centrar en la determinación de los siguientes valores:

- *la altura*: H (distancia vertical entre explanadas superior e inferior del talud);
- *la pendiente*: β (ángulo que forma la cara del frente del talud con el plano horizontal);

- el factor de seguridad, F.S., (se suele fijar un valor >1.2 , como seguridad frente al deslizamiento de esa ladera o talud).

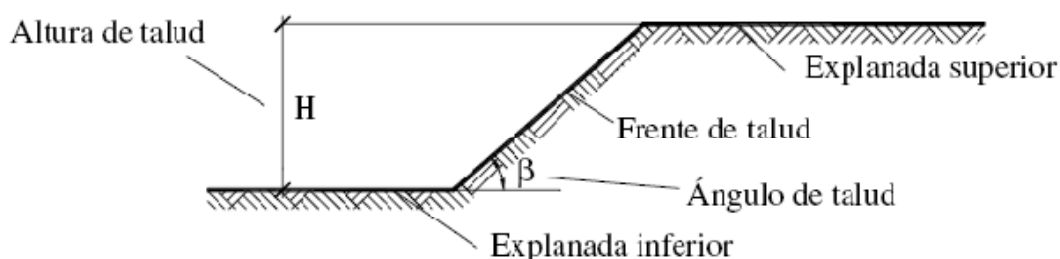


Figura 2.4. Talud en Corte.

Si: $FS = 1$, entonces el talud se halla en un estado de equilibrio límite; $FS < 1$, deberá considerarse al talud como inseguro, con tendencia más proclive a deslizarse en cualquier momento; $FS > 1$ garantiza la estabilidad del talud, por lógica es de suponer que si quisieran obtener valor muy superiores a la unidad para el factor de seguridad, aquello no es posible por diversas causas, siendo la principal la economía del proyecto.

Por tanto el factor de seguridad “mide la capacidad del talud, para mantenerlo estable” bajo diversas condiciones. Este factor de seguridad es función de muchas variables entre ellos el tiempo, dado que el factor de seguridad varía en el tiempo.

Muchos autores recomiendan valores mínimos para el valor del factor de seguridad, cuyo rango en general va de 1.2 a 1.5. Dependiendo de la importancia y del servicio que el talud prestará.

A continuación se presenta una tabla que puede servir como base general para la toma de decisiones sobre factores de seguridad:

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

Cuadro 2.1. Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para diseño de taludes.

FUENTE: ocw.uis.edu.co/ingenieria...taludes/...9/Estabilizacion_de_taludes.pdf

Generalmente al aumentar el factor de seguridad también aumentan los costos requeridos de construcción del talud. En ocasiones la construcción de taludes estables podría resultar no sólo costoso sino impráctico, y se debe tomar la alternativa de correr los riesgos inherentes a la construcción de un talud inestable.

Tomando en cuenta todo lo que se consideró, el presente proyecto, empleará como valor mínimo para el factor de seguridad, uno punto cinco ($FS=1.5$) que es el más usado en el diseño de carreteras.

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO.

Granulometría

Dentro de lo que son las características, o mejor dentro del análisis mecánico de los suelos, se encuentra la granulometría, que no es más que obtener una distribución porcentual de los tamaños de las partículas que conforman lo que llamamos suelo.

La forma de realizar una granulometría es con la ayuda de un juego de mallas o tamices que tienen un tamaño graduado establecido por dos normas que son ASTM y AASHTO.

Tamices	Tamaño (mm)
3 "	76.2
2 "	50.8
1 1/2"	38.1
1 "	25.4
3/4 "	19.05
1/2"	12.7
3/8 "	9.525
Nº 4	4.75
Nº 10	2.0
Nº 40	0.425
Nº 200	0.075

Cuadro 2.2. Diámetro de Tamices para Granulometría.

Entonces diremos que la granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla presentes en la masa de un determinado suelo.

El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra, la fracción de suelo retenido en cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total, y acto seguido es determinar los porcentajes que pasan por cada tamiz.

A continuación exponemos una distribución aproximada de los diámetros de las partículas desde las más finas, hasta las más gruesas:

Granulometría	
Partícula	Tamaño
Arcillas	< 0,002 mm
Limos	0,002 - 0,06 mm
Arenas	0,06 - 2 mm
Gravas	2 mm - 6 cm
Cantos Rodados	6 - 25 cm
Bloques	> 25 cm

Cuadro 2.3. Denominación de los suelos según el tamaño de sus partículas.

FUENTE: Ingeniería de Carreteras Vol. II, Pardillo, Rocci, Mc Graw Hill España 2004

Límites de Atterberg

Arbitrariamente definidos, son los contenidos de humedad que corresponden a los estados frontera del comportamiento del suelo. El límite líquido separa el comportamiento plástico del suelo, del líquido; el límite plástico separa el comportamiento plástico del suelo del semi-sólido.

Atterberg fue el primero que relacionó el grado de plasticidad de un suelo con su contenido de agua o **humedad**, expresado en función del peso seco de la muestra. También definió los cuatro estados de consistencia de los suelos y determinó los límites entre ellos, observando la variación de diferentes propiedades físicas y mecánicas.

De los límites anteriormente mencionados, interesa especialmente la determinación de los umbrales de los estados líquido (límite líquido) y plástico (límite plástico), ya que éstos presentan una alta deformabilidad del suelo y una drástica reducción de su capacidad portante. Afinando más todavía, el interés se centra en determinar el intervalo de humedad para el cual el suelo se comporta de manera plástica, es decir, su **plasticidad**.

El **límite líquido** se determina mediante el método de la cuchara de Casagrande (NLT - 105). El ensayo se basa en la determinación de cantidad de agua mínima que puede contener una pasta formada por 100 grs. de suelo seco que haya pasado por el tamiz 0.40 UNE. Para ello, se coloca sobre el mencionado artefacto y se acciona el mecanismo de este, contándose el número de golpes necesario para cerrar un surco realizado previamente con una espátula normalizada en una longitud de 13 mm. El ensayo se dará por válido cuando se obtengan dos determinaciones, una de entre 15 y 25 golpes, y otra de entre 25 y 35. La humedad correspondiente al límite líquido será la correspondiente a 25 golpes, y se determinará interpolando en una gráfica normalizada las dos determinaciones obtenidas experimentalmente.

El **límite plástico** se determina de una manera si cabe, más rocambolésca: se define como la menor humedad de un suelo que permite realizar cilindros de 3 mm. de diámetro sin que se desmoronen, realizándose dos determinaciones y hallando la media. Este ensayo se realiza con 200 grs. de muestra seca y filtrada a través del tamiz 0.40 UNE, como el caso anterior. En la (figura 2.5.) se muestra la cuchara de Casagrande.

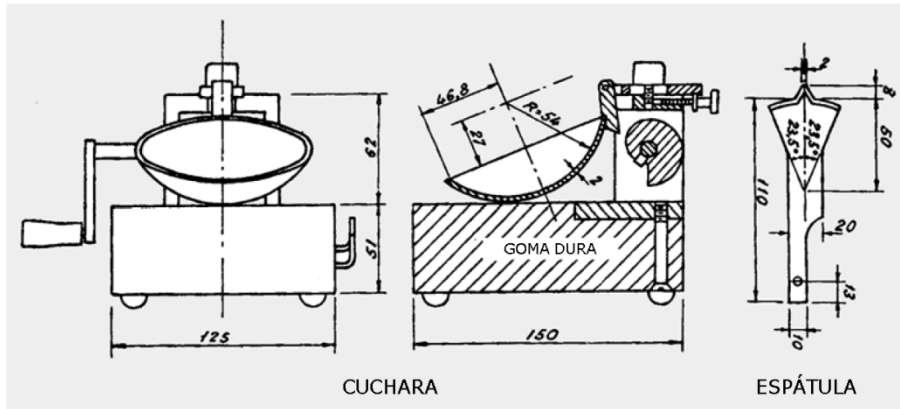


Figura 2.5. Cuchara de Casagrande.

A la diferencia entre ambos límites se denomina **índice de plasticidad (IP)**, y da una idea del grado de plasticidad que presenta el suelo; un suelo muy plástico tendrá un alto índice de plasticidad:

$$IP = LL - LP$$

Sensitividad.

La sensibilidad, en suelos se puede definir 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 quiere decir que se pierde gran parte de la resistencia del suelo al remoldearse, lo que cabe destacar es que por historia se conoce de casos de catástrofe, donde por la acción del cambio de esfuerzos, el suelo se remoldea in situ, perdiendo su resistencia y provocando de esta forma los deslizamientos.

Expansividad.

Una forma de poder explicar la expansividad, es que los suelos arcillosos al ponerlos en contacto con el agua expanden su volumen produciéndose movimientos de extensión dentro de la masa del suelo. En suelos sensitivos se puede producir una pérdida de resistencia al corte por la acción del remoldeo debido al proceso expansivo.

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 en los suelos arcillosos, en los rellenos de juntas, puede generar deslizamientos de suelos rocosos.

Erosionabilidad.

Se puede definir la erosionabilidad, como la facilidad con la que el suelo puede ser desprendido y también transportado por la acción directa del agua.

Este factor puede afectar sin duda la estabilidad de un talud o ladera, ya que produce cambios topográficos desestabilizantes o genera conductos internos de erosión.

Permeabilidad.

La permeabilidad en suelos es la propiedad que tienen los mismos de dejar penetrar el agua o cualquier fluido, la permeabilidad depende de varios factores como ser la viscosidad del fluido, la distribución del tamaño de los poros, la distribución granulométrica, la relación de vacíos, la rugosidad de las partículas minerales y el grado de saturación del suelo. Para los suelos arcillosos, la estructura, juega un papel muy importante en la permeabilidad.

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

Otro de los factores que intervienen en la permeabilidad de las arcillas es la concentración iónica y el espesor de las capas de agua adheridas a las partículas de arcillas.

Los valores del coeficiente de permeabilidad varían desde 100 cm/seg, en rocas fracturadas o suelos compuestos por arenas y gravas, hasta un valor de 10^{-10} cm/seg, en arcillas impermeables o en pizarras o granitos sanos.

La permeabilidad de los suelos se puede determinar con ensayos en laboratorio y existen y se manejan algunos valores típicos del coeficiente de permeabilidad para suelos saturados que se exponen a continuación:

Tipo de suelo	K (cm/seg.)
Grava limpia	100 - 1
Arena gruesa	1 - 0,01
Arena fina	0,01 - 0,001
Arcilla limosa	0,001 - 0,00001
Arcilla	0,000001

Cuadro 2.4. Valores del coeficiente de Permeabilidad para suelos saturados. Fuente: Ingeniería de Carreteras Vol. II, Pardillo, Rocci, Mc Graw Hill España 2004.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Los ingenieros deben entender la naturaleza de la resistencia cortante para analizar los problemas de la estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga, estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras.

Criterios de falla Mohr-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la forma (figura 2.6a).

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2.1)$$

Donde:

τ_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla definida por la anterior ecuación (2.1) es una línea curva, como muestra la figura II.10b. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación se describe como:

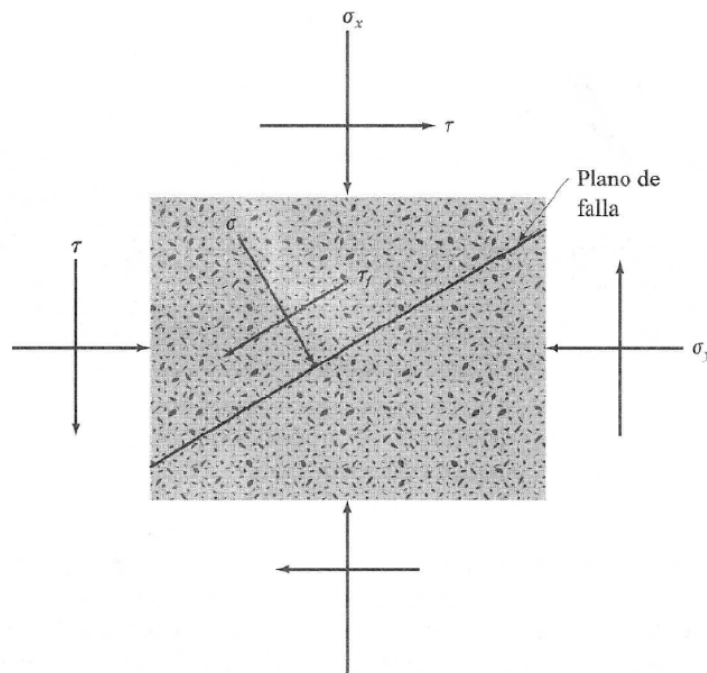
$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (2.2)$$

Donde:

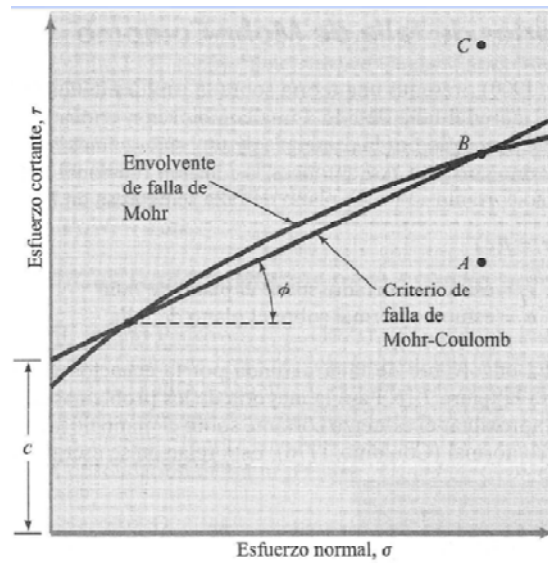
c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

La ecuación precedente se llama criterio de falla Mohr-Coulomb.



(a)



(b)

Figura 2.6. Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb.

El significado de la envolvente de falla se explica como sigue: si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano de una masa de suelo son tales que son representados por el punto A en la figura 2.6b, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante son representados por el punto B (que se encuentra sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C no existe porque éste queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo.

Inclinación del plano de falla causado por cortante

Como se establece en el criterio de falla de Mohr-Coulomb, la falla por cortante ocurrirá cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la ecuación (2.2).

Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, refiérase a la figura 2.7, donde σ_1 y σ_3 son respectivamente, los esfuerzos principales mayor y menor. El plano de falla EF forma un ángulo θ con el plano principal mayor. Para determinar en ángulo θ y la relación entre σ_1 y σ_3 , refiérase a la figura 2.8, que es una gráfica del círculo de Mohr para el esfuerzo mostrado en la figura 2.7. En la figura 2.8 *fgh*

es la envolvente de falla definida por la relación $s = c + \sigma \tan \phi$. La línea radial ab define el plano principal mayor (CD en la figura 2.7), y la línea radial ad define el plano de falla (EF en la figura 2.7).

Se muestra que el ángulo formado por $bad = 2\theta = 90^\circ + \phi$, o $\theta = 45^\circ + \phi/2$ (2.3)

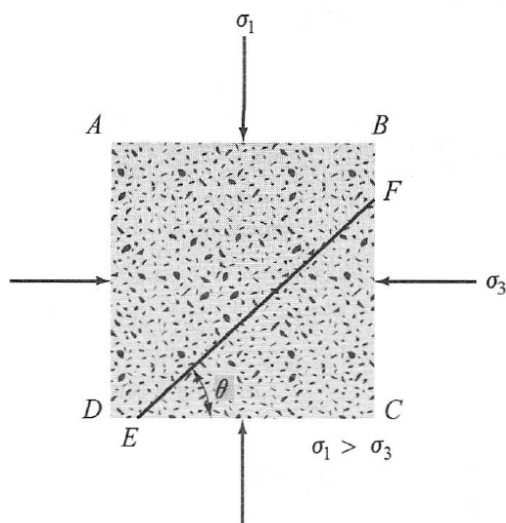


Figura 2.7. Inclinación del plano de falla en el suelo respecto al plano principal mayor.

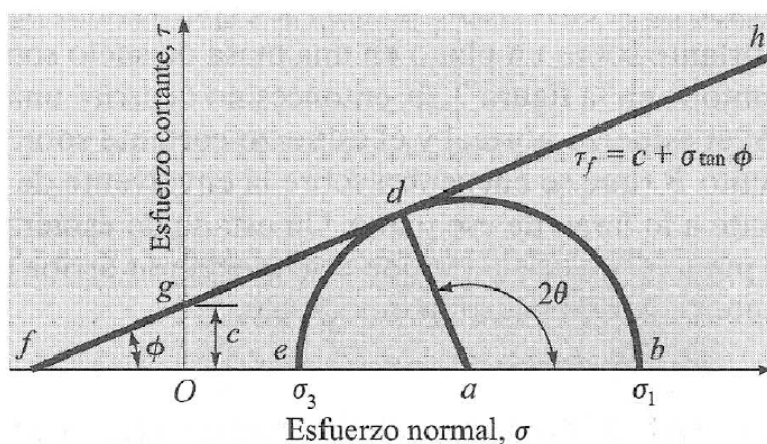


Figura 2.8. Círculo de Mohr y envolvente de falla.

De nuevo, de la figura 2.8 tenemos

$$\frac{\overline{ad}}{\overline{fa}} = \sin \phi$$

$$(2.4)$$

$$\overline{fa} = fO + Oa = c \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.5 \text{ a})$$

También

$$\overline{ad} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.5 \text{ b})$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.5 a) y (2.5 b) en la ecuación (2.4), obtenemos

$$\text{sen } \phi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} \quad (2.6)$$

o

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right) + 2c \left(\frac{\cos \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right)$$

Sin embargo

$$\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

y

$$\frac{\cos \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Entonces,

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.7)$$

Esta relación es el criterio de falla de Mohr-Coulomb expresada en los esfuerzos de falla.

Ley de falla por cortante en un suelo saturado

En un suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro, o

$$\sigma = \sigma' + u$$

El esfuerzo efectivo σ' es tomado por los sólidos del suelo. Entonces para aplicar la ecuación $\tau_f = c + \sigma \tan \phi$ a la mecánica del suelo tenemos que reescribirla como

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

El valor c para la arena y el limo inorgánico es 0. Para arcillas normalmente consolidadas, c se considera igual a 0. Las arcillas sobreconsolidadas tienen valores de c que son mayores que 0. El ángulo de fricción ϕ se llama a veces el ángulo de fricción drenante. Valores típicos de ϕ para algunos suelos granulares se dan en el cuadro 2.5.

Para arcillas normalmente consolidadas, el ángulo de fricción ϕ generalmente varía entre 20° y 30°. Para arcillas preconsolidadas, la magnitud de ϕ decrece. Para arcillas naturales no cementadas, preconsolidadas con presión de preconsolidación menor que aproximadamente 1000 kN/m², la magnitud de c cae en el rango de 5 a 15 kN/m².

Tipo de suelo	ϕ (grados)
<i>Arena: granos redondeados</i>	
Suelta	27–30
Media	30–35
Densa	35–38
<i>Arena: granos angulares</i>	
Suelta	30–35
Media	35–40
Densa	40–45
<i>Grava con algo de arena</i>	34–48
Limos	26–35

Cuadro 2.5. Valores típicos del ángulo de fricción drenado para arenas y limos.

FUENTE: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.

RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS NO COHESIVOS.

Los suelos no cohesivos son representados por las arenas y piedras, son también llamados suelos granulares. La resistencia al corte de esos suelos se debe principalmente a la fricción entre las partículas que los componen. De esa forma, la envolvente de resistencia puede ser expresada por:

$$\tau_f = \sigma \cdot \tan \phi$$

O sea, la cohesión “c” es nula y el ángulo de fricción interna es el único parámetro de resistencia. Los principales factores que determinan el valor del ángulo de fricción interna “ ϕ ” son:

1. **Compacidad:** Es el principal factor. Cuando mayor es la compacidad (o menor índice de vacíos), mayor es el esfuerzo necesario para romper la estructura de las partículas y, consecuentemente, mayor el valor de “ ϕ ”.
2. **Granulometría:** En las arenas bien graduadas las partículas menores ocupan los vacíos formados por las partículas mayores, conduciendo a una distribución más estable, con mayor resistencia. Además de eso, las arenas más gruesas tienden a disponerse naturalmente en forma más compacta, debido al peso propio de cada partícula. Esto hace, en general, el valor de “ ϕ ” sea un poco mayor en las arenas gruesas y piedras.
3. **Forma de las partículas:** Partículas más redondeadas ofrecen menos resistencia que las partículas más irregulares. Por lo tanto, estas últimas presentan un “ ϕ ” mayor.
4. **Contenido de humedad:** La humedad del suelo tiene pequeña influencia en la resistencia de las arenas. Esto se debe al hecho de que el agua funciona como un lubricante en los contactos entre las partículas, disminuyendo el valor de “ ϕ ”. Además de eso, cuando la arena está parcialmente saturada, surgen tensiones capilares entre las partículas, lo que provoca que aparezca una pequeña cohesión,

llamada cohesión aparente. Por lo tanto esta cohesión desaparece cuando el suelo está saturado o seco.

SUELO	ANGULO DE FRICCION EFECTIVO (GRADOS)	
	SUELTO	DENSO
Grava	36-40	40-50
Pedrisco de cantera	34-38	38-42
Pedrisco de (angular)	32-36	35-45
Arena de cantera (subangular)	30-34	34-40
Arena de playa (redondeada)	28-32	32-38
Arena limosa	25-35	30-36
Limo	25-35	30-35

Cuadro 2.6.Valores típicos de “ ϕ ” de algunos materiales.

FUENTE: Obras de contención de MACCAFERRI.

RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS COHESIVOS.

El comportamiento al corte de los suelos arcillosos es mucho más complejo del presentado anteriormente para suelos granulares. Esto se debe al tamaño de las partículas que componen las arcillas. Se considera como arcilla la fracción de suelo compuesta por partículas de tamaño menor que 0.002mm. En estas condiciones, la superficie específica, definida como la relación entre la superficie total de todas las partículas y el volumen total del suelo, es mucho mayor en el caso de las arcillas. Esto hace que las fuerzas de superficie de naturaleza físico-químicas se toman preponderantes en el comportamiento del suelo.

Estas fuerzas dependen mucho de la distancia entre las partículas. Además, la resistencia al corte aumenta con la consolidación, cuando las partículas son aproximadas unas de las otras por efecto de una carga. Cuando esta carga es retirada, las fuerzas de superficie impiden el retorno de las partículas a la situación anterior y surge entonces la cohesión. La presencia

de agua en los vacíos del arcilloso también influye en su resistencia. Esto se debe en parte al hecho que el agua provoca el apartamiento de las partículas, disminuyendo la cohesión.

Otra característica importante ligada a la presencia de agua, que influye en el comportamiento de los suelos arcillosos, es su baja permeabilidad. Mientras que en las arenas cualquier exceso de la presión de poros provocado por las cargas se disipa casi inmediatamente, en el caso de las arcillas esta disipación es mucho más lenta.

Además, la presión de poros originada por las cargas continuas actuando después de terminada la construcción, por años. Se distinguen, por lo tanto, dos situaciones opuestas. La situación inmediatamente posterior a la aplicación de la carga, cuando poca o ninguna disipación de presión de poros ha existido, se la llama situación de corto plazo o no drenada y aquella de largo plazo o drenada, después de la total disipación de toda la presión de poros causada por las cargas.

El comportamiento del suelo en cada una de esas dos condiciones es diferente. La envolvente de resistencia obtenida en este tipo de ensayo es denominada envolvente rápida “ S_u ”. Esta envolvente es utilizada en el análisis de situaciones de corto plazo cuando se admite que en el campo no ocurre disipación de la presión de poros ocasionada por la carga aplicada sobre el suelo. Además de eso, se admite también que el valor de la presión de poros que actúa en el campo es semejante a la que actúa en el ensayo rápido y, por lo tanto, no necesita ser determinada.

En el caso de suelos saturados, los ensayos rápidos conducen a una envolvente sin fricción del tipo:

$$S_u = c_u$$

Donde “ c_u ” es llamada cohesión no drenada. Esto ocurre porque el aumento de presión confinante no se traduce en un aumento de la resistencia del suelo ya que sin drenaje no ocurre consolidación y entonces el aumento del confinamiento es transferido para el agua y se traduce en un aumento igual de la presión de poros.

Para suelos parcialmente saturados hay un aumento de la resistencia con el aumento del confinamiento. Esto hace que la envolvente “ S_u ” presente una parte de fricción. En general

se considera que la situación de saturación completa es más crítica y, entonces, se desprecia esa fricción.

En el otro extremo, la situación a largo plazo está caracterizada por la disipación de toda la presión hidrostática causada por la carga. La envolvente de resistencia que representa esta situación es definida como envolvente efectiva “ τ ” y es utilizada para analizar situaciones en que toda la presión hidrostática causada por la carga se haya disipado. En este caso el análisis es hecho en términos de tensiones efectivas y es necesario determinar las presiones hidrostática causada por la capa freática, cuando se presente.

En arcilla normalmente consolidadas y saturadas la envolvente efectiva “ τ ” no presenta cohesión:

$$\tau' = \sigma' \cdot \tan \phi$$

Donde:

σ = es la tensión normal efectiva.

ϕ = es el ángulo de fricción efectivo del suelo.

En el cuadro 2.7 se muestran valores del ángulo de fricción “ ϕ ” de arcillas en función al índice de plasticidad.

INDICE DE PLASTICIDAD (%)	ϕ (GRADOS)
	SUELTO
Grava	30
30	25
50	20
80	15

Cuadro 2.7. Ángulo de fricción efectivo “ ϕ ” de arcillas.

FUENTE: Obras de contención de MACCAFERRI.

La cohesión efectiva surge apenas en arcillas preconsolidadas, como efecto de la sobre densificación del suelo. Para presiones confinantes por debajo de la presión de preconsolidación, la resistencia al corte es superior a la de la arcilla normalmente consolidada. Se aproxima esta envolvente a una recta en un intervalo de tensiones de trabajo que incluye tensiones por debajo de la presión de preconsolidación, quedando la envolvente efectiva:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \phi'$$

Angulo de fricción.

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

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \tan \phi$$

El ángulo de reposo coincide con el ángulo de fricción en una arena seca (figura 2.9).

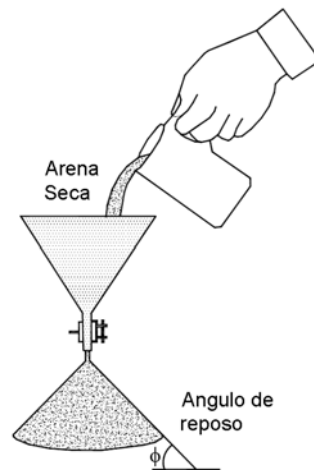


Figura 2.9. Ángulo de reposo.

Todos los suelos poseen fricción. Sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable, se les denomina suelos cohesivos: $\phi = 0$.

El ángulo de fricción (ϕ) depende de una gran cantidad de factores; algunos de los más importantes son:

- Tipo de mineral constitutivo de las partículas.
- Tamaño de las partículas. A mayor tamaño de partículas, mayor es ϕ .
- Forma de los granos o partículas, ϕ es mayor para partículas angulosas.
- Distribución de los tamaños de granos o partículas. En los suelos bien gradados, ϕ es mayor que en los suelos uniformes.
- Fábrica o microestructura (organización de las partículas).
- Densidad.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje).
- Presión normal o de confinamiento.
- Presión de preconsolidación.

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de todos los factores. Por ejemplo, el ángulo de fricción es mayor al aumentar la densidad, pero si las presiones normales son muy altas, el ángulo de fricción tiende a disminuir.

En arcillas, el ángulo de fricción depende de las condiciones de preconsolidación.

Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación entre las partículas de suelo. La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia a la tensión.

En los suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero y a estos suelos se les denomina suelos friccionantes o “no cohesivos” ($c = 0$).

En los suelos no saturados, la tensión debida a la succión del agua en los poros, produce un fenómeno de adherencia entre partículas por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión “aparente” desaparece con la saturación.

TALUDES INFINITOS

Un talud infinito es aquel en el que H es mucho mayor que la altura del talud (figura 2.10).

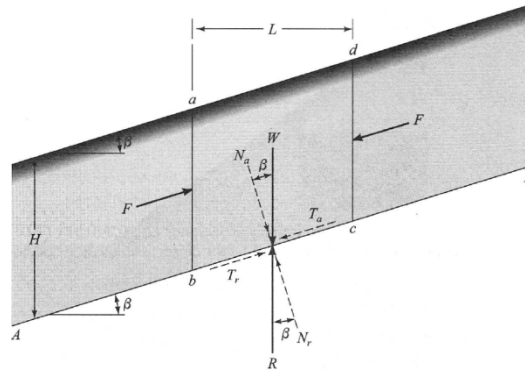


Figura 2.10. Talud infinito.

En el caso de taludes infinitos la rotura suele producirse por un plano paralelo a su superficie. Aunque en la realidad no puede considerarse ningún talud como indefinido, en muchas laderas naturales puede hacerse este tipo de análisis, puesto que la superficie de rotura suele estar definida por el contacto entre el terreno superficial (aluvial, coluvial o residual) y la roca o el suelo subyacente.

Los métodos de cálculo empleados consisten en el análisis de una única rebanada. Las fuerzas que actúan sobre esta rebanada son los empujes o reacciones del terreno adyacente, la componente tangencial del peso proyectada sobre la superficie deslizante y la reacción normal de éste (incluyendo o no, según el tipo de estudio, la presión intersticial actuante en la superficie de rotura). A su vez el peso genera una componente resistente, función del rozamiento interno del terreno y de su cohesión

TALUDES FINITOS

Cuando el valor H tiende a la altura del talud, éste es considerado generalmente como finito (figura 2.11).

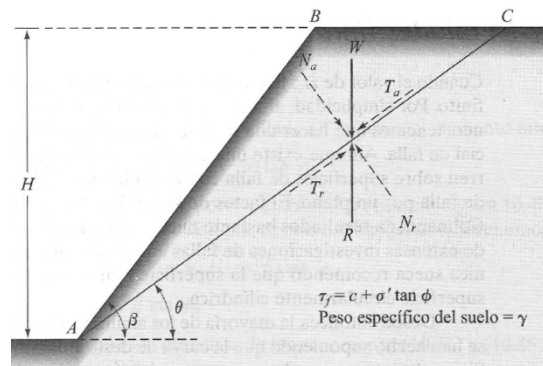


Figura 2.11. Talud finito

Por simplicidad, al analizar la estabilidad de un talud finito en un suelo homogéneo, tenemos que hacer una suposición acerca de la forma general de la superficie de falla. Aunque existe una evidencia considerable de que las fallas de taludes ocurren sobre superficies de falla curvas, Culmann (1875) aproximó la superficie potencial de falla por un plano dando resultados bastante buenos solamente en taludes casi verticales. Después de extensas investigaciones de fallas en taludes alrededor de 1920, una comisión geotécnica sueca recomendó que la superficie real de deslizamiento sea aproximada por una superficie circularmente cilíndrica.

Desde entonces, la mayoría de los análisis convencionales por estabilidad de taludes se han hecho suponiendo que la curva de deslizamiento potencial es el arco de un círculo.

Los taludes finitos se calculan con los métodos de equilibrio límite, en los que se cuantifica el coeficiente de seguridad aplicando las ecuaciones de la estática, los cuales se dividen en dos grupos.

- Exactos
- No exactos

Los cuales detallamos más adelante.

2.4.1.2 Métodos de Análisis de Estabilidad

En la actualidad con la ayuda de las computadoras la tecnología del análisis de la estabilidad de taludes ha avanzado mucho, existen numerosos métodos, unos sencillos y otros basados en las diferencias finitas o elementos finitos. El resultado final de estos avances es que se ha aprendido a utilizar los métodos más sencillos con mayor eficiencia.

Con una adecuada atención a los detalles más sobresalientes, los métodos más sencillos dan un F.S. (factor de seguridad) con un intervalo de confianza de más o menos 10 % respecto a los parámetros de resistencia asumidos.

Así que la mayor incertidumbre en el cálculo de la estabilidad de un talud, radica en la selección de los parámetros de resistencia.

Los métodos de cálculo para realizar la estabilidad de un talud se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- Métodos de cálculo en deformaciones: Consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando el método de los elementos finitos u otro método numérico.
- Método de equilibrio límite: Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte.

Se pueden clasificar a su vez en dos grupos:

- Métodos exactos: La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura). Esto sólo es posible en casos de geometría sencilla como por ejemplo la rotura planar y rotura por cuñas.
- Métodos no exactos: En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de

rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las ecuaciones de estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita la resolución.

Se puede distinguir aquí entre los métodos que consideran el ***equilibrio global de la masa deslizante***, hoy prácticamente en desuso, y los ***métodos de dovelas*** que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

En el primer caso la hipótesis previa suele hacerse respecto a la distribución de tensiones normales en la superficie de deslizamiento. Tal es el caso del método de círculo de fricción o desplazamiento.

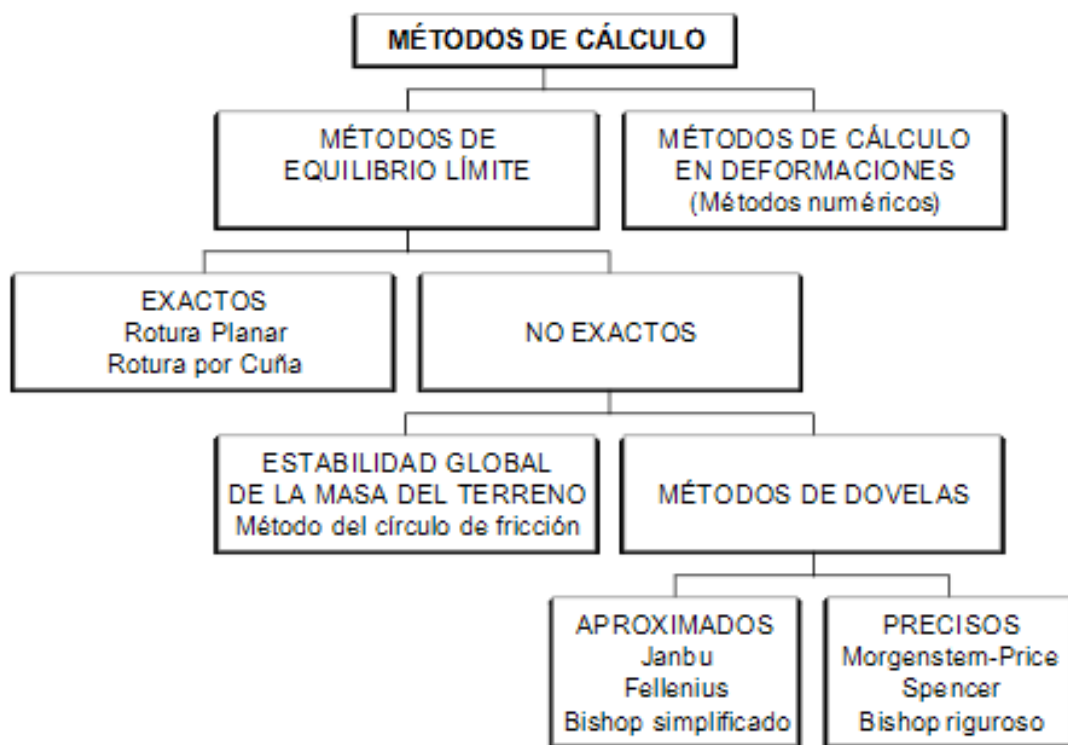
En los métodos de dovelas dicha distribución no es un dato del problema sino un resultado de la resolución. Las hipótesis previas se refieren generalmente a las fuerzas laterales entre las dovelas y existe una gran variedad de métodos que consideran diferentes hipótesis.

Los métodos de dovelas pueden clasificarse en dos grupos:

- Métodos aproximados: No cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.
- Métodos precisos o completos: Cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los métodos de Morgensten-Price, Spencer y Bishop riguroso.

2.4.1.3 Métodos de Cálculo

En el cuadro 2.8 se muestra la clasificación de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes.



Cuadro 2.8. Clasificación de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes.

FUENTE: http://www.concretonline.com/pdf/08mineria/art_tec/AnalisisEstabilidadTaludesRocosos.pdf

Métodos de equilibrio límite.

Los métodos de equilibrio límite son más utilizados que los métodos de cálculo en deformaciones a pesar de que estos proporcionan un análisis mucho más completo de la estabilidad de talud. Esto es debido a que los métodos de cálculo en deformaciones son mucho más largos y costosos en su ejecución, y a que los métodos de equilibrio límite están ampliamente contrastados en la práctica y se conocen sus límites y grados de confianza.

En la casi generalidad de los métodos de equilibrio límite la seguridad de un determinado talud se cuantifica por medio del factor (o coeficiente) de seguridad, FS, que se define

como el cociente entre la resistencia al corte de la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio estricto de la masa deslizante.

En la obtención del factor de seguridad se le supone constante en toda la superficie de deslizamiento.

Si se asume que la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento sigue la ley lineal de Mohr-Coulomb, los métodos de equilibrio límite aplican las ecuaciones de la estática a la masa deslizante suponiendo que los parámetros resistentes del terreno (la cohesión c , y la tangente del ángulo de rozamiento interno $tg \phi$) se encuentran divididos por el factor de seguridad FS. De las ecuaciones planteadas puede obtenerse el valor de FS.

Excepto en los casos en los que la geometría de las posibles superficies de deslizamiento permite el uso de métodos exactos, los métodos de cálculo empleados son, casi siempre, los métodos de las dovelas.

Cuando la superficie de rotura no es conocida (caso más frecuente) se calculan los factores de seguridad correspondiente a un cierto número de superficies y se define como factor de seguridad del talud el mínimo obtenido, lo que implica suponer que la diferencia entre ese valor y el verdadero mínimo es de poca importancia. Para ello el cálculo se realiza mediante tanteos sucesivos que permiten ir delimitando la superficie de rotura pésima.

La aplicación del cálculo de variaciones a los métodos de equilibrio límite permite obtener la superficie de rotura pésima de forma directa. La utilización de los métodos variacionales en los cálculos de estabilidad de taludes no está muy extendida a pesar de presentar ventajas interesantes.

Método de dovelas.

Los métodos de dovelas consideran el problema bidimensional por lo que la estabilidad del talud se analiza en una sección transversal del mismo.

La zona de terreno potencialmente deslizante se divide en una serie de fajas verticales estudiándose el equilibrio de cada una de ellas (figura 2.12).

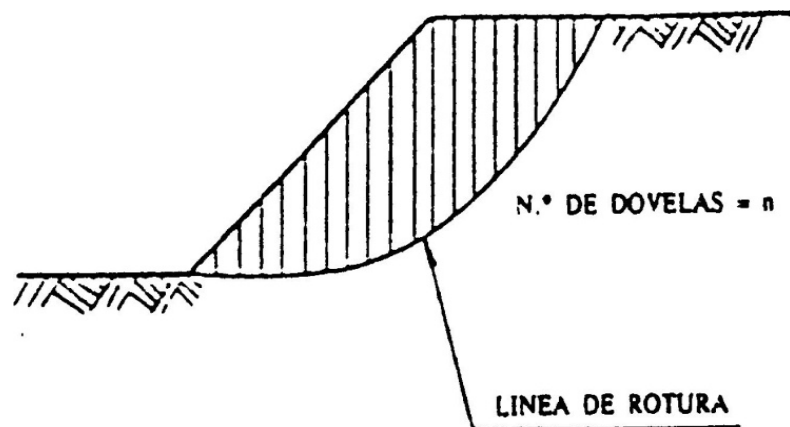


Figura 2.12. División de la masa deslizante en fajas verticales o dovelas.

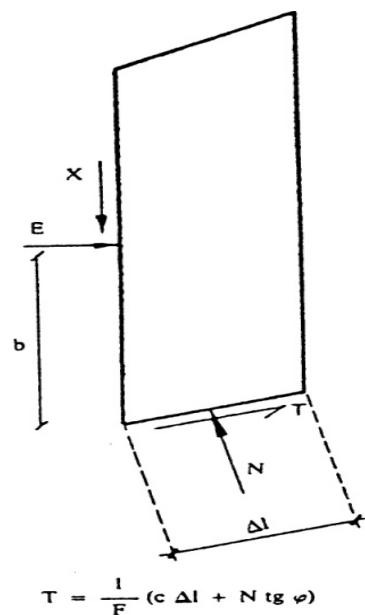


Figura 2.13. Sistema de fuerzas actuantes en una dovela.

La gran utilización que tienen actualmente los métodos de dovelas se debe a que se pueden aplicar a una gran generalidad de problemas con un grado razonable de exactitud en la gran mayoría de los casos. Permiten considerar la acción de presiones intersticiales, la existencia de cargas externas actuando sobre el talud, la existencia de materiales de diferentes características y, en muchos casos, son aplicables a superficies de rotura de cualquier forma.

Planteamiento del problema

En la figura 2.13 se puede ver una dovela con el sistema de fuerzas que sobre ella actúa. En el supuesto que existan n dovelas, el número de incógnitas que aparece es:

n : valores de la fuerza N en las bases de las dovelas.

$n-1$: valores de la fuerza tangenciales X en las caras laterales de las dovelas.

$n-1$: valores de la fuerza normales E en las caras laterales de las dovelas.

$n-1$: valores de b que definen los puntos de aplicación de estas últimas.

1 : valor del factor de seguridad FS .

En total para un problema determinado se tienen $4n-2$ incógnitas.

Por otra parte, el número de ecuaciones es $3n$, así que el problema está estáticamente indeterminado pues hay $n-2$ incógnitas más que ecuaciones.

Para llegar a su resolución se puede incrementar el número de ecuaciones posibles, en cuyo caso sería preciso introducir las relaciones tensión-deformaciones del suelo y los requerimientos de compatibilidad de deformaciones, o bien disminuir el número de incógnitas mediante la realización de diferentes hipótesis. Este último es el camino seguido en los métodos de equilibrio límite, si bien no es tan sencillo como inicialmente podría suponerse.

Los llamados *métodos aproximados* realizan alguna hipótesis que elimina $n-1$ incógnita del problema. La hipótesis se hace sobre la dirección oposición de los empujes laterales entre dovelas. El problema pasa a estar sobredeterminado y no se cumplirán todas las ecuaciones de equilibrio. Si se eliminan sólo $n-2$ incógnitas, el valor restante puede resultar ser disparatado y probablemente sin sentido práctico.

Los llamados *métodos precisos* hacen la hipótesis de que los $n-1$ valores de las fuerzas tangenciales siguen una ley general que depende de un nuevo parámetro introduciéndose así una nueva incógnita que completa el problema.

La elección de la ley mencionada es el principal problema de los métodos precisos.

Los principales métodos de dovelas son:

- Métodos aproximados:

- Método simplificado de BISHOP (1955). Supone que las fuerzas en las caras laterales son horizontales o, lo que es lo mismo, que los $n-1$ valores de X son nulos. Sólo satisface el equilibrio de momentos y no el de fuerzas horizontales. Es un método de aplicación de líneas de rotura circulares.

- Método ordinario de FELLENIUS (1927). Se basa en la suposición de que la resultante de las fuerzas laterales en las caras de las rebanadas actúa paralelamente a la base de las mismas. Sólo satisface el equilibrio de momentos. Análogamente sólo tiene aplicaciones a superficies de rotura circulares.

- Método de JANBU (1954). Supone conocidos los $n-1$ valores de b , posiciones de los empujes normales a las caras de las dovelas. Es la aplicación a líneas de rotura cualesquiera.

No cumple el equilibrio de momento y sí el de fuerzas.

- Métodos precisos:

- Método de MORGENSTERN-PRICE (1965). Es un método de aplicación a líneas de rotura cualesquiera. Se basa en la suposición de que la relación entre las fuerzas tangenciales y normales en las caras laterales de las dovelas se ajusta a una función, que es preciso definir previamente, multiplicada por un parámetro. Este parámetro es la incógnita que completa el problema. El método satisface todas las ecuaciones de equilibrio

- Método de SPENCER (1967). Análogo al anterior, considerando como función una constante, que constituye el parámetro necesario para completar el problema.

Método de Bishop.

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas.

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

$$F.S. = \frac{\sum \left[C' \cdot b + \frac{(W - u \cdot b) \tan \theta'}{ma} \right]}{\sum W \cdot \text{Sen} \theta}$$

Donde:

$$ma = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \theta}{F.S.} \right)$$

b = Ancho de la Dovela.

W = Peso de cada dovela.

C', θ = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w \times h_w$

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

Método Ordinario o de Fellenius

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (figura 2.14):

- El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.

- Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, que no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

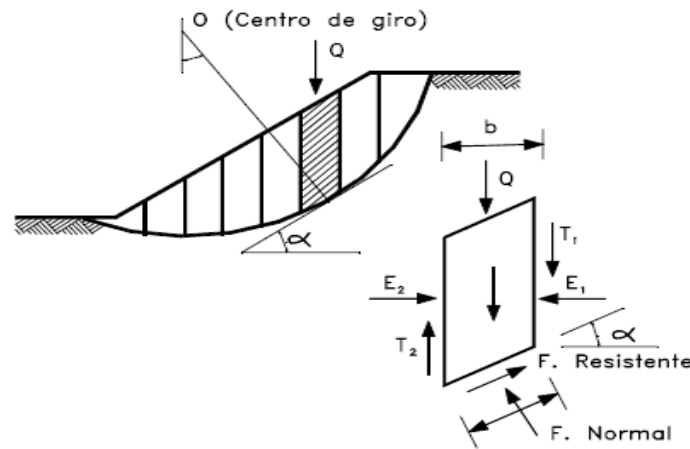


Figura 2.14. Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovela.

El método de Fellenius calcula el Factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum [C' \cdot b \cdot \sec \alpha + (W \cdot \cos \alpha - u b \cdot \sec \alpha) \cdot \tan \theta]}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

Donde:

α = Angulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = Peso total de cada tajada.

u = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

b = Ancho de la tajada

C', θ = Parámetros de resistencia del suelo.

Método de Janbú.

Los métodos de Bishop y Fellenius están basados fundamentalmente en la ecuación del equilibrio de momentos, y no cumplen (no pueden cumplir) la ecuación del equilibrio horizontal. Hay casos en los que esta ecuación parece intuitivamente más importante que la del equilibrio de momentos, como en el caso de reptaciones o de deslizamientos bastante planos. Con esas ideas, Janbú (1955) propuso un método aplicable a líneas de deslizamiento de cualquier tipo (no necesita un centro de círculo para tomar momentos), que está basado en satisfacer el equilibrio horizontal y vertical. Como estas dos condiciones no son suficientes para calcular el coeficiente de seguridad, resulta una expresión de este que además de ser implícita con el método de Bishop, contiene una serie de fuerzas desconocidas que son los esfuerzos tangenciales en las caras verticales de las rebanadas.

En forma similar a Bishop, Janbú propuso hacer un primer cálculo suponiendo que estas fuerzas fuesen nulas y dio ciertos criterios para obtenerlas en una segunda aproximación. Tal criterio es, evidentemente, tratar de cumplir la ecuación de equilibrio de momentos que hasta aquí no se había planteado.

Para cumplir la ecuación de equilibrio de momentos, Janbú recomendó suponer que las fuerzas entre rebanadas actuaban aproximadamente a un tercio de la altura. Así, fijando una cierta línea de actuación de los empujes. Se podría escribir la ecuación de equilibrio de momentos que deberían satisfacer las fuerzas tangenciales entre rebanadas. Igual que el método de Bishop, el método de Janbú no tiene solución matemática exacta. Ambos tienen soluciones ingenieriles aproximadas que no actúan el equilibrio horizontal (Bishop) o el equilibrio de momentos (Janbu).

La forma de análisis es semejante a la Bishop, resultando la siguiente ecuación del factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{\sum \left[C' \cdot b + (W - ub) \tan \phi \frac{1}{\cos \alpha * ma} \right]}{\sum W \cdot \tan \alpha}$$

Donde:

b = Ancho de la Dovela

W = Peso de cada dovela

C_i, ϕ = Parámetros de resistencia del suelo cohesión y ángulo de fricción.

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

Janbú ha sugerido además que este método tiende a subestimar el factor de seguridad hasta 13% cuando aumenta la relación entre la profundidad y la longitud de la masa en deslizamiento.

Método Morgenster y Price

Inicialmente pensado para el análisis de superficies de rotura circulares, el método puede ser aplicado a superficies no circulares siempre que se adopte uno centro de rotación friccional. En este método se suponen todas las fuerzas entre elementos (figura 2.15).

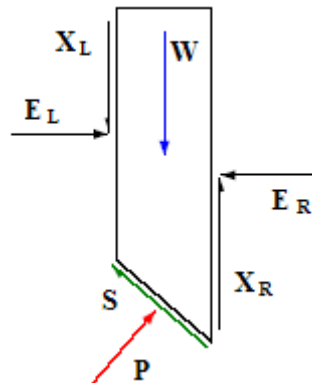


Figura 2.15. Fuerzas actuantes en una dovela según Morgenstern y Price.

La representación de las fuerzas actuantes en una rebanada consideradas en el método de Morgenstein-Price son:

W cargas verticales externas

E_L y E_R las fuerzas normales izquierda y derecha entre rebanadas

X_L y X_R fuerzas verticales entre rebanadas a izquierda y derecha;

P y S son la fuerza normal y tangencial a la base de la rebanada.

El método de análisis desarrollado por Morgenstern y Price (1965) puede ser aplicado tanto a superficies de rotura circulares como no circulares. Es un método parecido al método de Spencer, pero en el caso de Morgenstern-Price permite la especificación de las fuerzas entre rebanadas. El esquema de fuerzas entre rebanadas es el mismo que para el método de Spencer (figura 2.15). Considera que las tensiones y las fuerzas varían continuamente en la superficie, resuelve las componentes normal y paralela a la base para cada elemento formulando ecuaciones de equilibrio de fuerza generales. Supone que existe la siguiente relación entre esta componente vertical y normal:

$$X E = \lambda \cdot f(x)$$

donde $f(x)$ es la función que varía de forma continua a lo largo de la línea, y λ es un valor escala. Para una función dada $f(x)$, los valores de λ y F se encuentran de forma que se cumplan los equilibrios globales de Momentos y Fuerzas. De esta forma $F=F_m=F_f$.

Para escoger $f(x)$ se puede hacer considerando la distribución de tensiones normales a los límites de los elementos. En general no tiene que haber tensiones efectivas de tracción y las tensiones de corte deben ser menores a las requeridas por el equilibrio crítico local.

$$FS_s = \left[\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n z_n}{H H} \sin \alpha_n} \right] \times \sum_{n=1}^{n=p} \left\{ \frac{\frac{c}{\gamma H} \frac{b_n}{H} + \frac{b_n z_n}{H H} [1 - r_{u(n)}] \tan \phi}{m_{\alpha(n)}} \right\}$$

Debido a que la ecuación planteada es muy compleja de resolverla manualmente es necesario usar un programa informático.

2.4.1.4 Comparación de los Métodos

A continuación presentamos los siguientes cuadros para determinar las ecuaciones que son satisfechas por los distintos métodos y su utilización para el tipo de falla.

Métodos de Equilibrio Límite	Equilibrio Vertical de Fuerzas	Equilibrio Horizontal de Fuerzas	Equilibrio de Fuerzas	Equilibrio de Momentos
Fellenius (Ordinario) (1927)	Si	No	No	Si
Bishop Modificado (1955)	Si	No	No	Si
Janbu Generalizado (1968)	Si	Si	Si	Si *
Spencer (1967)	Si	Si	Si	Si
Morgenster-Price (1965)	Si	Si	Si	Si
GLE	Si	Si	Si	Si
Corps of Engineers (1970)	Si	Si	Si	No
Lowe-Karafiath (1960)	Si	Si	Si	No
Sarma (1973)	Si	Si	Si	Si

Cuadro 2.9. Ecuaciones de Equilibrio satisfechas por los métodos de equilibrio más utilizados.

* se cumple el equilibrio de momentos a nivel de rebanada (modificado de Alonso 1989).

FUENTE: upcommons.upc.edu

Métodos de equilibrio límite	Hipótesis
Fellenius (Ordinario) (1927)	Supone que las fuerzas entre rebanadas se anulan entre si. Solo para deslizamiento circular.
Bishop Modificado (1955)	La fuerza resultante entre rebanadas es horizontal (significa que no hay fuerza tangencial entre rebanadas) Solo para deslizamiento circular
Janbu Generalizado (1968)	La posición de la fuerza normal entre rebanadas se define con la línea de empuje y se puede variar, es decir cambiar la posición de la fuerzas resultantes entre rebanadas. Para cualquier superficie de deslizamiento.
Spencer (1967)	Las fuerzas resultantes entre rebanadas son paralelas. Cualquier superficie de deslizamiento.
Morgenstern-Price (1965)	La dirección de las fuerzas resultantes entre rebanadas se define mediante la función predeterminada y se puede variar la orientación, el porcentaje de la función utilizada se resuelva mediante equilibrio de fuerzas y momentos. Cualquier superficie de deslizamiento.
GLE	La dirección de las fuerzas resultantes entre rebanadas se define mediante la función predeterminada, el porcentaje de la función requerido para satisfacer el equilibrio de momentos y fuerzas se define buscando el punto de intersección en el diagrama factor de seguridad vs porcentaje de la función.
Corps of Engineers (1970)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre rebanadas se suponen paralelas al ángulo medio de la superficie del talud o a la línea definida por los puntos de entrada y salida de la línea de deslizamiento en el terreno. Cualquier superficie de deslizamiento.
Lowe-Karafiath (1960)	Las direcciones de las fuerzas resultantes entre rebanadas se suponen iguales al promedio de la superficie del terreno y superficie de deslizamiento en la base de cada rebanada. Cualquier superficie de deslizamiento.
Sarma (1973)	Los valores de las fuerza resultantes entre rebanadas siguen ciertas pautas predeterminadas. Cualquier superficie de deslizamiento.

Cuadro 2.10. Hipótesis de fuerzas entre rebanadas de distintos métodos de equilibrio límite (extraído de Alonso, 1989).

FUENTE: upcommons.upc.edu

PROCEDIMIENTO	CONDICIÓN DE EQUILIBRIO SATISFECHA				ECUACIONES E INCÓGNITAS	FORMA DE LA SUPER- FICIE DE FALLA	APLICABLE A	
	MOMENTO TOTAL	MOMENTO DOVELA IND.	VERT.	HOR.			Cálculos Manuales	Cálculos Computadora
MÉTODO ORDINARIO DE DOVELAS	Si	No	No	No	1	Circular	Si	Si
MÉTODO DE BISHOP MODIFICADO	Si	No	Si	No	N + 1	Circular	Si	Si
MÉTODO DE JANBU PROCEDIMIENTO GENERA- LIZADO DE DOVELAS	Si	Si	Si	Si	3 N	Cualquiera	Si	Si
MÉTODOS DE SPENCER Y MORGENSTERN Y PRICE	Si	Si	Si	Si	3 N	Cualquiera	No	Si
MÉTODO DE LOWE Y KARAFIATH	No	No	Si	Si	2 N	Cualquiera	Si	Si
MÉTODO DE ESPIRAL LOGARITMICA	Si	-	Si	Si	3	Espiral Logaritmica	Si	Si

Cuadro 2.11. Condiciones de equilibrio satisfechas para los distintos métodos.

FUENTE: www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a_labgeo/labgeo02_p.pdf

Al existir varios métodos es inevitable realizar una comparación entre ellos, fundamentalmente entre precisos y aproximados, para discernir cuáles son los más útiles en la práctica, por su exactitud y economía.

Esto ha sido realizado por varios autores, entre ellos WHITMAN y BAILEY (1967).

El método más exacto y también el más complejo es el de MORGENSTERN y PRICE.

Considerándolo como referencia los autores constituyen que el método de BISHOP presenta errores máximos del 7% siendo lo más normal del 2%. En contraste, el método de FELLENIUS puede originar graves errores, hasta de un 40%.

De aquí se deduce que, al menos teóricamente, los cálculos de estabilidad siguiendo el método de BISHOP ofrecen suficiente precisión aunque debe tenerse en cuenta que los errores que introducen pueden no quedar del lado de la seguridad.

En la práctica, el método de MORGENSTERN-PRICE resulta mucho más laborioso en su aplicación, por lo que su utilización se ve relegada a casos muy especiales o a temas relativos a la comprobación de otros métodos más simplificados. No hay que olvidar,

además, que la elección de la función adecuada requiere una buena dosis de juicio ingenieril.

A conclusiones análogas ha llegado FREDLUND y KRAHN (1976) después de realizar un estudio combinado de exactitud y economía de los diversos métodos de cálculo.

DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE LOS PARÁMETROS DE LA RESISTENCIA CORTANTE.

Los parámetros de la resistencia cortante de un suelo son determinados en el laboratorio principalmente por tres tipos de ensayo; la prueba de compresión no confinada o inconfiada, la prueba de corte directo y la prueba triaxial (mucho más costosa).

Los procedimientos para conducir cada una de éstas se explican en las siguientes secciones.

Compresión No Confinada CNC

Tiene por finalidad, determinar la resistencia a la compresión no confinada (q_u) de un cilindro de suelo cohesivo o semi-cohesivo, e indirectamente la resistencia al corte (c), por la expresión:

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

Este cálculo se basa en el hecho de que el esfuerzo principal menor es cero (ya que al suelo lo rodea sólo la presión atmosférica) y que el ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo se supone cero.

Este ensayo es ampliamente utilizado, ya que constituye un método rápido y económico. Consiste en un ensayo uniaxial, en donde la probeta no tiene soporte lateral $\sigma_3 = 0$ (figura 2.16), realizándolo en condiciones no drenadas (fotografía 2.4).

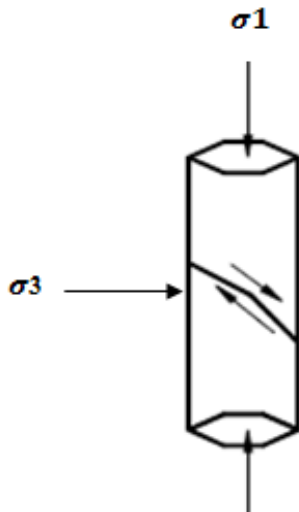


Figura 2.16. Esquema de esfuerzos.



Fotografía 2.4. Ensayo compresión no confinada.

Las probetas deben cumplir con las siguientes condiciones:

- Diámetro mínimo 33mm
- Tamaño máximo de las partículas menor que 1/10 de su diámetro
- Relación altura-diámetro (L/D) debe ser lo suficientemente grande para evitar interferencias en los planos potenciales de falla a 45° y lo suficientemente corta para evitar que actúe como columna

Este ensayo se puede realizar de dos maneras, mediante un control de deformación, o bien, mediante un control de esfuerzos. El primero es bastante utilizado, controlando la velocidad de avance de la plataforma del equipo. El segundo, requiere ir realizando incrementos de carga, lo que puede causar errores en las deformaciones unitarias al producirse una carga adicional de impacto al aumentar la carga, por lo que resulta prácticamente nula su utilización.

Prueba de corte directo

El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen. El tamaño de los especímenes generalmente usados es de aproximado de 20 a 25cm² transversalmente y de 25 a 30cm de altura. La caja está cortada horizontalmente en dos partes (figura 2.17). La fuerza normal sobre el espécimen se aplica desde la parte superior

de la caja de corte.

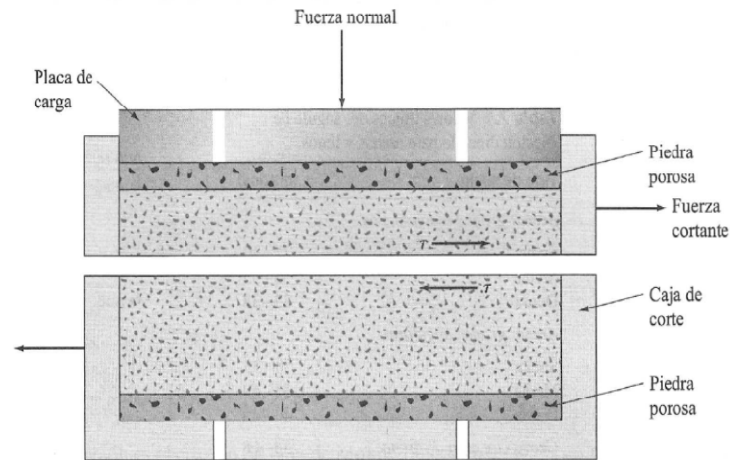


Figura 2.17. Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo.

El esfuerzo normal sobre los especímenes debe ser tan grande como 1000 kN/m^2 . La fuerza cortante es aplicada moviendo una mitad de la caja respecto de la otra para generar la falla en el espécimen del suelo.

Prueba triaxial

Esta prueba se usa tanto para investigaciones como para pruebas convencionales, es una prueba mucho más costosa.

En la prueba triaxial se usa generalmente un espécimen de suelo de aproximadamente 36mm de diámetro y 76mm de longitud. El espécimen queda encerrado por una membrana delgada de hule y se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico que se llena usualmente con agua o glicerina. El espécimen queda sometido a una presión de confinamiento por compresión de fluido en la cámara (figura 2.18).

El aire es a veces usado como medio de compresión.

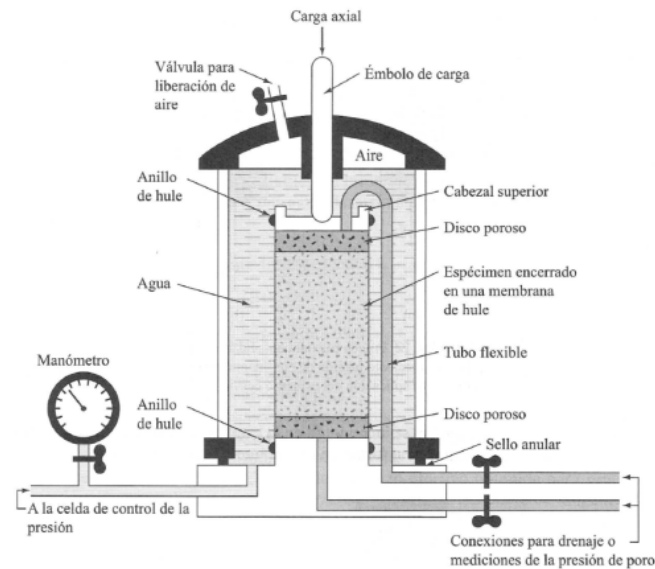


Figura 2.18. Diagrama del equipo de prueba triaxial (según Bishop y Bjurren, 1960).

Para generar la falla cortante en el espécimen, se aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga (llamado a veces esfuerzo desviador).

2.4.2 Métodos para la Estabilización de Taludes

Tan pronto se comprueba que hay un riesgo de inestabilidad de un determinado talud, se debe buscar la mejor solución y considerar aspectos de costo, naturaleza de las obras afectadas (tanto en cresta como en el pie del talud), tiempo estimado en que se puede presentar el problema, disponibilidad de materiales, etc.

Existen tres grandes métodos para lograr la estabilidad de un talud:

- *Aumentar la resistencia del suelo:* son las soluciones que aplican drenaje en el suelo para bajar el nivel freático o la inyección de sustancias que aumenten la resistencia del suelo, tales como el cemento u otro conglomerante.
- *Disminuir los esfuerzos actuantes en el talud:* soluciones tales como el cambio de la geometría en el talud mediante el corte parcial o total de éste a un ángulo menor o la remoción de la cresta para reducir su altura.

- *Aumentar los esfuerzos de confinamiento del talud:* se puede lograr la estabilización de un talud mediante obras, como los muros de gravedad, hidrosiembras, pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo suelo.

Cambio de la geometría

El cambio de la geometría de un determinado talud puede realizarse (figura 2.19) mediante soluciones tales como la disminución de la pendiente a un ángulo menor, la reducción de la altura (especialmente en suelos con comportamiento cohesivo) y la colocación de material en la base o en el pie del talud (construcción de una berma); en esta última solución es común utilizar material de las partes superiores del talud.

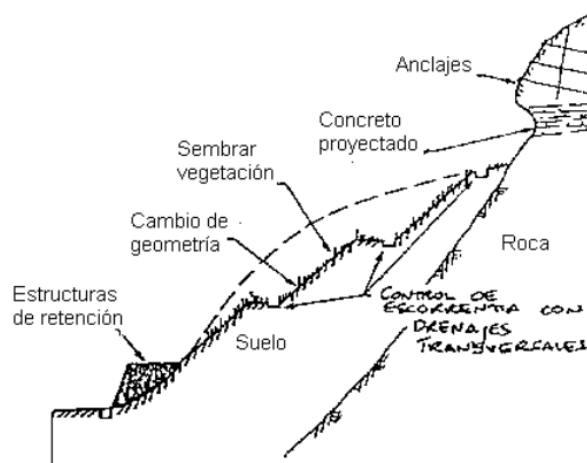


Figura 2.19. Cambio de geometría (Hunt 1984).

La consecuencia directa de realizar un cambio favorable en la geometría de un talud es disminuir los esfuerzos que causan la inestabilidad y, en el caso de la implementación de una berma, el aumento de la fuerza resistente. Es importante destacar que la construcción de una berma al pie de un talud debe tomar en cuenta la posibilidad de causar inestabilidad en los taludes que se encuentren debajo, además, se deben tomar las previsiones para drenar el agua que pueda almacenarse dentro de la berma, ya que es probable que pueda haber un aumento de la presión de los poros en los sectores inferiores de la superficie de falla, lo que acrecienta la inestabilidad.

Soluciones estructurales

Este tipo de soluciones se usa generalmente cuando hay limitaciones de espacio o cuando resulta imposible contener un deslizamiento con los métodos discutidos anteriormente. El objetivo principal de las estructuras de retención es incrementar las fuerzas resistentes de forma activa (peso propio de la estructura, inclusión de tirantes, etc.) y de forma pasiva al oponer resistencia ante el movimiento de la masa de suelo.

Entre las soluciones estructurales más usadas se encuentran las siguientes:

- *Muros de gravedad y en cantiliver:* la estabilidad de un muro de gravedad (figura 2.20a, 2.20b) se debe a su propio peso y a la resistencia pasiva que se genera en la parte frontal del mismo. Las soluciones de este tipo son antieconómicas porque el material de construcción se usa solamente por su peso muerto, en cambio los muros cantiliver (figura 2.20c), hechos de concreto armado, son más económicos porque son del mismo material del relleno, el que aporta la mayor parte del peso muerto requerido.

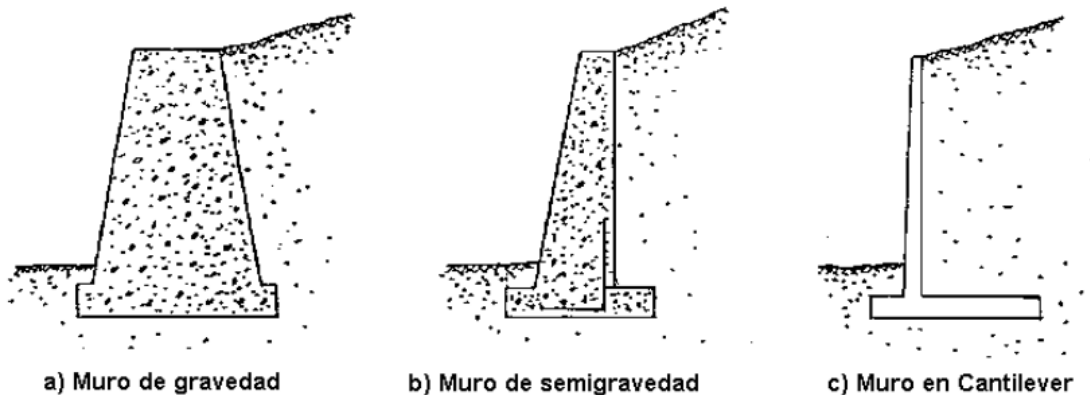
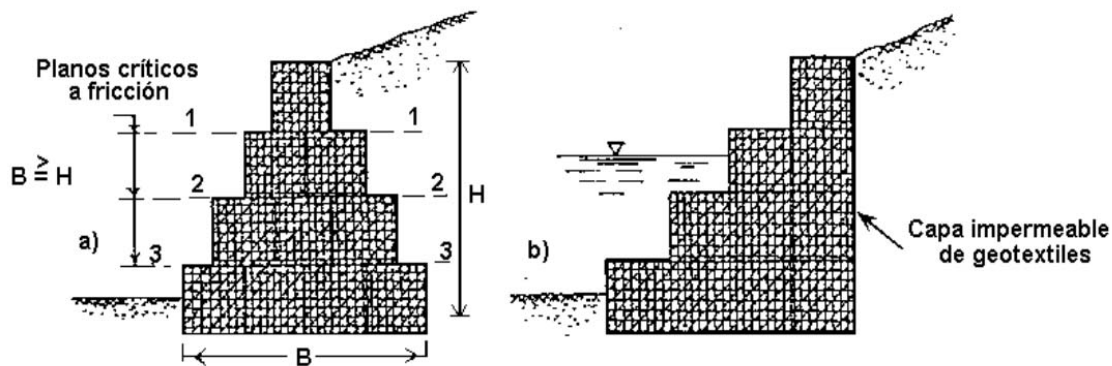


Figura 2.20. Muros.

Se debe tener en cuenta que al poner una estructura con un material de muy baja permeabilidad, como el concreto, al frente de un talud de suelo que almacene agua en su estructura, es muy probable que aumente la presión hidrostática en la parte posterior del muro. Para evitar este problema se debe colocar drenajes subhorizontales a diferentes

alturas del muro con el objetivo de disipar el exceso de presión. Un tipo de muro de gravedad que ayuda en este aspecto, es el muro de gavión que al no tener ningún agente cohesionante más que la malla que une los gaviones, permite el paso de agua a través de los mismos. Estos muros además de ser comparativamente económicos, tienen la ventaja de tolerar grandes deformaciones sin perder resistencia (figura 2.21).



Perfiles de muros de gaviones

Figura 2.21. Muros de gavión.

- *Anclajes:* consisten en una malla metálica sobre la cual se proyecta concreto (shotcrete) recubriendo toda la cara del talud. Es común “atirantar” esta corteza de concreto armado mediante anclajes que atraviesan completamente la superficie de falla para posteriormente ser tensados y ejercer un empuje activo en dirección opuesta al movimiento de la masa de suelo. La figura (2.22) muestra el corte típico de una malla atirantada.



Figura 2.22. Sección transversal y frontal de una pantalla.

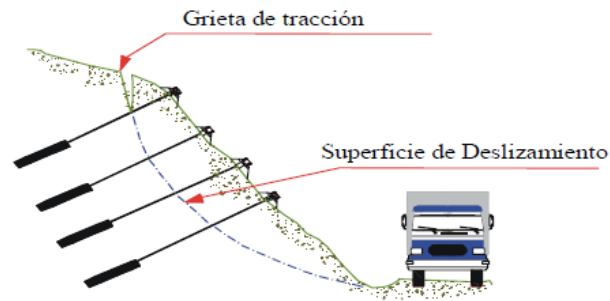


Figura 2.23. Estabilización de talud utilizando la técnica de anclajes en las vías terrestres.

Micropilotes: Los micropilotes reticulados fueron desarrollados en Italia y se utilizan para crear bloques rígidos monolíticos, reforzados a profundidades por debajo de la superficie de falla crítica. A los micropilotes se les denomina con frecuencia pilotes reticulados o pilotes de “raíz”, para presentarlos como una analogía del efecto de las raíces de un árbol dentro del suelo. Ensayos de campo y modelos de laboratorio (Lizzi 1985) han demostrado que el trabajo en grupo de los micro pilotes reticulados genera capacidades mayores de soporte que grupos de pilotes verticales espaciados.

Los micro pilotes son perforaciones de pequeño diámetro dentro de las cuales se coloca un refuerzo de acero y se inyecta lechada a presión para formar un pilote.

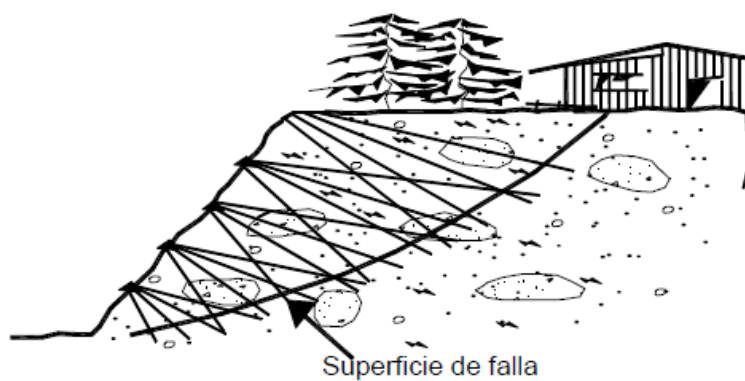
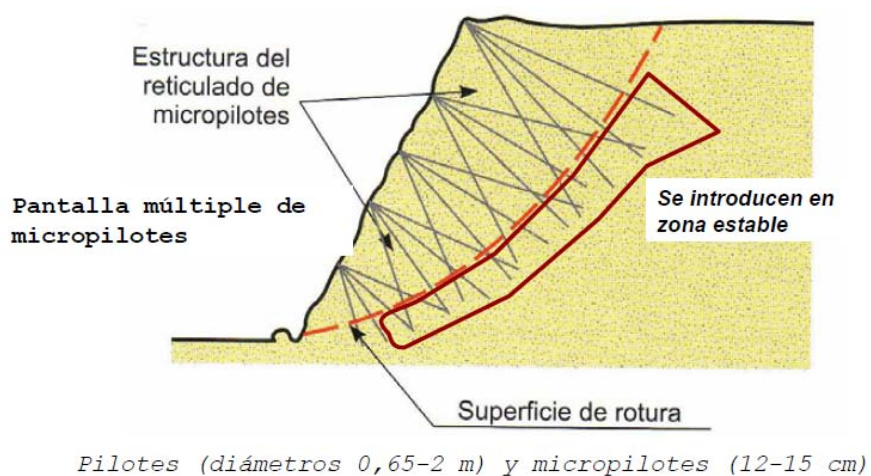


Figura 2.24. Estructura del reticulado de Micropilotes.

Muros Flexibles.

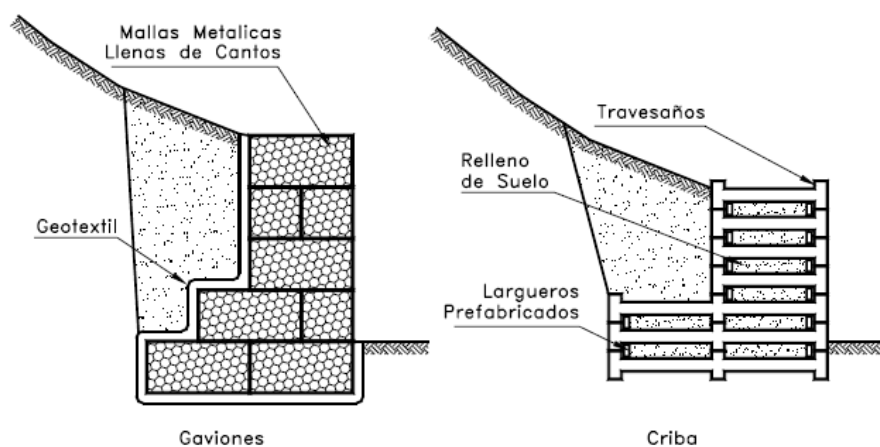


Figura 2.25. Muros Flexibles.

	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad. lla
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra -Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.

Cuadro 2.12. Ventajas y Desventajas de los Muros Flexibles.

FUENTE: ocw.uis.edu.co

Coberturas vegetales.

El tipo de vegetación, tanto en el talud como en el área arriba del talud es un parámetro importante para su estabilidad. La vegetación cumple dos funciones principales. En primer

lugar tiende a determinar el contenido de agua en la superficie y además, da consistencia a la superficie del talud por el entramado mecánico de sus raíces. Como controlador de infiltraciones tiene un efecto directo sobre el régimen de aguas subterráneas y actúa posteriormente como secador del suelo, al tomar el agua que requiere para vivir.

Debe tenerse en cuenta que cuando las lluvias son muy intensas y de larga duración, el efecto de la vegetación sobre el ciclo hidrológico es mínimo. El efecto sin embargo es muy importante en áreas con regímenes moderados de lluvias (Walker - Mohen- 1987).

La profundidad de las raíces generalmente, no supera los cinco metros en árboles grandes, 2 metros en los arbustos y 30 centímetros en los pastos.

Leventhal y Mostyn (1987) indican que las raíces de diámetro menor a 20 milímetros son las más importantes para la estabilidad de un talud que las raíces de mayor diámetro. La mayoría de los árboles tienen raíces de profundidad hasta de tres metros (Greenway- 1987) y esta es la profundidad hasta la que puede confiarse un refuerzo con raíces.

En regiones tropicales húmedas, es suficiente colocar semillas en los taludes para revegetalizar. En regiones más secas se debe elegir con más cuidado las especies y generalmente plantarlas uno por uno.

Generalmente el proceso de revegetalización de taludes se ha concentrado en el uso de pastos.

Hidrosiembra

La técnica de la hidrosiembra, es utilizada para luchar contra la erosión y la desestabilización de taludes o terrenos poco consolidados, y tiene como objetivo establecer una cubierta vegetal sobre terrenos de difícil acceso o de gran pendiente.

Es un método mediante el cual se mezclan semilla, agua, abono, hormona y celulosa (mulch); se colocan directamente sobre el suelo por medio de un equipo especial. De esta manera se siembra, abona y se cubre el suelo.

La hidrosiembra es más rápida y eficaz que la siembra convencional, eso la convierte en la principal técnica de la restauración medioambiental.

Las hidrosiembradoras disponen de un cañón hidráulico, que en una primera pasada proyecta a presión abonos estabilizantes sobre la superficie del terreno, en la segunda pasada se encarga de asegurar unas condiciones favorables para una rápida germinación, con las funciones de proteger, retener la humedad, y mantener el microclima para favorecer la germinación de la semilla (fotografía 2.5).



Fotografía 2.5. Hidrosiembra.

Entonces la hidrosiembra es un tipo de actuación que se realiza en aquellas zonas donde existe un riesgo potencial de erosión y donde no pueden ser utilizados las técnicas convencionales de siembra, debido a la dificultad de acceso o a las fuertes pendientes.

También se realizan para minimizar el impacto ambiental que producen las grandes obras de infraestructuras.

Hormigón Lanzado (Shotcrete)

El uso del hormigón lanzado u hormigón proyectado se encuentra en continuo crecimiento en todo el mundo gracias al avance logrado en el desarrollo de equipos y en el campo de los materiales (fotografía 2.6).

El hormigón lanzado es una mezcla de cemento Pórtland, agregados pétreos, agua, aditivos y fibras en algunas ocasiones, que mediante la fuerza controlada de aire a presión a través

de una boquilla, se proyecta sobre una superficie a fin de obtener una capa de recubrimiento compacta, homogénea y resistente, para proteger superficies de roca o suelo contra la erosión e intemperismo, proveer soporte temporal o definitivo de una excavación y proteger zonas con alto fracturamiento o alteración.

El agua de la mezcla se puede incorporar en el momento del mezclado de los agregados pétreos con el cemento Portland y el aditivo, o bien, se puede mezclar estos materiales en seco, incorporándole directamente el agua en la boquilla al momento de la colocación del hormigón lanzado (fotografía 2.7).



Fotografía 2.6. Hormigón Lanzado.



Fotografía 2.7. Camión con Bomba lanzando Hormigón.

CAP. 3 CARACTERÍSTICAS Y CAUSAS DE DESLIZAMIENTOS

3.1. Fallas en Taludes.

Según Varnes (1978) tenemos los siguientes tipos de fallas comunes en los taludes:

- Caídas
- Vuelco
- Deslizamiento
- Escurrimiento
- Flujo

Para la clasificación de los movimientos en masa se presenta el sistema propuesto originalmente por Varnes (1978), el cual tipifica los principales tipos de movimiento.

Algunos de estos movimientos están incluidos en la clasificación de los procesos de deterioro previos a un deslizamiento y es difícil identificar cuándo son procesos de deterioro y cuándo son componentes principales del movimiento del talud.

1. Caído

En los caídos una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y descendiendo principalmente, a través del aire por caída libre, a saltos o rodando. (figuras 3.1 a 3.3).

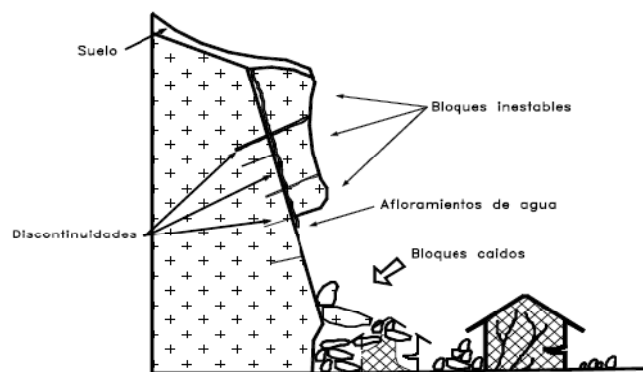


Figura 3.1. Caídos de bloque por gravedad en roca fracturada.

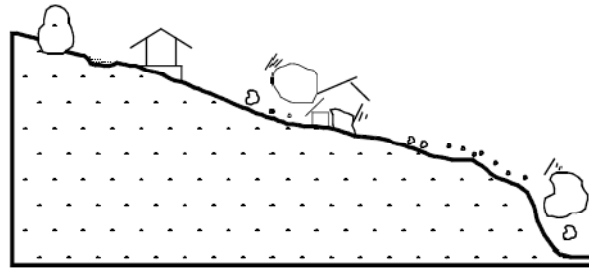
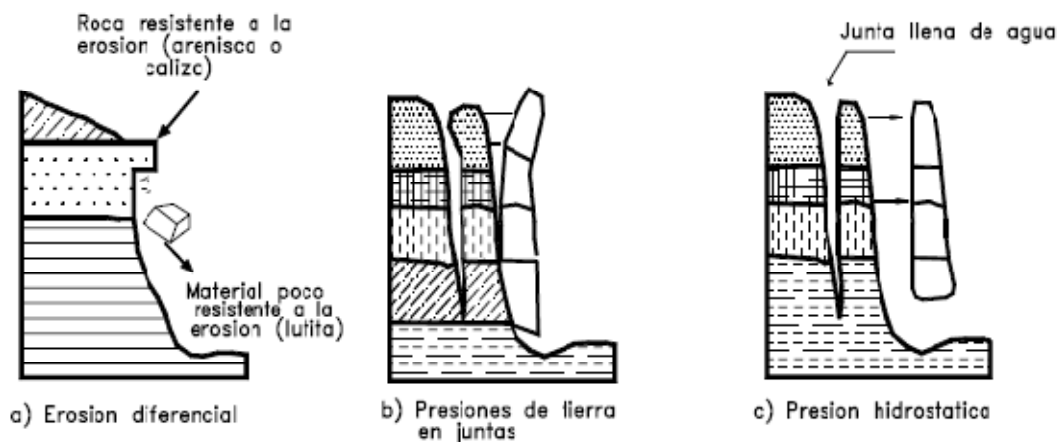


Figura 3.2. Caídos de bloque rodando.

El movimiento es muy rápido a extremadamente rápido y puede o no, ser precedido de movimientos menores que conduzcan a la separación progresiva o inclinación del bloque o masa de material.

La observación muestra que los movimientos tienden a comportarse como caídos de caída libre cuando la pendiente superficial es de más de 75 grados. En taludes de ángulo menor generalmente, los materiales rebotan y en los taludes de menos de 45 grados los materiales tienden a rodar.

Los “caídos de roca” corresponden a bloques de roca relativamente sana, los caídos de residuos o detritos están compuestos por fragmentos de materiales pétreos y los caídos de tierra corresponden a materiales compuestos de partículas pequeñas de suelo o masas blandas (figura 3.4).



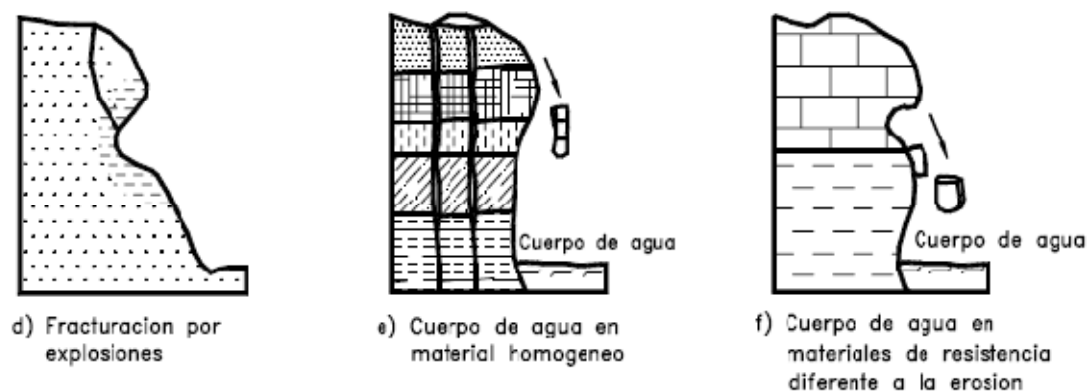


Figura 3.3. Algunos mecanismos de falla de caídos.

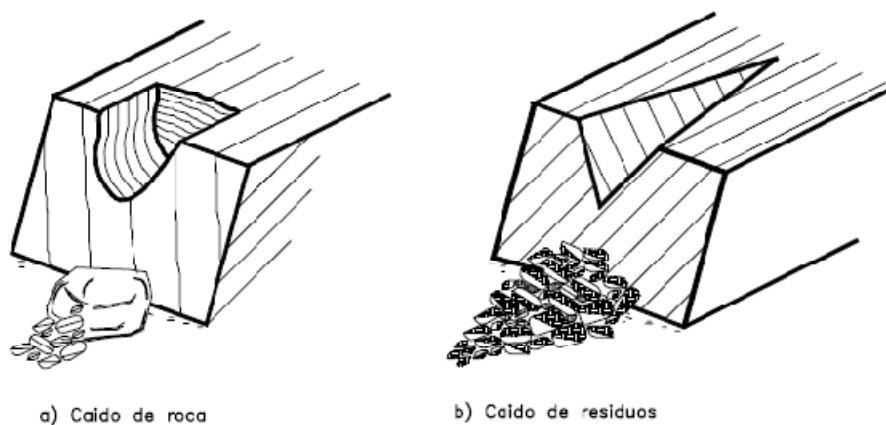


Figura 3.4. Esquema de caídos de roca y residuos.

Wyllie y Norrish (1996) indican como causas de los caídos de roca en California la lluvia, la roca fracturada, el viento, la escorrentía, las fracturas planares adversas, el movimiento de los animales, la erosión diferencial, las raíces de los árboles, los nacimientos de agua, las vibraciones de maquinaria y vehículos y la descomposición del suelo.

Deben incluirse adicionalmente, los terremotos, los cortes de las vías, explotación de materiales y las actividades antrópicas.

2. Inclinación o volteo (vuelco)

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad y generalmente, ocurren en las formaciones rocosas (figura 3.5).

Las fuerzas que lo producen son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, expansiones y los movimientos sísmicos.

La inclinación puede abarcar zonas muy pequeñas o incluir volúmenes de varios millones de metros cúbicos.

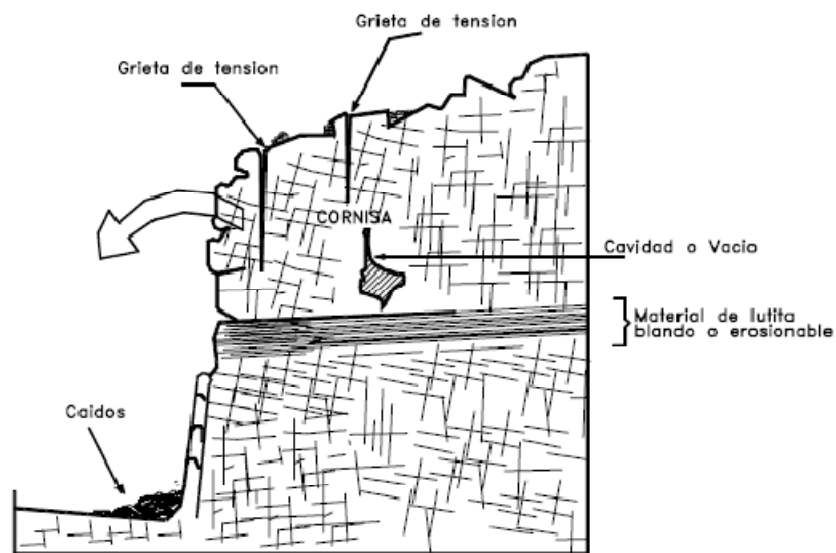


Figura 3.5. Volteo o inclinación en materiales residuales.

Dependiendo de las características geométricas y de estructura geológica, la inclinación puede o no terminar en caídos o en derrumbes (figuras 3.6 y 3.7).

Las inclinaciones pueden variar de extremadamente lentas a extremadamente rápidas. Las características de la estructura de la formación geológica determinan la forma de ocurrencia de la inclinación.

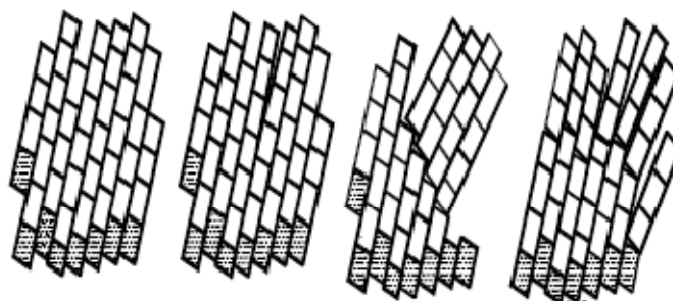


Figura 3.6. Proceso de falla al volteo.

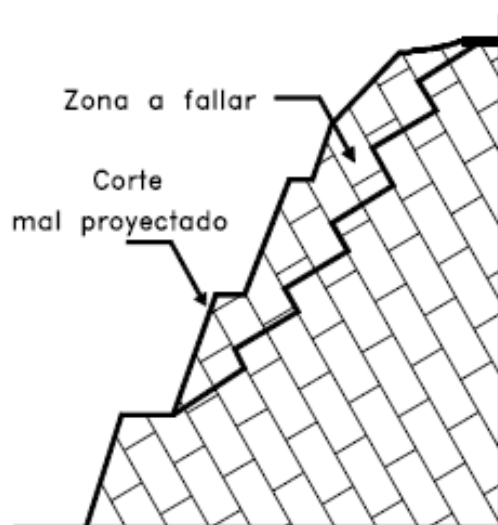


Figura 3.7. El volteo puede generar un proceso de desmoronamiento del talud o falla en escalera.

3. Reptación

La reptación consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo subsuperficial sin una superficie de falla definida. Generalmente, el movimiento es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno (figura 3.8).

Se le atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en suelos, usualmente, muy blandos o alterados.

La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos.

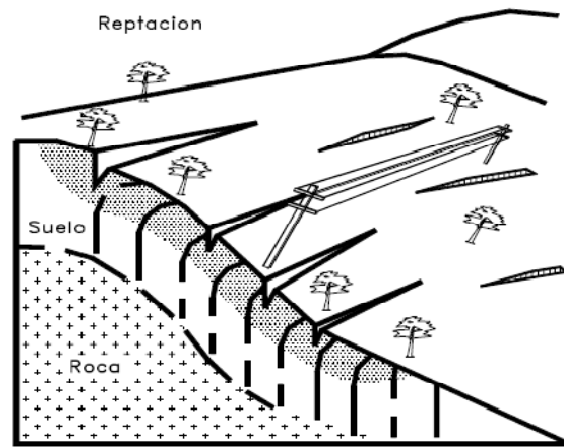


Figura 3.8. Esquema de un proceso de reptación.

4. Deslizamiento

Este movimiento consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada. El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda, la que sería, la superficie de falla.

Los deslizamientos pueden ser de una sola masa que se mueve o pueden comprender varias unidades o masas semi-independientes.

Los deslizamientos pueden obedecer a procesos naturales o a desestabilización de masas de tierra por el efecto de cortes, rellenos, deforestación, etc. Más adelante se tocará con más profundidad los deslizamientos y así mismo se verá los tipos de deslizamiento que existen.

5. Esparcimiento lateral

En los esparcimientos laterales el modo de movimiento dominante es la extensión lateral acomodada por fracturas de corte y tensión. El mecanismo de falla puede incluir elementos no solo de rotación y translación sino también de flujo. (figura 3.9). Generalmente, los movimientos son complejos y difíciles de caracterizar.

La rata de movimiento es por lo general extremadamente lenta.

Los esparcimientos laterales pueden ocurrir en masas de roca sobre suelos plásticos y también se forman en suelos finos, tales como arcillas y limos sensitivos que pierden gran parte de su resistencia al remoldearse.

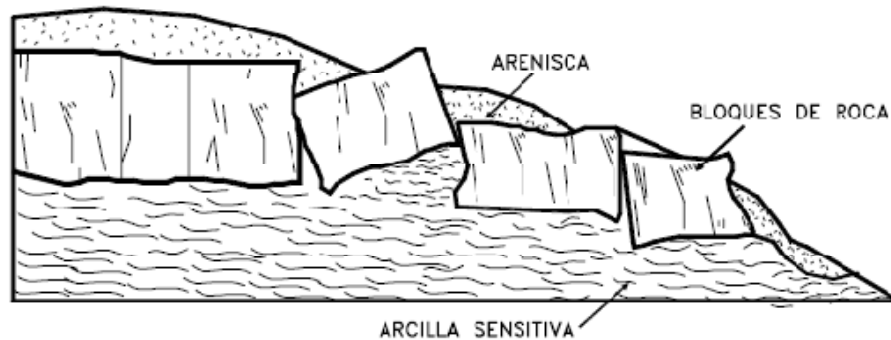


Figura 3.9. Esquema de un esparcimiento lateral.

La falla es generalmente progresiva, o sea, que se inicia en un área local y se extiende. Los esparcimientos laterales son muy comunes en sedimentos glaciales y marinos pero no los son en zonas de suelos tropicales residuales. Se deben distinguir dos tipos así:

- a.** Movimientos distribuidos en una extensión pero sin una superficie basal bien definida de corte o de flujo plástico. Esto ocurre predominantemente en rocas, especialmente en las crestas de serranías. La mecánica de este movimiento no es bien conocida.
- b.** Movimientos que envuelven fracturas y extensión de roca o suelo, debido a licuación o flujo plástico del material subyacente. Las capas superiores pueden hundirse, trasladarse, rotarse, desintegrarse o pueden licuarse y fluir.

6. Flujo

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápidos (figura 3.10), así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos o de suelo o tierra.

Los flujos muy lentos o extremadamente lentos pueden asimilarse en ocasiones, a los fenómenos de reptación y la diferencia consiste en que en los flujos existe una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse en el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente cuando son alterados, fracturados o agrietados por un deslizamiento inicial y esta saturación conduce a la formación de un flujo.

Algunos flujos pueden resultar de la alteración de suelos muy sensitivos tales como sedimentos no consolidados.

Recientemente se han realizado estudios para cuantificar el nivel de lluvias que se requieren para producir flujos y es frecuente la ocurrencia de los flujos simultáneamente en sitios diferentes, dentro de una misma formación en el momento de una determinada lluvia de gran intensidad o de un evento sísmico.

a. Flujo en roca

Los movimientos de flujo en roca comprenden las deformaciones que se distribuyen a lo largo de muchas fracturas grandes y pequeñas. La distribución de velocidades puede simular la de líquidos viscosos. Este tipo de movimiento ocurre con mucha frecuencia en zonas tropicales de alta montaña y poca vegetación, especialmente en la cordillera de los Andes.

Se observa la relación de estos flujos con perfiles de meteorización poco profundos en los cuales las fallas están generalmente, relacionadas con cambios de esfuerzos y lixiviación, ocasionados por la filtración momentánea del agua en las primeras horas después de una lluvia fuerte. Las pendientes de estos taludes son comúnmente muy empinadas (más de 45°).

Su ocurrencia es mayor en rocas ígneas y metamórficas muy fracturadas y pueden estar precedidos por fenómenos de inclinación. Estos flujos tienden a ser ligeramente húmedos y su velocidad tiende a ser rápida a muy rápida.

b. Flujo de residuos (Detritos)

Por lo general, un flujo de rocas termina en uno de residuos. Los materiales se van triturando por el mismo proceso de flujo y se puede observar una diferencia importante de tamaños entre la cabeza y el pie del movimiento.

El movimiento de los flujos de detritos puede ser activado por las lluvias, debido a la pérdida de resistencia por la disminución de la succión al saturarse el material o por el desarrollo de fuerzas debidas al movimiento del agua subterránea (Collins y Znidarcic, 1997).

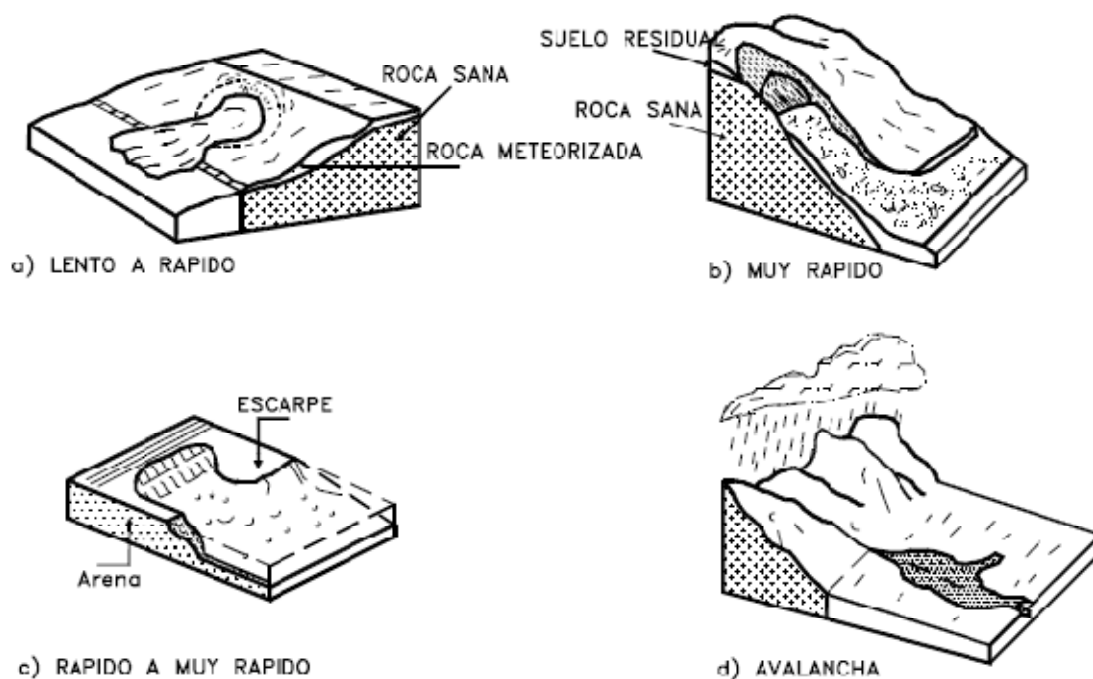


Figura 3.10. Flujos de diferentes velocidades.

Los daños causados por los flujos de detritos abarcan áreas relativamente grandes.

El flujo típico de detritos es una honda larga de materiales sólidos y líquidos entremezclados, que se mueve en forma constante a través de un canal con algunas ondas menores superimpuestas que se mueven a velocidades superiores a aquellas del flujo mismo.

Cuando el canal es más pequeño que el flujo, se forman ondas horizontales o depósitos laterales a los lados del canal.

c. Flujo de suelo

Los flujos de suelo también pueden ser secos y más lentos de acuerdo a la humedad y pendiente de la zona de ocurrencia.

En zonas de alta montaña y desérticas ocurren flujos muy secos, por lo general pequeños pero de velocidades altas.

d. Flujos de lodo

Dentro de los flujos de tierra están los “flujos de lodo”, en los cuales los materiales de suelo son muy finos y las humedades muy altas y ya se puede hablar de viscosidad propiamente dicha, llegándose al punto de suelos suspendidos en agua. Los flujos de lodo poseen fuerzas destructoras grandes que dependen de su caudal y velocidad.

Un flujo de lodo posee tres unidades morfológicas: un origen que generalmente es un deslizamiento, un camino o canal de flujo y finalmente una zona de acumulación. El origen consiste en una serie de escarpes de falla o deslizamientos de rotación o translación, el camino o canal es generalmente un área estrecha, recta o una serie de canales a través del cual fluye el material viscoso, el ancho, profundidad y pendiente del camino del flujo varía de acuerdo a las condiciones topográficas y morfológicas.

La zona de acumulación es generalmente, un área de menor pendiente en la cual el flujo pierde velocidad y forma un abanico de depositación.

7. Avalanchas

En las avalanchas la falla progresiva es muy rápida y el flujo desciende formando una especie de “ríos de roca y suelo” (figura 3.11). Estos flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es un prerequisite para que ocurran.

Las avalanchas son generadas a partir de un gran aporte de materiales de uno o varios deslizamientos o flujos combinados con un volumen importante de agua, los cuales forman una masa de comportamiento de líquido viscoso que puede lograr velocidades muy altas con un gran poder destructivo y que corresponden generalmente, a fenómenos regionales dentro de una cuenca de drenaje. Las avalanchas pueden alcanzar velocidades de más de 50 metros por segundo en algunos casos.

El movimiento de las avalanchas se le puede relacionar con “flujo turbulento de granos”. Este mecanismo no requiere de la presencia de una fase líquida o gaseosa y el movimiento se produce por transferencia de momentum al colisionar las partículas o bloques que se mueven.

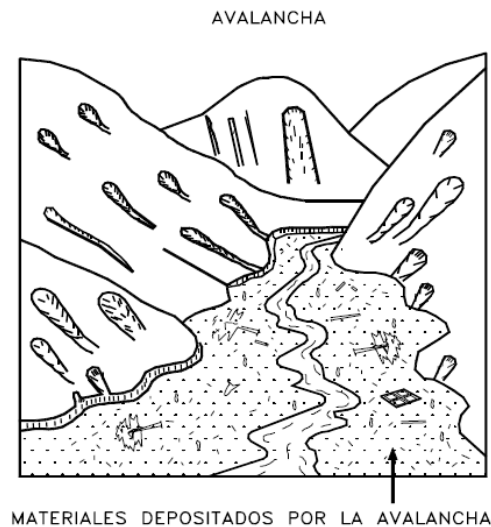


Figura 3.11. Avalancha en cauce de río por acumulación de materiales producto de una gran cantidad de deslizamientos ocurridos en el momento de un sismo.

3.2. Deslizamientos de Taludes.

Este deslizamiento consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada (figura 3.12). El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda, la que sería, la superficie de falla.

Los deslizamientos pueden ser de una sola masa que se mueve o pueden comprender varias unidades o masas semi-independientes.

Los deslizamientos pueden obedecer a procesos naturales o a desestabilización de masas de tierra por el efecto de cortes, rellenos, deforestación, etc.

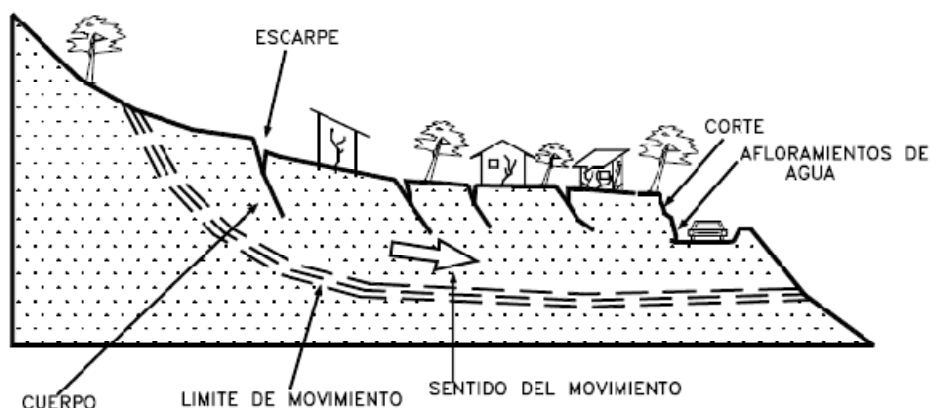


Figura 3.12. Deslizamientos en suelos blandos.

Los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos.

Los movimientos ocurren generalmente, a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo.

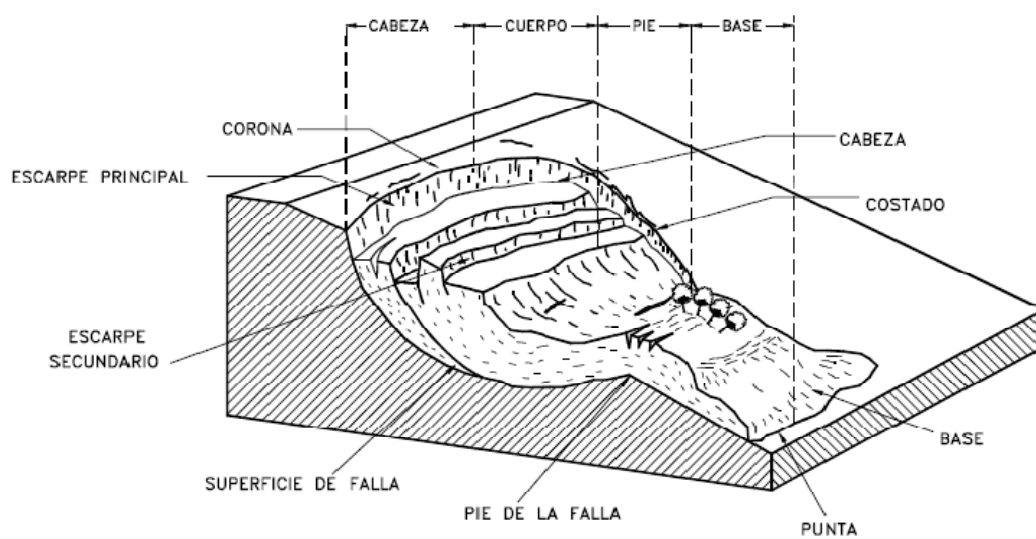


Figura 3.13. Nomenclatura de un deslizamiento.

En la figura 3.13 se muestra un deslizamiento o movimiento en masa típico, con sus diversas partes cuya nomenclatura es la siguiente:

1. *Escarpe principal*

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

2. *Escarpe secundario*

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

3. *Cabeza*

Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

4. *Cima*

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

5. *Corona*

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

6. *Superficie de falla*

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

7. *Pie de la superficie de falla*

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

8. *Base*

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

9. Punta o uña

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

10. Costado o flanco

Un lado (perfil lateral) del movimiento.

11. Superficie original del terreno

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

12. Derecha e izquierda

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

DIMENSIONES

Las dimensiones que tenemos que conocer son: 1) el ancho de la masa desplazada, 2) ancho de la superficie de falla, 3) longitud de la masa desplazada, 4) longitud de la superficie de falla, 5) profundidad de la masa desplazada, 6) profundidad de la superficie de falla, 7) longitud total y 8) la longitud de la línea central.

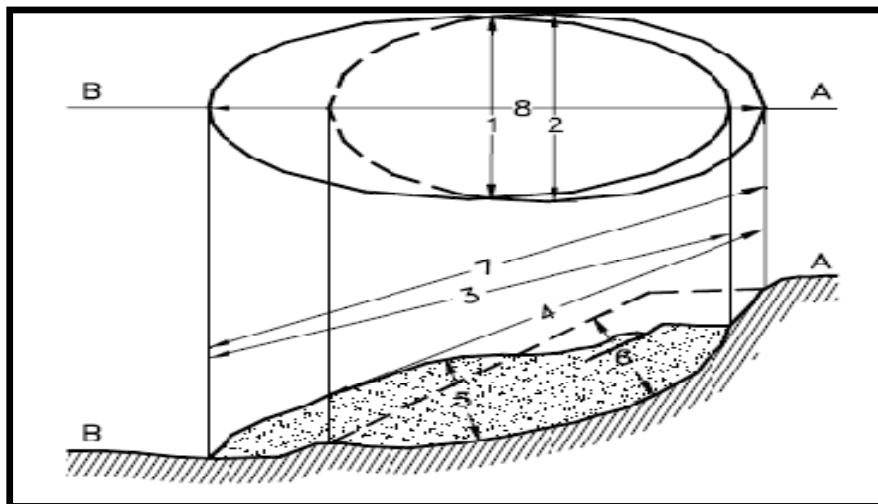


Figura 3.14. Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG Commission on Landslide (1990).

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por el IAEG (figura 3.14):

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%.

Estas son algunas de las características más importantes de los taludes o de las laderas en carreteras, características por demás importantes para tomarlas muy en cuenta a la hora de pretender estabilizar o proteger los taludes.

3.2.1. Tipos de Deslizamiento

La observación de las formas de rotura, en aquellos casos en los que se ha alcanzado el estado límite de la pérdida de estabilidad global en suelos, ha guiado al desarrollo de las distintas técnicas de análisis cuantitativo.

Los tipos de superficie de deslizamiento más frecuentes pueden asimilarse a uno de los tres tipos siguientes (figura 3.15):

a) Deslizamientos según líneas de rotura planas paralelas a la superficie exterior del terreno.

Este tipo de rotura es frecuente en laderas naturales en las que el suelo que recubre a la roca o suelo firme subyacente desliza según una superficie que, en buena parte de su desarrollo, es paralela al borde externo del terreno natural. El deslizamiento se puede producir por obras de excavación (deslizamiento de la zona superior a la excavación) o por obras que aumenten la carga (estructuras o rellenos), produciéndose entonces el deslizamiento de la carga añadida y de la zona inferior de la ladera. La parte alta, como consecuencia, también puede deslizar. El deslizamiento también puede producirse por causas naturales (períodos de lluvia por ejemplo).

b) Deslizamientos circulares

Los deslizamientos circulares son típicos de las formaciones en suelos homogéneos.

El deslizamiento como sólido rígido de la zona superior sobre la inferior a lo largo de una línea circular es el único movimiento cinemáticamente posible, incluyendo, evidentemente, los deslizamientos planos como caso límite.

Según las superficies de rotura sean más o menos profundas, los deslizamientos de taludes se pueden producir mediante “círculos de talud” que intersecan a éste parcialmente, mediante “círculos de pie” que pasan por el pie del talud o mediante “círculos profundos”, que intersecan a la obra, más allá del pie del talud (figura 3.15b)

En suelos heterogéneos, ya sean taludes de excavación o taludes de relleno, las líneas de rotura suelen parecerse a éstas de sección circular, de manera que la hipótesis de rotura según éste tipo de líneas es adoptada en la mayoría de las situaciones. Esto no excluye el tanteo de otros tipos de línea de rotura en aquellos casos en los que la disposición del terreno indique otras posibles formas, no circulares, que pudieran ser más críticas.

c) Deslizamientos no circulares.

En algunos casos la configuración del terreno, particularmente la disposición de algunas zonas más débiles, hace que sea necesario considerar superficies de rotura cuya sección plana no pueda aproximarse a una circunferencia.

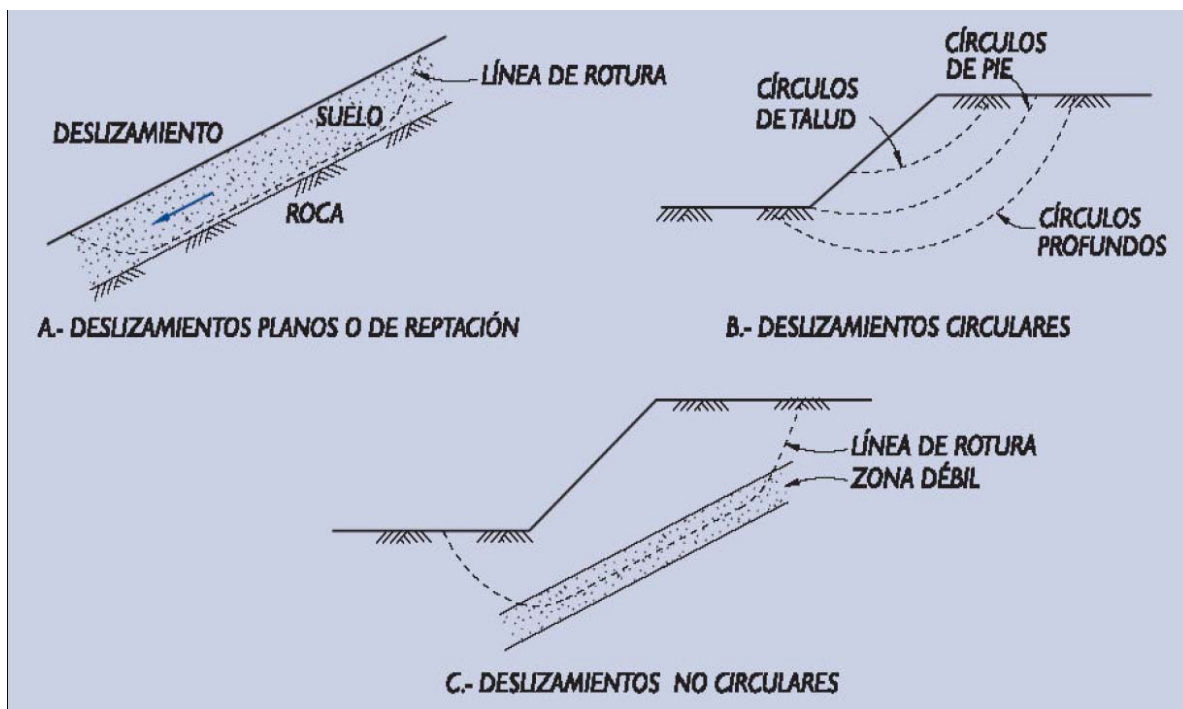


Figura 3.15. Tipos de Deslizamientos.

3.2.2. Caracterización de los Deslizamientos.

La clasificación de deslizamientos pretende describir e identificar los cuerpos que están en movimiento relativo. Las clasificaciones existentes son esencialmente geomorfológicas y

solamente algunas de ellas introducen consideraciones mecánicas o propiamente geológicas.

Las caracterizaciones geotécnicas son necesarias y por esta razón, las clasificaciones eminentemente topográficas y morfológicas, como las propuestas por Varnes (1978), Hutchinson (1988), etc., deben adaptarse a las condiciones verdaderas de los movimientos.

En este orden de ideas se deben considerar cuatro etapas diferentes en la clasificación de los movimientos:

- a. Etapa de deterioro o antes de la falla donde el suelo es esencialmente intacto.
- b. Etapa de falla caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento de una masa importante de material.
- c. La etapa post-falla que incluye los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla y hasta el preciso instante en el cual se detiene totalmente.
- d. La etapa de posible reactivación en la cual pueden ocurrir movimientos que pueden considerarse como una nueva falla, e incluye las tres etapas anteriores.

PROCESOS EN LA ETAPA DE DETERIORO

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

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

El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción. Este incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud.

La clasificación de los modos comunes de deterioro fue propuesta por Nicholson y Hencher (1997), pero en el presente texto se amplió con el objeto de incluir la mayoría de los procesos que ocurren previamente a la falla masiva.

1. Caída de granos

Consiste en la caída de granos individuales de la masa de roca con desintegración física a granos como prerequisite. Depende de la resistencia de las uniones intergranulares y las microgrietas relacionadas con los granos.

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

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

2. Descascaramiento

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

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

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

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

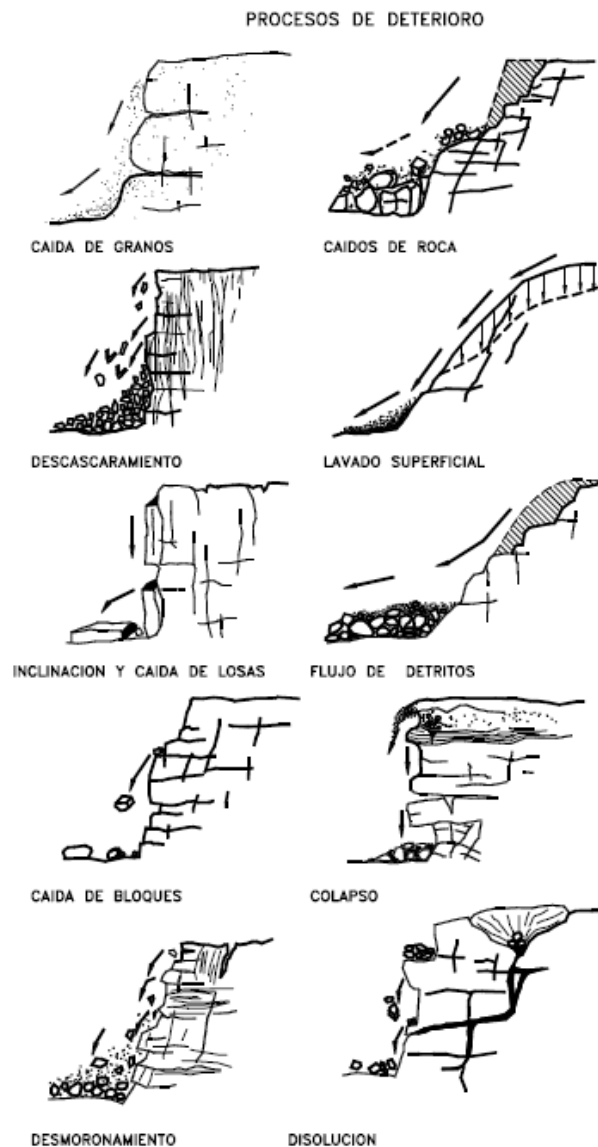


Figura 3.16. Procesos de deterioro en macizos rocosos.

3. Formación, inclinación y caída de losas de roca

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

Pueden caer grandes bloques de material y pueden significar una amenaza importante, causando daño a los canales de drenaje, cercas, pavimentos o puede crear taludes negativos.

Las inclinaciones pueden considerarse como un proceso de deterioro o como un movimiento del talud.

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

4. Caídos de bloques

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

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

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

5. Desmoronamiento del talud

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

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

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

6. Caídos de roca

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

7. Lavado superficial o erosión

La erosión es el desprendimiento, transporte y depositación de partículas o masas pequeñas de suelo o roca, por acción de las fuerzas generadas por el movimiento del agua. El flujo puede concentrarse en canales produciendo surcos y cárcavas.

Las gotas de lluvia pueden contribuir al desprendimiento de las partículas o granos. Puede producir sedimentación de materiales en el pie del talud.

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

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

tipos de erosión:

a. Erosión Laminar

El proceso de erosión laminar se inicia por el impacto de las gotas de agua lluvia contra la superficie del suelo, complementada por la fuerza de la escorrentía produciendo un lavado de la superficie del terreno como un todo, sin formar canales definidos. Al caer las gotas de lluvia levantan las partículas de suelo y las reparten sobre la superficie del terreno.

La velocidad de las gotas de lluvia puede alcanzar valores hasta de 10 metros por segundo y su efecto es muy grande sobre las superficies de talud expuestos y sin cobertura vegetal. El proceso es particularmente grave cuando la pendiente del talud es grande, como es el caso de los taludes de cortes en obras viales.

b. Erosión en surcos

Los surcos de erosión se forman por la concentración del flujo del agua en caminos preferenciales, arrastrando las partículas y dejando canales de poca profundidad generalmente, paralelos. El agua de escorrentía fluye sobre la superficie de un talud y a su paso va levantando y arrastrando partículas de suelo, formando surcos (rills).

Los surcos forman una compleja microred de drenaje donde un surco al profundizarse va capturando los vecinos, formando surcos de mayor tamaño, los cuales a su vez se profundizan o amplían formando cárcavas en forma de V que pueden transformarse a forma de U.

Inicialmente la cárcava se profundiza hasta alcanzar una superficie de equilibrio, la cual depende de las características geológicas e hidráulicas, para luego iniciar un proceso de avance lateral mediante deslizamientos de los taludes semiverticales producto de la erosión.

La localización en cuanto a su profundidad y la velocidad de avance del proceso es controlada por los fenómenos de tipo hidráulico y por la resistencia del material a la erosión. Los surcos de erosión pueden estabilizarse generalmente, con prácticas de agricultura.

c. Erosión en Cárcavas

Las cárcavas constituyen el estado más avanzado de erosión y se caracterizan por su profundidad, que facilita el avance lateral y frontal por medio de desprendimientos de masas de material en los taludes de pendiente alta que conforman el perímetro de la cárcava.

Las cárcavas inicialmente tienen una sección en V pero al encontrar un material más resistente o interceptar el nivel freático se extienden lateralmente, tomando forma en U (figura 3.17).

d. Erosión interna (Piping)

El agua al fluir por ductos concentrados dentro del suelo produce erosión interna, la cual da origen a derrumbamientos o colapsos que pueden generar un hundimiento del terreno o la formación de una cárcava.

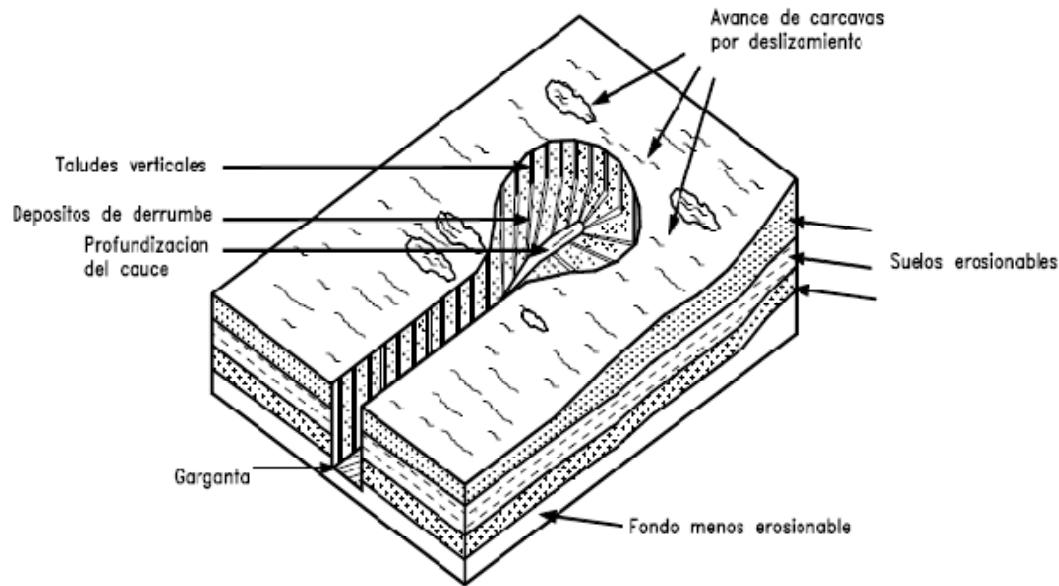


Figura 3.17. Esquema general de cárcava de erosión.

e. Erosión por afloramiento de agua

Un caso de erosión puede ocurrir en los sitios de afloramiento de agua, formando pequeñas cavernas y/o taludes negativos, los cuales a su vez pueden producir desprendimientos de masas de suelo.

8. Flujo de detritos

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

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

9. Colapso

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

Las soluciones incluyen concreto dental, estructuras de refuerzo, submuración y otras estructuras de retención.

10. Disolución

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

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

11. Expansión y contracción

En los suelos arcillosos se producen cambios de volumen por cambios de humedad asociados con el potencial de succión del material. Estas expansiones y contracciones producen agrietamientos y cambios en la estructura del suelo generalmente, con pérdida de la resistencia al cortante.

Se puede disminuir evitando los cambios de humedad o disminuyendo el potencial de expansión utilizando procedimientos físicos y químicos como es la adición de cal.

12. Agrietamiento cosísmico

Los eventos sísmicos pueden producir agrietamientos especialmente en los materiales rígidos y frágiles. Los agrietamientos cosísmicos debilitan la masa de talud y generan superficies preferenciales de falla. El agrietamiento cosísmico es menor cuando existe buen refuerzo subsuperficial con raíces de la cobertura vegetal.

13. Deformaciones por concentración de esfuerzos y fatiga

Los materiales al estar sometidos a esfuerzos de compresión o cortante sufren deformaciones, las cuales aumentan con el tiempo en una especie de fatiga de los materiales de suelo o roca. Estas deformaciones se pueden evitar disminuyendo los esfuerzos sobre el suelo, construyendo estructuras de contención o refuerzo.

14. Agrietamiento por tensión

La mayoría de los suelos poseen muy baja resistencia a la tensión y la generación de esfuerzos relativamente pequeños, (especialmente arriba de la cabeza de los taludes y

laderas), puede producir grietas de tensión, las cuales facilitan la infiltración de agua y debilitan la estructura de la masa de suelo permitiendo la formación de superficies de falla.

3.3. Causas de Deslizamientos.

Las causas de deslizamiento son externas e internas. Las externas se producen por el aumento de esfuerzos cortantes sin modificar la resistencia a este esfuerzo del material (el aumento del talud o el hacerlo más escarpado, la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos). Las causas internas se caracterizan por la disminución de la resistencia al corte del material sin modificar los esfuerzos solicitados a este tipo de esfuerzo (el aumento de presión de poro o la disipación de la cohesión son causas de esta clase).

Los aspectos que influyen para que se produzca un deslizamiento son:

- Componentes del peso propio de la masa de suelo.
- Influencia del agua superficial y subterránea.
- Existencia de sobre carga externa, cualesquiera fuera la naturaleza de esta.
- Influencia de movimientos sísmicos.
- Estados de esfuerzos actuantes, ya que en las arcillas es fundamental la actuación del agua ya que la misma provoca la disminución en la mayoría de los casos de la cohesión.
- La erosión (por humedecimiento y secado, corrientes de agua, etc.).

El presente proyecto considerará los más comúnmente aspectos de los señalados anteriormente, ya que la influencia de estos se refleja en el terreno, en diverso grado e intensidad.

A continuación se indican algunos procesos durante la construcción que afectan más la estabilidad de un talud:

- 1.- Modificación de las condiciones naturales de flujo interno de agua al colocar rellenos o hacer zanjas o excavaciones.
- 2.- Sobrecarga de estratos débiles por relleno, a veces de desperdicios.

- 3.- Sobrecarga de terrenos con planos de estratificación desfavorables por relleno.
- 4.- Remoción, por corte, de algún estrato delgado de material permeable que funcionará como un manto natural drenante de estratos de arcilla suave.
- 5.- Aumento de presiones de filtración u orientación desfavorables de fuerza de filtración al producir cambios en la dirección del flujo interno del agua, por haber practicado cortes o construido rellenos.
- 6.- Exposición al aire y al agua, por corte, de arcillas duras fisuradas.
- 7.- Remoción de capas superficiales de suelo por corte, lo que puede causar el deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba, sobre mantos inferiores de suelo más duro o roca.

Como se mencionó anteriormente, un talud se desliza siguiendo una superficie de falla, a que se le da también el nombre, superficie de rotura, superficie de dislocación, la forma de la superficie de falla que emplease para cualquier cálculo de estabilidad, dependen del método de cálculo, como veremos más adelante.

Las principales causas de los deslizamientos se presentan cuando la resistencia al esfuerzo cortante es excedida por las tensiones cortantes en una determinada superficie.

A continuación mencionaremos a los causales de los deslizamientos:

Aumento de esfuerzos cortantes

Las causas principales de estos incrementos de tensión son:

- Aplicación de cargas externas (edificios, agua, nieve, etc.).
- Aumento del peso de tierras por humedad (aumento de materiales en cabeza).
- Socavación por derrumbes de cavernas, túneles, erosión, filtración, etc.
- Choques bruscos, terremotos, explosivos, vibraciones.
- Grietas de tracción (en suelos cohesivos)
- Presión de agua en las grietas.

Disminución de resistencia al corte.

Los decrementos de esfuerzos se deben, generalmente, a:

- Hinchamiento de arcilla por absorción de agua.
- Aumento de presión intersticial debido a filtraciones.
- Destrucción del esqueleto del suelo (por explosiones, vibraciones, sismos, etc.).
- Erosión de pie de ladera o de talud.

Pérdida de tensión capilar por secamiento o inundación.

CAP. 4 ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTOS EN TALUDES APLICADO AL TRAMO “PUERTA DEL CHACO - CANALETAS”.

4.1 Introducción.

En la actualidad existe un proyecto “Puerta del Chaco – Villa Montes” el cual pertenece a la red fundamental de las carreteras del país y es parte integrante del corredor Bioceánico Central; el tramo en ejecución con el nombre de “Construcción Camino Pavimentado Puerta del Chaco – Canaletas”, consta de diferentes problemáticas que se presentaron en el desarrollo de la construcción de este tramo en lo que se observó que, una de ellas, es la inestabilidad de taludes que se produce en esta zona.

4.2 Ubicación.

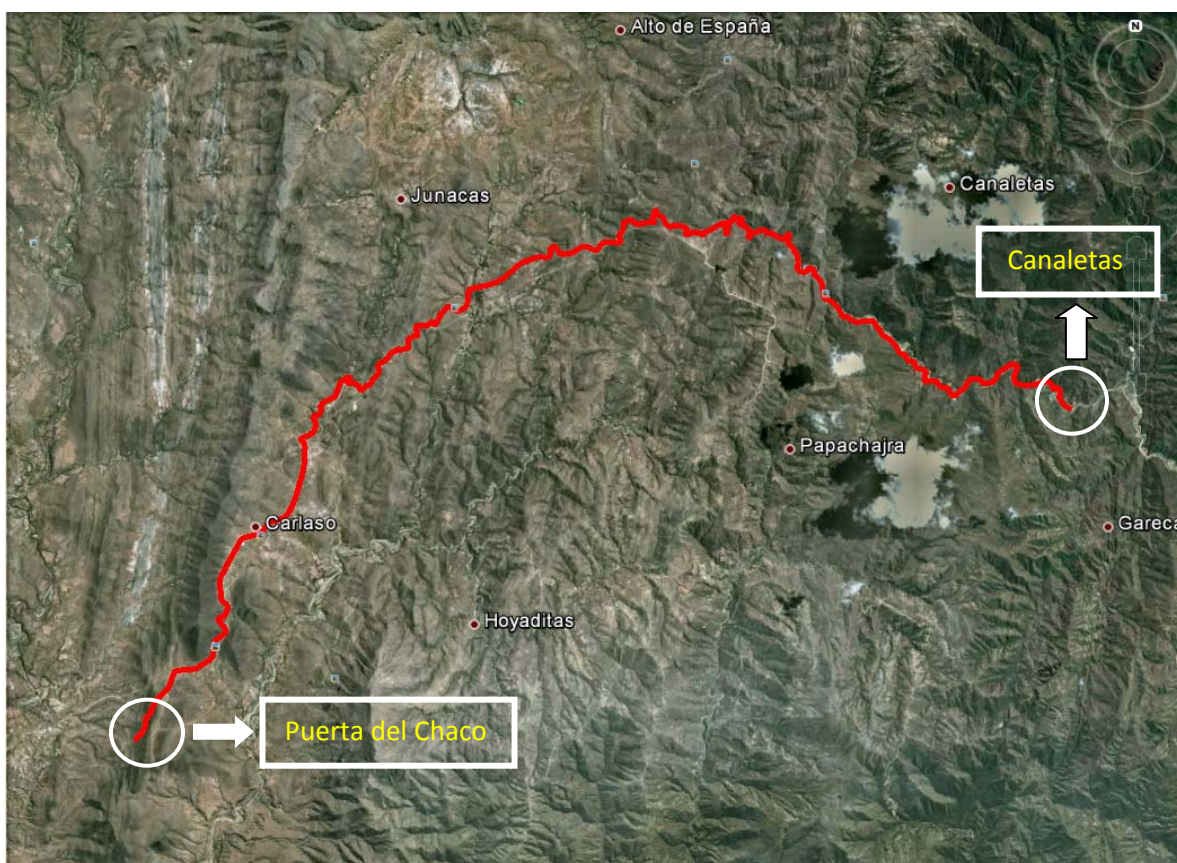


Figura 4.1. Tramo Vial “Puerta del Chaco – Canaletas”.



Figura 4.2. Ubicación del tramo “Puerta del Chaco – Canaletas” dentro del mapa de Bolivia y Tarija.

Para realizar el estudio de los taludes que presentan inestabilidad se procedió a dividir al tramo “Puerta del Chaco – Canaletas” en dos subtramos con el objeto de presentar una mejor descripción. Dichos Tramos se presentan en el cuadro siguiente:

<i>SUB-TRAMOS</i>	<i>DESCRIPCIÓN</i>
<i>Sub-tramo 1</i>	<i>Puerta del Chaco- Abra el Cóndor</i>
<i>Sub-tramo 2</i>	<i>Abra el Cóndor – Canaletas</i>

Cuadro 4.1. División del Trazo en Tramos.

En el subtramo1 Puerta del Chaco – Abra el Cóndor, en coordenadas geográficas, 21°31'06'' latitud sur y 64° 32' 18'' con una longitud de 18 Km se encuentra un primer talud inestable en la progresiva 09+750 pasando el puente Jarcas al lado derecho de la vía.

En el subtramo 2 Abra el Cóndor – Canaletas con una longitud de 17 Km se evidencian tres taludes inestables específicamente en las progresivas 28+460 al lado derecho de la vía, 32+020 al lado izquierdo y en la progresiva 32+325 también al lado izquierdo de la vía, siendo este último subtramo el más afectado por los deslizamientos.

4.3. Información sobre la Situación Actual.

Actualmente este tramo está siendo construido por el Servicio Departamental de Caminos (SEDECA). Se trata de un tramo de 35 Km de longitud al cual se lo dividió en dos subtramos: Puerta del Chaco - Abra el Cóndor y Abra el Cóndor – Canaletas, presentan características topográficas con marcada diferencia, la primera con una configuración topográfica ondulada a una configuración accidentada en el segundo sub-tramo, lo cual obliga a cambiar parámetros de diseño al presentarse algunas restricciones topográficas.

La carretera se inicia sobre la formación rocosa denominada Puerta del Chaco, justo en la finalización del asfalto, del tramo Cruce Panamericano a Entre Ríos, en las coordenadas geográficas, 21°31'06'' latitud sur y 64°32'18'' longitud oeste, con una longitud de 18 Km.

Este tramo atraviesa una topografía ondulada a montañosa. El ancho promedio de la plataforma es de 4 m, con una superficie afirmada de 15 cm, en regular condición.

El alineamiento vertical de este tramo comienza en ascenso con una pendiente promedio del 6% hasta el Km. 4+400, desde el cual las pendientes se reducen hasta un 4%. A partir del Km. 10+600 comienza el ascenso hasta llegar al punto más alto de toda la carretera, Abra el Cóndor, con una altura promedio de 2670 m sobre el nivel del mar.

El segundo sub tramo comienza en el Abra el Cóndor descendiendo en forma constante siempre a media ladera en topografía muy montañosa atravesando quebradas profundas y sectores de elevada pendiente longitudinal. Se tiene un ancho de plataforma promedio de 4m con superficie de grava en regulares condiciones. Este tramo presenta una longitud aproximada actual de 17 Km. Este sub tramo atraviesa la serranía de Canaletas que se desarrolla desde Abra el Cóndor hasta Canaletas.

Los radios de curva en este tramo son cercanos a 10 m y pendientes superiores al 8%, especialmente en la bajada desde Abra el Cóndor que comprenden los kilómetros desde el 21+000 hasta el 25+500, siendo esta una de las zonas más dificultosas. Este tramo presenta formaciones rocosas y frecuentes deslizamientos de sus taludes.

4.3.1 Características del Área de Estudio.

La Ubicación Geográfica de la zona del proyecto nos muestra una topografía con una configuración ondulada en el primer subtramo a una configuración accidentada en el segundo sub-tramo, donde se evidencia diferentes tipos de suelos, blandos, semiblandos y duros con la presencia de vegetación pobre en el 1er subtramo a regular en el 2do.



Fotografía 4.1. Talud “A”



Fotografía 4.2. Talud “B”



Fotografía 4.3. Talud “C”



Fotografía 4.4. Talud “D”



Fotografía 4.5. Vista del Talud “C” y del Talud “D”

4.4 Geología.

El tramo vial “Puerta del Chaco – Canaletas”, se encuentra desarrollado dentro la Faja Sub Andina Sur, morfológicamente está caracterizado por serranías formado por altos topográficos, con afloramientos de rocas sedimentarias y volcánicas, así como depresiones constituido por bajos topográficos, con afloramientos de sedimentos sueltos cuaternarios, producto éstos de alteraciones de las rocas, deslizamientos por gravedad o transportes por los ríos o quebradas.

La tectónica en el área fue generado por plegamientos, sobre-cabalgamientos compresivos y de distensión produciendo éstas fallas de desplazamiento horizontal, normales o inversas durante la Orogenésis Sub Andina, presentándose anticlinales y sinclinales paralelos a sub paralelos, posteriormente éstas fueron cortadas en las zonas de debilitamientos por los ríos y quebradas durante el periodo Pleistoceno Tardío a Plioceno reciente durante el Cuaternario (entre 10.000 a 25.000 a.p.).

Clima

El tramo vial presenta un clima que va de templado a frío semihúmedo estando a una altitud aproximada de entre los 1500 a 3500 m.s.n.m. el mismo lugar tiene una humedad considerable por lo que existe mucha drenabilidad por las rocas en época de lluvia.

Vegetación

La vegetación del tramo vial Puerta del Chaco - Canaletas se describe de acuerdo a los rasgos morfológicos observados en la topografía, climatología y geología.



Fotografía 4.6. Vegetación de la zona. (2° Subtramo)

En la zona Abra el Cóndor – Canaletas que va desde una altitud de 1500 a 3500 m.s.n.m., en cuanto a vegetación vemos la existencia de matorrales formados por diferentes plantas silvestres como es la thola, churqui negro, lapa lapa también otras especies que forman los pastizales, matorrales y las gramíneas como pastos y pajas.

4.4.1. Evaluación de la Situación Geológica de los Taludes en Estudio.

El tramo vial “Puerta del Chaco - Canaletas”, morfológicamente está caracterizado por 2 serranías:

- ✓ Serranía El Cóndor
- ✓ Serranía Canaletas

Estas serranías están formadas por altos topográficos, con afloramiento de rocas sedimentarias, así como depresiones constituido por bajos topográficos, con afloramientos

de sedimentos sueltos cuaternarios, producto de las alteraciones de las rocas, deslizamientos por gravedad o transportes por los ríos o quebradas.

La tectónica en el área fue generado por plegamientos, sobre-cabalgamientos compresivos y de distensión produciendo éstas fallas de desplazamiento horizontal, normales o inversas durante la Orogenésis Sub Andina, presentándose anticlinales y sinclinales paralelos a sub paralelos, posteriormente éstas fueron cortadas en las zonas de debilitamientos por los ríos y quebradas durante el periodo Pleistoceno Tardío a Plioceno reciente durante el Cuaternario (entre 10.000 a 25.000 a.p.).

4.4.2. Ubicación del tramo “Puerta del Chaco – Canaletas” dentro de un contexto Geológico.

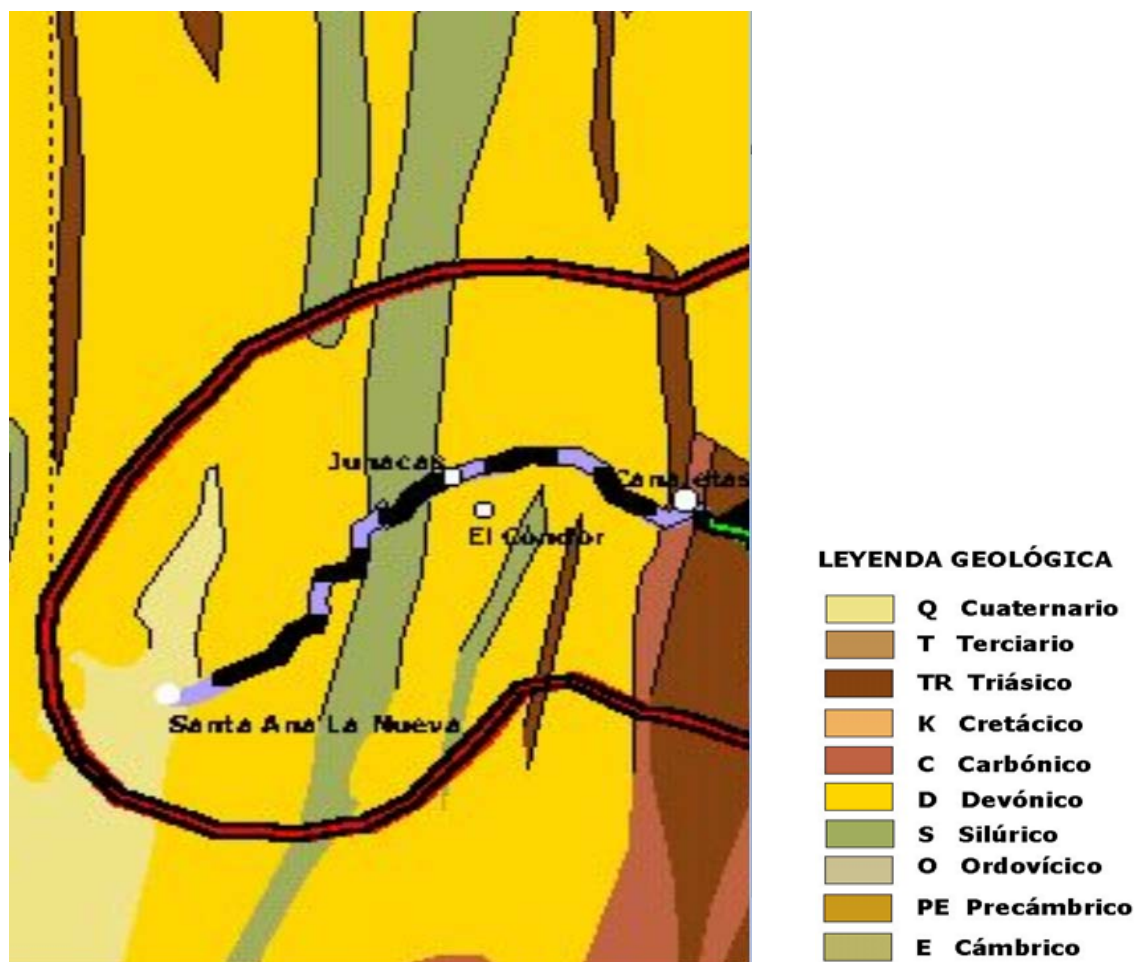


Figura 4.3. El tramo “Puerta del Chaco – Canaletas” dentro de un contexto Geológico.

FUENTE: Estudio de Factibilidad Puerta del Chaco- Villa Montes (SEDECA, 2004)

El estudio del tramo “Puerta del Chaco – Canaletas”, dentro de su Estudio Geológico, divide a este tramo en 2 Sub tramos, con el objeto de presentar una mejor descripción, a continuación presentamos *la estratigrafía por progresiva* de este tramo:

4.4.2.1. Ubicación de los Taludes objeto de estudio en el Contexto Geológico.

SUB TRAMO 1: PUERTA EL CHACO – ABRA EL CÓNDOR

TALUD “A” Progresiva 09+750

9 + 680	-	9 + 820	Qtcl :	Cubierta del relleno Cuaternario
---------	---	---------	--------	----------------------------------

Cuadro 4.2. Unidad Formacional Talud “A”

FUENTE: Estudio de Factibilidad Puerta del Chaco- Villa Montes (SEDECA, 2004)

SUBTRAMO 2: ABRA DEL CÓNDOR – CANALETAS

TALUD “B” Progresiva 28+460

28 + 020	-	28 + 615	Cesc :	Formación Escarpment del Carbonífero
----------	---	----------	--------	--------------------------------------

Cuadro 4.3. Unidad Formacional Talud “B”

FUENTE: Estudio de Factibilidad Puerta del Chaco- Villa Montes (SEDECA, 2004)

TALUD “C” Progresiva 32+020

31 + 970	-	32 + 370	Qtcl :	Cubierta del relleno Cuaternario
----------	---	----------	--------	----------------------------------

Cuadro 4.4. Unidad Formacional Talud “C”

FUENTE: Estudio de Factibilidad Puerta del Chaco- Villa Montes (SEDECA, 2004)

TALUD “D” Progresiva 32+325

31 + 970	-	32 + 370	Qtcl :	Cubierta del relleno Cuaternario
----------	---	----------	--------	----------------------------------

Cuadro 4.5. Unidad Formacional Talud “D”

FUENTE: Estudio de Factibilidad Puerta del Chaco- Villa Montes (SEDECA, 2004)

Ubicando a los Taludes objeto de estudio dentro del contexto Geológico del tramo “Puerta del Chaco – Canaletas” y presentando sus unidades formacionales podemos situar a 3 de ellos, según progresivas, cabe decir el Talud “A” *progresiva 09+750*, el Talud “C” *progresiva 32+020*, y el Talud “D” *progresiva 32+325* según Estratigrafía en **Cubierta del relleno Cuaternario (Qtcl)**, y al Talud “B” *progresiva 28+460* dentro de la **Formación Escarpment del Carbonífero (Cesc)**.

4.4.3. Geomorfología

La zona corresponde a la faja Sub andina Sur, su morfología está definida por valles y serranías paralelas a sub-paralelos de dirección Norte Sur.

La descripción de las principales Serranías encontradas en los sub-tramos 1 y 2 son las siguientes:

Sub-tramos 1 y 2: PUERTA DEL CHACO - CANALETAS

- ✓ Serranía El Cóndor
- ✓ Serranía Canaletas

4.4.4. Estratigrafía

Referente a la estratigrafía se presenta un resumen de las unidades formacionales, reconociendo en éstos el tipo de roca y diferenciando el ambiente deposicional del Cuaternario y Carbonífero.

Taludes “A”, “C” y “D”

Cuaternario (Qt)

	<i>SIMBOLOGIA</i>	<i>FORMACION</i>	<i>LITOLOGIA</i>
<i>CUATERNARIO (Qt)</i>	• <i>Qtd</i> : • <i>Qtal</i> : • <i>Qtcl</i> :	<i>Depósitos de derrumbe</i>  <i>Depósitos aluviales</i>  <i>Depósitos coluviales</i> 	<i>Limos, arcillas, gravas y lateritas</i>
		DISCORDANCIA 	

Cuadro 4.6. Cuaternario Coluvial (Qtcl)

FUENTE: Estudio de Factibilidad Puerta del Chaco- Villa Montes (SEDECA, 2004)

Cuaternario Coluvial (Qtcl), litológicamente se hallan formados por rocas fracturadas, gravas, arcillas y limos mal clasificados, generados por la erosión pluvial de las rocas sedimentarias en las serranías y depositadas en los piedemonte y llanuras.

Los sedimentos cuaternarios formados por rocas fracturadas, gravas y arcillas constituyen las peneplanicies o valles altos, encontrados éstos en el sector de: Puerta del Chaco, Morro Alto, Junacas, Abra el Cóndor y sector intermedia a Canaletas.

Los sedimentos cuaternarios finos como las arenas, arcillas y limos constituyen los suelos lateríticos; típicos de zonas sub tropicales a tropicales húmedos, encontrados en las localidad de Canaletas.

Talud “B”**Carbonífero (Cesc)**

CARBONÍFERO (C)	• Cst :	Formación San Telmo		Conglomerados, diamigritas, areniscas, lutitas y limolitas
	• Cesc :	Formación Escarpment		
	• Ctg :	Formación Taiguati		
	• Ctj :	Formación Tarija		
	• Cit :	Formación Itacuami		
	• Ctup :	Formación Tupambi		
	• Ct3 :	Formación Itacua		

Cuadro 4.7. Carbonífero Escarpment (Cesc)

FUENTE: Estudio de Factibilidad Puerta del Chaco- Villa Montes (SEDECA, 2004)

Formación Escarpmet (Cesc), se tiene en el techo horizontes de tipo glacial. Litológicamente presenta tres miembros: lutitas grises en la base, areniscas macizas en el medio y lutitas coloradas en el tope. Lugares tipo ríos: San Telmo y Tarija, cortándose en las serranías del Candado.

Morfológicamente forman Hog Bach o paredes verticales, cañones o saltos en los ríos que cortan.

4.4.5. Tectónica

La tectónica en el Sub Andino (morfoestructuras comprendidas a las serranías Sub Andinas); presentan plegamientos compresivos y de distensión estructurales en las rocas sedimentarias, formando éstos ejes de anticlinales y sinclinales simétricos y asimétricos, presentes sobre el eje de carretera en las serranías altos topográficos) y depresiones (bajos topográficos). Así como la presencia de fallas geológicas normales, inversas y de sobre-escurrimiento horizontal.

El plegamiento tectónico estructural de las rocas sedimentarias, “Puerta del Chaco – Canaletas” es el siguiente:

Sub sector 1: Puerta del Chaco-Abra El Cóndor

Micro-falla, definida sobre rocas sedimentarias cretácicas, en la subida del pueblo de Junacas, formando un micro-anticlinal disturbado por la micro - falla geológica; donde existe un banco de préstamo de rocas fracturadas.

Sub sector 3: Canaletas- Entre Ríos

Anticlinal de Narvéez, constituye la serranía del mismo nombre de dirección N a S, se desplaza sobre las rocas sedimentarias del carbonífero y triásicas en ambos flancos; camino actual, entre las poblaciones de Canaletas y San Diego Sur y en la variante, las poblaciones Canaletas, Gareca, Las Lomas y Entre Ríos

4.4.6. Hidrogeología

La hidrología del tramo vial Puerta del Chaco-Canaletas ha sido analizado de acuerdo a su morfología; las cartas topográficas realizadas por el IGM a escala 1: 50.000 y de imágenes vía satélite a color, para reconocer estructuras geológicas regionales; las curvas de nivel de máxima altura de los topográficos, permitió definir las cuencas de drenaje.

Sub-Tramo 1 Puerta del Chaco-Abra El Cóndor

Cuenca: Río Carlaso

Drenaje: Tipo dentrítico

Dirección: NW a SE, ríos Jarcas y Junacas sub paralelos y quebradas afluentes a estos ríos, con control estructural de rocas sedimentarias: cretácicas, triásicas y terciarias de las formaciones Tacurú (Ktc) e Ipaguazú (Trip) y Chaco (Tch).

Unión: Río Carlaso hacia el Sud

Altura: 2740 m.s.n.m. máxima de la cuenca.

El paisaje se presenta como plano a sinuoso hasta llegar al valle de Junacas con pendientes suaves; el clima es semiárido a árido según la clasificación climática utilizada de

Thornthwaite (1996) y las precipitaciones pluviales van de 500 a 700 mm anuales. La vegetación típica de ésta región es gramíneas como pastos, pajas.

Sub-tramo 2 Abra Cóndor-Canaletas

Cuenca: Río Canaletas

Drenaje: Tipo dentrítico

Dirección: NW a SE, ríos Yaretta, Peña Negra , Abras y quebradas afluentes a éstos, con control estructural de rocas sedimentarias: terciarias y cretácicas de las formaciones Petaca (Tpt) y Tacurú (Ktc).

Unión: Río Canaletas, hacia el Este confluye y tiene su encuentro al río Tambo en la población de Rancho Tambo.

Altura: 2500 m.s.n.m. máxima de la cuenca.

El paisaje se presenta como montañoso y de serranías altas a medias con pendientes escarpadas a muy abruptas; clima frío semi - húmedo y precipitaciones pluviales que van de 700 a 1000 mm anuales. La vegetación típica de ésta región es: la thola, churqui, lapa lapa, etc.

4.5. Suelos

Para la realización del estudio de suelos se ubicó e identificó los taludes en el tramo “Puerta del Chaco – Canaletas” donde se pudo evidenciar inestabilidades en los mismos puntualmente en cuatro taludes ubicados en las progresivas 09+750 TALUD “A”, 28+460 TALUD “B”, 32+020 TALUD “C” y en la progresiva 32+325 TALUD “D”.

Una vez definida la ubicación de los taludes inestables en el tramo se procedió con la metodología que se viene empleando en el estudio de suelos que esta dividida en tres etapas:

- Trabajo de Campo.
- Trabajo de Laboratorio.

- Trabajo de Gabinete.

Trabajo de Campo

Esta fase comprendió el reconocimiento de los taludes inestables en el tramo, como así también el área circundante del mismo, determinando mediante la inspección visual las características predominantes de los materiales constitutivos.

En la fase de Trabajo de Campo se procedió a realizar el ensayo de Densidad in Situ. Y también se realizó la recolección de las muestras representativas del material de la cabeza, medio y pie de cada uno de los cuatro taludes objeto a estudio.

A continuación presentamos un esquema de fotografías que se tomaron en el lugar tanto de la recolección de muestras como la determinación de las densidades por medio del Método del Cono de Arena.

Recolección de muestras:

Talud “A” progresiva 9+750



Fotografía 4.7. Recolección de muestra Talud “A” parte del pie.



Fotografía 4.8. Recolección de muestra Talud “A” parte media y cabeza.

Recolección de muestras:

Talud “B” progresiva 28+460



Fotografía 4.9. Recolección de muestra Talud “B” parte del pie.



Fotografía 4.10. Recolección de muestra Talud “B” parte media y cabeza.

Recolección de muestras:

Talud “C” progresiva 32+020



Fotografía 4.11. Recolección de muestra Talud “C” parte cabeza.



Fotografía 4.12. Recolección de muestra Talud “C” parte medio.

Recolección de muestras:

Talud “D” progresiva 32+325



Fotografía 4.13. Recolección de muestra Talud “D” parte medio y cabeza.



Fotografía 4.14. Recolección de muestra Talud “D” parte del pie.

Densidades

Con el objeto de determinar la densidad del suelo en los taludes, se hizo el ensayo de Densidad in Situ con la utilización del Cono de Arena, pero con uno de los grandes tropiezos que se encontró, como era de esperar, fue la accidentada topografía de los taludes (inclinación, altura). Debido a este factor se hicieron 2 puntos en los cuales el terreno nos lo permitió, ya que el ensayo debe hacerse sobre una superficie horizontal, por éste motivo se lo realizó en los Taludes “A” y “C”. En los Taludes “B” y “D” se procedió a obtener la densidad por medio de tablas con los criterios que más adelante se detalla.



Fotografía 4.15. Densidad Talud “A”



Fotografía 4.16. Densidad Talud “C”

Trabajo de Laboratorio

Las muestras obtenidas fueron analizadas en el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho (UAJMS).

En esta fase, el trabajo está orientado a conocer la distribución granulométrica de las partículas sólidas que constituyen los suelos investigados, proporcionando un nivel de referencia que, conjuntamente con los otros trabajos de laboratorio, permitieron conocer las características, las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que conforman cada talud objeto a estudio.

La relación de ensayos de laboratorio es la siguiente:

- *Distribución granulométrica de los materiales constitutivos del suelo, mediante la vía del tamizado según ASTM D-422-63 (Método del Lavado).*
- *Establecimiento de los límites de consistencia o los límites de Atterberg:*
- *Límite líquido según ASTM D-423-66.*
- *Límite plástico según ASTM D-424-59.*
- *Índice de plasticidad.*
- *Clasificación de los suelos, adoptando el sistema internacional AASHTO y el Sistema de Clasificación Unificado. SUCS (Método del lavado).*
- *Determinación de la cohesión del suelo a partir del ensayo de Compresión No Confinada (CNC).*

4.5.1. Clasificación de suelos.

Granulometría.

Se llama granulometría o análisis granulométrico a la determinación de la distribución de las partículas de un suelo en cuanto a su tamaño; se hace por proceso de tamizado (tamices) en suelos de grano grueso, y por un proceso de sedimentación en agua o por el método del lavado.



Fotografía 4.17. Método del lavado.



Fotografía 4.18. Juego de Tamices.

Limites de Atterberg.

El límite líquido (LL) de un suelo se define como el contenido máximo de humedad a partir del cual dicho suelo deja de comportarse plásticamente y pasa a comportarse como un líquido. Es el contenido de agua del material en el límite superior de su estado plástico.



Fotografía 4.19. Instrumental necesario para Límite Líquido.



Fotografía 4.20. Cuchara de Casagrande.

El límite plástico (LP) de un suelo es el contenido de humedad correspondiente a un límite convencional entre los estados de consistencia plástico y semisólido. Es el contenido de agua del material, en el límite inferior de su estado plástico.

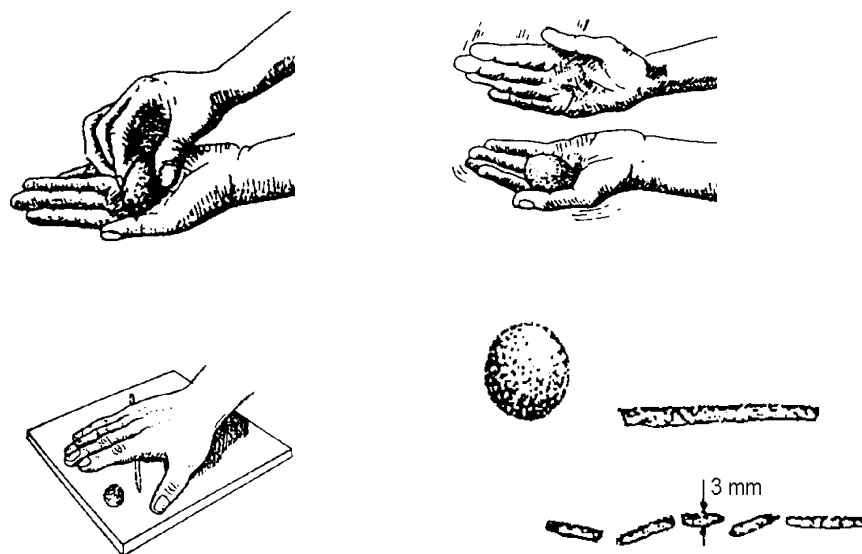


Figura 4.4. Procedimiento para Límite Plástico.

Ensayo de Compactación T-99

El propósito de un ensayo de compactación en laboratorio es determinar la curva de compactación para una determinada energía de compactación. Esta curva considera en abscisas el contenido de humedad y en ordenadas la densidad seca. A partir de ella, se podrá obtener la humedad necesaria para obtener la densidad natural del terreno de los taludes objeto a estudio, con el propósito de la elaboración de los especímenes para su posterior rotura en el ensayo de compresión no confinada.

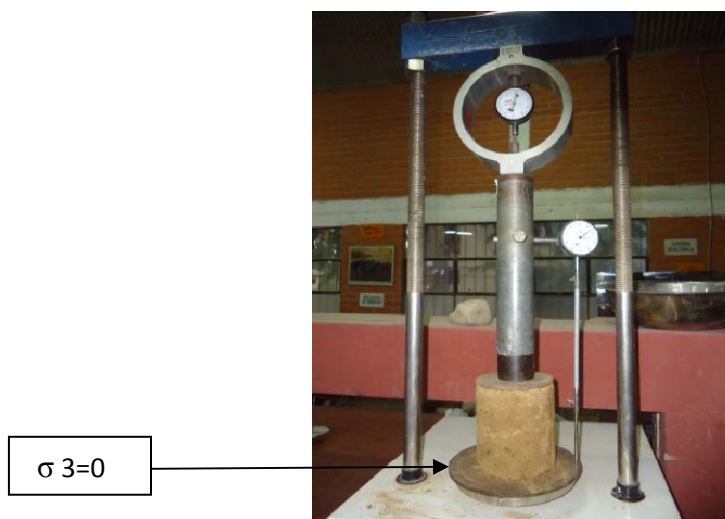
En el ensayo de compactación se tomó 3.5 kg de suelo y se realizó el compactado de tres capas con 25 golpes cada una con incrementos de humedades del 5, 10, 15 y 20 %.



Fotografía 4.21. Ensayo de Compactación.

Ensayo de Compresión no Confinada (Cohesión y Ángulo de fricción)

La determinación de estos dos factores es fundamental, tanto para la estabilidad como para la protección de taludes. El ensayo que permite su determinación es el denominado **“Compresión no Confinada”** (CNC) el cual tiene por finalidad determinar la cohesión del suelo y otras propiedades de suelos cohesivos o semicohesivos que pueden estar en condiciones alteradas o inalteradas, haciendo que el esfuerzo principal menor $\sigma_3=0$, de manera que la compresión sea unidimensional.



Fotografía 4.22. Ensayo de Compresión No Confinada.

Muestras Compactadas

Lo primero que se hizo para este ensayo fue tomar una muestra de 3.5 Kg. de suelo de cada uno de los taludes para utilizar solo el material que pasa el tamiz $\frac{3}{4}$ " y se procedió a utilizar el molde del T-99 con todos sus accesorios con tres capas y 25 golpes por capa para la elaboración de los especímenes con la densidad igual al del terreno de los taludes.

Para la obtención de los especímenes se utilizó el molde del T-99. Para los ensayos se elaboraron en total 21 especímenes. Se hizo 3 especímenes para la cabeza, 3 para el medio y 3 para el pie de cada talud a excepción del Talud "A" que por ser el de menor altura se tomó sólo la cabeza y pie por lo que se elaboraron 6 especímenes. En el Talud "B" parte pie y en Talud "D" no se elaboraron los especímenes puesto que el material era granular y en donde la cohesión era casi inexistente.



Fotografía 4.23. Elaboración de los Especímenes para el Ensayo de Compresión No Confinada.



Fotografía 4.24. Elaboración de los Especímenes para el Ensayo de Compresión No Confinada.

Se tomó datos como el diámetro y altura, para el cálculo de área y volumen del espécimen.

Una vez realizado todo este procedimiento, después de pasadas 24 Hrs. se procede a la respectiva rotura mediante el gato hidráulico que cuenta con extensómetros que brindan las diferentes lecturas que serán utilizadas posteriormente en el cálculo de la cohesión y del ángulo de fricción interna. Para ello se procedió a la colocación del espécimen en la prensa de compresión, disponiendo la misma entre placas metálicas, y haciendo coincidir el ajuste inicial con el cero, tanto del extensómetro de deformación, como del que mide la fuerza mediante de la anilla dinamométrica.



Fotografía 4.25. Rotura de Especimen – Ensayo de CNC

Posteriormente se hizo lecturas cada 0.2mm hasta que el indicador de fuerza se mantuvo constante y comenzó a descender.

Todas las características de rotura de los especímenes fueron detalladamente observadas y se sacó fotografías de cada uno de ellos, tratando de aproximar el ángulo de falla. Todos los datos fueron anotados en planillas que a mas adelante detallamos para los posteriores cálculos.



Fotografía 4.26. Rotura de Especimen – Ensayo de CNC- Ángulo de Falla.

Datos Requeridos.

Los datos necesarios para el desarrollo normal de este ensayo de laboratorio son los siguientes:

Peso fuente

Peso muestra

Altura inicial (H_i)

Diámetro inicial (D_i)

Área o sección inicial (A_i)

Nomenclatura a Utilizar.

La nomenclatura que utilizamos en este trabajo es la siguiente:

ξ = Deformación unitaria.

H_i = Altura inicial de la probeta (cm).

D_i = Diámetro inicial de la probeta (cm)

A_i = Área de la sección transversal inicial (cm²).

δ = Deformación del anillo (lectura extensómetro) (cm).

Δ = Deformación de la probeta al someterla a presión (cm).

F = Fuerza (transformada de la deformación del anillo) (KN).

A_c = Área neta de sección transversal de la probeta (cm²).

X = Distancia horizontal de la falla o rotura de la probeta (cm).

Y = Distancia vertical de la falla o rotura de la probeta (cm).

σ = Esfuerzo de aplicación (KN/cm²).

ϕ = Ángulo de fricción interno (°).

C = Cohesión.

Ecuaciones Utilizadas.

$$\Rightarrow \xi = \frac{\Delta}{H_i}$$

$$\Rightarrow A_c = \frac{A_i}{(1 - \xi)}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{F}{A_c}$$

$$\Rightarrow \tan \phi = \frac{Y}{X}$$

$$\Rightarrow \phi = \tan^{-1}\left(\frac{Y}{X}\right)$$



$$\Theta = 2\phi - 90$$

$$2\phi = 90 + \phi$$



$$c = \left(\frac{\sigma}{2} \right)$$

Para la determinación del ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (C), se hace notar que este procedimiento se lo realizó de la siguiente manera:

1.) En el caso de los suelos cohesivos y en donde se realizó la ruptura de los especímenes conformados por estos suelos provenientes de los Taludes “A” parte de Cabeza y Pie, Talud “B” parte de Cabeza y Medio, Talud “C” parte de Cabeza, Medio y Pie, se trató de aproximar los ángulos de falla midiendo los ángulos de rotura.

2.-) En el segundo caso y según nuestra clasificación, se obtuvo suelos granulares provenientes del Talud “B” de la parte del pie o base del mismo, de igual manera en el Talud “D” también el material era granular pero ésta se constituía en todo el talud, en la parte de cabeza, medio y pie. Entonces como sabemos, en material granular la cohesión es casi inexistente. Sin embargo estos suelos granulares tienen ángulo de fricción, entonces para poder determinarlo se procedió a utilizar la siguiente tabla:

Calificación	Descripción	Clasificación SUCS	Ángulo de fricción interna [grados]	Peso unitario húmedo [kN/m3]	Capacidad de soporte admisible [MPa]
Bueno	Arena, Grava, Piedra	GW, GP, GM, GC, SW, SP	32 - 36	15.5 - 21.0	0.4 - 4.0
Moderado	Arena limosa, Arena arcillosa	SM, SC	28 - 32	17.0 - 20.5	0.2 - 0.5
Difícil	Limo, Arcilla de baja plasticidad	ML, CL, OL	25 - 30	17.0 - 20.0	0.1 - 0.2
Malo	Arcillas y Limos de alta plasticidad, Suelos orgánicos	CH, MH, OH, PT	0 - 25	8.0 - 17.5	0.0 - 0.1

Cuadro 4.8. Tabla para determinar el ángulo de fricción interna de un suelo cualquiera.

FUENTE: PirkaSoft v1.0
MANUAL DE USUARIO Y REFERENCIA TÉCNICA
CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO



Como se puede apreciar en el cuadro anterior el valor del ángulo de fricción (ϕ) tiene un valor que se encuentra entre 32° y 36° para piedra, grava y arena, de esta forma tomamos un valor medio de 34° , que será el ángulo de fricción interna de los suelos de el talud “B” en la parte del pie, y en el talud “D” en las partes de cabeza, medio y pie.

Trabajo de Gabinete

Este aspecto contemplo el análisis profundo de todos los ensayos realizados en el laboratorio, en este trabajo de gabinete se realizaron todas la observaciones y cálculos correspondientes para obtener los resultados de los diferentes ensayos.

También el trabajo de gabinete se elaboró todas las planillas resumen de la clasificación de los suelos, características mecánicas y observaciones realizadas visualmente en las etapas de trabajo de campo y laboratorio.

Clasificación y Descripción de los Suelos Identificados

Los suelos identificados y que constituyen el perfil natural de los taludes son resumidos en tres grandes grupos que presentan combinaciones variables en proporción, textura y propiedades plásticas, permitiendo a su vez distinguir subgrupos menores, los cuales son descritos a continuación:

Suelos Granulares (Gravas y arenas)

A-1 Fragmentos de rocas, grava y arena

A-2 Gravas y arenas limosas o arcillosas

Suelos Finos (Limos y arcillas)

A-4 Suelos Limosos

Suelos Granulares

Estos suelos de naturaleza granular, representaron casi el 100% de las muestras analizadas, y están representadas por:

Fragmentos de Rocas, gravas y arena A-1: Suelos bien graduados, de gruesos a finos, con un ligante plástico o débilmente plástico, representan un 49.5% de las muestras analizadas. Además se subdividen en: **Suelos A-1a:** Suelos en los que predominan fragmentos de piedra, o grava, con o sin material ligante bien graduado.

Suelos A-1b: Suelos en los que predominan arenas gruesas, con o sin material ligante bien graduado.

Gravas y Arenas limosas o arcillosas A-2: Suelos compuestos por una extendida gama de materiales granulares que no pueden clasificarse en los grupos A-1 y A-3, por el contenido de finos, su plasticidad o ambas cosas a la vez, representan el otro 49.5% de las muestras analizadas. Además se subdividen en:

A-2-4 y A-2-5: Suelos con materiales granulares que contienen ligante con características de los grupos A-4 o A-5.

Suelos Finos

Estos materiales de granulometría variable están representados por limos y arcillas, constituyen el 1% de los suelos analizados en laboratorio, y las características más importantes se resumen como:

Suelos Limosos A-4: Suelos compuestos esencialmente de limo, con moderada o poca cantidad de material grueso y solo pequeña cantidad de arcilla grasa coloidal. Son muy comunes en ciertas ocasiones. Cuando absorben agua rápidamente, sufren expansión perjudicial o pierden estabilidad, aun sin manipularlos. Se levantan por la acción de las heladas.

Todos los suelos descritos anteriormente, se encuentran debidamente documentados con los ensayos de laboratorio correspondientes.

4.5.2 Ensayos de laboratorio.

Los cálculos de los diferentes ensayos realizados en laboratorio, se muestran en las distintas planillas específicas para cada uno de los mismos. Este detalle es el que se muestra en la parte de anexos.

Las muestras de los Taludes “A”, “B”, “C” y “D” en las partes de cabeza, medio y pie, de acuerdo al estudio realizado, tienen la siguiente clasificación:

Muestra	Parte del Talud	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Descripción
TALUD A	Cabeza	SM	A-2-4(0)	Arena limosa
	Pie	SC	A-2-4(0)	Arena arcillosa
TALUD B	Cabeza	SM	A-1-b(0)	Arena limosa
	Medio	SM-SC	A-2-4(0)	Arena limoarcillosa
	Pie	GP-GM	A-1a(0)	Grava limosa mal gradada
TALUD C	Cabeza	SM	A-4(0)	Arena limosa

	Medio	SM-SC	A-2-4(0)	Arena limoarcillosa
	Pie	SM	A-2-4(0)	Arena limosa
TALUD D	Cabeza	GM-GC	A-1-b(0)	Grava limoarcillosa
	Medio	GM	A-1-a(0)	Grava limosa
	Pie	GM-GC	A-1-a(0)	Grava limoarcillosa

Cuadro 4.9. Clasificación de Suelos.

Ensayo de Compactación Proctor T-99

El ensayo de compactación T-99 se lo realizó con el fin de determinar una curva que se forma de la relación densidad vs humedad y de ésta curva con las densidades que se obtuvo en campo y las densidades adoptadas de tablas (como se describe más adelante), se determinó la humedad necesaria para la elaboración de los especímenes que posteriormente se utilizarían en la rotura del ensayo de Compresión No Confinada. Por lo tanto éste ensayo se llevó a cabo de acuerdo a la clasificación de suelos y se lo realizó en las muestras del: **Talud “A”** Cabeza y Pie, **Talud “B”** Cabeza y Medio, y, en el **Talud “C”** Cabeza, Medio y Pie.

En el **Talud “B”** parte Pie y en el **Talud “D”** parte de Cabeza, Medio y Pie no fue necesario el Ensayo, ya que no se elaboraron los especímenes para el ensayo de Compresión No Confinada, puesto que el material presente en éstas partes de los taludes era granular, donde la cohesión es casi inexistente y sólo se determinó el ángulo de fricción interna de tablas como se describió anteriormente.

Los resultados del ensayo de Compactación T-99 se muestran a continuación:

Muestra	Parte del Talud	Densidad máxima (gr/cm³)	Humedad óptima (%)
Talud A	Cabeza	1.89	10.96
	Pie	1.96	12.03
Talud B	Cabeza	1.98	10.96
	Medio	2.03	10.89
Talud C	Cabeza	1.92	13.00
	Medio	1.89	13.50
	Pie	1.97	10.52

Cuadro 4.10. Compactación Proctor T-99

Densidades

La densidad obtenida en el **Talud “A”** en la parte de cabeza y suelo **SM**, da 1.84gr/cm³ (Cono de Arena), este dato también fue asumido en el pie, constituido por un suelo SC, por tratarse relativamente de un talud de poca altura.

En el **Talud “B”** puesto que no fue posible realizar este ensayo (Cono de Arena), se optó por la utilización de tablas donde se usó valores promedios del rango según cuadro 4.11 para cada tipo de suelo que constituía al talud en partes de cabeza, medio y pie.

Por ejemplo: En el Talud B parte cabeza y tipo de suelo SM se procedió (según cuadro 4.11) a sacar un promedio de rangos 1.7 - 2.0 esto nos dio un valor de 1.85 TT/m³=1.85gr/cm³.

En la parte del medio y suelo SM-SC procedimos a sacar un promedio, primero del suelo SM entre rangos 1.7 - 2.0 TT/m³=1.85TT/m³=1.85gr/cm³ y luego del suelo SC entre

rangos de $1.6 - 2.0 \text{ TT/m}^3 = 1.80 \text{ TT/m}^3 = 1.80 \text{ gr/cm}^3$. Promediando los valores de SM 1.85 y SC 1.80 obtuvimos la densidad de 1.83 gr/cm^3 .

En parte del pie con tipo de suelo GP-GM se procedió a obtener la densidad con el mismo procedimiento detallado en el párrafo anterior, dándonos un valor de 1.98 gr/cm^3 .

En el **Talud “C”** se pudo hacer el ensayo del Cono de Arena pero sólo en la parte de la cabeza dándonos un valor de 1.80 gr/cm^3 , pero por tratarse de un talud de gran altura (84m) era de esperarse que esta densidad no se repitiera varias decenas de metros más abajo por lo que en las partes del medio y pie se procedió a la utilización de tablas dependiendo también del tipo de suelo y adoptando rangos promedios.

De similar forma en el **Talud “D”** se procedió también a asumir valores promedio según el tipo de suelo, para las partes de cabeza, medio y pie del mencionado talud con igual procedimiento que detallamos en anteriores párrafos.

Suelo	Valores típicos
GW	$1.9 - 2.1 \text{ TT/m}^3$
GP	$1.8 - 2.0$
GM	$1.9 - 2.2$
GC	$1.8 - 2.1$
SW	$1.7 - 2.0$
SP	$1.6 - 1.9$
SM	$1.7 - 2.0$
SC	$1.6 - 2.0$
ML	$1.5 - 1.9$
CL	$1.5 - 1.9$
OL	$1.3 - 1.6$
MH	$1.1 - 1.6$
CH	$1.3 - 1.7$
OH	$1.0 - 1.6$
Pt	

Cuadro 4.11. Valores típicos de la Densidad de Suelos.

FUENTE: www.galeom.com/geomecanica/cap_14.pdf

Las densidades que se obtuvieron en campo y a las que se obtuvo a través de tablas están resumidas en el siguiente cuadro:

Muestra	Parte del Talud	Tipo de Suelo	Densidad (gr/cm3)
Talud A	Cabeza	SM	1.84*
	Pie	SC	1.84*
Talud B	Cabeza	SM	1.85**
	Medio	SM-SC	1.83**
	Pie	GP-GM	1.98**
Talud C	Cabeza	SM	1.80*
	Medio	SM-SC	1.83**
	Pie	SM	1.85**
Talud D	Cabeza	GM-GC	2.00**
	Medio	GM	2.05**
	Pie	GM-GC	2.00**

Cuadro 4.12. Densidades adoptadas para las diferentes partes de los Taludes.

** Valores de tabla (Cuadro 4.11)

* Valores Cono de Arena

Compresión No Confinada

Los especímenes para el ensayo de compresión no confinada fueron elaborados con densidad igual al del terreno natural de los taludes. En el siguiente cuadro resumimos la densidad y humedad de los especímenes que se elaboraron para su posterior rotura.

Muestra	Parte del Talud	Densidad (gr/cm3)	Humedad (%)
Talud A	Cabeza	1.84	6.24
	Pie	1.84	6.46
Talud B	Cabeza	1.84	5.72
	Medio	1.82	7.35
Talud C	Cabeza	1.80	7.46
	Medio	1.83	8.75
	Pie	1.86	7.16

Cuadro 4.13. Características de los Especímenes para el Ensayo de Compresión No Confinada.

Como se aprecia en el anterior recuadro no se elaboraron los especímenes para la parte del pie en el Talud “B” y para todo el Talud “D” puesto que el material era granular por lo que casi no posee cohesión, pero éste material tiene un ángulo de fricción interno el cual se procedió a obtener de tablas con los criterios que se describieron detalladamente en anteriores párrafos.

El resultado del ensayo de Compresión No Confinada realizado en los taludes, se presenta en el siguiente cuadro:

Muestra	Parte del Talud	Tipo de Suelo	Angulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m2)
Talud A	Cabeza	SM	31	16.38
	Pie	SC	31	18.93
Talud B	Cabeza	SM	31	11.77
	Medio	SM-SC	32	19.33
	Pie	GP-GM	34	0.5
Talud C	Cabeza	SM	32	17.95
	Medio	SM-SC	31	19.62
	Pie	SM	32	18.34
Talud D	Cabeza	GM-GC	34	0.5
	Medio	GM	34	0.5
	Pie	GM-GC	34	0.5

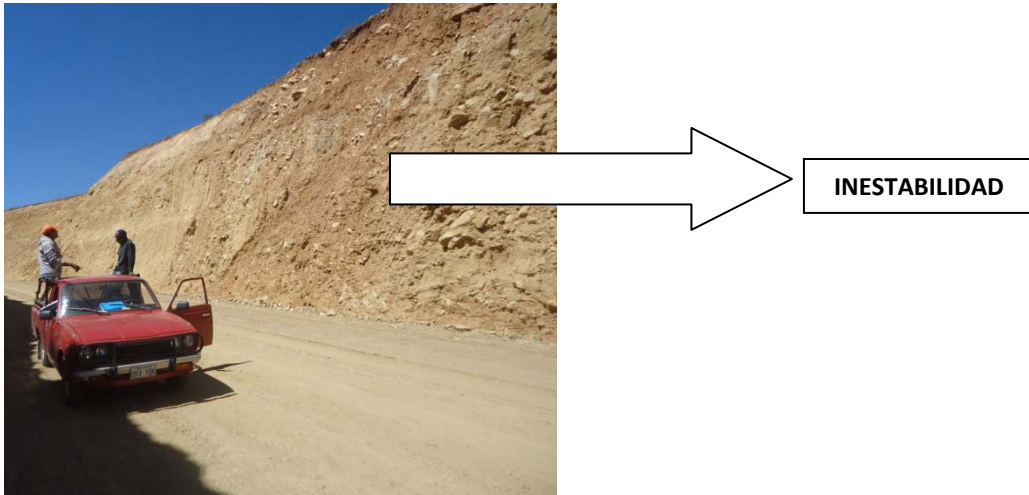
Cuadro 4.14. Resultados del Ensayo de Compresión No Confinada.

4.6 Topografía

Se hizo un levantamiento topográfico a cada uno de los cuatro taludes objeto a estudio con el fin de obtener su altura e inclinación, la misma que se presenta a continuación con los detalles correspondientes:

TALUD “A” Progresiva 09+750

Es un talud de corte se encuentra pasando el Puente Jarcas con una altura máxima de 21.5m, una longitud de 160 m y una inclinación de 53°.



Fotografía 4.27. Inestabilidad Talud “A”

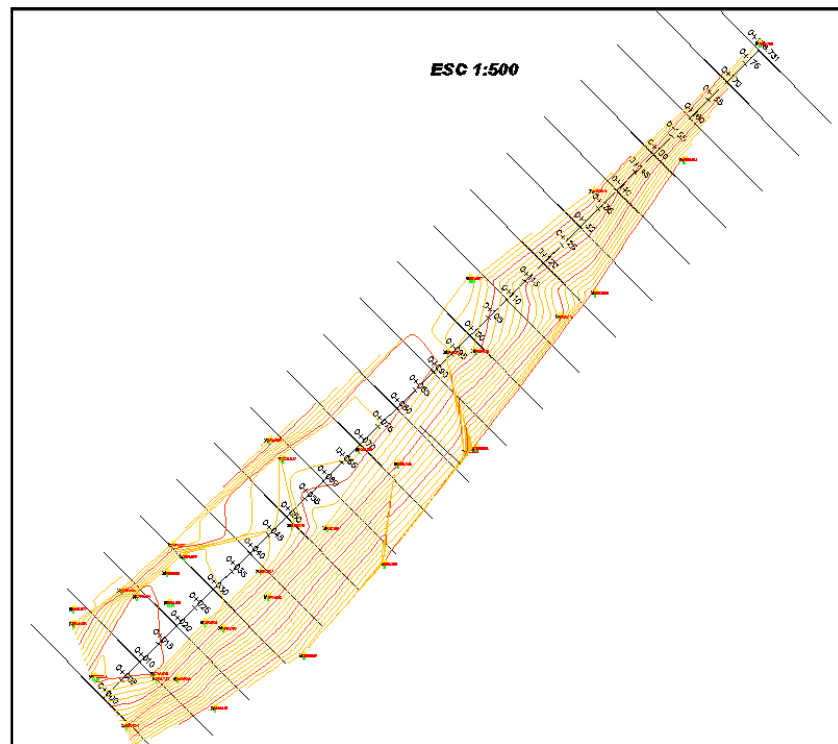
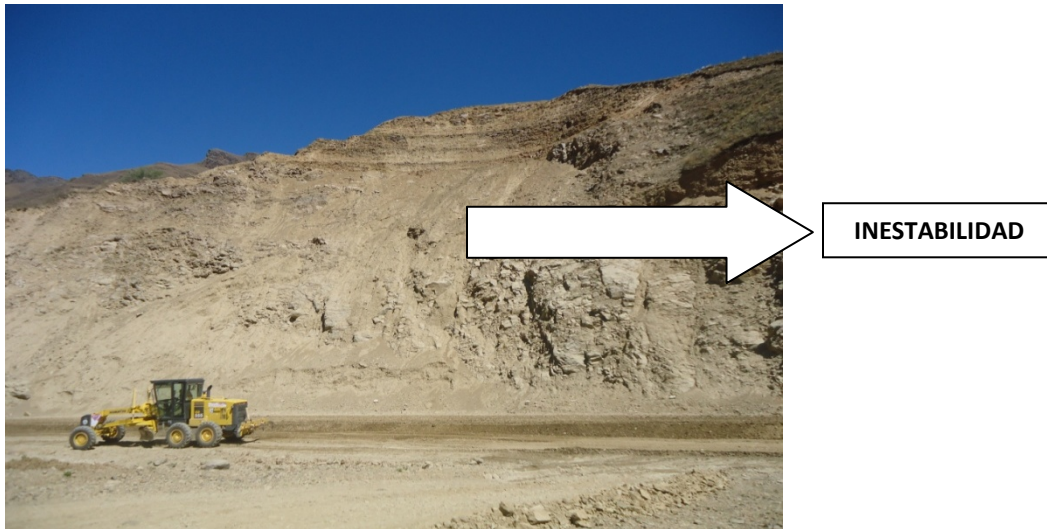


Figura 4.5. Relevamiento Topográfico Talud “A”

TALUD “B” Progresiva 28+460

Se trazaron tres ejes de corte al talud donde se tomó al eje1 donde se encuentra la parte más alta talud, obteniendo una altura de 74m, longitud de 105m y una inclinación del talud de 46° .



Fotografía 4.28. Inestabilidad Talud “B”

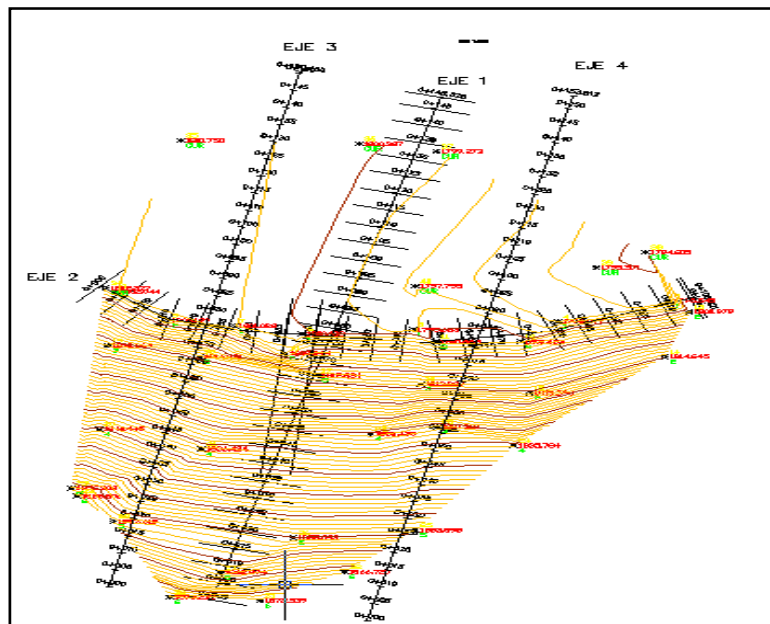


Figura 4.6. Relevamiento Talud “B”

TALUD “C” Progresiva 32+020

En el Talud D la topografía realizada nos dio una altura del talud de 84m, una longitud de 95m y una inclinación de 40°.



Fotografía 4.29. Inestabilidad Talud “C”

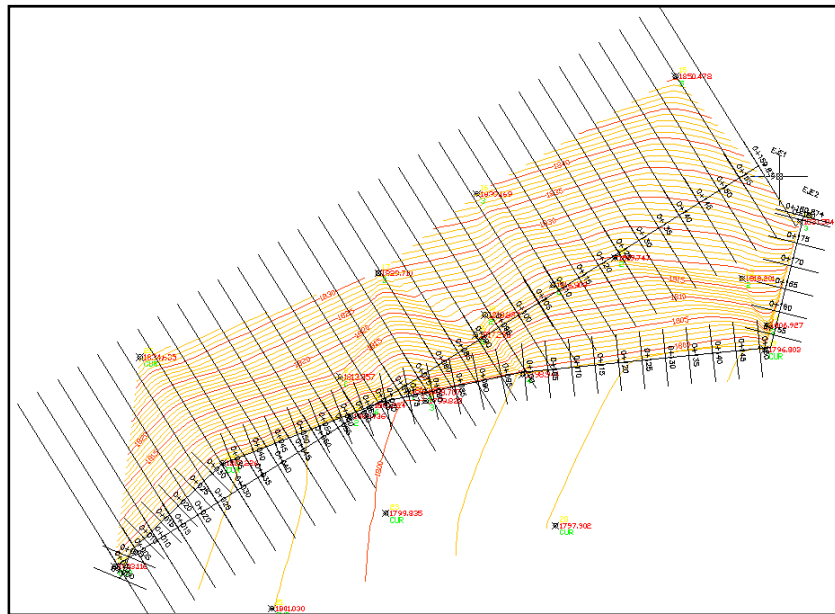


Figura 4.7. Relevamiento Talud “C”

TALUD “D” Progresiva 32+325

Este talud tiene una altura de 40m, una longitud de 150m, un primer corte de 12m de altura y una inclinación de 23°.



Fotografía 4.30. Inestabilidad Talud “D”

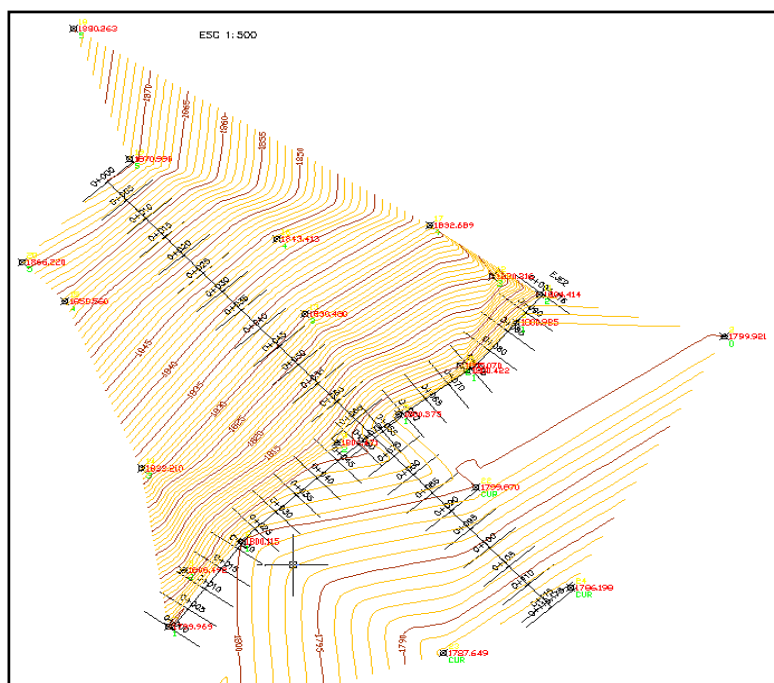


Figura 4.8. Relevamiento Talud “D”

4.7. Análisis de Causas de Deslizamientos

4.7.1 Talud “A”



Fotografía 4.31. Talud “A”



Fotografía 4.32. Talud “A”



Fotografía 4.33. Talud “A”

Este talud se encuentra pasando el puente Jarcas. En esta parte del tramo las precipitaciones pluviales van de 500 a 700 mm anuales. Es un talud conformado por material arcilloso y limoso de un color blanco amarillento, y también con la presencia de rocas de considerable tamaño incrustadas en el cuerpo del talud. En la parte inferior del mismo se tiene la presencia de rocas fracturadas de tamaño medio a chico.

La estratigrafía donde se encuentra el este talud es de relleno Cuaternario que litológicamente se hallan formados por rocas fracturadas, gravas, arcillas y limos mal clasificados, generados por la erosión pluvial de las rocas sedimentarias.

En cuanto a la tectónica en ésta parte del tramo en donde se encuentra el Talud “A” se presenta una microfalla definida sobre rocas sedimentarias cretácicas.

Este Talud tiene signos de erosión y la formación de algunas cárcavas en su cuerpo y se ve a simple vista que uno de los agentes desestabilizadores más importantes es el agua asociado a los suelos con baja cohesión, el cuerpo del talud se encuentra totalmente desprovisto de vegetación, y ésta procede a “lavar” si vale el término, al cuerpo del talud, acarreando los materiales finos, dejando a las grandes piedras en el límite de equilibrio, también con esto lleva a la infiltración del agua que llega a aumentar el peso del macizo y donde ocurre los deslizamientos además de que el ángulo del talud es un tanto escarpado y favorece a la inestabilidad produciéndose la caída de material y de rocas a la vía.

4.7.2 Talud “B”



Fotografía 4.34. Talud “B”



Fotografía 4.35. Talud “B”



Fotografía 4.36. Talud “B”

El Talud “B” está conformado por areniscas coloradas y grises fracturadas, con deslizamiento de bloques de roca y material suelto formados por rocas fracturadas, gravas, arcillas y limos generados por la erosión pluvial. En esta parte del tramo las precipitaciones pluviales van de 700 a 1000 mm anuales.

El talud tiene un grado mayor de deslizamiento y depósito de material en el pie del talud que se desliza desde la corona del mismo debido a la baja cohesividad de los materiales que lo componen y un ángulo de depósito natural menor al que se encuentra y da facilidad al deslizamiento.

Entonces se puede mencionar que el causante de inestabilidad es el tipo material que constituye al talud, ya que al estar compuesto por rocas fracturadas y material suelto permite al agua infiltrarse (lluvias) dentro del suelo, siendo el detonante para la ocurrencia de deslizamientos puesto que este talud también se encuentra desprovisto de totalmente de vegetación.

En cuanto a estratigrafía en donde se encuentra el Talud “B” su unidad formacional es de tipo Escarpment que litológicamente está representada por areniscas macizas y lutitas.

4.7.3 Talud “C”



Fotografía 4.37. Talud “D”



Fotografía 4.38. Talud “C”

El tramo corresponde al “Corte Cajón”, cuyo borde interno se encuentra deslizado; además en la parte de la corona y en la primera banquina de abajo hacia arriba.

Los primeros 30 m se encuentran compuestos por material arcilloso y limoso de color pardo amarillento un material compuesto de fragmentos de roca en láminas provenientes de las rocas fracturadas que forman las diaclasas, las mismas que son de esa forma por el metamorfismo de contacto que tuvieron anteriormente generado por una fuerza de compresión. Las precipitaciones pluviales van de 700 a 1000 mm anuales en esta zona.

Hacia delante aflora agua de la roca que tiene dos clases de diaclasas, roca fracturada, se han producido deslizamientos por la acción de las aguas de lluvia y la calidad de la roca, existe una gran acumulación de material granular en todo el talud del corte cajón; el talud externo es más estable.

Estas rocas contenidas en este talud son rocas sedimentarias poco rígidas son dúctiles, porosas y presenta textura cementada laminada y su resistencia depende del grado de cimentación y de su densidad.

Su unidad formacional es el Cuaternario Coluvial formado por rocas fracturadas, gravas, arcillas y limos mal clasificados, generados por la erosión pluvial de las rocas sedimentarias.

Este talud se lo puede clasificarlo como una falla circular que comprende en un deslizamiento curvo o de quebrada por tener las diaclasas de manera paralela al talud del medio y su resistencia al corte es menor que las fuerzas que tienden a desplazarlo produciendo movimientos de masa de alta velocidad en algunas ocasiones y estas fuerzas descritas las ocasionan principalmente la presencia de agua en la zona generando brote de agua en las diaclasas por las cuales drena y las presiones intersticiales aumentan disminuyendo su esfuerzo de corte.



Fotografía 4.39. Presencia de agua Talud “C”



Fotografía 4.40. Presencia de agua Talud “C”

Las causas que mayor incidencia y que generan la inestabilidad son: la presencia de agua que brota de las diaclasas, las discontinuidades que existe dentro del mismo talud unos con mayor metamorfismo que otros, el material suelto que es empujado por la *gravedad*, la

alteración del estado natural del talud generando una disminución en su capacidad de resistencia al corte.

Este talud también cuenta con problemas de erosión, debido a la presencia del agua, tanto de las diaclasas como de la lluvia y esto da motivo para la formación de cárcavas en la parte alta y media del talud.



Fotografía 4.41. Cárcavas de Erosión Talud “C”



Fotografía 4.42. Cárcavas de Erosión Talud “C”

4.7.4 Talud “D”



Fotografía 4.43. Talud “D”

Su unidad formacional del talud “D” al igual que el anterior es el Cuaternario coluvial formado por rocas fracturadas, gravas, arcillas y limos mal clasificados, generados por la erosión pluvial de las rocas sedimentarias. Este talud presenta areniscas de color blanquecino amarillento fracturadas, con deslizamiento de bloques de roca y material suelto en mayor porcentaje. Las precipitaciones pluviales en donde se encuentra este talud van de 700 a 1000 mm anuales.

Es el talud con mayor deslizamiento y depósito de material coluvial en el pie del talud que se desliza desde la corona del mismo, este tiene un material conformado por rocas fracturadas, areniscas de color amarillento y blanquecino mezcladas con material terroso, material orgánico perteneciente a la vegetación de la corona del talud.



Fotografía 4.44. Deslizamiento Talud “D”

Por consecuencia del material granular suelto se presenta una cohesividad casi nula y un ángulo de depósito natural menor al que se encuentra y da facilidad al deslizamiento.

También otro causante de la inestabilidad de este talud es la presencia de agua que se genera por la drenabilidad del nivel freático presente en los escalones formados en la corona del mismo por lo que se satura estos materiales sueltos de modo que aumenta la presión intersticial y por efecto de la gravedad este se viene abajo ocasionando el deslizamiento, otra causa es la manera en que se encuentra el material, es compuesto por rocas fracturadas y material suelto que permite al agua infiltrarse dentro del suelo. Este talud al igual que el anterior muestra signos de erosión con la formación de cárcavas en el medio y en la parte de la cabeza.



Fotografía 4.45. Erosión Talud “D”



Fotografía 4.46. Presencia de agua Talud “D” (ojos de agua).



Fotografía 4.47. Presencia de agua Talud “D” (ojos de agua).

4.8. Análisis del Factor de Seguridad (FS) por medio del Programa Computacional Slide 5.0

4.8.1 Introducción

En la actualidad con la ayuda de las computadoras la tecnología del análisis de la estabilidad de taludes ha avanzado mucho.

Slide 5.0 es un software disponible para el análisis de estabilidad de taludes. Este programa en 2D tiene un atractivo CAD. Usando el programa Slide 5.0 se puede evaluar la ***falla circular y no circular*** en taludes de suelos y roca.

Fácilmente se modela la superficie de un talud complejo y se dibuja como se haría en cualquier CAD.

El intérprete de los datos tiene un conjunto de herramientas que permite el despliegue conveniente de resultados ejemplares. Con Slide 5.0, se puede rápidamente y fácilmente crear un modelo, realizar el análisis de estabilidad, e interpretar los resultados.

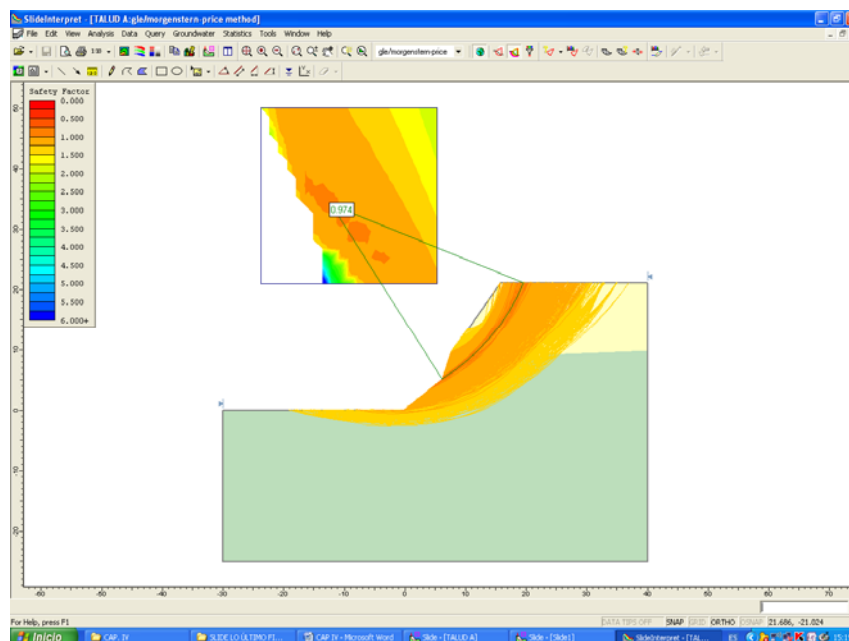


Figura 4.9. Gráfica Programa Slide 5.0

4.8.2 Análisis de Estabilidad de Taludes

Slide 5.0 analiza la estabilidad en superficies de deslizamientos usando métodos de equilibrio límite con rodajas verticales (dovelas). Analiza superficies de deslizamientos individuales o los métodos pueden ser aplicados para buscar y localizar la superficie del deslizamiento crítica para un talud dado.

4.8.2.1 Características

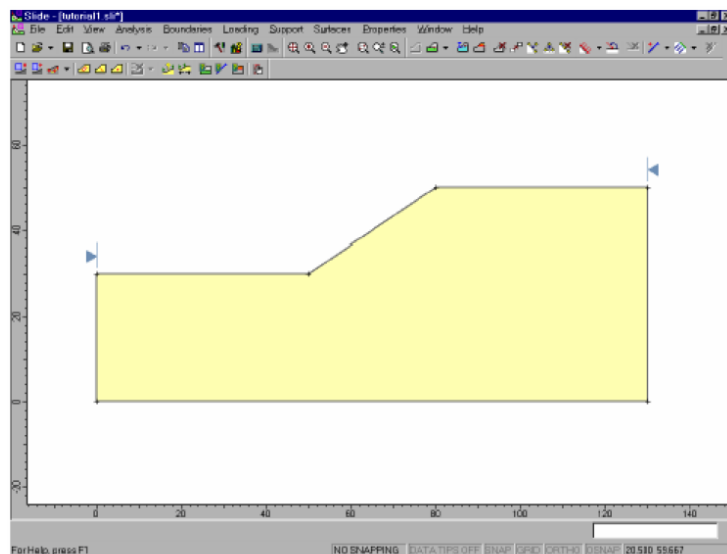
- Métodos de búsqueda de la superficie crítica para superficies de deslizamiento circular o no circular.
- Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern – Price y otros métodos de análisis.
- Múltiples materiales. Anisotrópicos, materiales no lineales Mohr-Coulomb y otros.

- Agua subterránea a presión, factores R_u , red de presiones de poro, o el análisis de infiltración.
- Carga externa lineal, distribuida o sísmica.
- Soportes geotextiles, pilotes. Análisis de fuerzas de apoyo requeridas.
- Vista de cualquiera o de todas las superficies generadas por la búsqueda. Los resultados individuales detallados pueden trazarse para superficies de deslizamiento.

4.8.3 Datos de Entrada

Los parámetros con que entramos al programa son:

- Una vez definida la geometría externa del talud que deseamos evaluar, esto es introduciendo las coordenadas en eje **X** y **Y** conformamos los límites externos del talud.



. Límite externo creado.

Figura 4.10. Límites externos de un talud creado en el Programa Slide 5.0

- Una vez definida nuestra geometría procedemos a introducir los tipos de material que conforman el talud

Figura 4.11. Datos de entrada Programa Slide 5.0

En este recuadro es donde introducimos:

- Peso unitario del suelo en KN/m3.
- Cohesión del suelo en KN/m2.
- Ángulo de fricción interna del suelo (°Grados)

Se analizó a cada talud dividiendo a éste por capas según el tipo de suelo que se encontró (cabeza, medio, pie del talud) previa clasificación del mismo y se procedió a introducir los parámetros anteriormente citados.

4.8.4 Resultados

El programa Slide 5.0 nos calculó el Factor de Seguridad (F.S.) de la superficie de deslizamiento más crítica para cada talud objeto a estudio y también se dibujó todas las superficies críticas que tenían un Factor de Seguridad menor a 1.5.

Para el Método de Cálculo del Factor de Seguridad (F.S.) se eligió en el programa Slide 5.0 a 2 Métodos Precisos y a 2 Métodos Aproximados con el fin de comparar resultados.

A continuación citamos ambos Métodos:

Métodos Precisos

- ✓ Morgenstern – Price
- ✓ Spencer

Métodos Aproximados

- ✓ Janbu Corregido
- ✓ Bishop Simplificado

Todos estos Métodos fueron calculados por el programa Slide 5.0 dándonos Factores de Seguridad (F.S) críticos y evidenciando el riesgo de deslizamientos en los taludes estudiados.

A continuación se presentan detalladamente las gráficas donde se expone las superficies de deslizamiento más críticas con Factor de Seguridad menor a 1.5, y en tablas al Mínimo Factor de Seguridad de cada talud por los métodos anteriormente mencionados.

4.8.4.1. Talud “A”

DATOS

Geometría del Talud.

Para crear en CAD el perfil del Talud procedimos a introducir las coordenadas (X;Y) de los puntos según la topografía que se realizó:

X	Y
0	0
6.2	5.0
7.7	9.6
15.7	21.5
40*	21.5*
40*	-25*
-30*	-25*
-30*	0*

Cuadro 4.15. Coordenadas de los límites externos Talud “A”

Nota.- * Puntos externos del Talud (Arbitrario)

Materiales del Talud “A”

Talud A	Parte del Talud	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Descripción	Peso Unitario (KN/m3)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m2)
Material 1	Cabeza	SM	A-2-4(0)	Arena limosa	18.08	31	16.38
Material 2	Pie	SC	A-2-4(0)	Arena arcillosa	18.02	31	18.93

Cuadro 4.16. Propiedades de los suelos Talud “A”

En esta parte el programa requiere que se introduzca las distintas propiedades de los suelos que constituyen el talud:

- Peso Unitario del suelo en KN/m³
- Cohesión del suelo en KN/m²
- Ángulo de fricción interno en °Grados

Talud “A” Cabeza (Arena limosa)

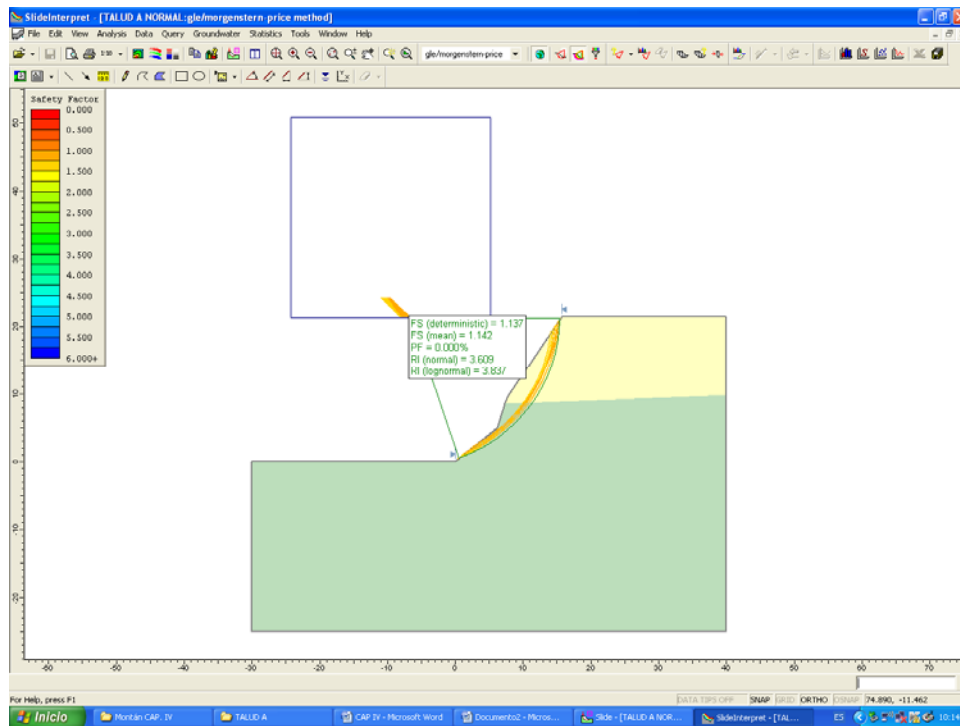
The screenshot shows the 'Define Material Properties' dialog box for 'Arena limosa'. The 'Name' field is set to 'Arena limosa', 'Colour' is yellow, and 'Hatch' is black. The 'Unit Weight' is 18.08 kN/m³, and 'Saturated U.W.' is 20 kN/m³. The 'Strength Type' is 'Mohr-Coulomb' with the formula $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$. The 'Strength Parameters' section shows 'Cohesion' as 16.38 kN/m² and 'Phi' as 31 degrees. The 'Water Parameters' section shows 'Water Surface' as 'None' and 'Hu' as 'Custom' with a value of 1. Buttons at the bottom include 'Copy To...', 'Statistics...', 'OK', and 'Cancel'.

Talud “A” Pie (Arena arcillosa)

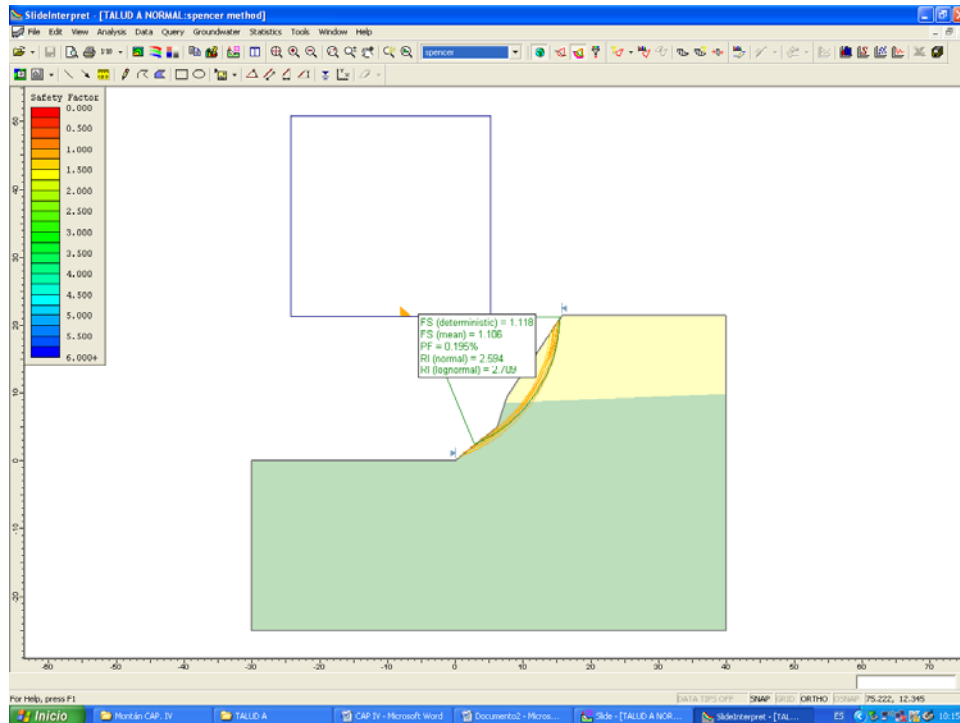
The screenshot shows the 'Define Material Properties' dialog box for 'Arena arcillosa'. The 'Name' field is set to 'Arena arcillosa', 'Colour' is green, and 'Hatch' is black. The 'Unit Weight' is 18.02 kN/m³, and 'Saturated U.W.' is 20 kN/m³. The 'Strength Type' is 'Mohr-Coulomb' with the formula $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$. The 'Strength Parameters' section shows 'Cohesion' as 18.93 kN/m² and 'Phi' as 31 degrees. The 'Water Parameters' section shows 'Water Surface' as 'None' and 'Hu' as 'Custom' with a value of 1. Buttons at the bottom include 'Copy To...', 'Statistics...', 'OK', and 'Cancel'.

Gráficas del Programa Slide 5.0 para el Talud “A”

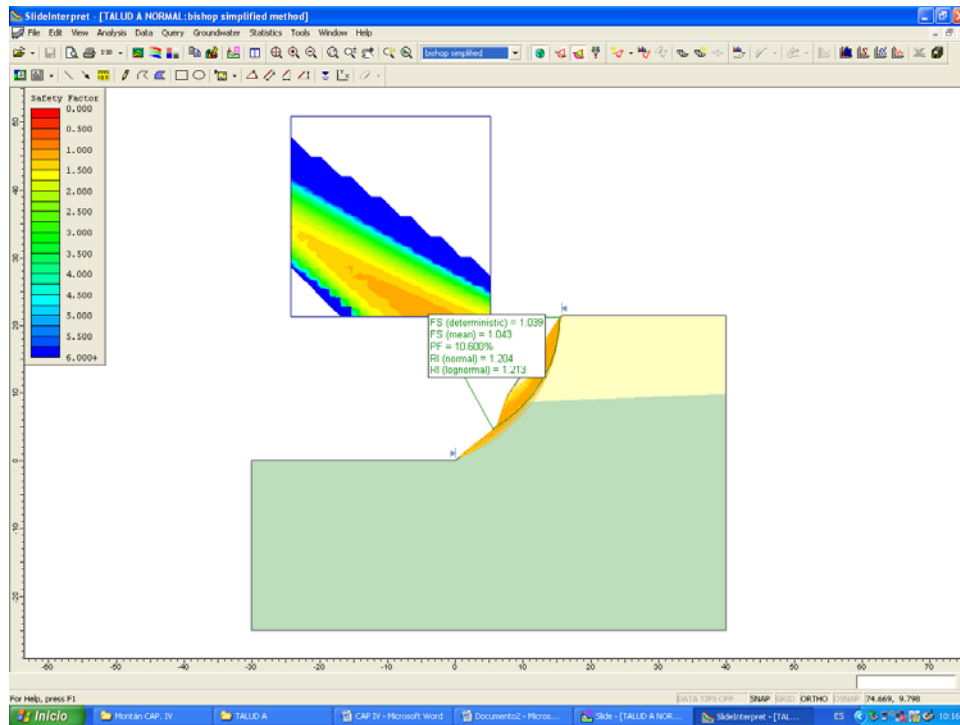
Método Morgenstern-Price / Factor de Seguridad = 1.142



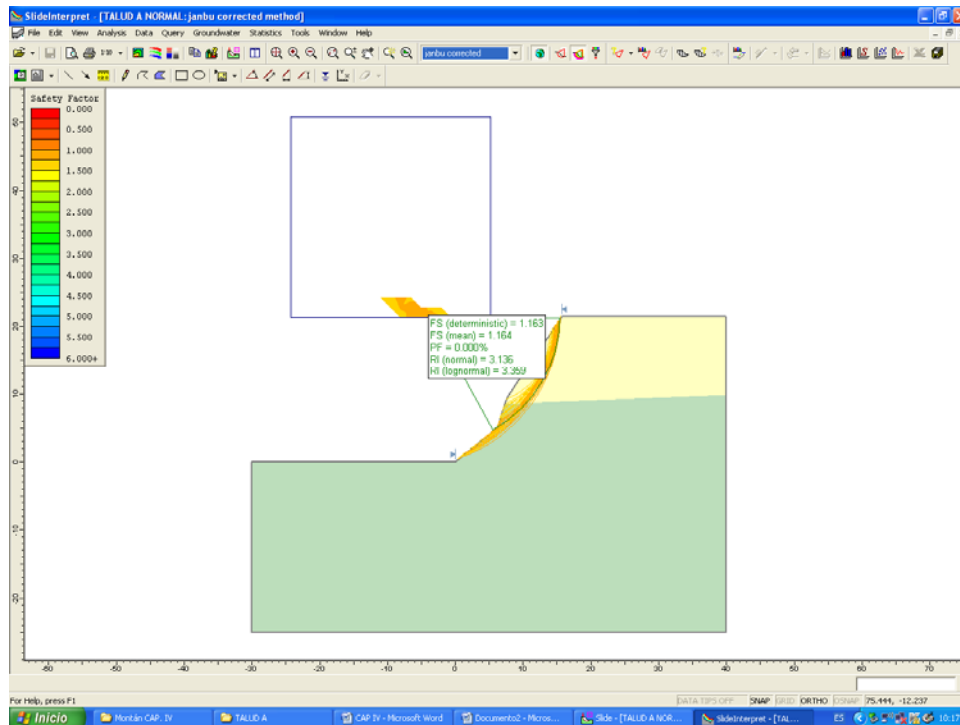
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.106



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.043



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.164



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.142
Spencer	1.106
Bishop Simplificado	1.043
Janbu Corregido	1.164

Cuadro 4.17. Factores de Seguridad por los distintos Métodos Talud “A”

Como se puede evidenciar en las gráficas anteriores tenemos varias superficies de deslizamiento con un factor de seguridad menor a 1.5 y a través del cálculo de la estabilidad por los diferentes métodos (cuadro 4.17), el valor del factor de seguridad de la superficie más crítica es menor a 1.5, por lo tanto se trata indudablemente de un talud inestable.

4.8.4.2. Talud “B”**DATOS*****Geometría del Talud.***

Para crear en CAD el perfil del Talud procedimos a introducir las coordenadas (X;Y) de los puntos según la topografía que se realizó:

X	Y
0	0
9	0.9
28	20.3
48	39.7
68	56.5
78	63
88	74
125*	74*
125*	-60*
-75*	-60*
-75*	0*

Cuadro 4.18. Coordenadas de los límites externos Talud “B”

Nota.- * Puntos externos del Talud (Arbitrario)

Materiales del Talud “B”

Talud B	Parte del Talud	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Descripción	Peso Unitario (KN/m3)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m2)
Material 1	Cabeza	SM	A-1-b(0)	Arena limosa	18.08	31	11.77
Material 2	Medio	SM-SC	A-2-4(0)	Arena limo arcillosa	17.89	32	19.33
Material 3	Pie	GP-GM	A-1-a(0)	Grava limo arcillosa	19.42	34	0.5
Material 4	Bajo Pie	-	-	Roca	20.00	34	1000.00

Cuadro 4.19. Propiedades de los Suelos Talud “B”

En esta parte el programa requiere que se introduzca las distintas propiedades de los suelos que constituyen el talud:

- Peso Unitario del suelo en KN/m3
- Cohesión del suelo en KN/m2
- Ángulo de fricción interno en °Grados

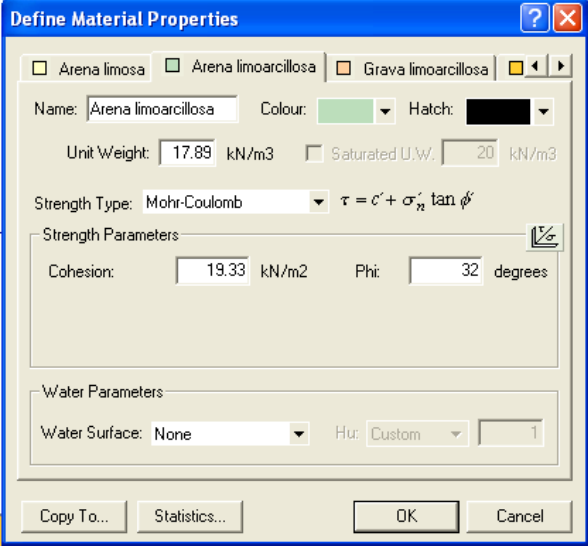
Talud “B” Cabeza (Arena limosa)

The screenshot shows the 'Define Material Properties' dialog box for 'Arena limosa'. The dialog has a blue title bar with a question mark and a close button. It contains several sections:

- Material Selection:** Three radio buttons are present: 'Arena limosa' (selected), 'Arena limoarcillosa', and 'Grava limoarcillosa'. There are also color and hatch selection buttons.
- Name and Color:** The 'Name' field is set to 'Arena limosa'. The 'Colour' is set to yellow, and the 'Hatch' is set to black.
- Unit Weight:** The 'Unit Weight' is set to 18.08 kN/m3. There is a checkbox for 'Saturated U.W.' set to 20 kN/m3.
- Strength Type:** The 'Strength Type' is set to 'Mohr-Coulomb'. The formula $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$ is displayed.
- Strength Parameters:** The 'Cohesion' is set to 11.77 kN/m2 and the 'Phi' is set to 31 degrees.
- Water Parameters:** The 'Water Surface' is set to 'None', and the 'Hr' is set to 'Custom' with a value of 1.

 At the bottom, there are buttons for 'Copy To...', 'Statistics...', 'OK', and 'Cancel'.

Talud “B” Medio (Arena limoarcillosa)



Define Material Properties

☐ Arena limosa
 ☒ Arena limoarcillosa
 ☐ Grava limoarcillosa

Name: Arena limoarcillosa
 Colour:
 Hatch:

Unit Weight: 17.89 kN/m³
 ☐ Saturated U.W.: 20 kN/m³

Strength Type: Mohr-Coulomb
 $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters:

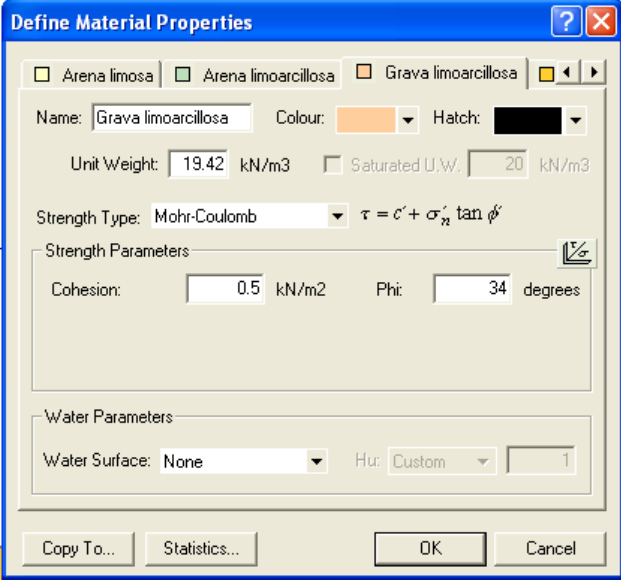
 Cohesion: 19.33 kN/m²
 Phi: 32 degrees

Water Parameters:

 Water Surface: None
 Hu: Custom
 1

Copy To...
 Statistics...
 OK
 Cancel

Talud “B” Pie (Grava limoarcillosa)



Define Material Properties

☐ Arena limosa
 ☐ Arena limoarcillosa
 ☒ Grava limoarcillosa

Name: Grava limoarcillosa
 Colour:
 Hatch:

Unit Weight: 19.42 kN/m³
 ☐ Saturated U.W.: 20 kN/m³

Strength Type: Mohr-Coulomb
 $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters:

 Cohesion: 0.5 kN/m²
 Phi: 34 degrees

Water Parameters:

 Water Surface: None
 Hu: Custom
 1

Copy To...
 Statistics...
 OK
 Cancel

Talud “B” Bajo Pie (Roca)

Define Material Properties

☐ Arena limoarcillosa
 ☐ Grava limoarcillosa
 ☒ Roca
 ☐ Material

Name:
 Colour:
 Hatch:

Unit Weight: kN/m3
 ☐ Saturated U.W.: kN/m3

Strength Type: Mohr-Coulomb
 $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters:

 Cohesion: kN/m2

 Phi: degrees

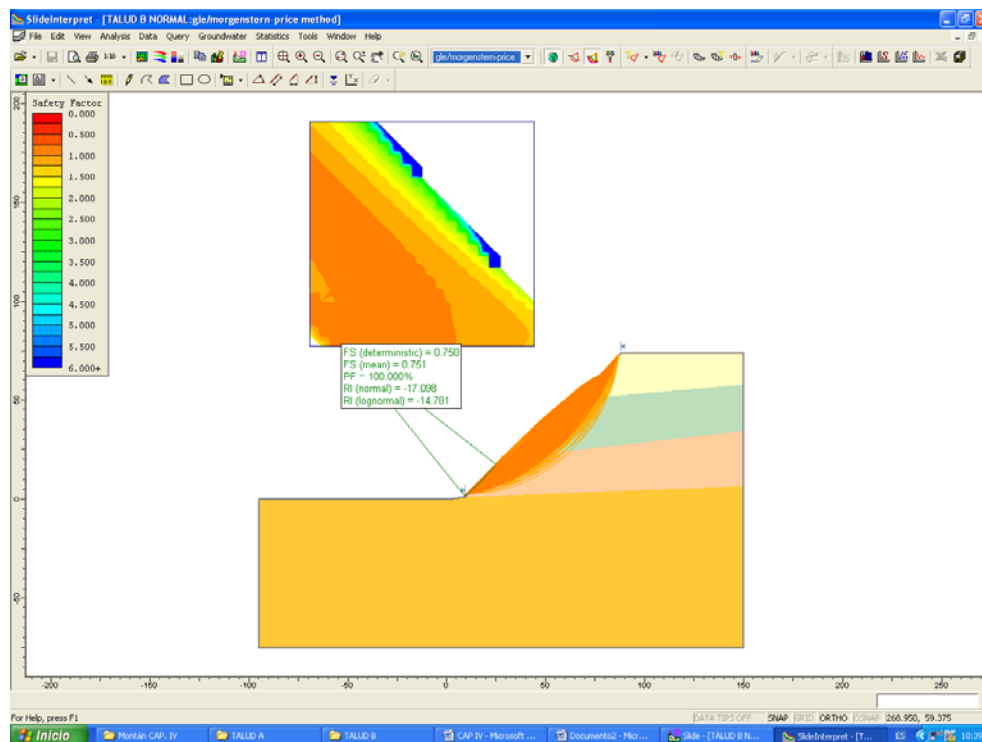
Water Parameters:

 Water Surface:

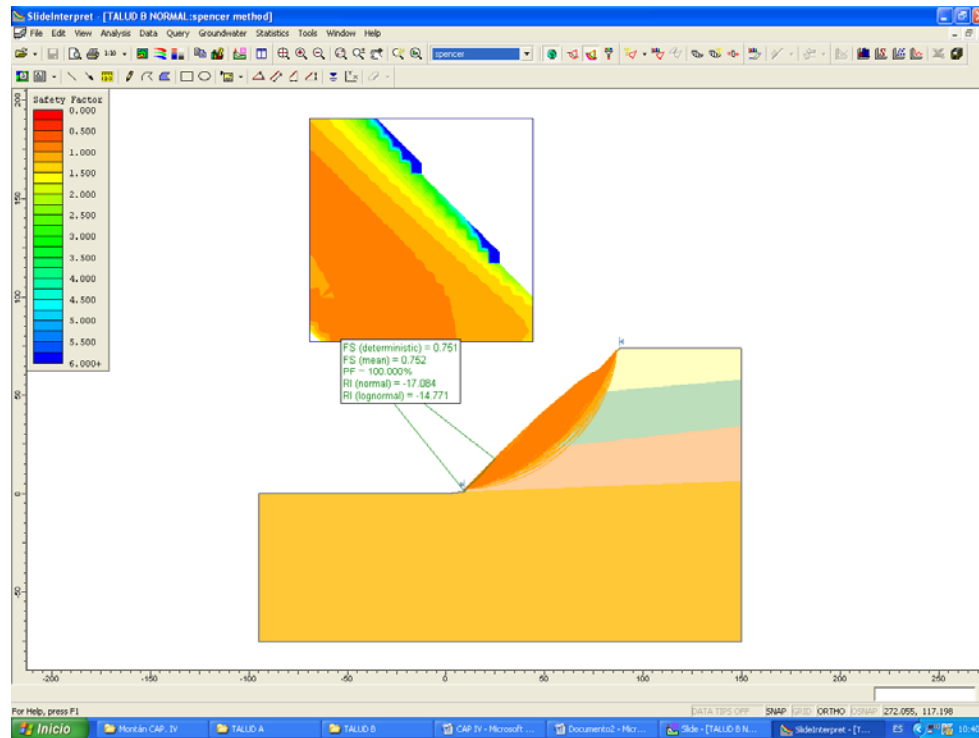
 H_u:

Gráficas del Programa Slide 5.0 para el Talud “B”

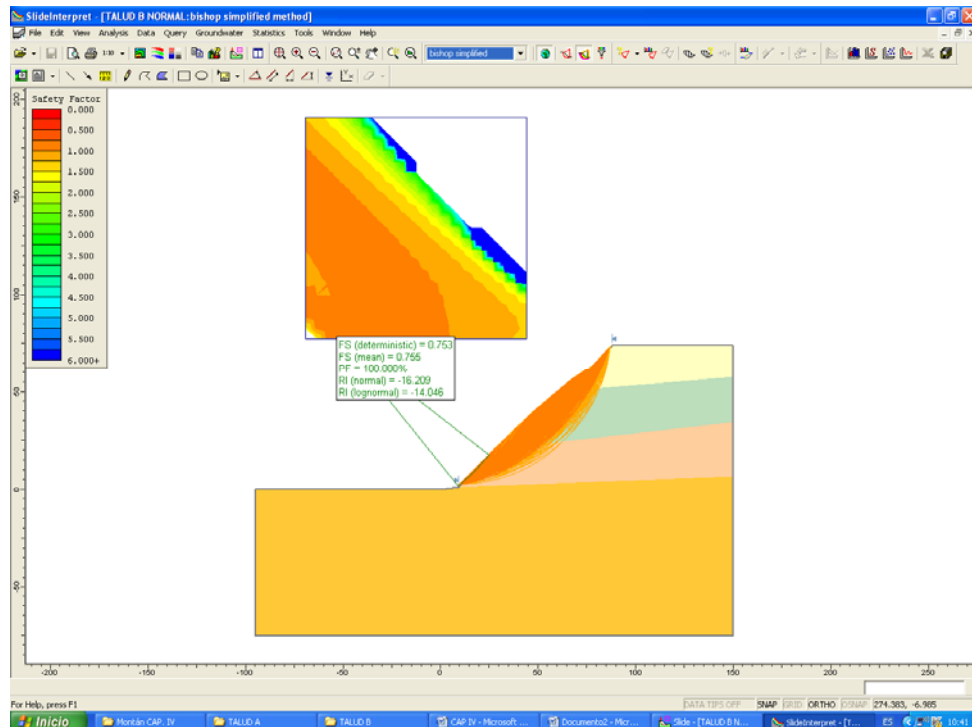
Método Morgenstern-Price / Factor de Seguridad = 0.751



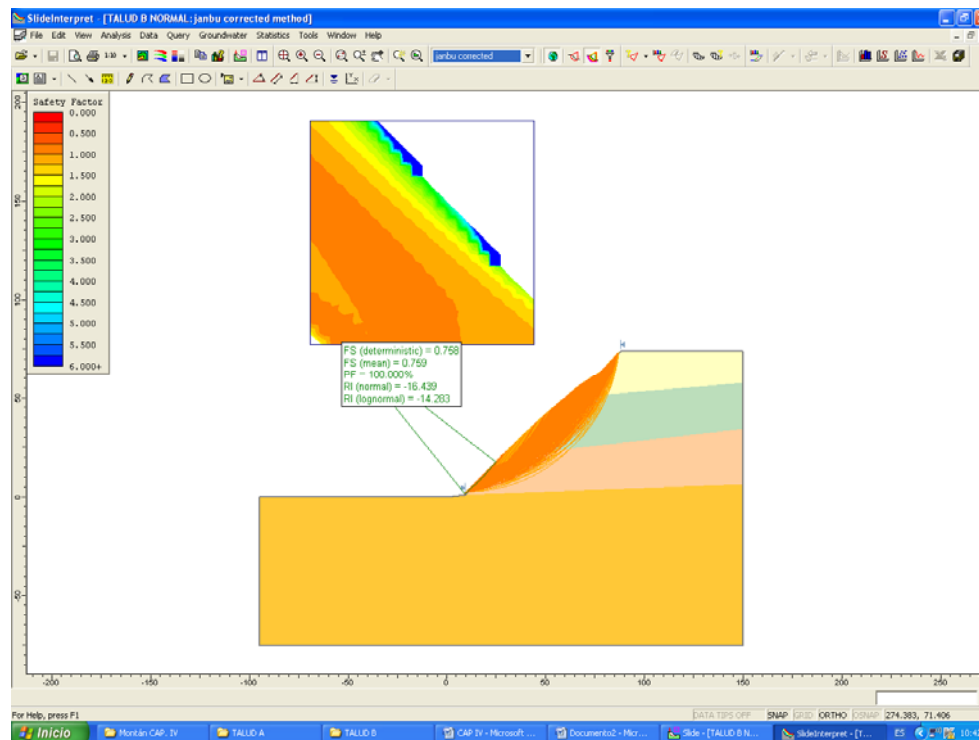
Método Spencer / Factor de Seguridad = 0.752



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 0.755



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 0.759



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	0.751
Spencer	0.752
Bishop Simplificado	0.755
Janbu Corregido	0.759

Cuadro 4.20. Factores de Seguridad por los distintos Métodos Talud “B”

En el Talud “B” también tenemos varias superficies de deslizamiento con un factor de seguridad menor a 1.5 y a través del cálculo de la estabilidad por los diferentes métodos (cuadro 4.20), el valor del factor de seguridad de la superficie más crítica es menor a la unidad, por lo que se trata, también de un talud inestable.

4.8.4.3. Talud “C”

DATOS

Geometría del Talud.

Para crear en CAD el perfil del Talud procedimos a introducir las coordenadas (X;Y) de los puntos según la topografía que se realizó:

X	Y
0	0
20	11
28.8	14
37.3	17.5
46.2	17.8
114.6	84
150*	84*
150*	-50*
-60*	-50*
-60*	0*

Cuadro 4.21. Coordenadas de los límites externos Talud “C”

Nota 1.- * Puntos externos del Talud (Arbitrario)

Materiales del Talud “C”

Talud C	Parte del Talud	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Descripción	Peso Unitario (KN/m ³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m ²)
Material 1	Cabeza	SM	A-4(0)	Arena limosa	17.66	32	11.77
Material 2	Medio	SM-SC	A-2-4(0)	Arena limo arcillosa	17.95	31	19.33
Material 3	Pie	SM	A-2-4(0)	Arena arcillosa	18.25	32	18.34

Cuadro 4.22. Propiedades de los Suelos Talud “C”

En esta parte el programa requiere que se introduzca las distintas propiedades de los suelos que constituyen el talud:

- Peso Unitario del suelo en KN/m³
- Cohesión del suelo en KN/m²
- Ángulo de fricción interno en °Grados

Talud “C” Cabeza (Arena limosa)

The screenshot shows the 'Define Material Properties' dialog box for 'Arena limosa'. The 'Name' field is 'Arena limosa', 'Colour' is yellow, and 'Hatch' is black. The 'Unit Weight' is 17.66 kN/m³, and 'Saturated U.W.' is 20 kN/m³. The 'Strength Type' is 'Mohr-Coulomb' with the formula $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$. The 'Strength Parameters' section shows 'Cohesion' as 11.77 kN/m² and 'Phi' as 32 degrees. The 'Water Parameters' section shows 'Water Surface' as 'Water Table' and 'Hu' as 'Custom' with a value of 1. Buttons at the bottom include 'Copy To...', 'Statistics...', 'OK', and 'Cancel'.

Talud “C” Medio (Arena limoarcillosa)

The screenshot shows the 'Define Material Properties' dialog box for 'Arena limoarcillosa'. The 'Name' field is 'Arena limoarcillosa', 'Colour' is green, and 'Hatch' is black. The 'Unit Weight' is 17.95 kN/m³, and 'Saturated U.W.' is 20 kN/m³. The 'Strength Type' is 'Mohr-Coulomb' with the formula $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$. The 'Strength Parameters' section shows 'Cohesion' as 19.33 kN/m² and 'Phi' as 31 degrees. The 'Water Parameters' section shows 'Water Surface' as 'Water Table' and 'Hu' as 'Custom' with a value of 1. Buttons at the bottom include 'Copy To...', 'Statistics...', 'OK', and 'Cancel'.

Talud “C” Pie (Arena arcillosa)

Define Material Properties

☐ Arena limosa ☒ Arena limoarcillosa ☐ Arena arcillosa ☐ M.

Name: Colour: Hatch:

Unit Weight: kN/m³ ☐ Saturated U.W.: kN/m³

Strength Type: $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters

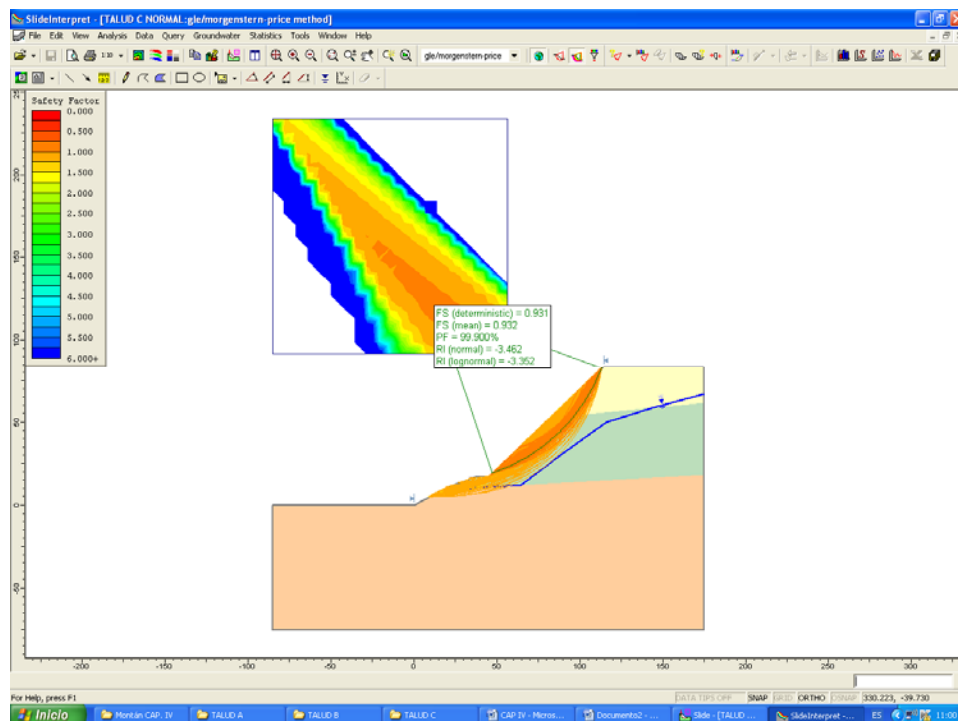
Cohesion: kN/m² Phi: degrees

Water Parameters

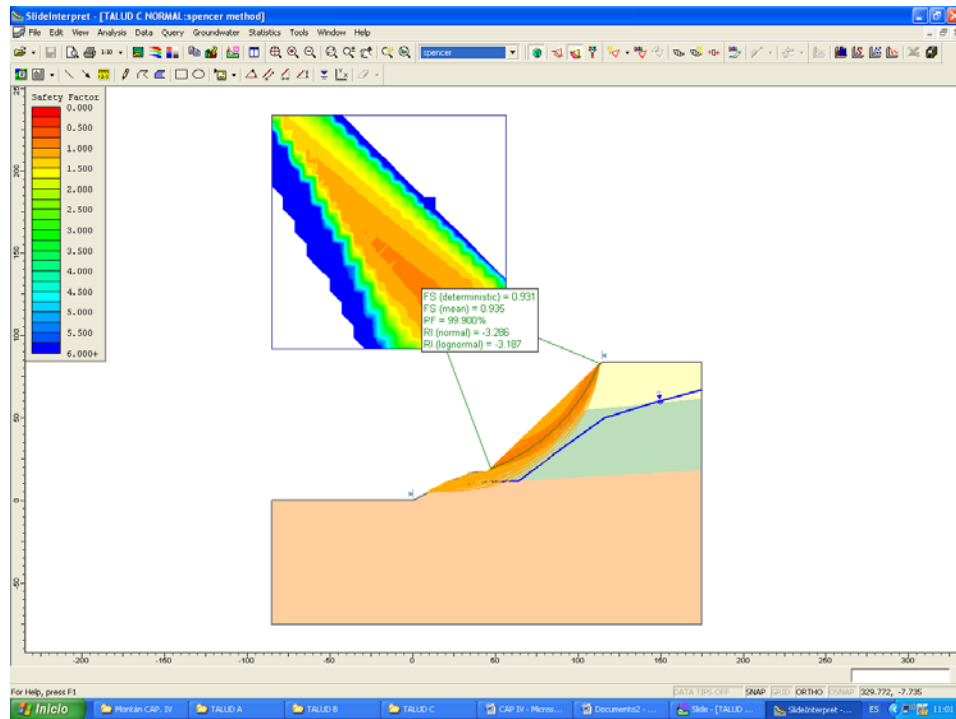
Water Surface: Hu:

Gráficas del Programa Slide 5.0 para el Talud “C”

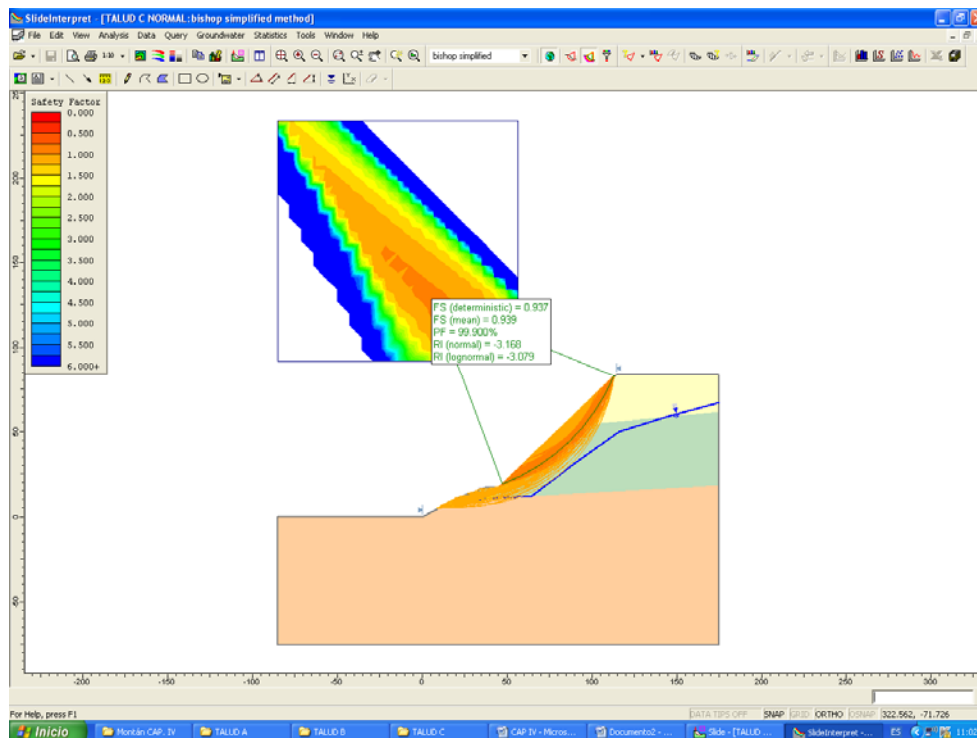
Método Morgenstern-Price / Factor de Seguridad = 0.932



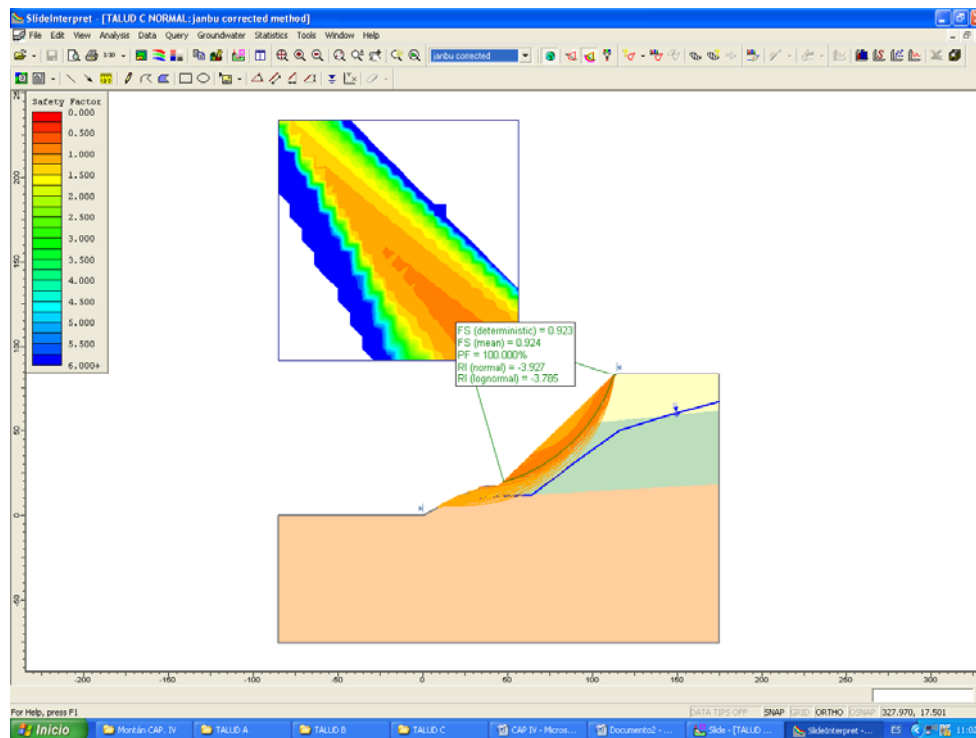
Método Spencer / Factor de Seguridad = 0.935



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 0.939



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 0.924



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	0.932
Spencer	0.935
Bishop Simplificado	0.939
Janbu Corregido	0.924

Cuadro 4.23. Factores de Seguridad por los distintos Métodos Talud “C”

El Talud “C” fue calculado introduciendo en el programa la variable del asignado de agua a los distintos materiales que constituían el cuerpo del talud, ya que en visitas que se realizó al lugar, éste talud cuenta con un nivel freático elevado y la presencia de agua en las diaclasas del mismo.

Como se puede observar en las figuras vemos grandes superficies potenciales de deslizamientos con un factor de seguridad menor a 1.5 y un factor de seguridad menor a la unidad en las superficies más críticas según cuadro 4.23.

4.8.4.4 Talud “D”

DATOS

Geometría del Talud.

Para crear en CAD el perfil del Talud procedimos a introducir las coordenadas (X;Y) de los puntos según la topografía que se realizó:

X	Y
0	0
6.5	3
8.1	2.5
24.2	14
43.9	14.5
60.4	20.5
85.2	32
94.6	40
150*	40*
150*	-60*
-100*	-60*
-100*	0*

Cuadro 4.24. Coordenadas de los límites externos Talud “D”

Nota 1.- * Puntos externos del Talud (Arbitrario)

Materiales del Talud “D”

Talud D	Parte del Talud	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Descripción	Peso Unitario (KN/m3)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m2)
Material 1	Cabeza	GM-GC	A-1-b(0)	Grava limo arcillosa	19.62	34	0.5
Material 2	Medio	GM	A-1-a(0)	Grava limosa	20.11	34	0.5
Material 3	Pie	GM-GC	A-1-b(0)	Grava limo arcillosa	19.62	34	0.5

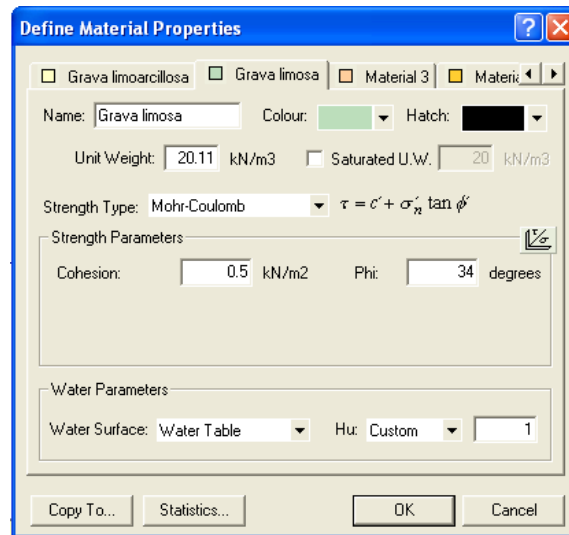
Cuadro 4.25. Propiedades de los Suelos Talud “D”

En esta parte el programa requiere que se introduzca las distintas propiedades de los suelos que constituyen el talud:

- Peso Unitario del suelo en KN/m3
- Cohesión del suelo en KN/m2
- Ángulo de fricción interno en °Grados

Talud “D” Cabeza (Grava limoarcillosa)

Talud “D” Medio (Grava limosa)



Define Material Properties

☐ Grava limoarcillosa
 ☒ Grava limosa
 ☐ Material 3
 ☐ Material 4

Name: Grava limosa
 Colour:
 Hatch:

Unit Weight: 20.11 kN/m³
☐ Saturated U.W.: 20 kN/m³

Strength Type: Mohr-Coulomb $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters:

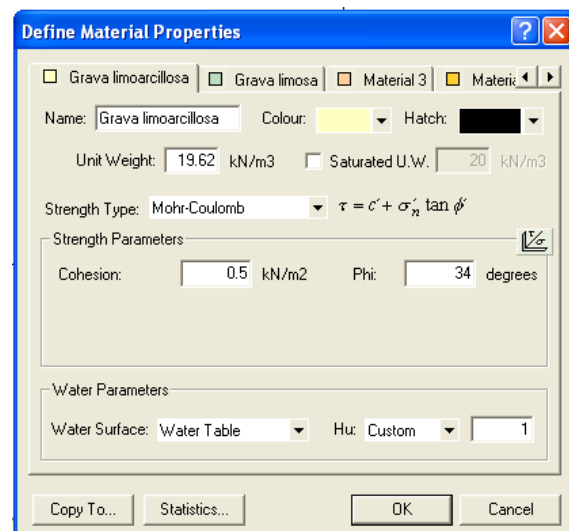
 Cohesion: 0.5 kN/m²
 Phi: 34 degrees

Water Parameters:

 Water Surface: Water Table
 Hu: Custom 1

Copy To... Statistics... OK Cancel

Talud “D” Pie (Grava limoarcillosa)



Define Material Properties

☒ Grava limoarcillosa
 ☐ Grava limosa
 ☐ Material 3
 ☐ Material 4

Name: Grava limoarcillosa
 Colour:
 Hatch:

Unit Weight: 19.62 kN/m³
☐ Saturated U.W.: 20 kN/m³

Strength Type: Mohr-Coulomb $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters:

 Cohesion: 0.5 kN/m²
 Phi: 34 degrees

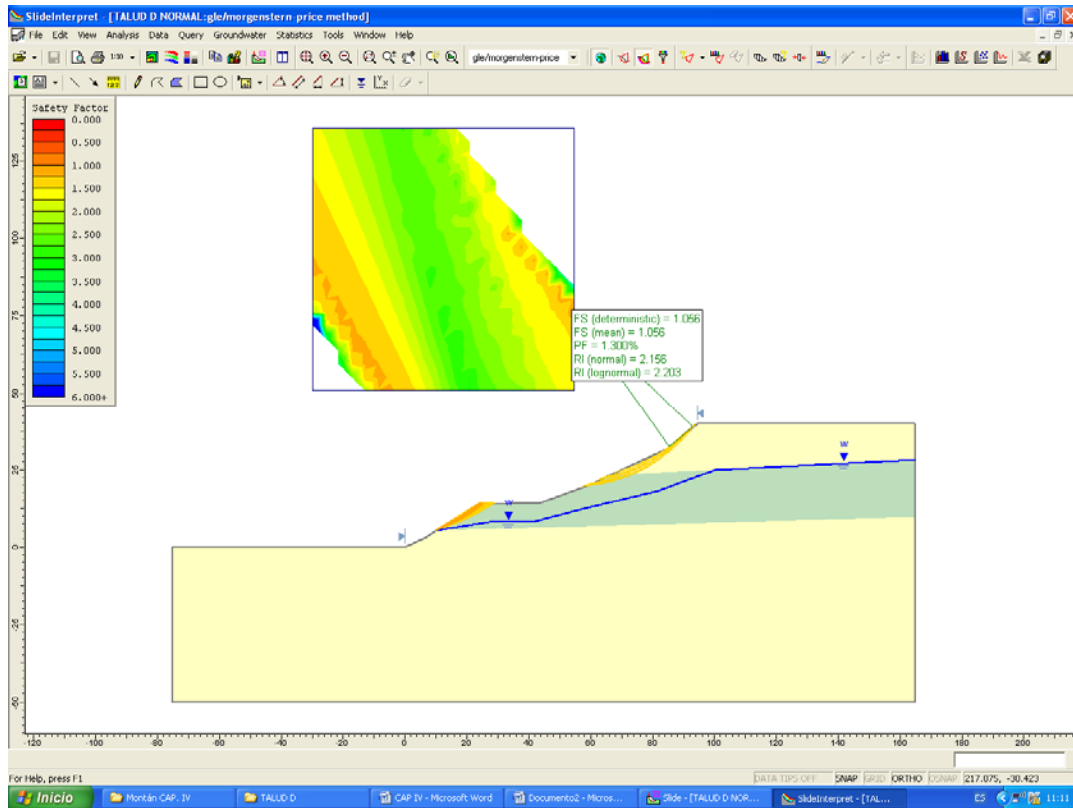
Water Parameters:

 Water Surface: Water Table
 Hu: Custom 1

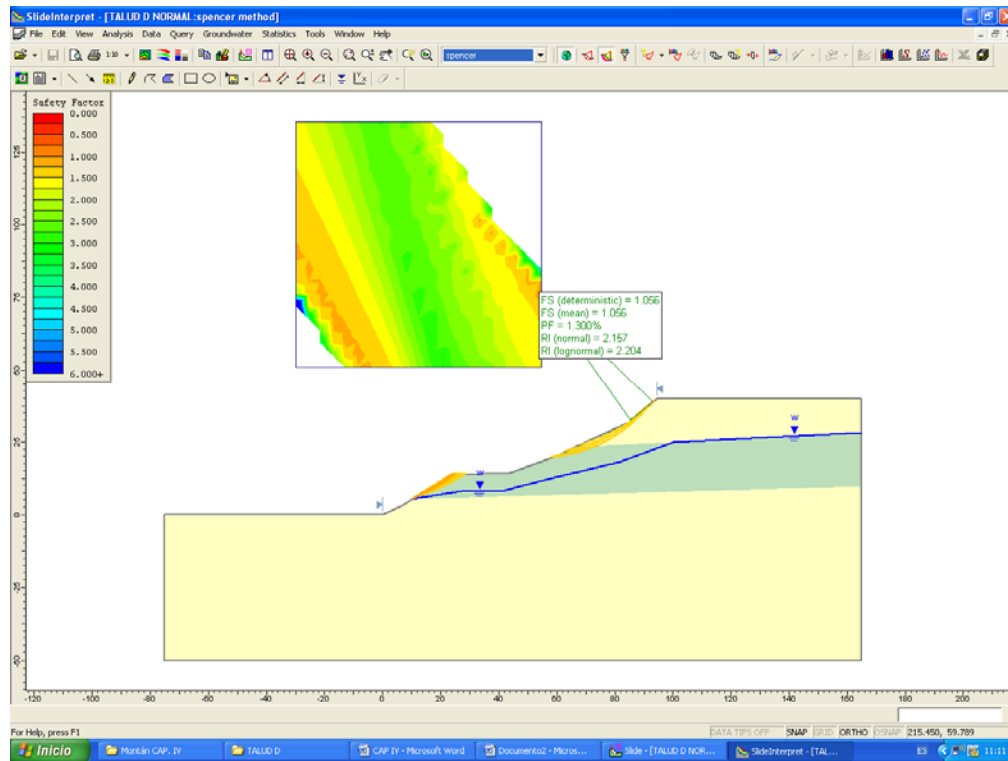
Copy To... Statistics... OK Cancel

Gráficas del Programa Slide 5.0 para el Talud “D”

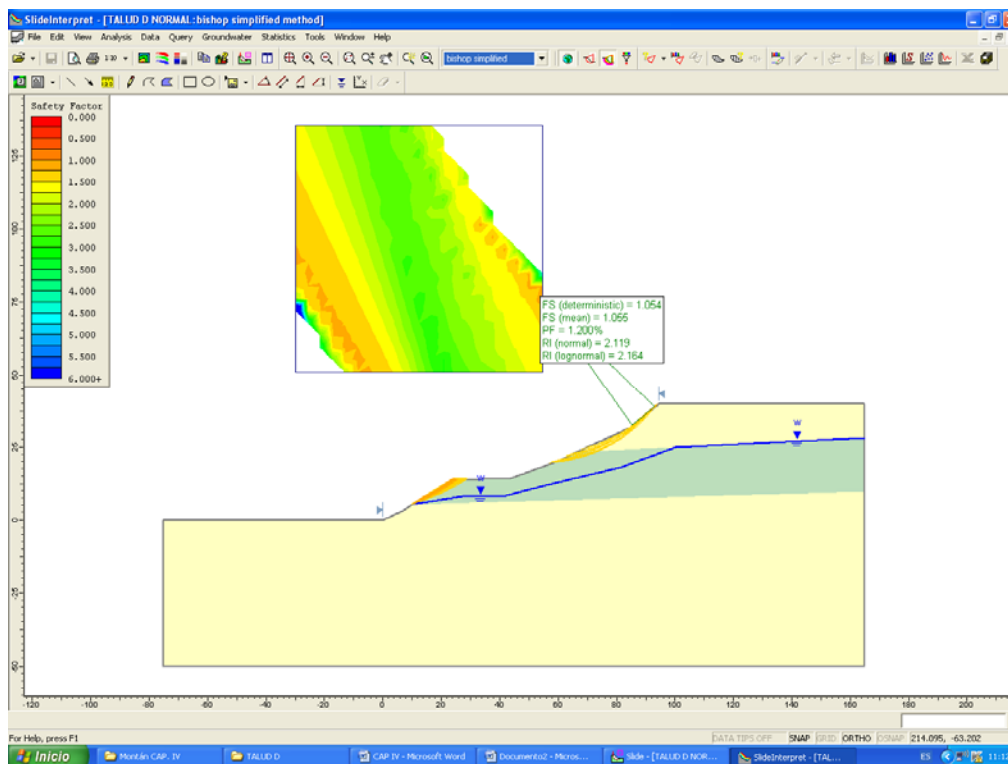
Método Morgenstern-Price / Factor de Seguridad = 1.060



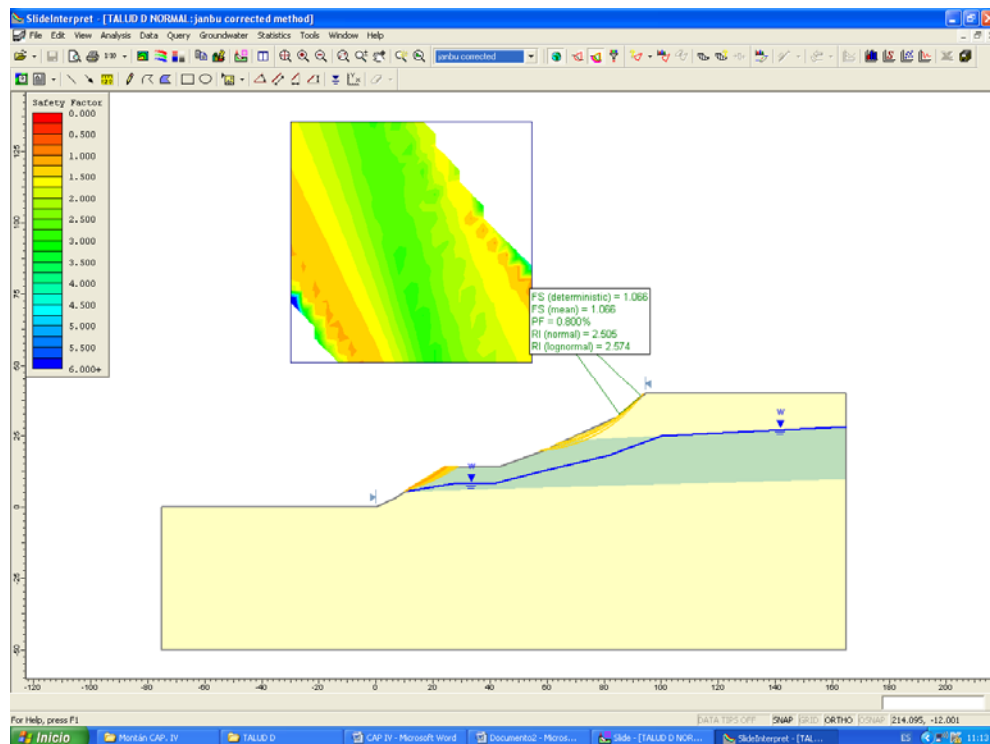
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.060



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.060



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.070



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.060
Spencer	1.060
Bishop Simplificado	1.060
Janbu Corregido	1.070

Cuadro 4.26. Factores de Seguridad por los distintos Métodos Talud “C”

Al igual que en el talud anterior el Talud “D” fue calculado introduciendo en el programa la variable del asignado de agua a los distintos materiales que constituían el cuerpo del talud, ya que en visitas que se realizó al lugar éste talud cuenta con un nivel freático elevado y la presencia de agua en las diaclasas del mismo.

En este talud las superficies de deslizamiento con factor de seguridad menor a 1.5 son menores debido a que ya se hicieron algunas obras para estabilizar este talud como el tendido del ángulo del talud y la conformación de banquetas.

Pero de igual manera hay pequeñas áreas de potenciales deslizamientos como se puede observar (cuadro 4.26) por lo también se tendrán que efectuar algunas obras para elevar el factor de seguridad en este talud.

4.9 Proposición de Alternativas en los Deslizamientos de los Taludes

4.9.1 Generalidades.

Cada una de las tecnologías que existen para estabilizar taludes tienen sus propias particularidades, van desde las complejas hasta las de fácil emplazamiento en diferentes taludes o laderas, ya que en su mayoría se trata de técnicas de protección empíricas que no necesitan de cálculos complicados para su diseño, sólo se requiere conocer como aspecto fundamental las características mecánicas de los suelos.

La selección de alternativas, es un tema algo complicado, puesto que hay que tener mucho cuidado a la hora de elegir una tecnología, debido a que se debe tomar en cuenta todos los parámetros medibles de los taludes en estudio, así como también los parámetros de diseño y especificaciones técnicas de las distintas alternativas de solución para ver después que tipo de tecnología es adecuada o no para los taludes analizados.

Cabe hacer resaltar en esta etapa del estudio y se hace notar la diferencia que existe entre tecnologías de “estabilización” de taludes y de “protección” de taludes, puesto que las primeras parten de soluciones a largo plazo y con obras de mucho mayor costo y las segundas con el planteamiento de soluciones de mitigación y/o protección a los taludes.

En este estudio se verán las tecnologías para “estabilizar” taludes teniendo como parámetro el programa **Slide 5.0**, para luego efectuar nuevamente el cálculo y poder ver si estas obras de estabilización podrán hacer que los taludes inestables eleven su Factor de Seguridad a 1.5. También serán propuestas alternativas de protección para los deslizamientos en los taludes objeto a estudio.

4.9.2 Alternativas Seleccionadas.

La selección de estos métodos de estabilización se la hizo después de someterlas a un análisis de posibilidades comparando los parámetros de cada uno de los taludes en estudio, parámetros medibles (pendiente, dimensiones del talud, etc.). También se utilizó como herramienta al programa **Slide 5.0** y se pudo obtener un parámetro determinante a la hora de elegir las alternativas de estabilización de los taludes que son las profundidades a las que se encuentran las superficies de deslizamientos que cuentan con un factor de seguridad menor a 1.5. Si una obra de estabilización no llega reforzar el suelo hasta las profundidades donde las superficies de deslizamiento críticas tienen un Factor de Seguridad menor a 1.5 no servirá de nada puesto que siempre se tendrá un talud inestable con un Factor de Seguridad menor al requerido, siendo en este caso de 1.5.

Una vez analizado este parámetro en el programa **Slide 5.0** se observó que los taludes objeto a estudio cuentan con importantes fallas las cuales se localizan a importantes profundidades por lo que tomamos muy en cuenta este parámetro a la hora de plantear las alternativas de solución para la estabilización de los taludes “A”; “B”; “C” y “D” las cuales citamos a continuación:

- Anclajes.
- Micropilotes.
- Cambio de Geometría del Talud.

Luego del planteamiento de éstas soluciones ahora procederemos a describir los parámetros de diseño y las especificaciones técnicas de los métodos que fueron analizados y elegidos como soluciones para la estabilización de los taludes “A”, “B”, “C” y “D”.

TECNOLOGÍA	PARÁMETROS DE DISEÑO	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
Anclajes	• Pendiente del talud • Altura del talud • Ancho del talud • Tipo de suelo	• Barras de anclaje • Capacidad tracción: Tirantes en roca >3000KN Tirantes en suelo 1000-1500KN • Longitud de anclajes 10-80m • Cables de anclaje • Capacidad tracción Anclajes por cable 200-2000KN a veces 4000KN • Anclajes por cable longitud >80m • Diámetro de perforación 7.5-15.0 cm • Anclajes activos y pasivos
Micropilotes	• Pendiente del talud • Altura del talud • Ancho del talud • Tipo de suelo	• Los refuerzos pueden transmitir fuerzas de tensión y de compresión • Diámetro 10-25 cm. • Longitudes 20 a 30 m • Capaces de transmitir cargas de 1000 KN a tensión o compresión. • Pueden utilizarse en suelos duros, blandos y en materiales con bloques de roca
Micropilotes		• No impiden el movimiento de las corrientes de agua.
Cambio de Geometría	• Pendiente del talud • Altura del talud • Ancho del talud • Tipo de suelo	• Maquinaria • Dinamita

Cuadro 4.27. Especificaciones Técnicas de las Alternativas de Estabilización.

ALTERNATIVAS PARA ESTABILIZACIÓN DE LOS TALUDES

4.9.2.1 Planteamiento de Estabilización del Talud “A”

SUBTRAMO1 Puerta del Chaco – Abra el Cóndor

PROGRESIVA 09+750

TALUD Corte (lado derecho)

Descripción del talud.

El material de este talud está conformado por arena, arcilla y limos con presencia de rocas incrustadas en la pared del talud, debido a estas características, en este talud presenta deslizamientos, que hacen que el talud sea inestable con un alto riesgo de que los materiales que componen dicho talud, interfieran con el tránsito normal, debido a que éstos caen directamente sobre la plataforma de la carretera, pudiendo ocasionar accidentes. El talud tiene una inclinación de 53°, una altura de 21.5 metros y un largo de 160 metros.

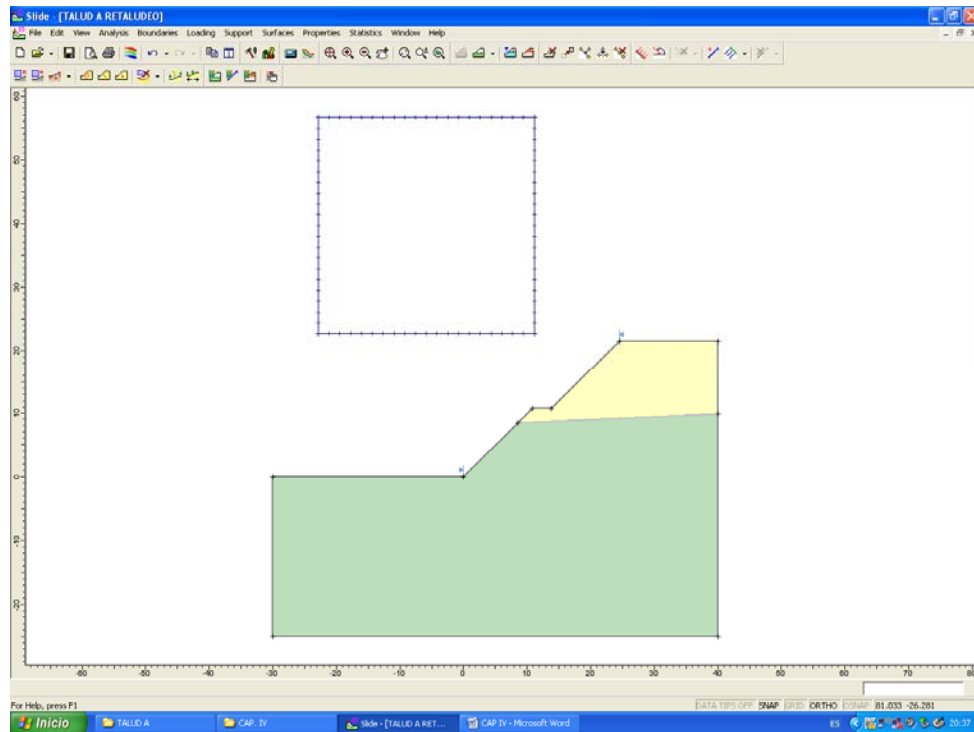
El detalle del análisis de suelos referente a este talud se muestra en el siguiente cuadro:

Muestra	Parte del Talud	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Descripción	Peso Unitario (KN/m ³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m ²)
Talud A	Cabeza	SM	A-2-4(0)	Arena limosa	18.08	31	16.38
	Pie	SC	A-2-4(0)	Arena arcillosa	18.02	31	18.93

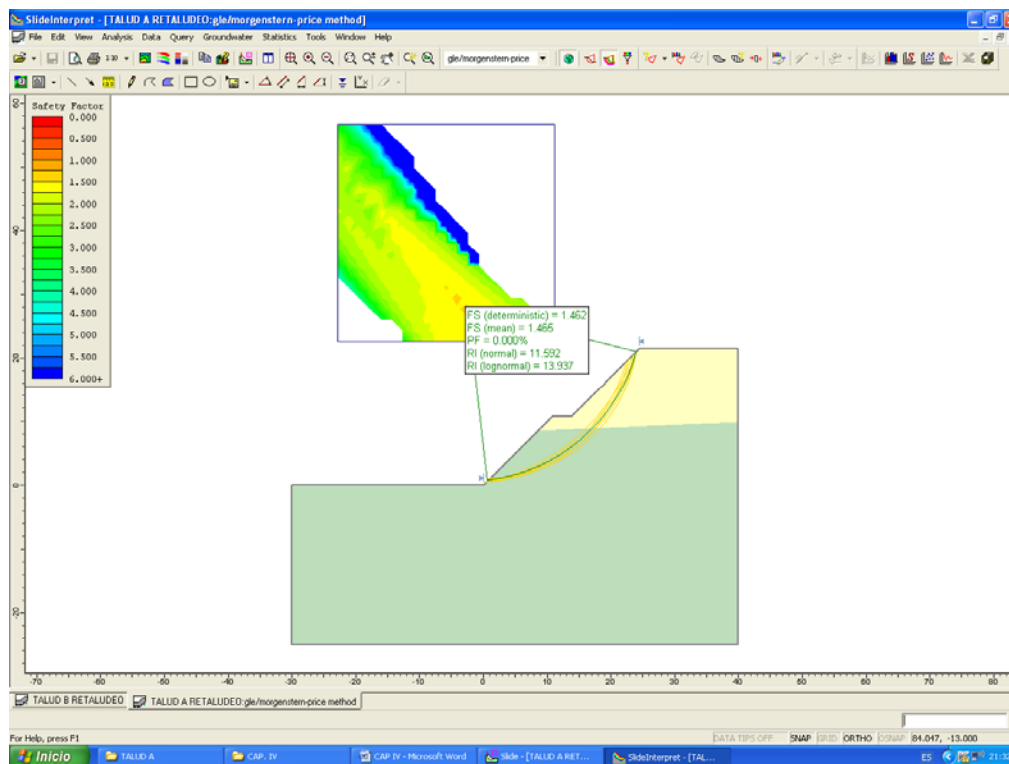
Cuadro 4.28. Propiedades de los Suelos Talud “C”

Analizado el Talud “A” por medio del programa Slide 5.0 obtuvimos las fallas de deslizamiento con factor menor a 1.5. Se propuso primeramente un retaludeo cambiando la inclinación del talud a una relación 1:1 con la conformación de una banquina de 3m de ancho y una altura de 10.7m cada talud. Con esta nueva geometría se podrá obtener un nuevo factor de seguridad, el cual indicará si es necesaria la colocación de anclajes, micropilotes o un cambio de geometría con el tendido de ángulo del talud.

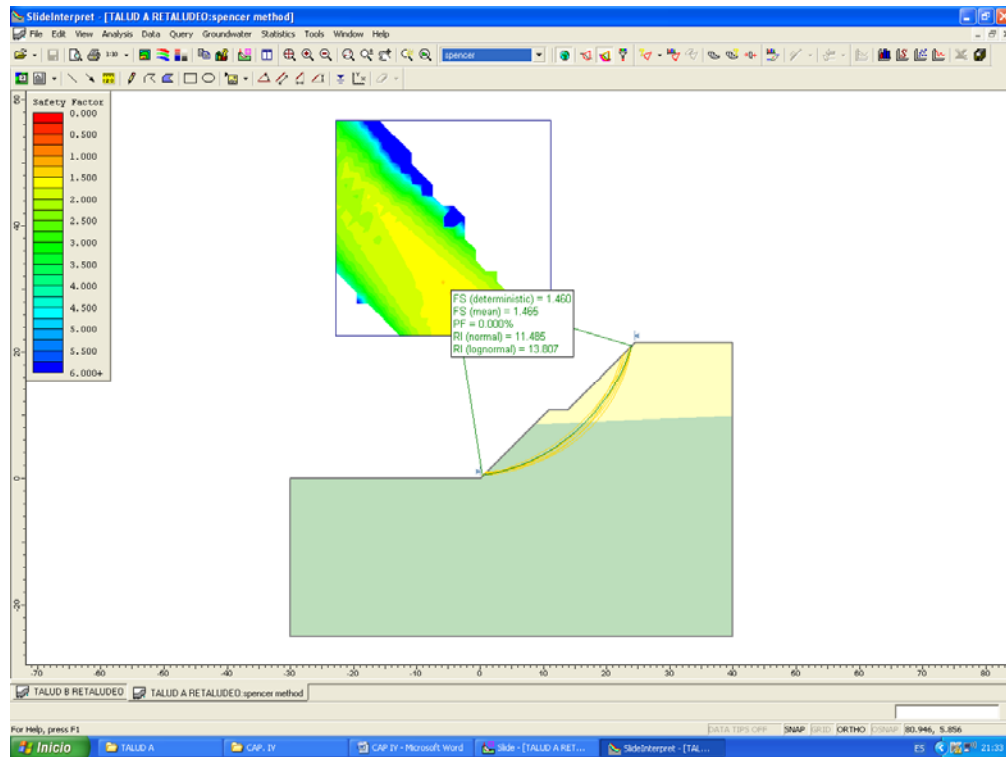
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud A con Retaludeo



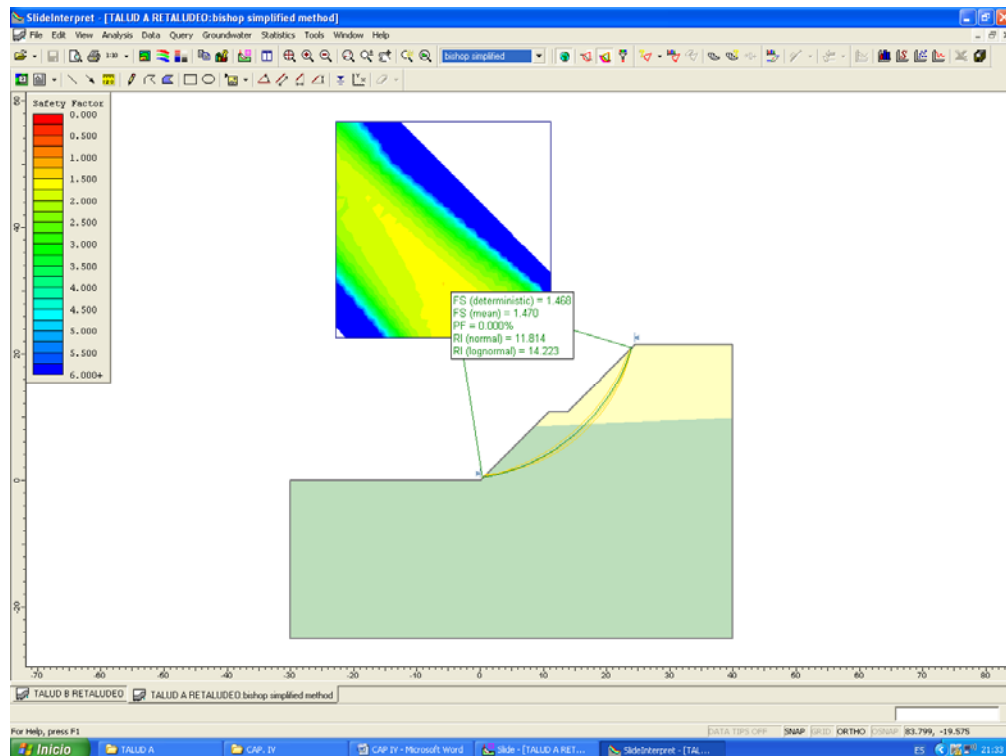
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.465



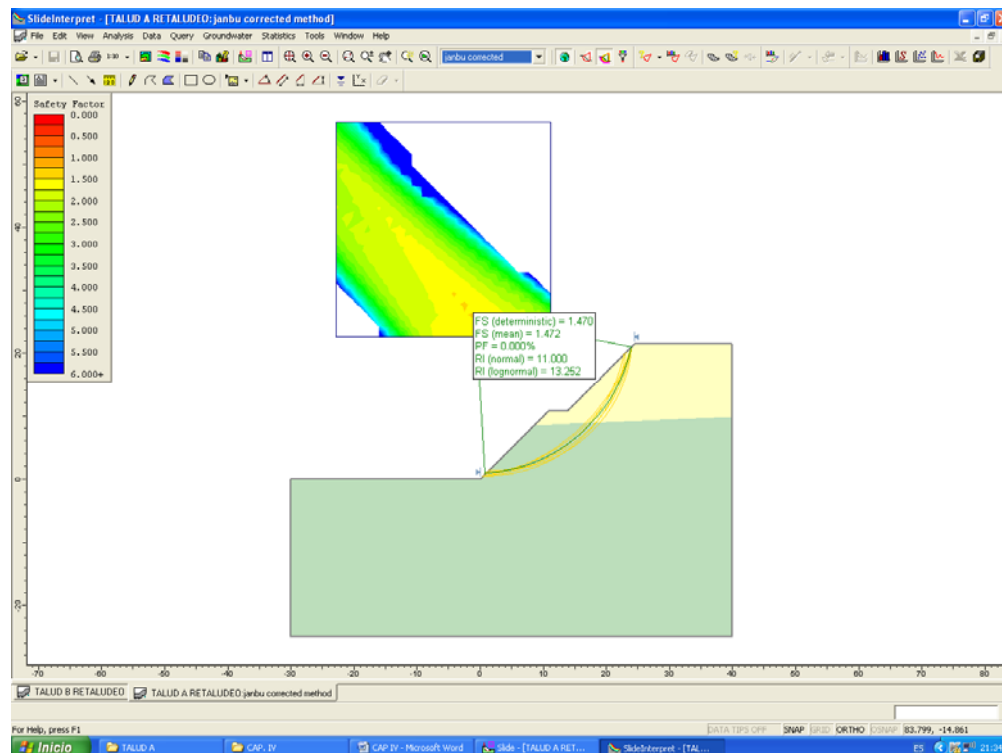
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.465



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.470



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.472



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.465
Spencer	1.465
Bishop Simplificado	1.470
Janbu Corregido	1.472

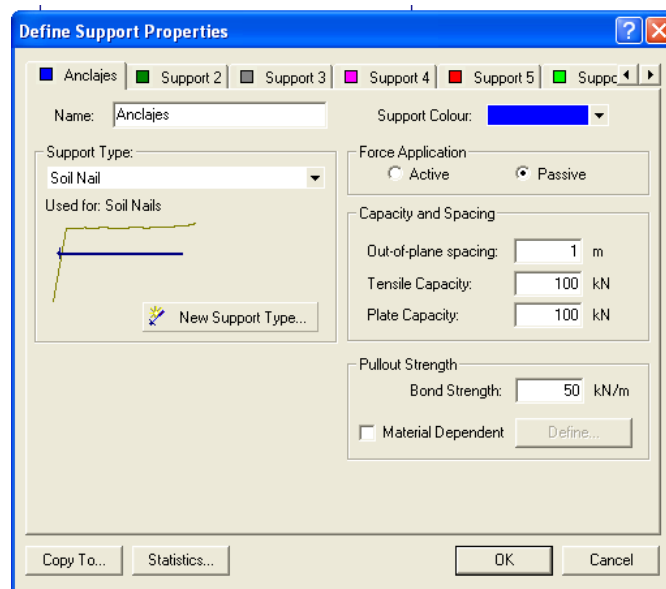
Cuadro 4.29. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Retaludeo Talud “A”

Como se podrá ver, que aún con el Retaludeo en el Talud “A” se evidencia un factor de seguridad menor a 1.5 por lo que se propone elevar el factor de seguridad igual o mayor a 1.5 con la utilización de anclajes, micropilotes o un cambio de geometría con el tendido del ángulo del talud.

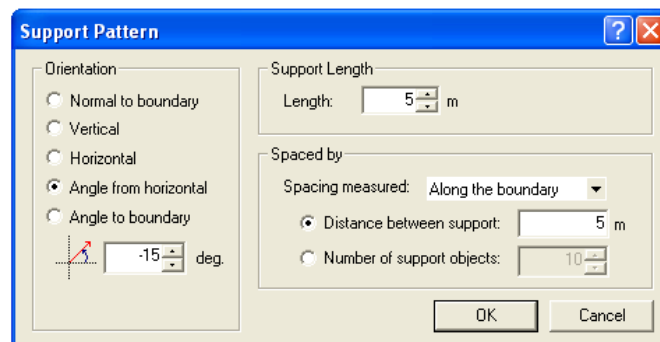
Anclajes para Estabilizar el Talud “A”

A continuación presentamos las propiedades de los anclajes en el programa **Slide 5.0**:

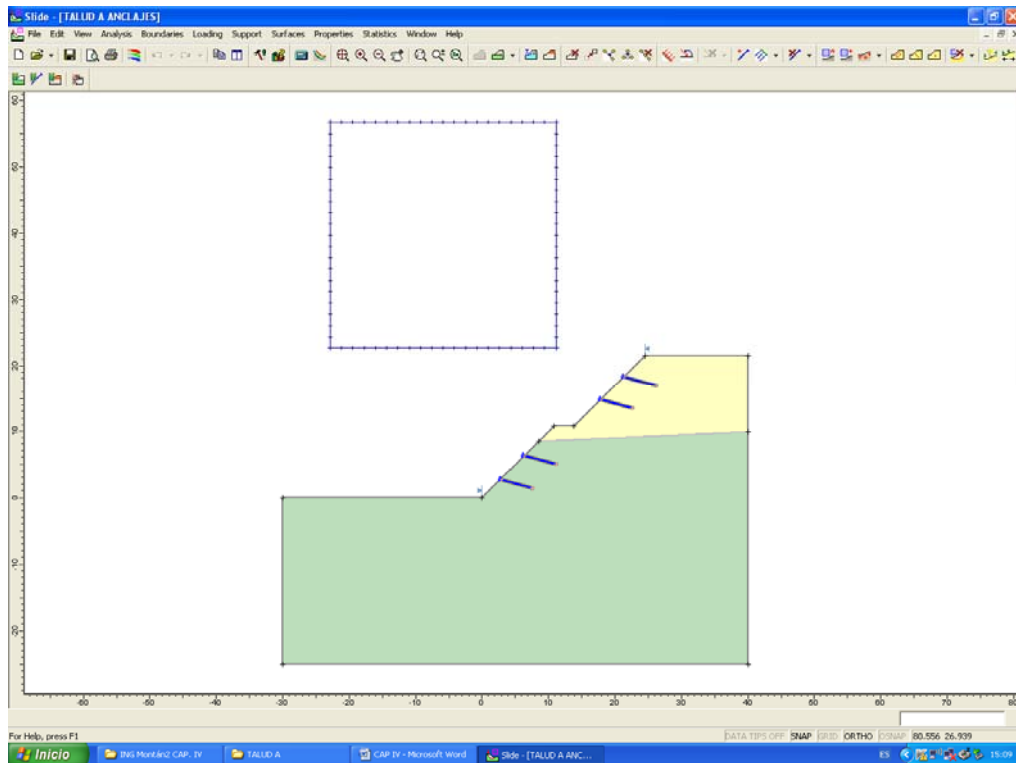
- Fuerza: Pasiva
- Espaciamiento fuera del plano: 1m
- Capacidad de tracción: 100 KN
- Capacidad de placa: 100 KN
- Resistencia a la adherencia: 50KN/m



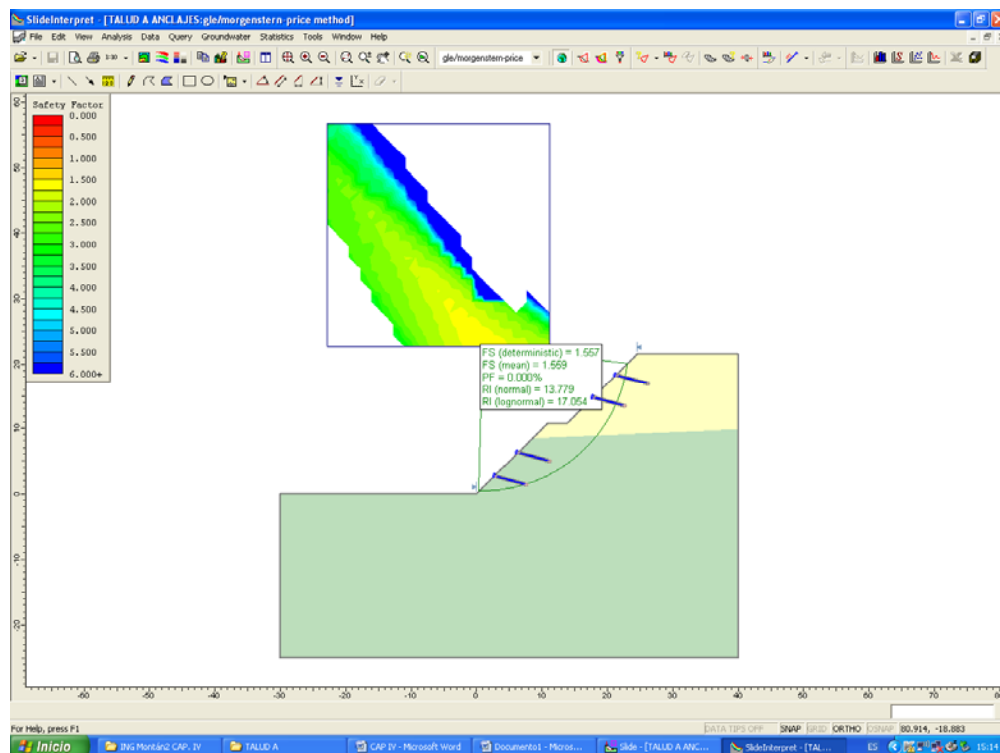
- Longitud del Anclaje: 5m
- Distancia entre soportes: 5m
- Ángulo con la horizontal: -15°



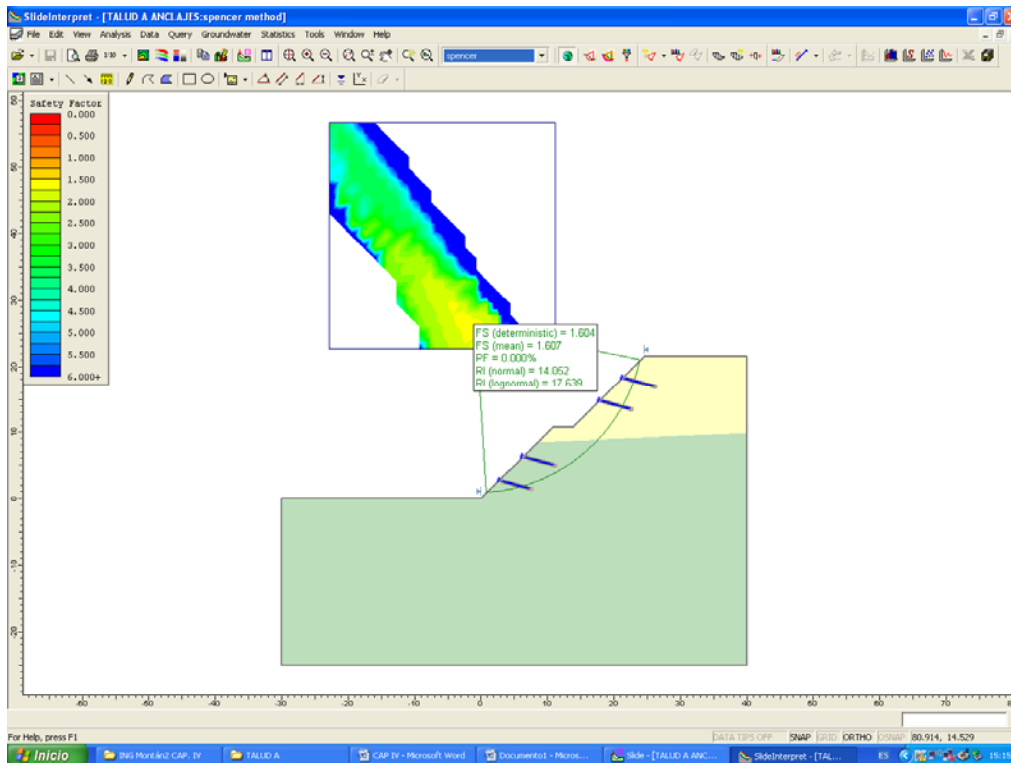
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “A” con Anclajes



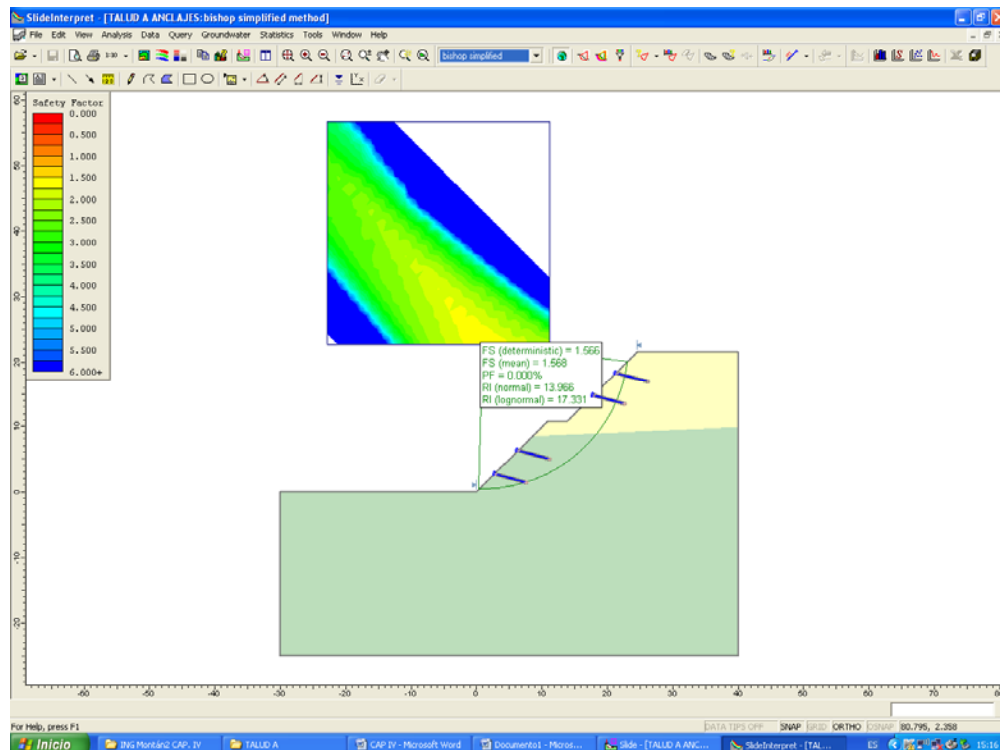
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.559



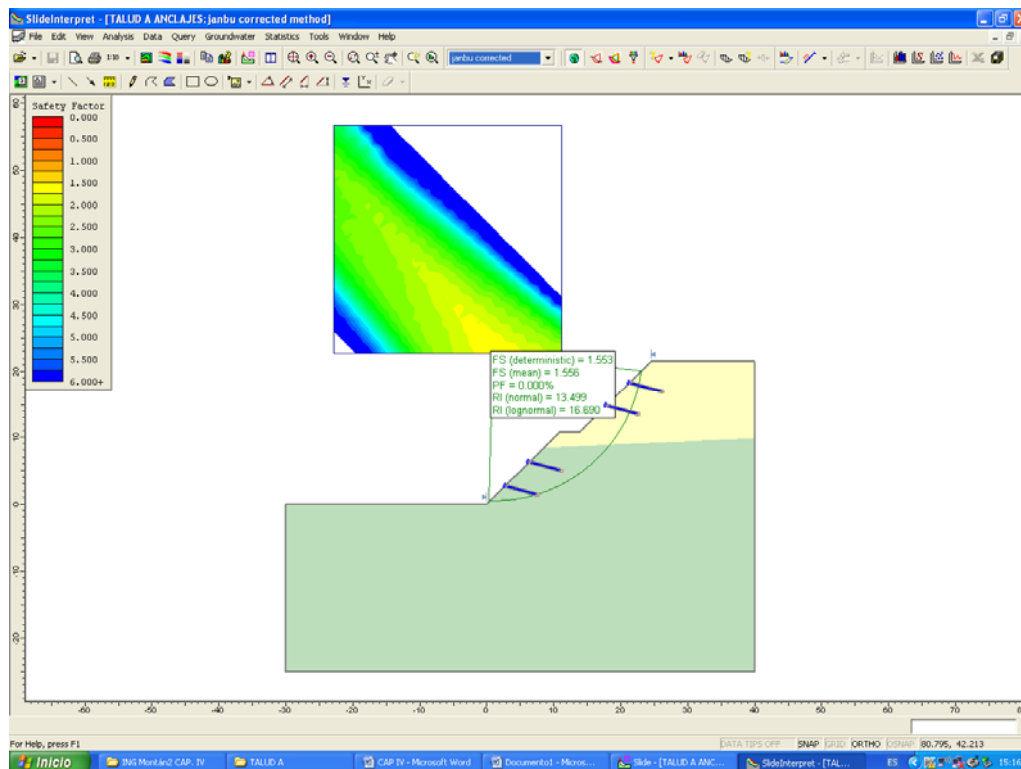
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.607



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.568



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.556



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.559
Spencer	1.607
Bishop Simplificado	1.568
Janbu Corregido	1.556

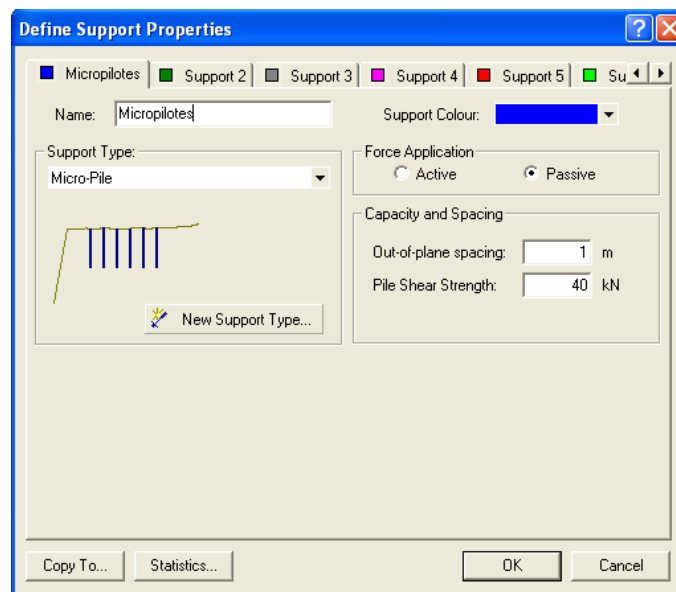
Cuadro 4.30. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Anclajes Talud “A”

Como se podrá ver, se comprueba que con la utilización de Anclajes, queda completamente estable el Talud “A”, con factores de seguridad mayores a 1.5 por todos los métodos.

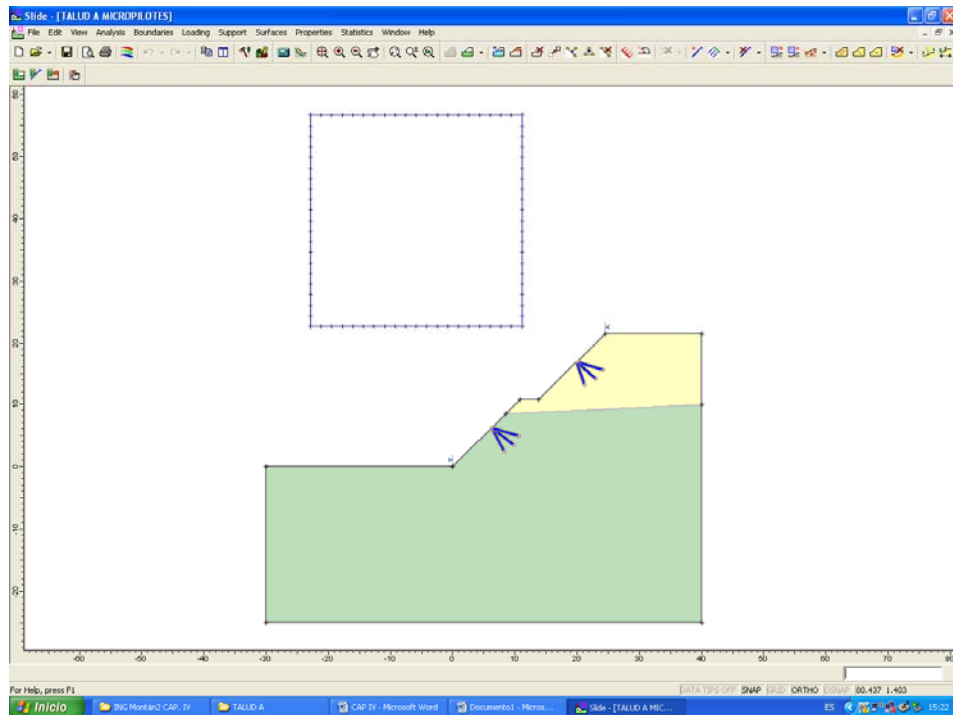
Micropilotes para Estabilizar el Talud “A”

A continuación presentamos las propiedades de los pilotes en el programa ***Slide 5.0:***

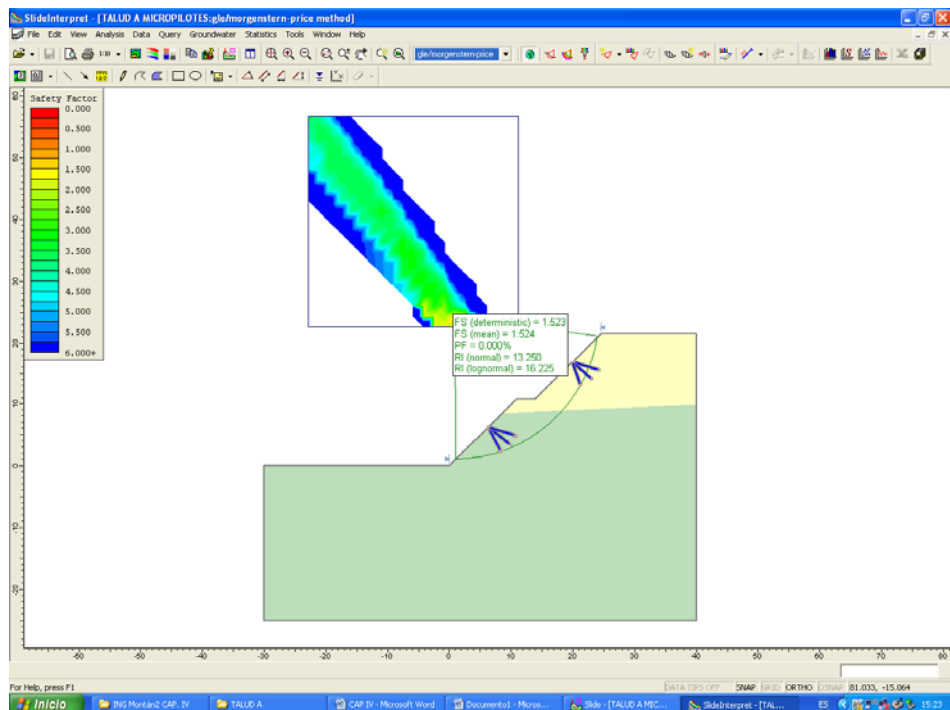
- Micro Pilotes tipo raíz
- Fuerza: Pasiva
- Espaciamiento fuera del plano: 1m
- Capacidad de tracción: 40 KN
- Longitud: 4.4m



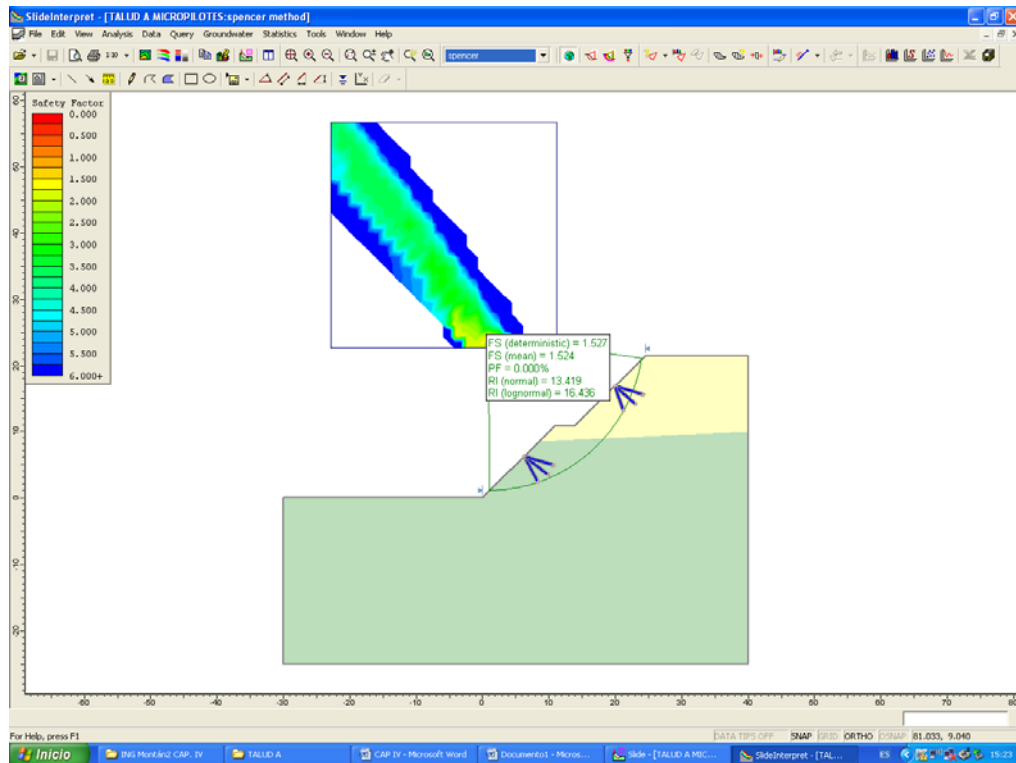
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “A” con Micropilotes.



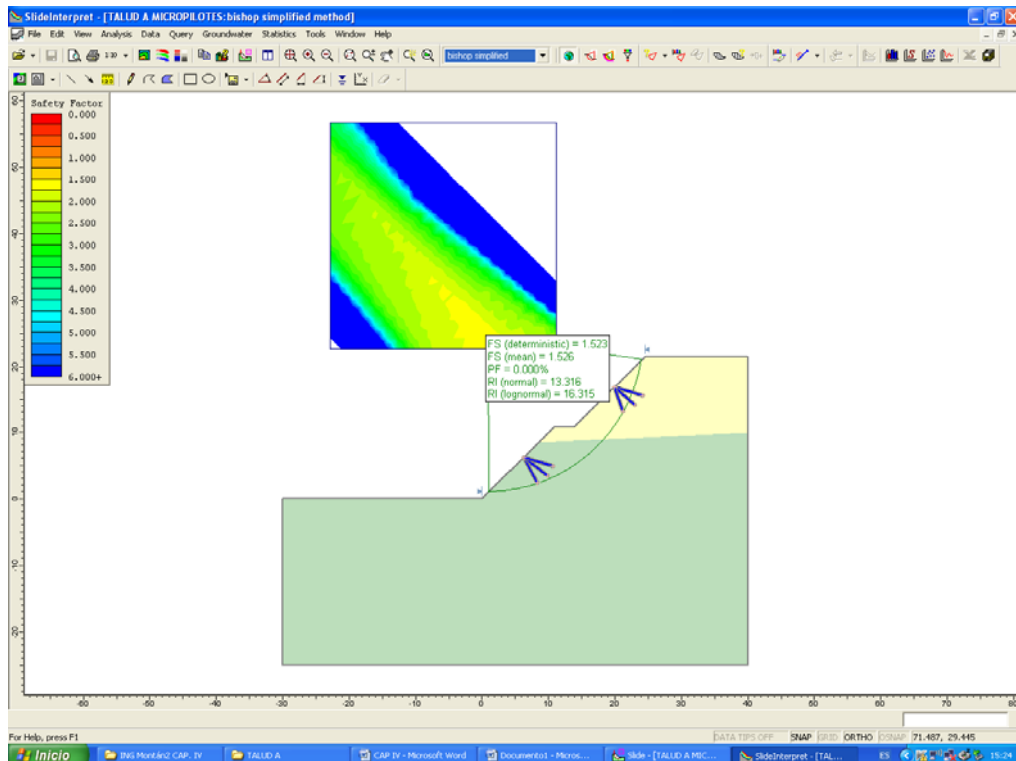
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.524



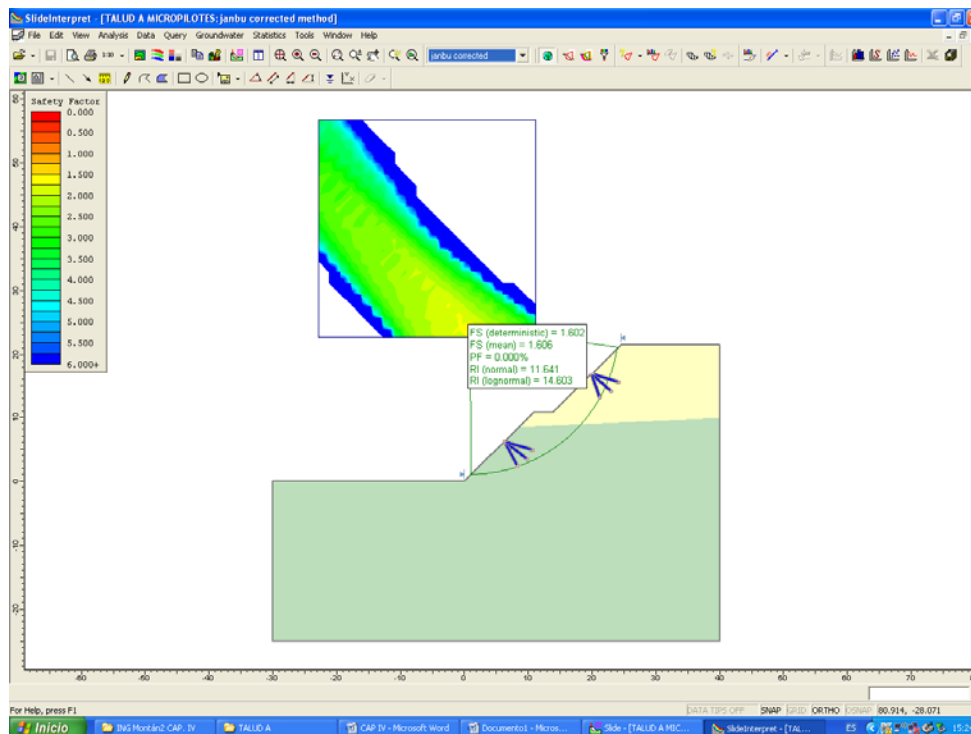
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.524



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.526



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.606



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.524
Spencer	1.524
Bishop Simplificado	1.526
Janbu Corregido	1.606

Cuadro 4.31. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Micropilotes Talud “A”

Como se podrá ver, se comprueba que con la utilización de Micropilotes, queda completamente estable el Talud “A” con Factores de Seguridad mayores a 1.5 por todos los métodos.

Cambio de Geometría para Estabilizar el Talud “A”

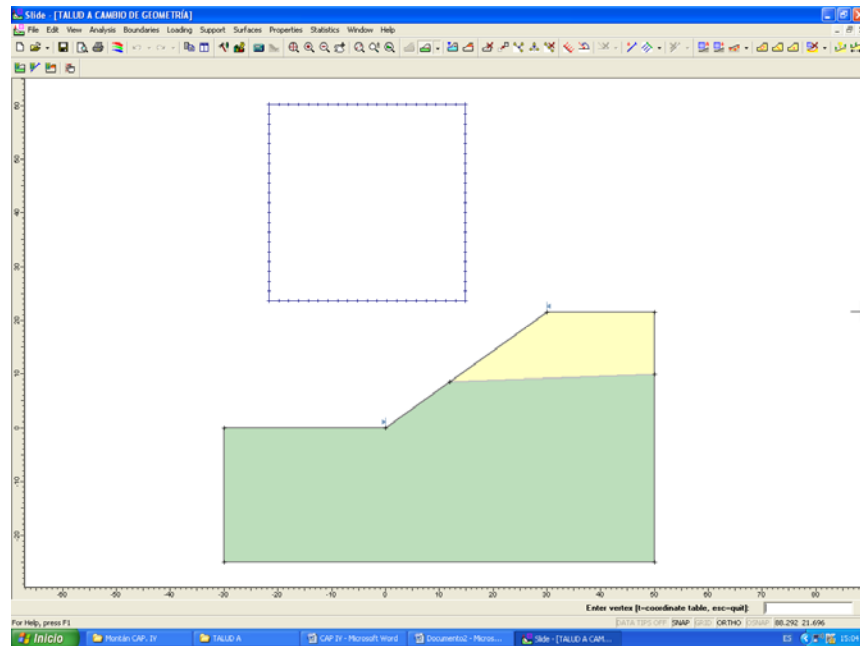
A continuación procedemos a introducir las nuevas coordenadas (X;Y) con el nuevo perfil del Talud “A” puesto que se cambió la geometría del mismo para estabilizarlo.

X	Y
0	0
30	21.5
50	21.5
50*	-25*
-30*	-25*
-30*	0*

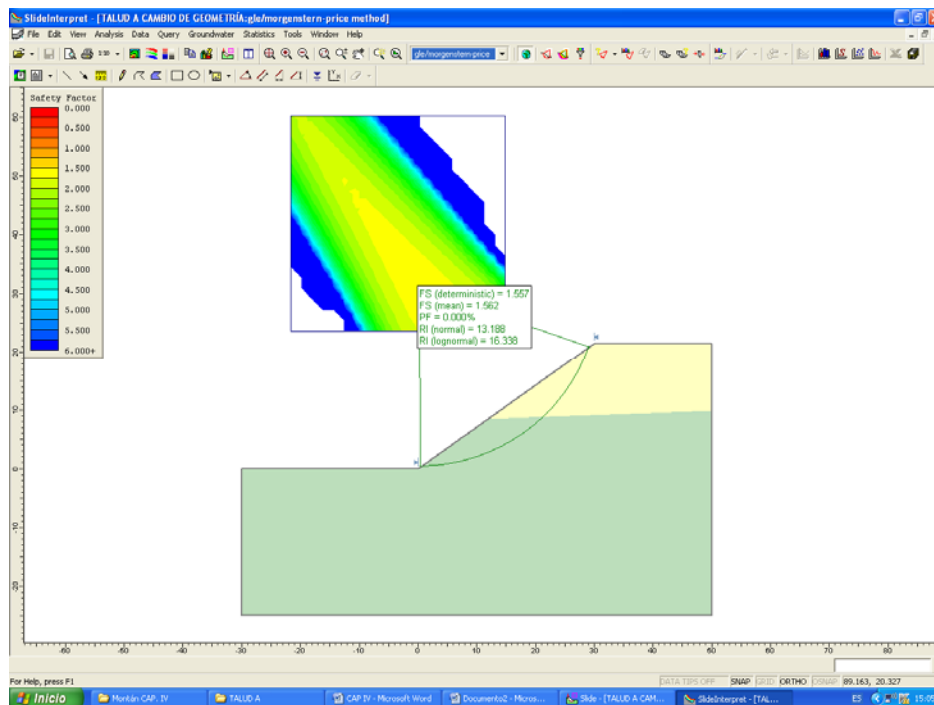
Cuadro 4.32. Coordenadas de los límites externos con Cambio de Geometría Talud “A”

Nota 1.- *Puntos externos del Talud (Arbitrario)

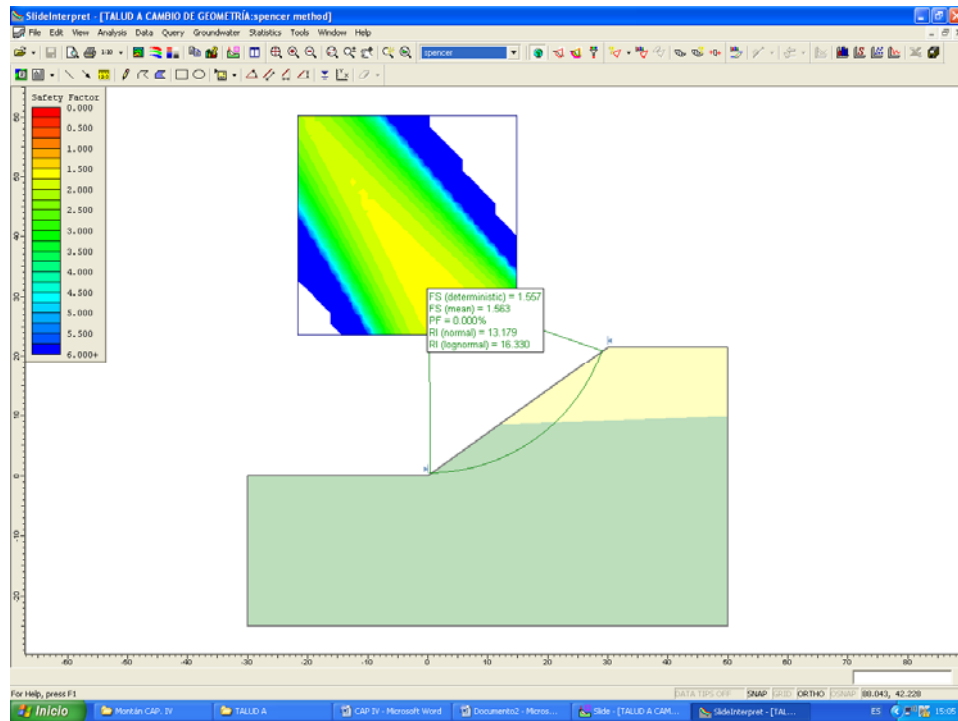
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “A” con Cambio de Geometría.



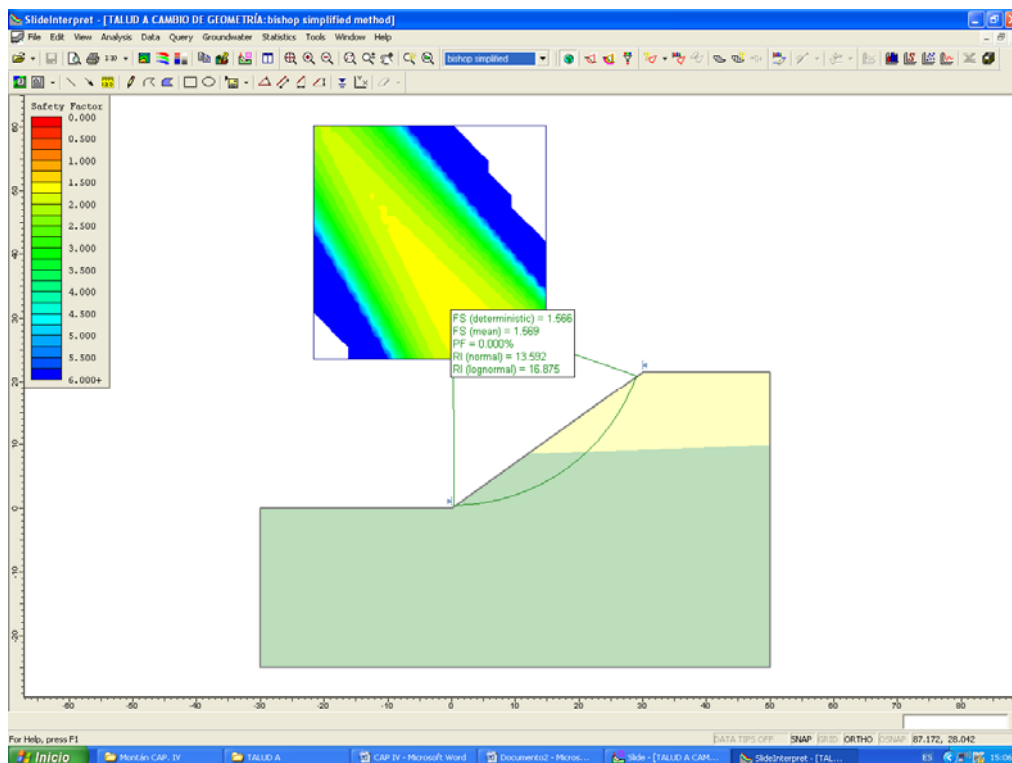
Método Mogenstern-Price / Factor de Seguridad = 1.560



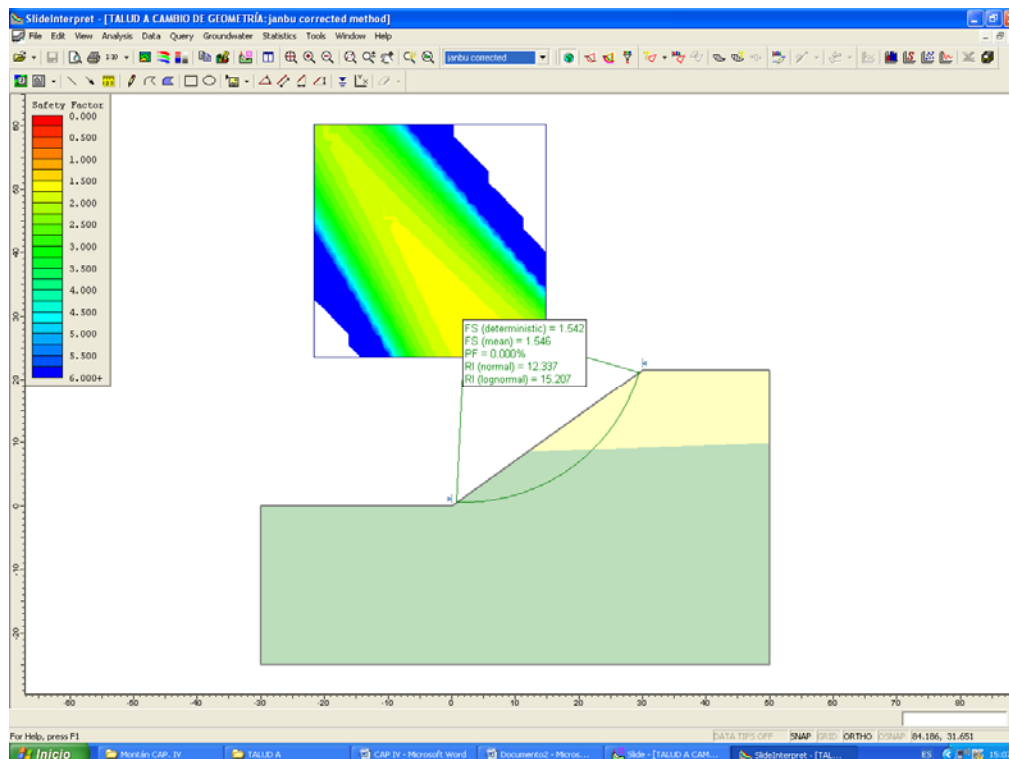
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.560



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.570



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.550



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.560
Spencer	1.560
Bishop Simplificado	1.570
Janbu Corregido	1.550

Cuadro 4.33. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Cambio de Geometría Talud “A”

Como se podrá ver en el anterior recuadro notamos que el Cambio de Geometría del talud, como era de esperar, eleva los factores de seguridad mayor a 1.5 por lo que este talud queda estable por todos los métodos.

4.9.2.2 Planteamiento de Estabilización del Talud “B”

SUBTRAMO2 Abra el Cóndor- Canaletas

PROGRESIVA 28+460

TALUD Corte (lado derecho)

Descripción del talud.

El material de este talud está conformado por arena, arcilla y limos en las partes de la cabeza y medio, en la parte del pie está conformado por material granular tipo grava fracturada con arcillas y con cohesión casi inexistente, en este talud se presentan considerables deslizamientos con la caída de grandes rocas con un alto riesgo que interfieran con el tránsito normal, debido a que éstos caen directamente sobre la plataforma de la carretera, pudiendo ocasionar accidentes y daño a la plataforma.

El talud tiene una inclinación de 40°, una altura de 74 metros y un largo de 105 metros.

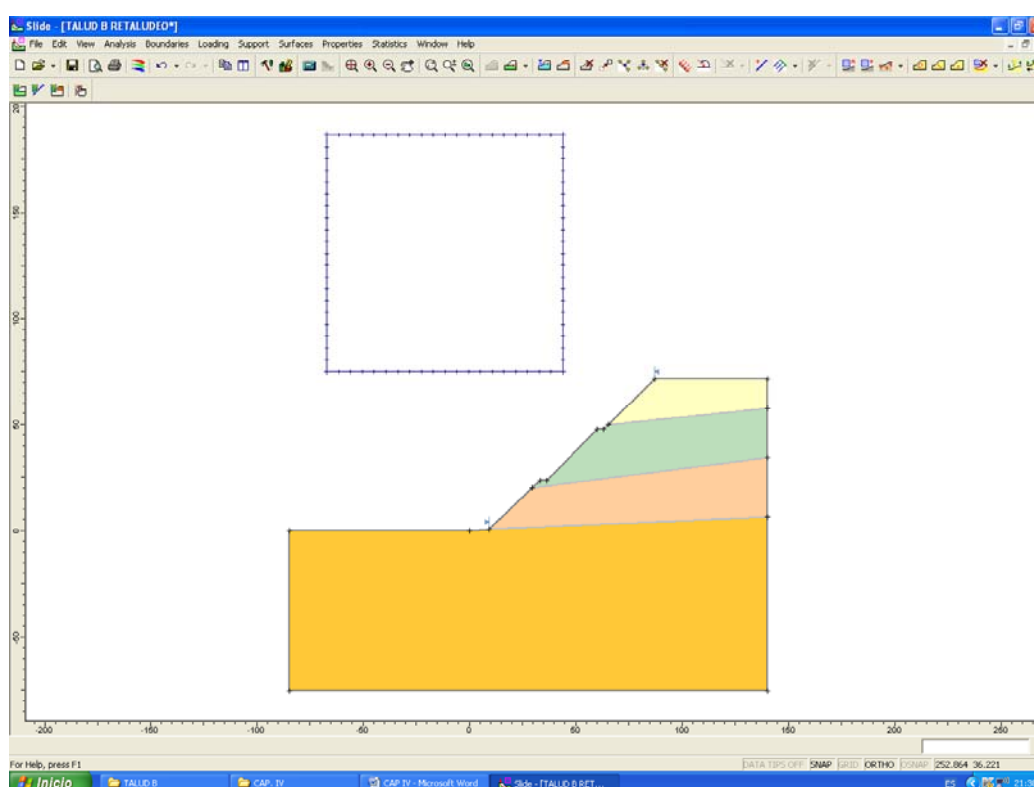
El detalle del análisis de suelos referente a este talud se muestra en el siguiente cuadro:

Muestra	Parte del Talud	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Descripción	Peso Unitario (KN/m3)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m2)
Talud B	Cabeza	SM	A-1-b(0)	Arena limosa	1.85	31	11.77
	Medio	SM-SC	A-2-4(0)	Arena limo arcillosa	1.83	32	19.33
	Pie	GP-GM	A-1-a(0)	Grava limo arcillosa	1.80	34	0.5

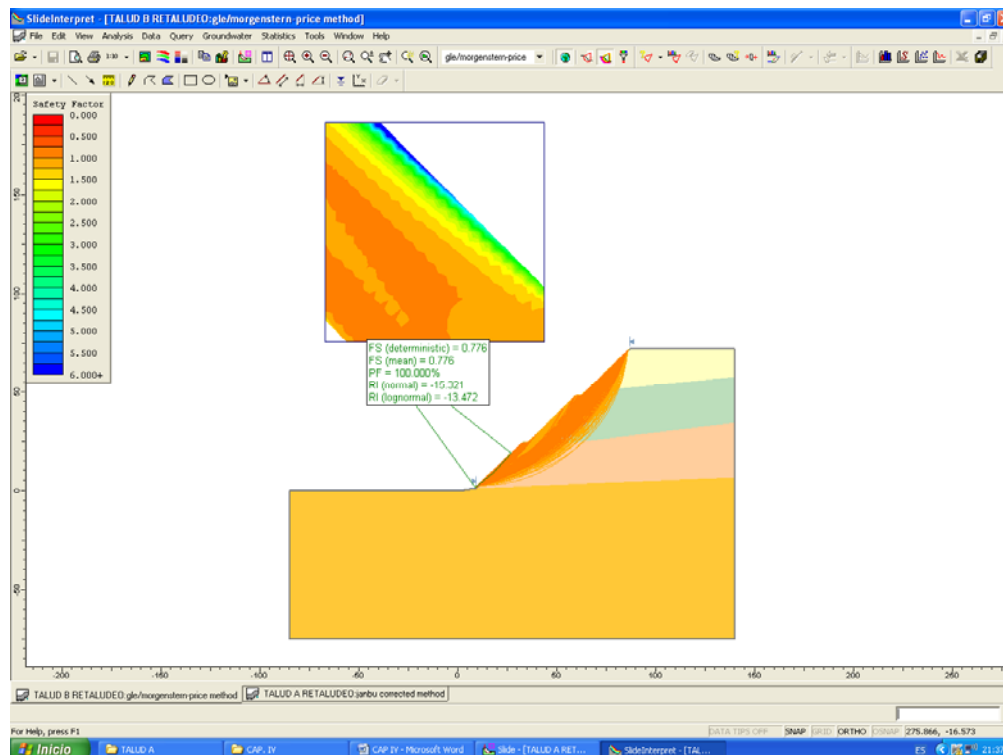
Cuadro 4.34. Propiedades de los Suelos Talud “B”

Analizado el Talud “B” por medio del programa Slide 5.0 obtuvimos las fallas de deslizamiento con factor menor a 1.5. Se propuso primeramente un retaludeo cambiando la inclinación del talud a una relación 1:1 con la conformación con la conformación de dos banquetas de 3m de ancho cada una y altura de cada talud de 24m. Con esta nueva geometría se podrá obtener un nuevo factor de seguridad, el cual indicará si es necesaria la colocación de anclajes, micropilotes o un cambio de geometría con el tendido de ángulo del talud.

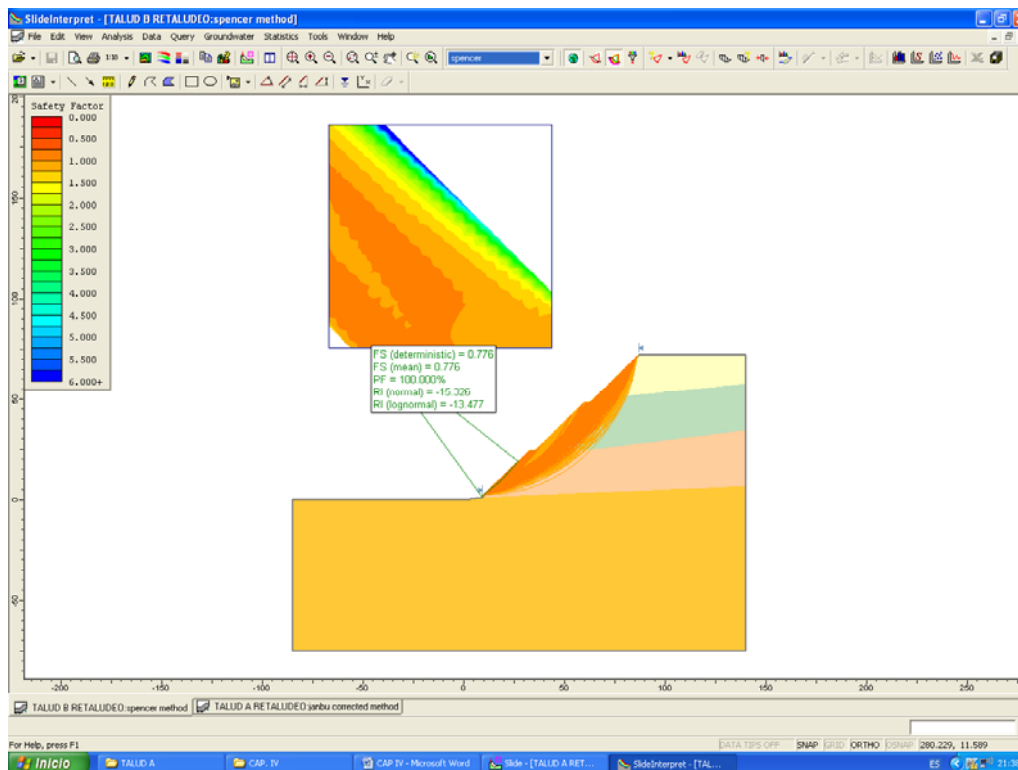
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “B” con Retaludeo.



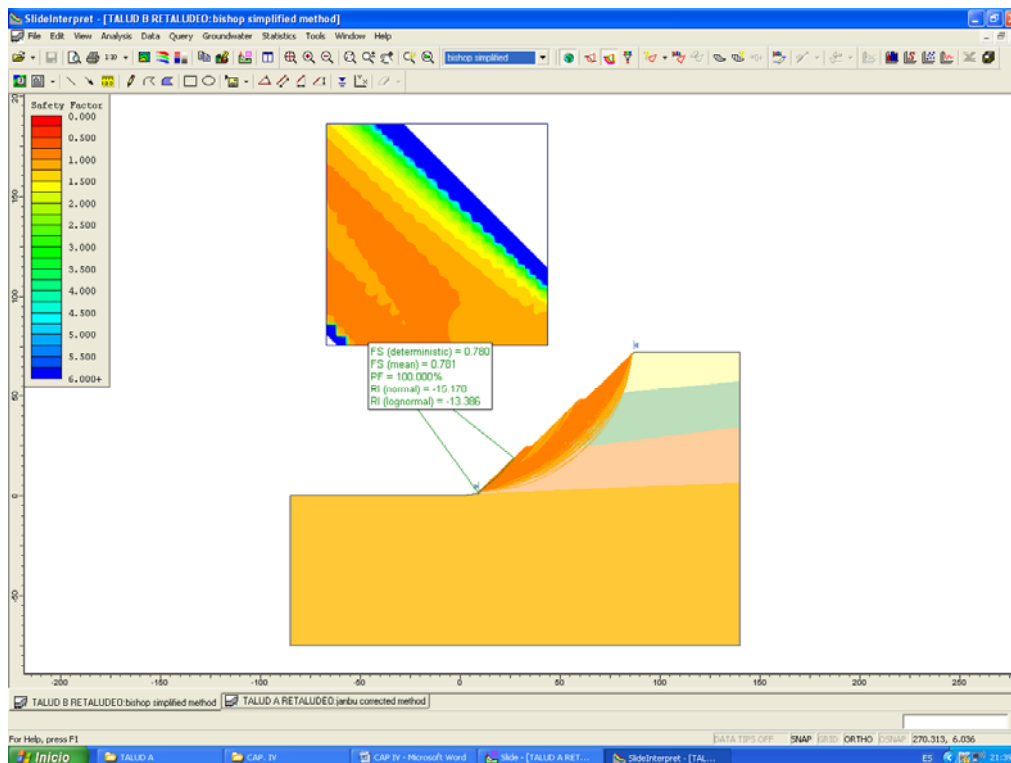
Método Mogenstern-Price / Factor de Seguridad = 0.776



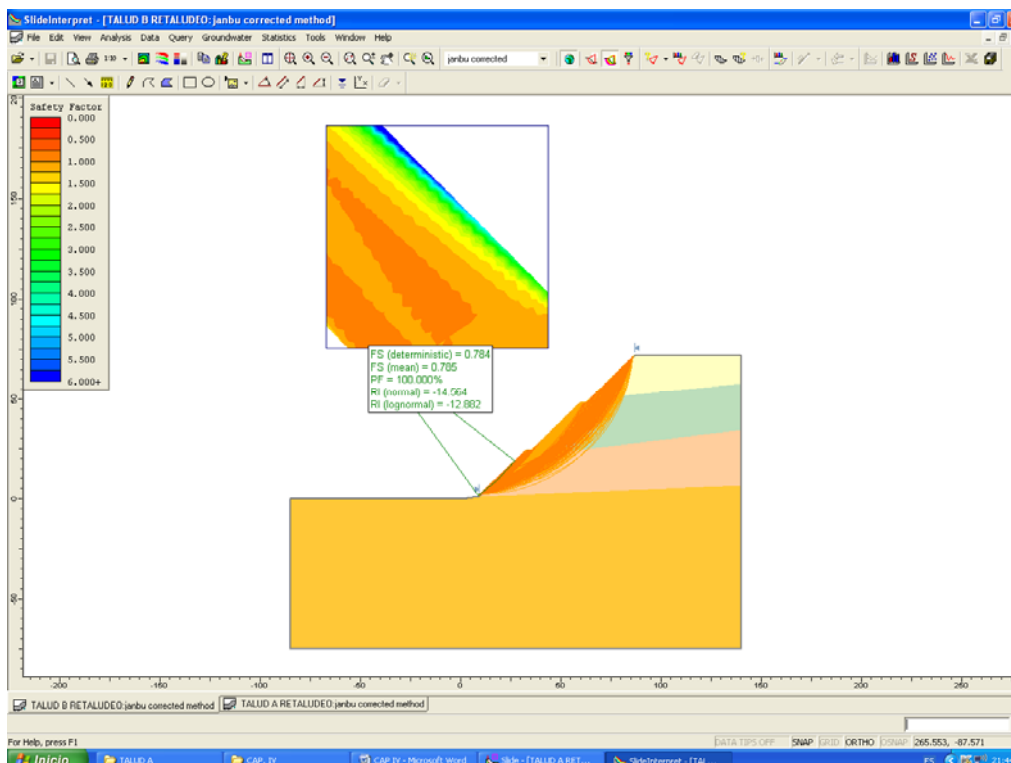
Método Spencer / Factor de Seguridad = 0.776



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 0.781



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 0.785



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	0.776
Spencer	0.776
Bishop Simplificado	0.781
Janbu Corregido	0.785

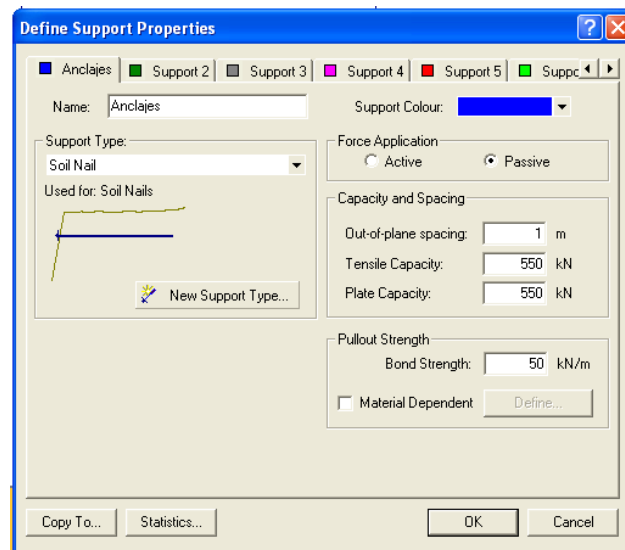
Cuadro 4.35. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Retaludeo Talud “B”

Como se podrá ver, que aún con el Retaludeo en el Talud “B” se evidencia un factor de seguridad menor a 1.5 por lo que se propone elevar el factor de seguridad igual o mayor a 1.5 con la utilización de anclajes, micropilotes o un cambio de geometría con el tendido del ángulo del talud.

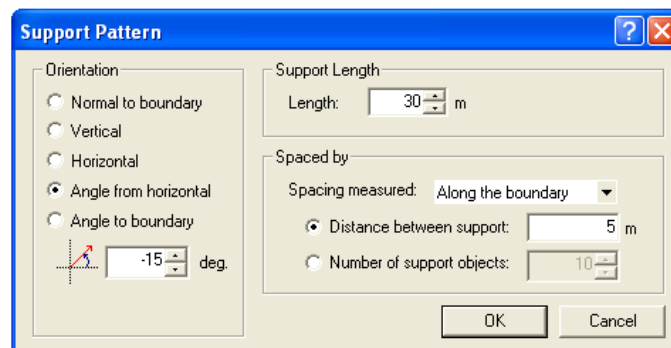
Anclajes para Estabilizar el Talud “B”

A continuación presentamos las propiedades de los anclajes en el programa ***Slide 5.0:***

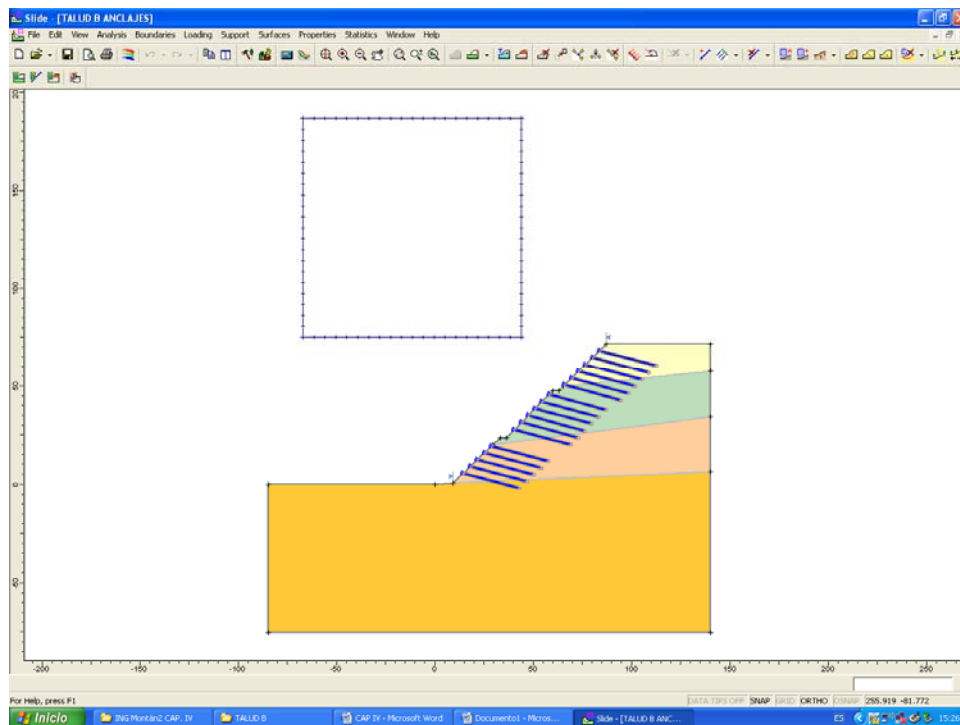
- Fuerza: Pasiva
- Espaciamiento fuera del plano: 1m
- Capacidad de tracción: 550KN
- Capacidad de placa: 550KN
- Resistencia a la adherencia: 50KN/m



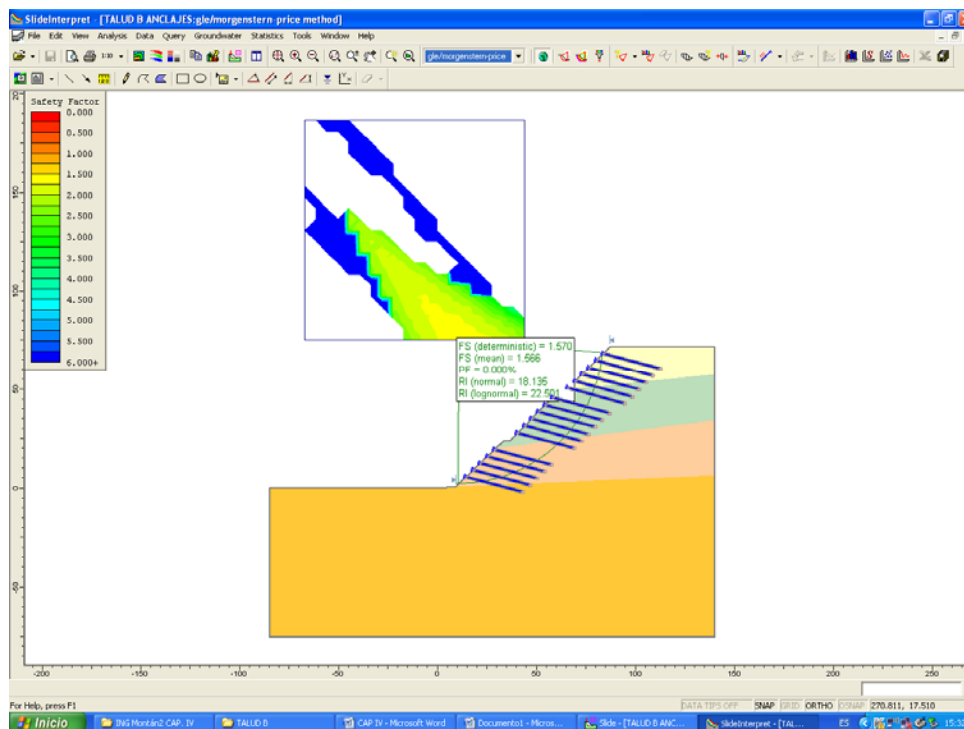
- Longitud del Anclaje: 30m
- Distancia entre soportes: 5m
- Ángulo con la horizontal: -15°



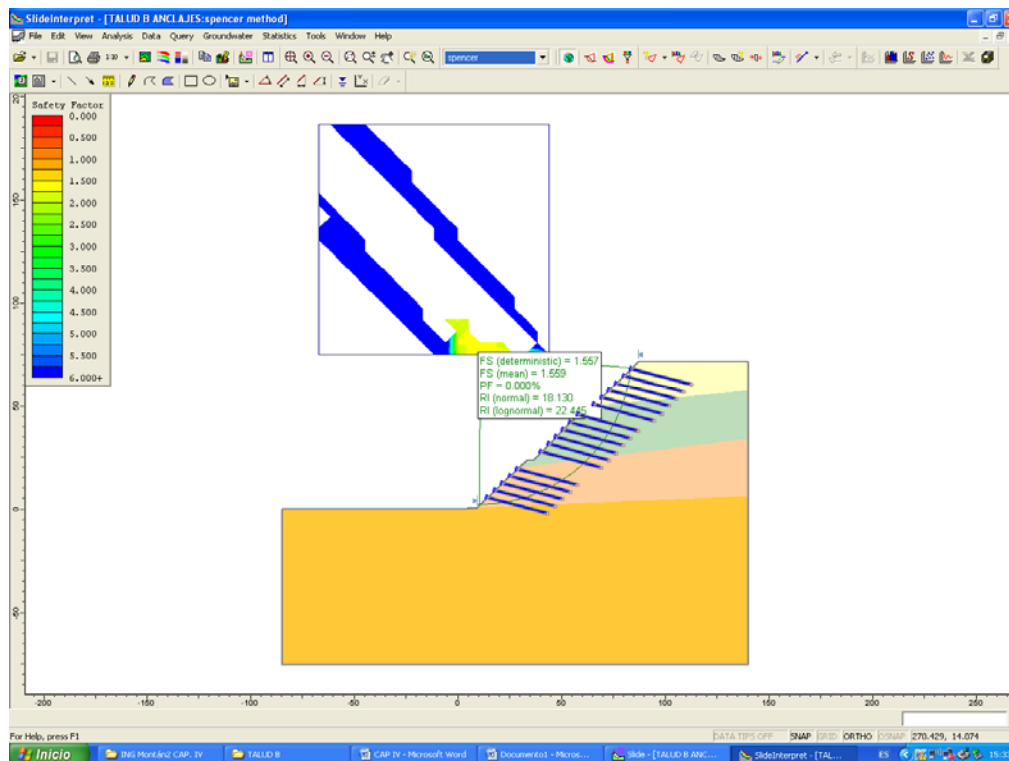
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “B” con Anclajes



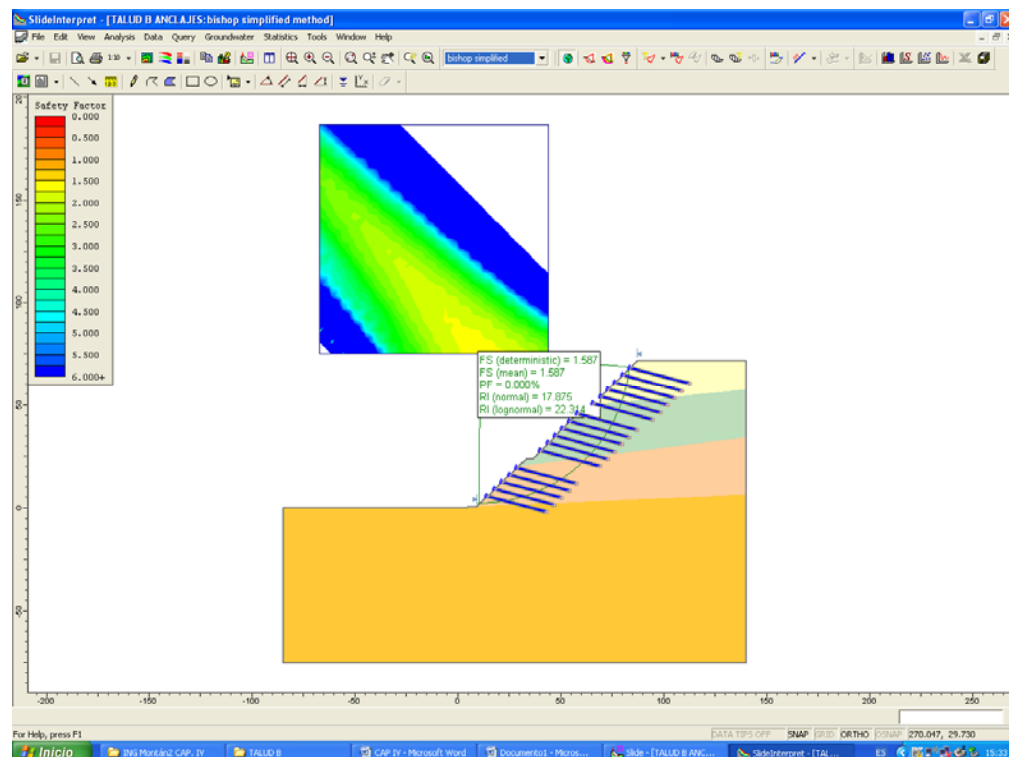
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.566



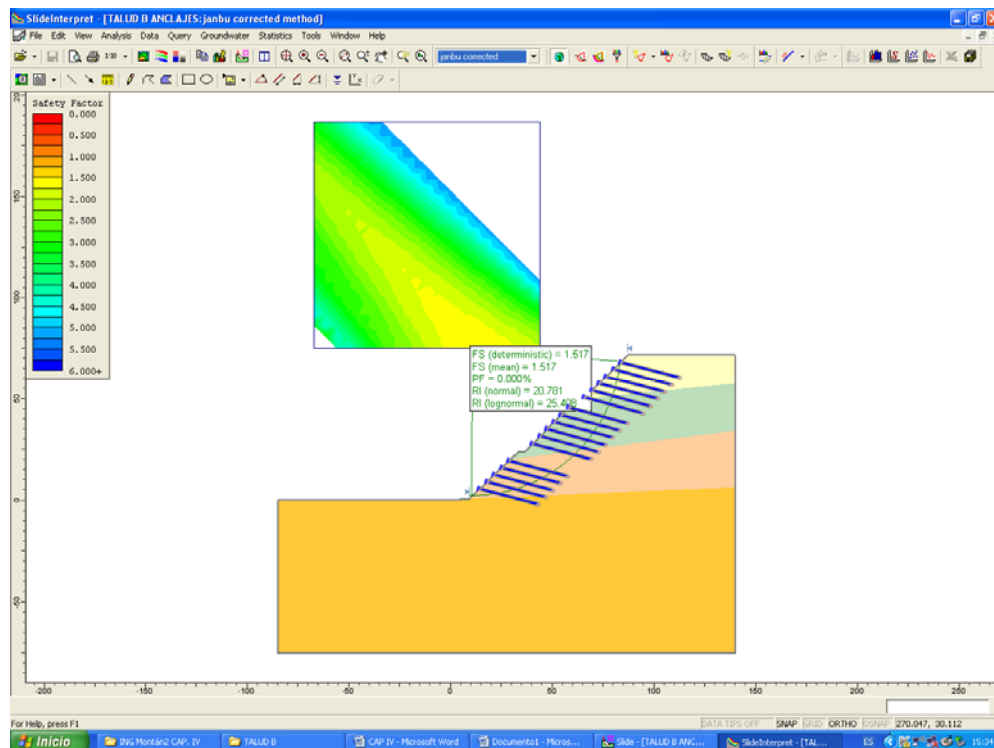
Método Spencer/Factor de Seguridad= 1.559



Método Bishop Simplificado/Factor de Seguridad= 1.587



Método Janbu Corregido/Factor de Seguridad= 1.517



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.566
Spencer	1.559
Bishop Simplificado	1.587
Janbu Corregido	1.517

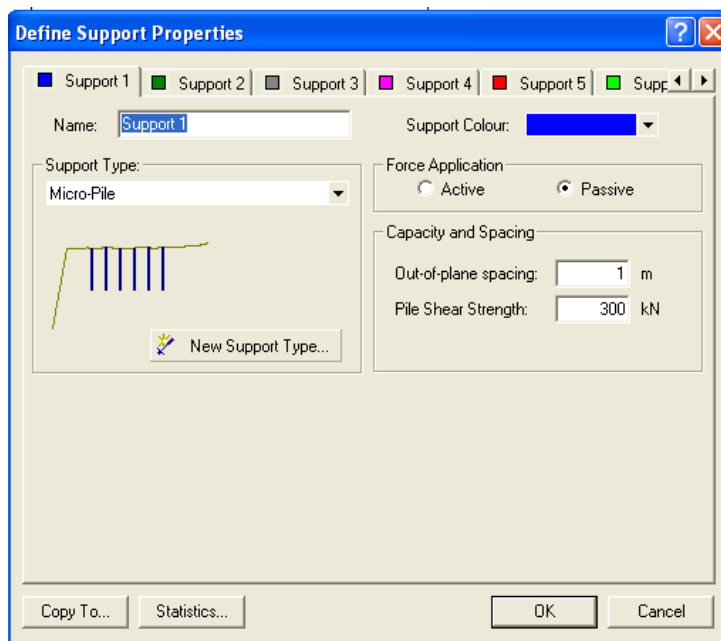
Cuadro 4.36. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Anclajes Talud “B”

Como se podrá ver, se comprueba que con la utilización de Anclajes, queda completamente estable el Talud “B” con Factores de Seguridad de 1.5 para todos los métodos que se muestran en el anterior recuadro.

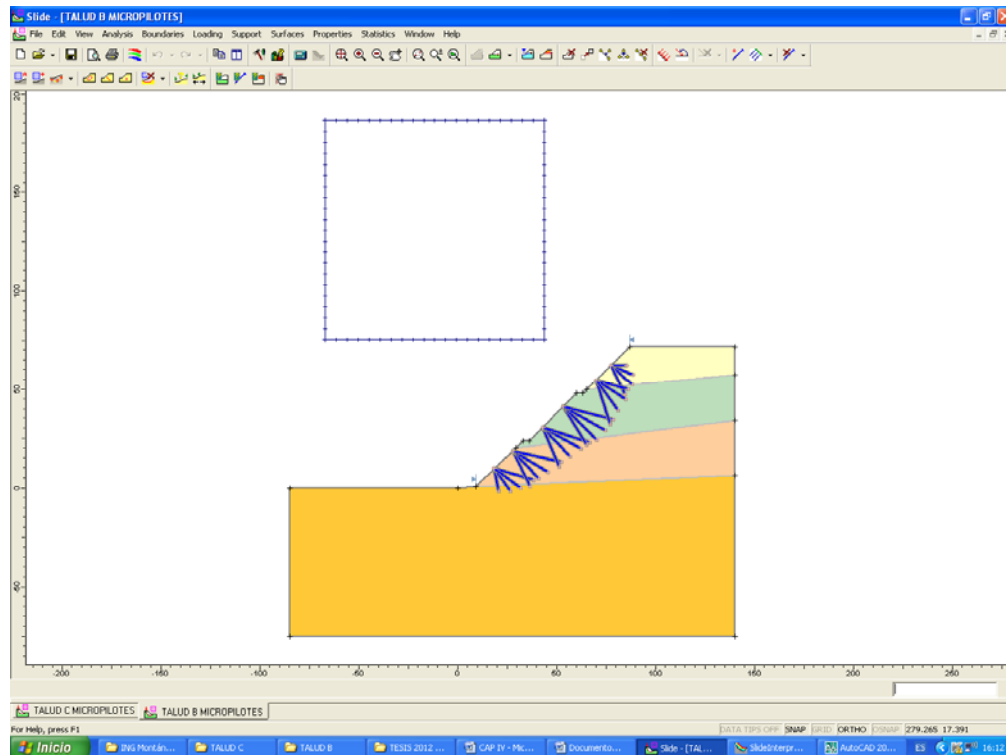
Micropilotes para Estabilizar el Talud “B”

A continuación presentamos las propiedades de los pilotes en el programa ***Slide 5.0***:

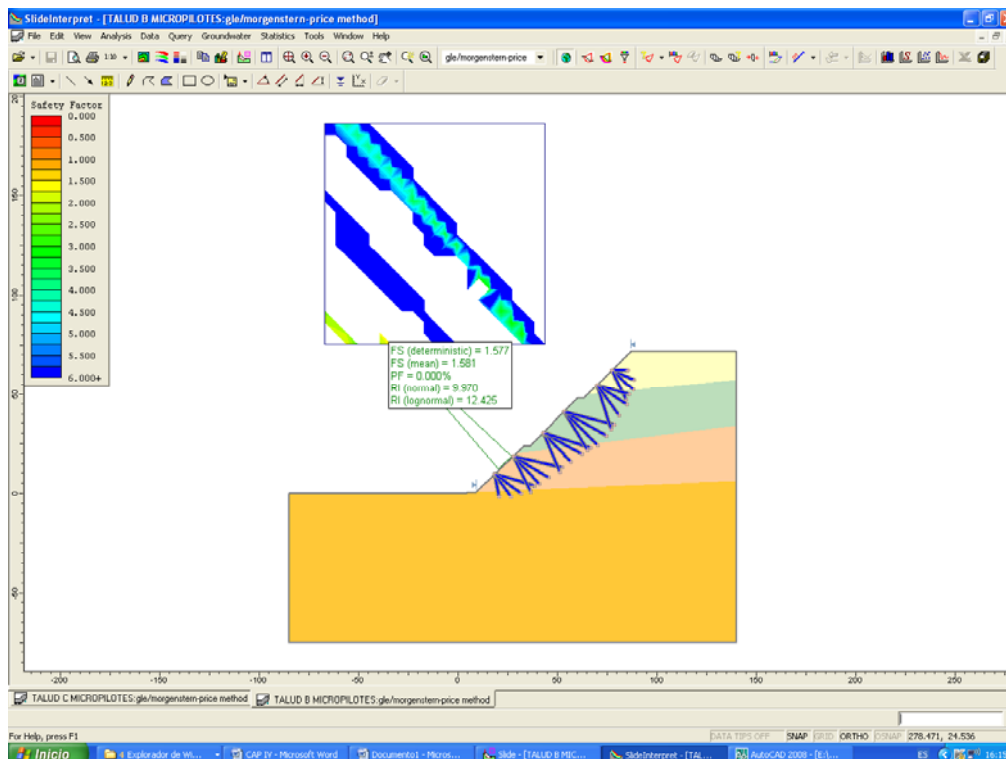
- Micropilotes tipo raíz
- Fuerza: Pasiva
- Espaciamiento fuera del plano: 1m
- Capacidad de tracción: 300 kN
- Longitud: 19.4m



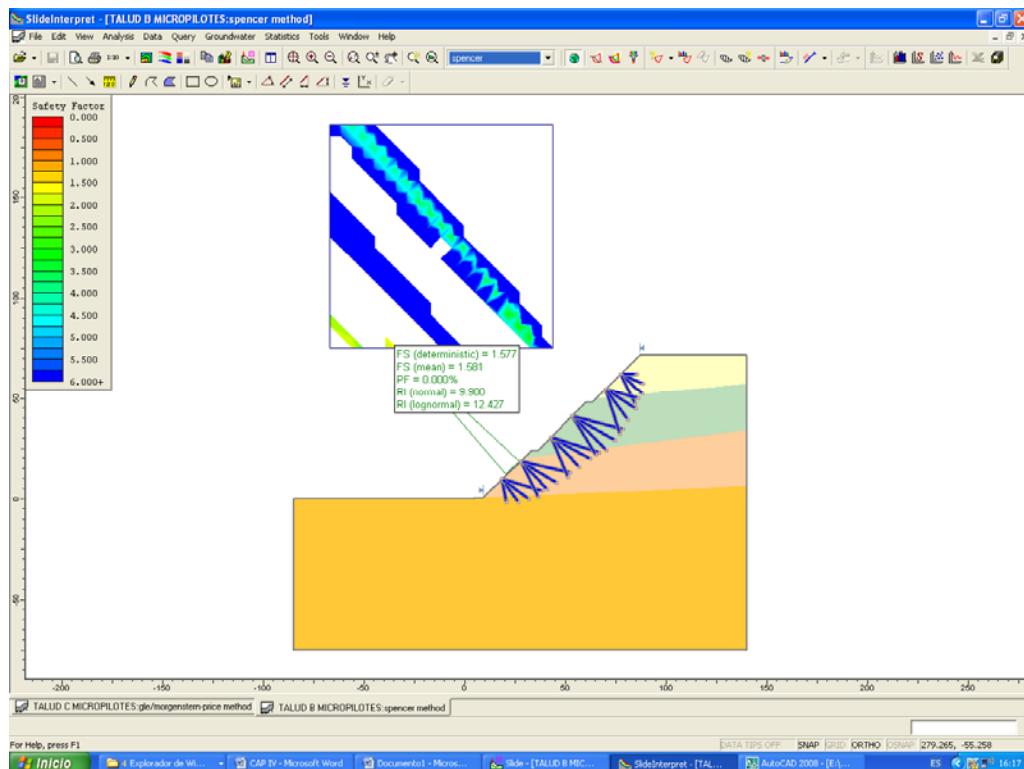
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “B” con Micropilotes.



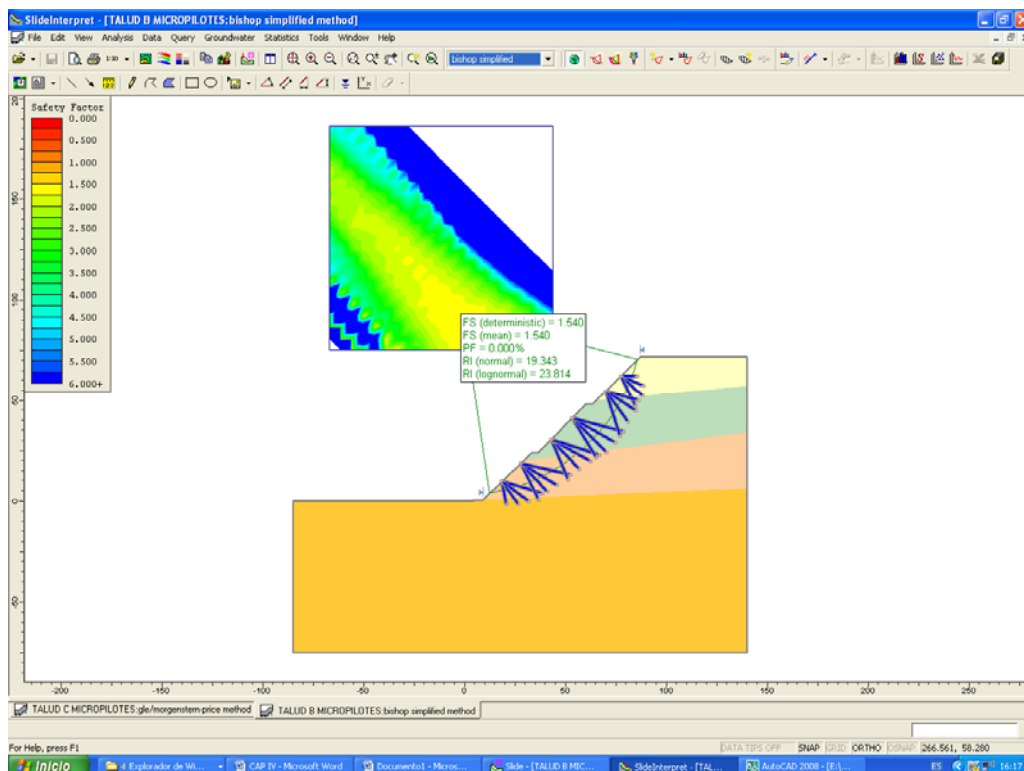
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.581



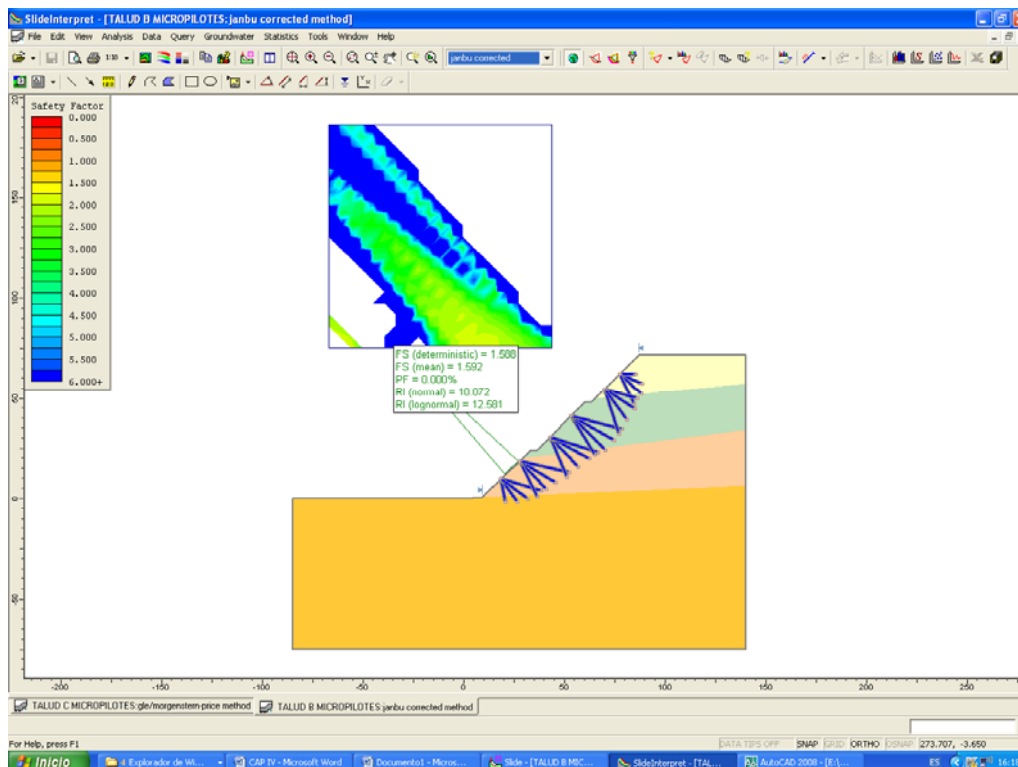
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.581



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.540



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.592



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.581
Spencer	1.581
Bishop Simplificado	1.540
Janbu Corregido	1.592

Cuadro 4.37. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Micropilotes Talud “B”

Como se podrá ver, se comprueba que con la utilización de Micropilotes, queda completamente estable el Talud “B” con Factores de Seguridad mayores a 1.5 por todos los métodos de análisis.

Cambio de Geometría para Estabilizar el Talud “B”

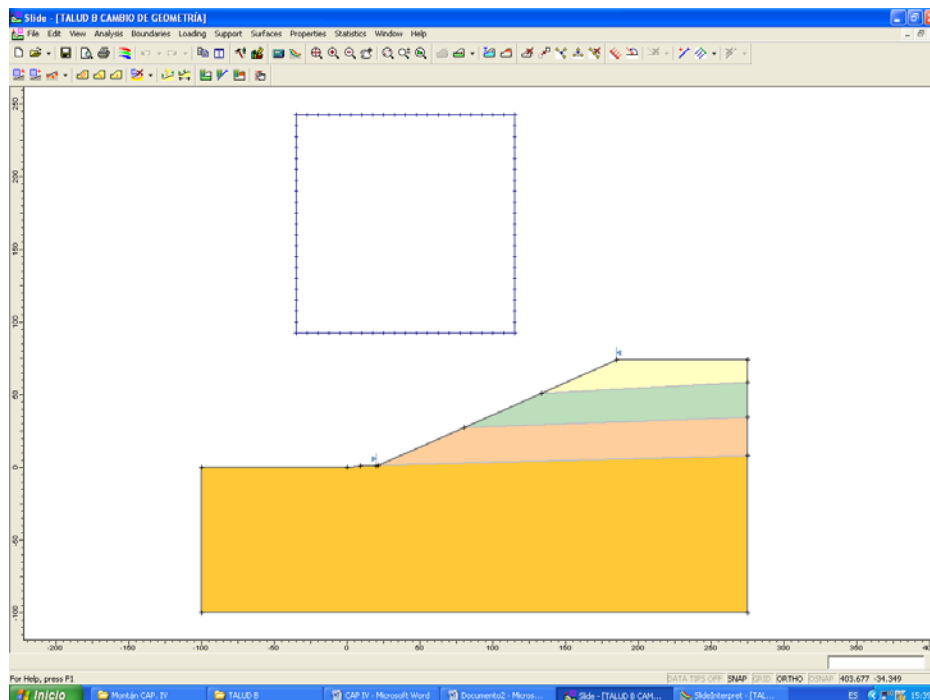
A continuación procedemos a introducir las nuevas coordenadas (X;Y) con el nuevo perfil del Talud “B” puesto que se cambió la geometría del mismo para estabilizarlo.

X	Y
0	0
9.0	0.9
20	0.9
185	74
275*	74*
275*	-100*
-100*	-100*
-100*	0*

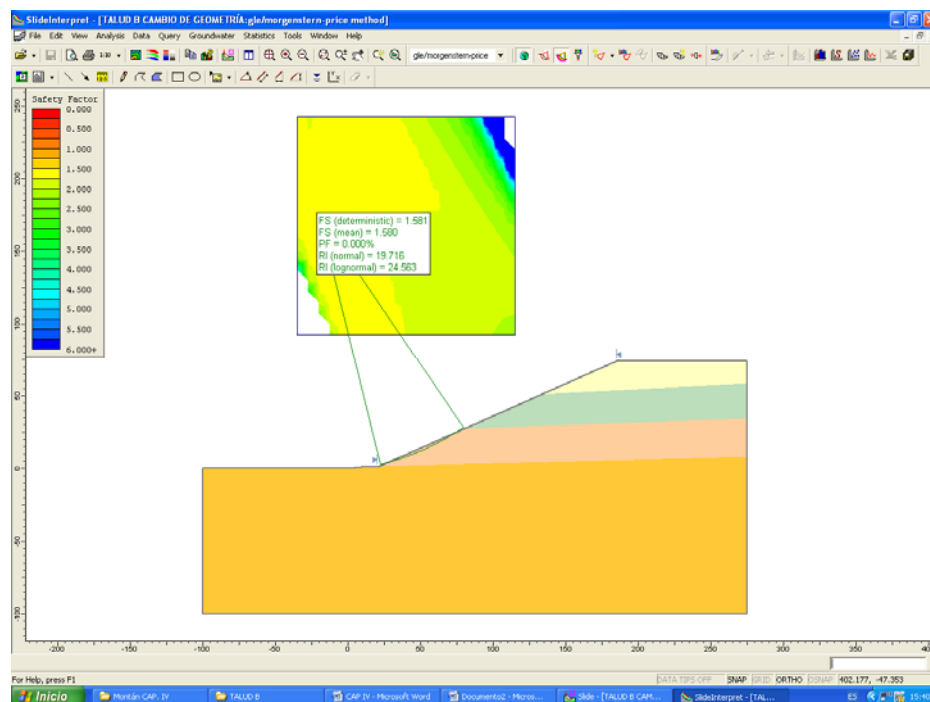
Cuadro 4.38. Coordenadas de los límites externos con Cambio de Geometría Talud “B”

Nota 1.- *Puntos externos del Talud (Arbitrario)

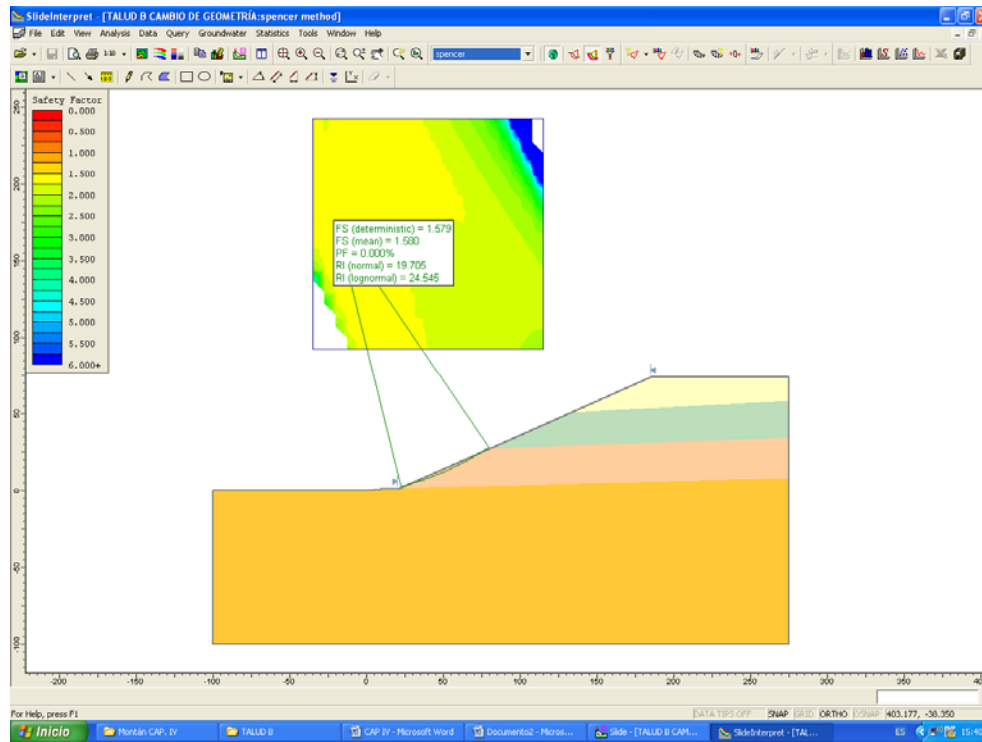
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “B” con Cambio de Geometría



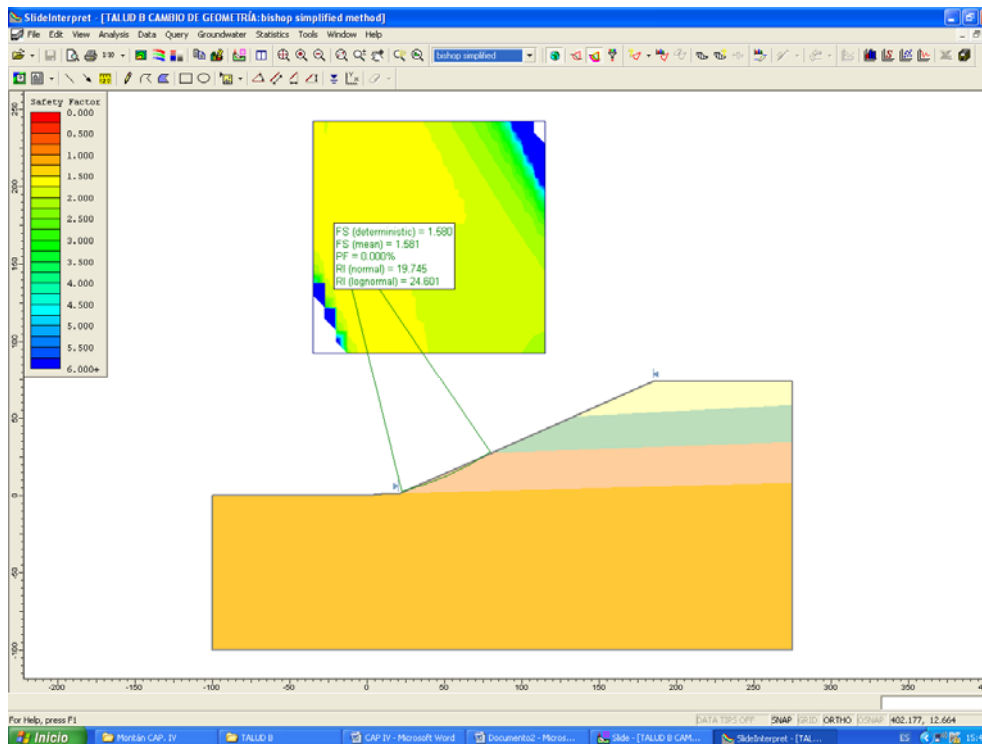
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.580



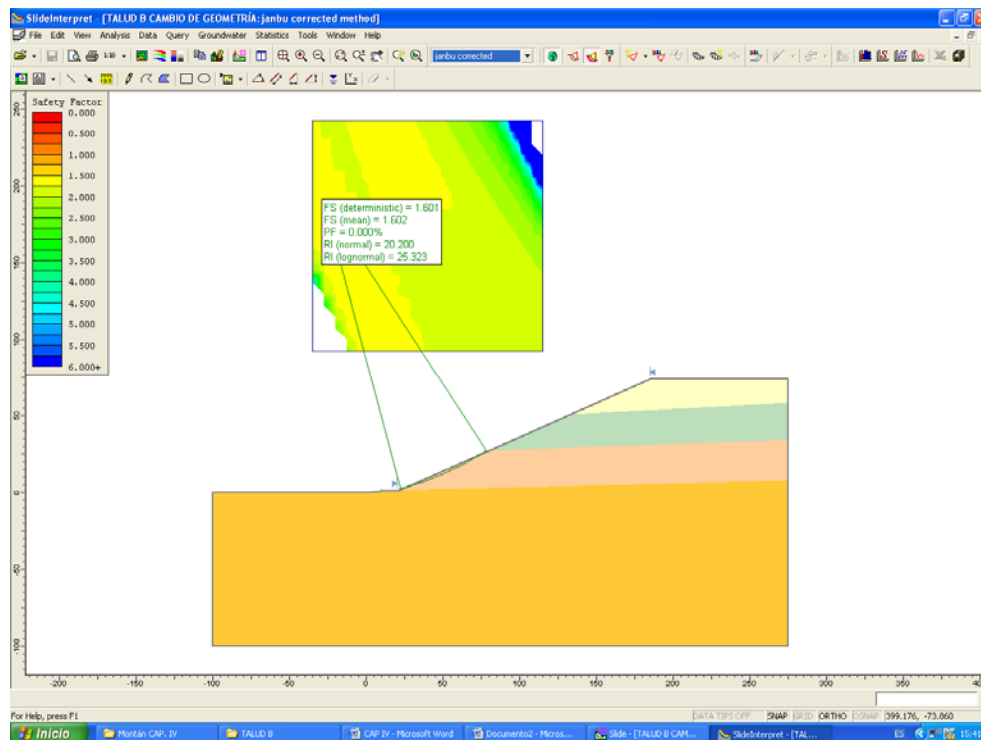
Método Spencer/Factor de Seguridad= 1.580



Método Bishop Simplificado/Factor de Seguridad= 1.581



Método Janbu Corregido/Factor de Seguridad= 1.602



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.580
Spencer	1.580
Bishop Simplificado	1.581
Janbu Corregido	1.602

Cuadro 4.39. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Cambio de Geometría Talud “B”

Como se podrá ver en el anterior recuadro notamos que el Cambio de Geometría del talud, como era de esperar, eleva los factores de seguridad a 1.5 por lo que este talud queda estable por todos los métodos de análisis.

4.9.2.3 Planteamiento de Estabilización del Talud “C”

SUBTRAMO2 Abra el Cóndor- Canaletas

PROGRESIVA 32+020

TALUD Corte (lado izquierdo)

Descripción del talud.

El material de este talud está conformado por arena, arcilla y limos con presencia de rocas fracturadas, en este talud se presentan considerables deslizamientos que interfieran con el tránsito normal, debido a que éstos caen directamente sobre la plataforma de la carretera, pudiendo ocasionar accidentes y daño a la plataforma.

El talud tiene una inclinación de 36°, una altura de 84 metros y un largo de 95 metros.

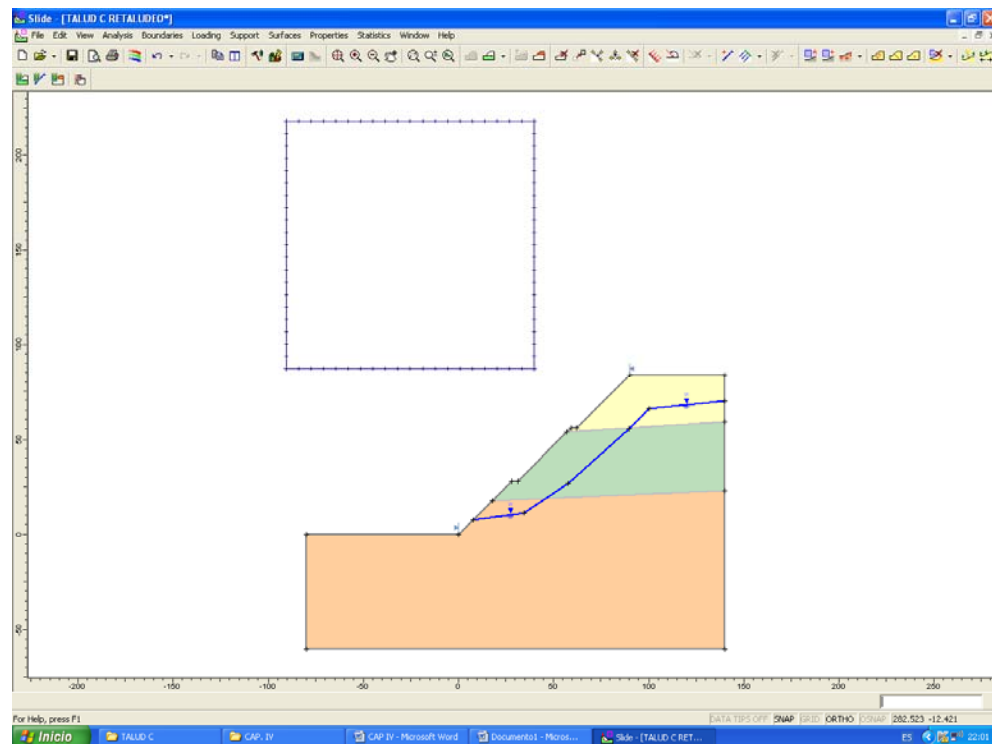
El detalle del análisis de suelos referente a este talud se muestra en el siguiente cuadro:

Muestra	Parte del Talud	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Descripción	Peso Unitario (KN/m3)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m2)
Talud C	Cabeza	SM	A-4(0)	Arena limosa	17.66	32	11.77
	Medio	SM-SC	A-2-4(0)	Arena limo arcillosa	17.95	31	19.33
	Pie	SM	A-2-4(0)	Arena arcillosa	18.25	34	18.34

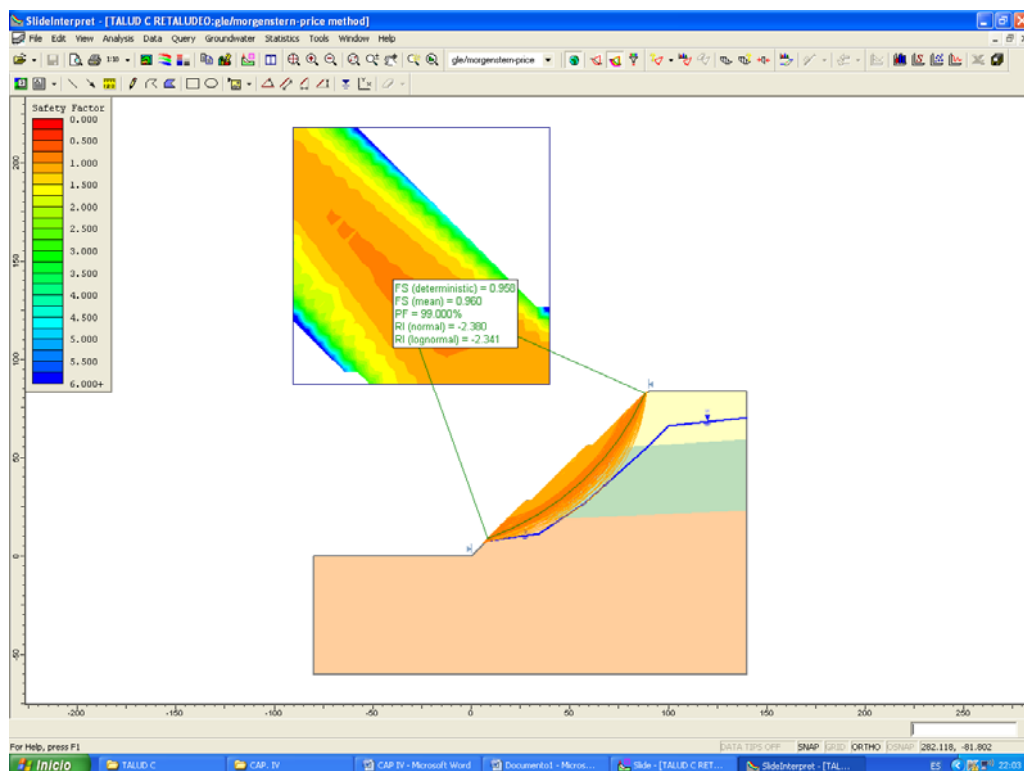
Cuadro 4.40. Propiedades de los Suelos Talud “C”

Analizado el Talud “C” por medio del programa Slide 5.0 obtuvimos las fallas de deslizamiento con factor menor a 1.5. Se propuso primeramente un retaludeo cambiando la inclinación del talud a una relación 1:1 con la conformación de dos banquetas de 3m de ancho cada una y altura de cada talud de 28m. Con esta nueva geometría se podrá obtener un nuevo factor de seguridad, el cual indicará si es necesaria la colocación de anclajes, micropilotes o un cambio de geometría con el tendido de ángulo del talud.

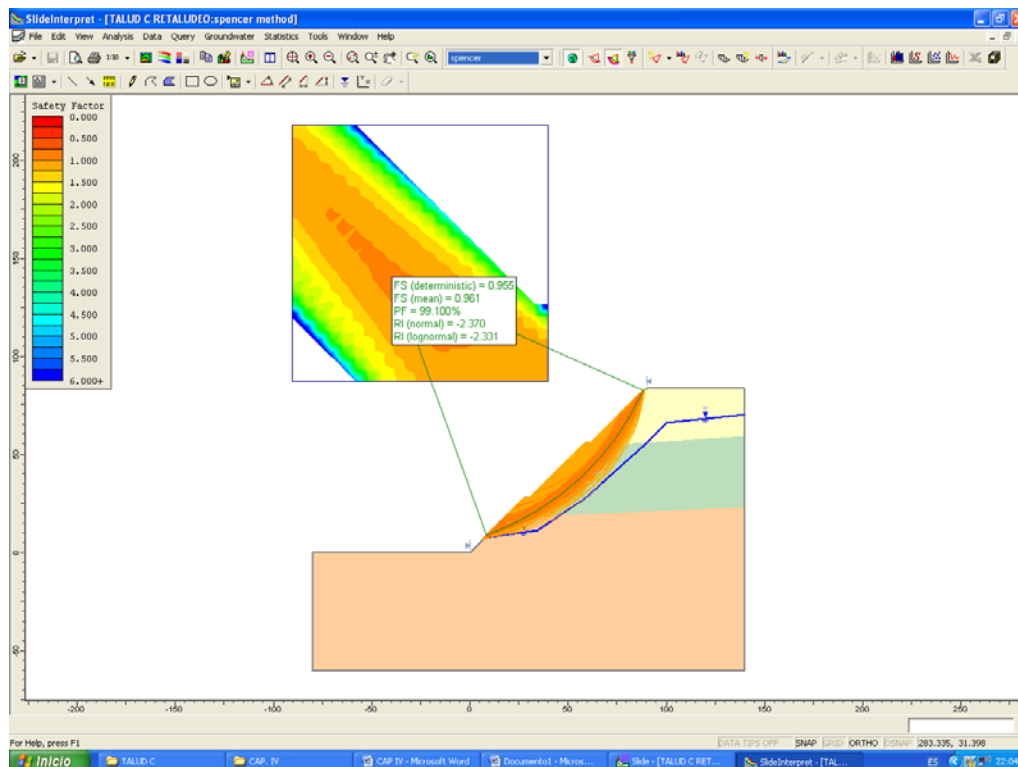
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud "C" con Retaludeo.



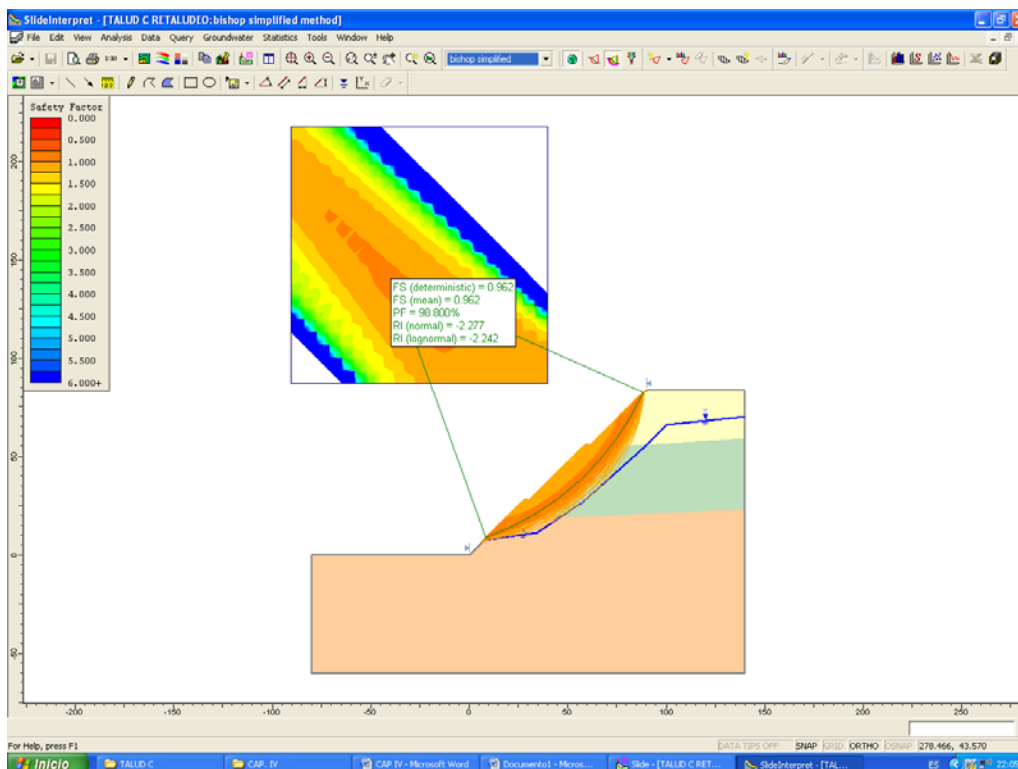
Método Mogenstern-Price / Factor de Seguridad = 0.960



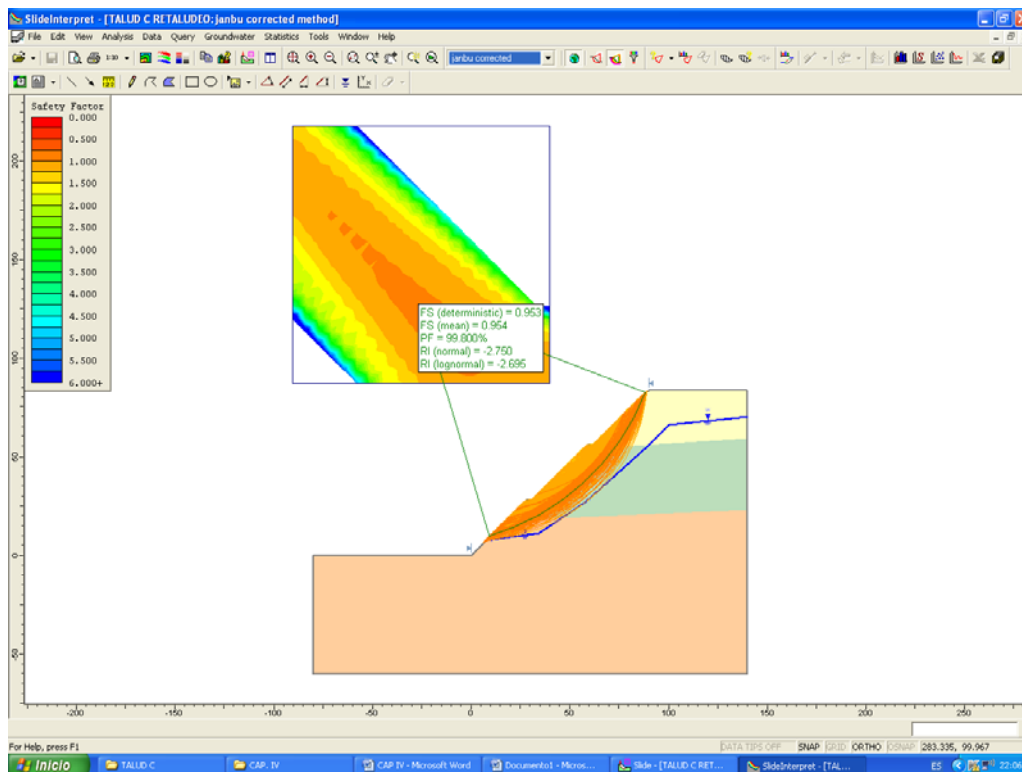
Método Spencer / Factor de Seguridad = 0.961



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 0.962



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 0.964



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	0.960
Spencer	0.961
Bishop Simplificado	0.962
Janbu Corregido	0.964

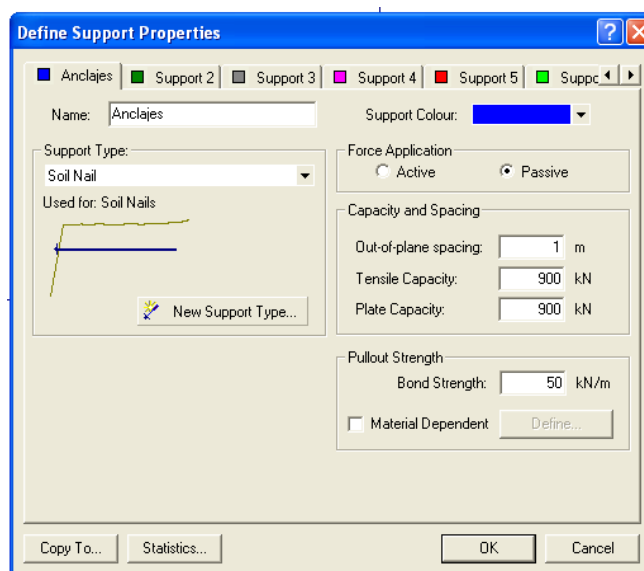
Cuadro 4.41. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Retaludeo Talud “C”

Como se podrá ver, que aún con el Retaludeo en el Talud “C” se evidencia un factor de seguridad menor a 1.5 por lo que se propone elevar el factor de seguridad igual o mayor a 1.5 con la utilización de anclajes, micropilotes o un cambio de geometría con el tendido del ángulo del talud.

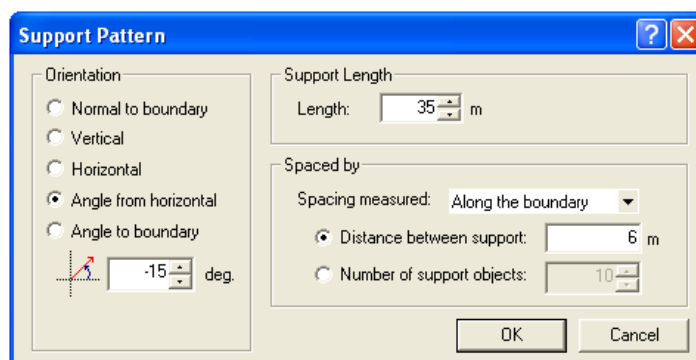
Anclajes para Estabilizar el Talud “C”

A continuación presentamos las propiedades de los anclajes en el programa **Slide 5.0**:

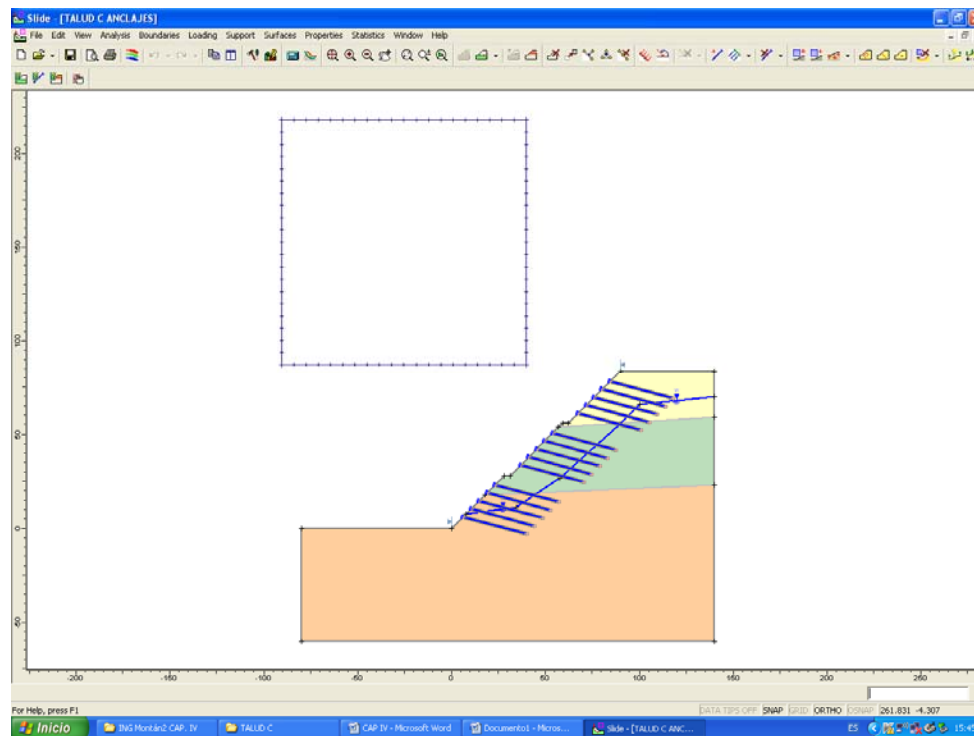
- Fuerza: Pasiva
- Espaciamiento fuera del plano: 1m
- Capacidad de tracción: 900KN
- Capacidad de placa: 900 KN
- Resistencia a la adherencia: 50KN/m



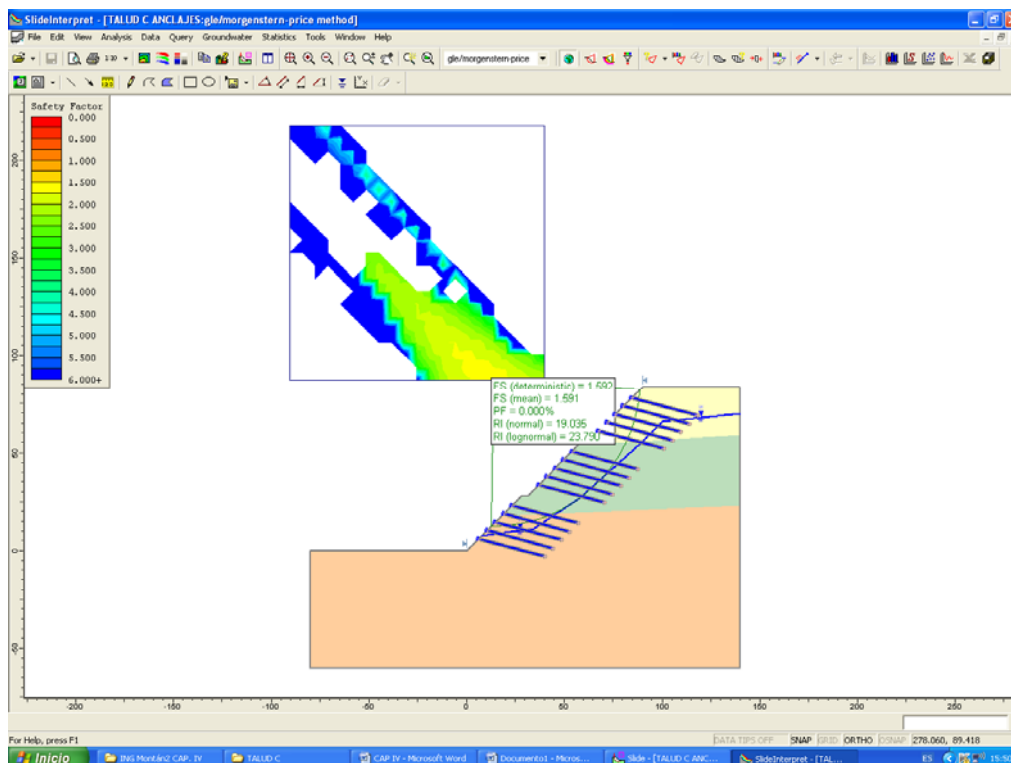
- Longitud del Anclaje: 35m
- Distancia entre soportes: 6m
- Ángulo con la horizontal: -15



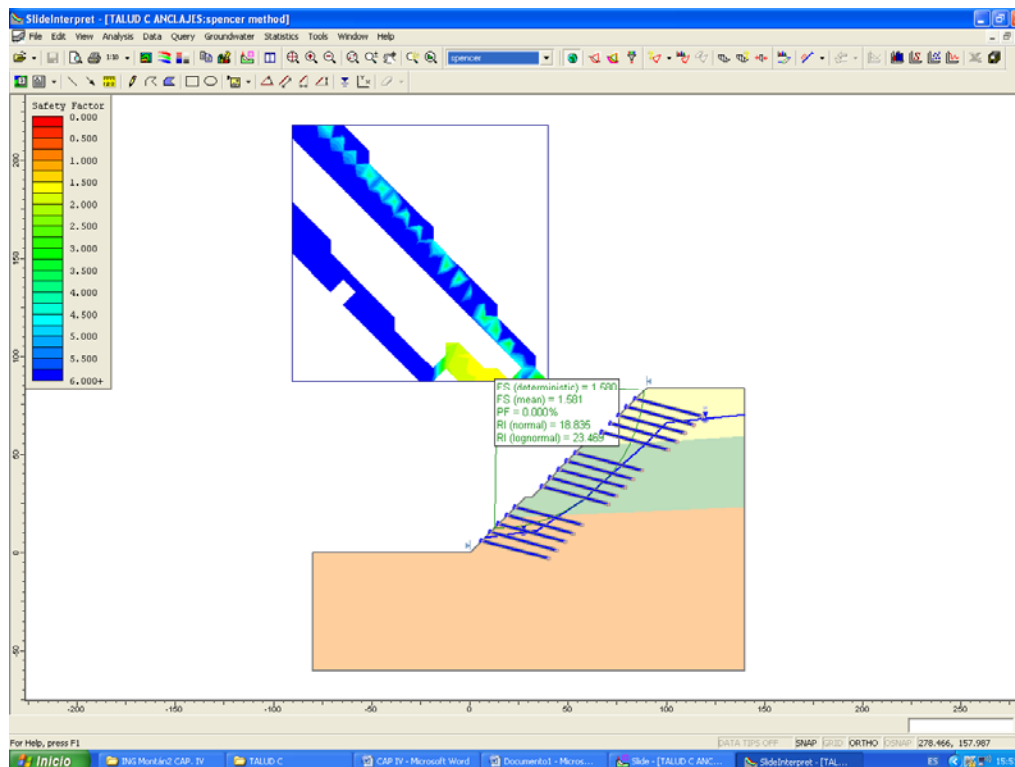
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “C” con Anclajes.



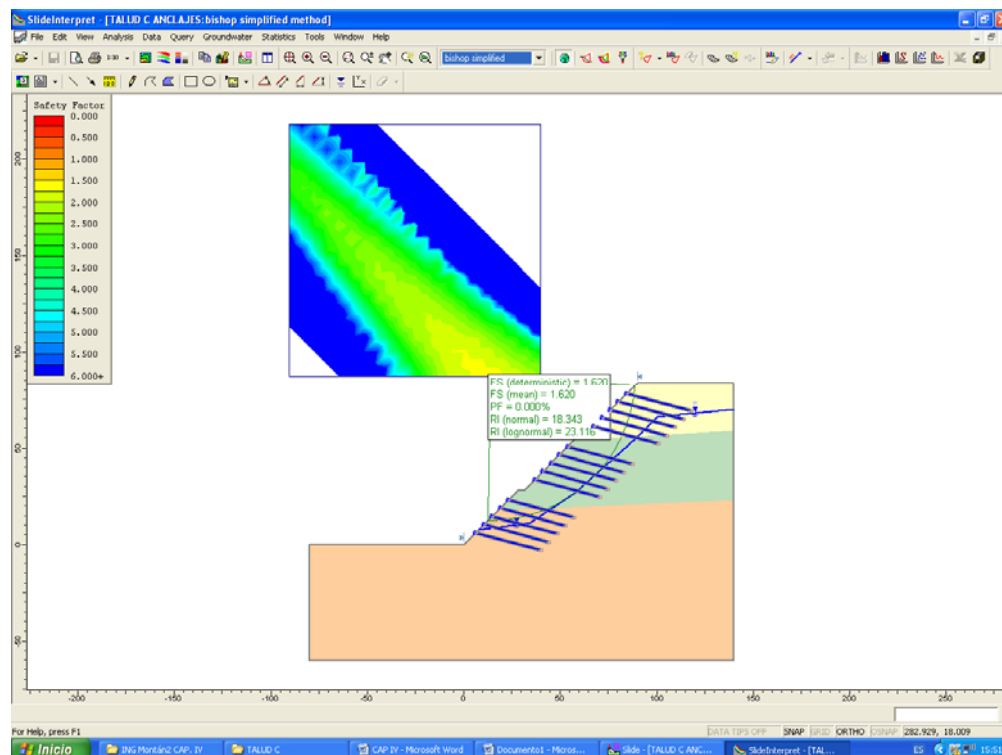
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.591



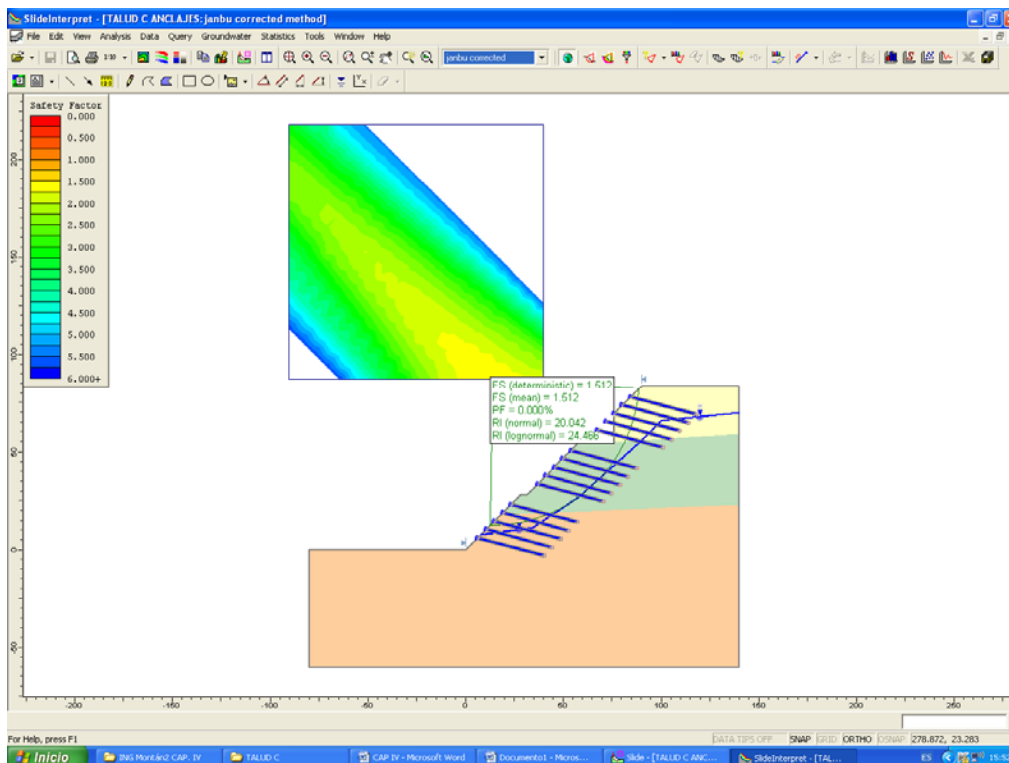
Método Spencer/Factor de Seguridad= 1.581



Método Bishop Simplificado/Factor de Seguridad= 1.620



Método Janbu Corregido/Factor de Seguridad= 1.512



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.591
Spencer	1.581
Bishop Simplificado	1.620
Janbu Corregido	1.512

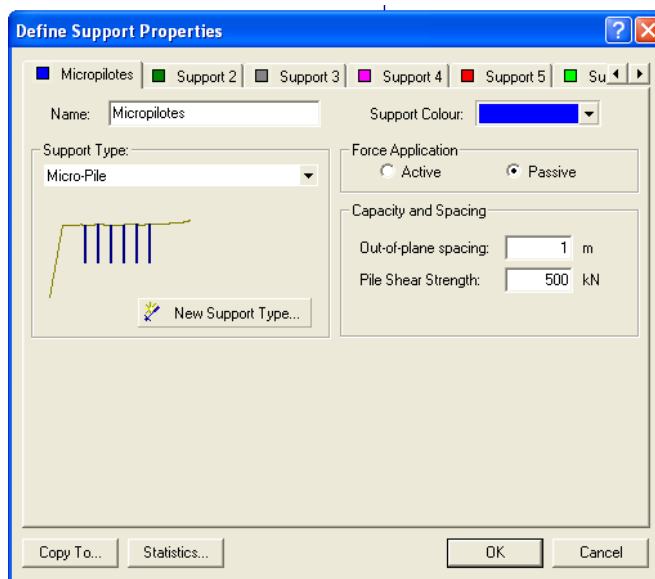
Cuadro 4.42. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Anclajes Talud “C”

Como se podrá ver, se comprueba que con la utilización de Anclajes, queda completamente estable el Talud “C” con Factores de Seguridad mayores 1.5 para todos los métodos de análisis.

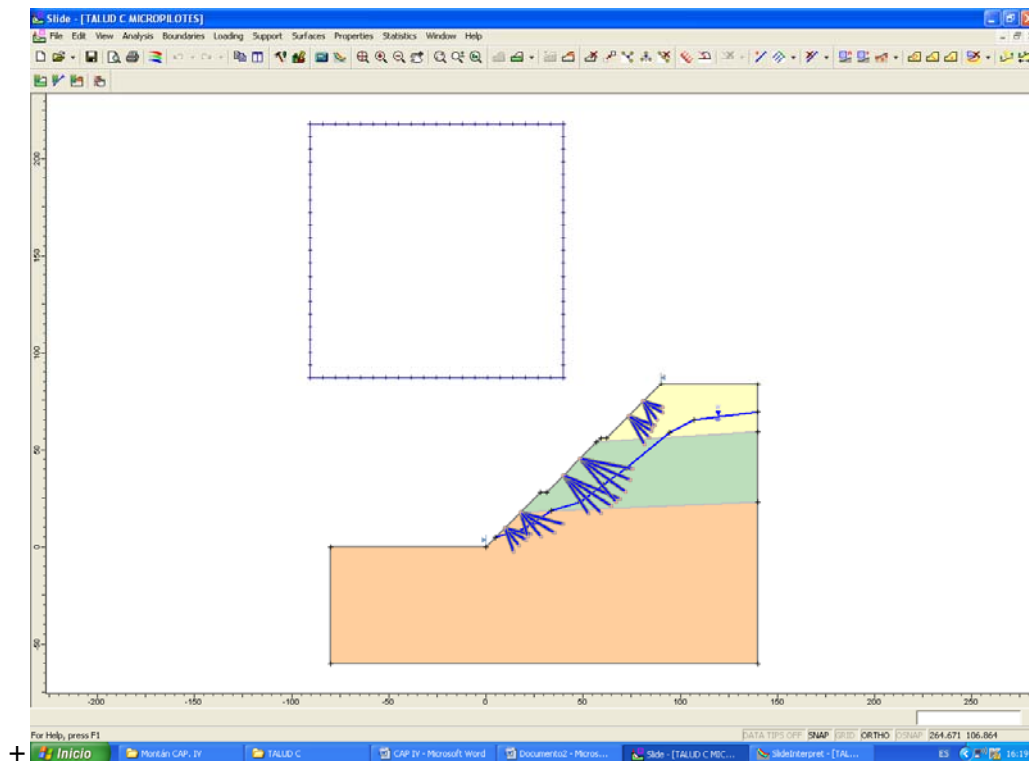
Micropilotes para Estabilizar el Talud “C”

A continuación presentamos las propiedades de los pilotes en el programa ***Slide 5.0:***

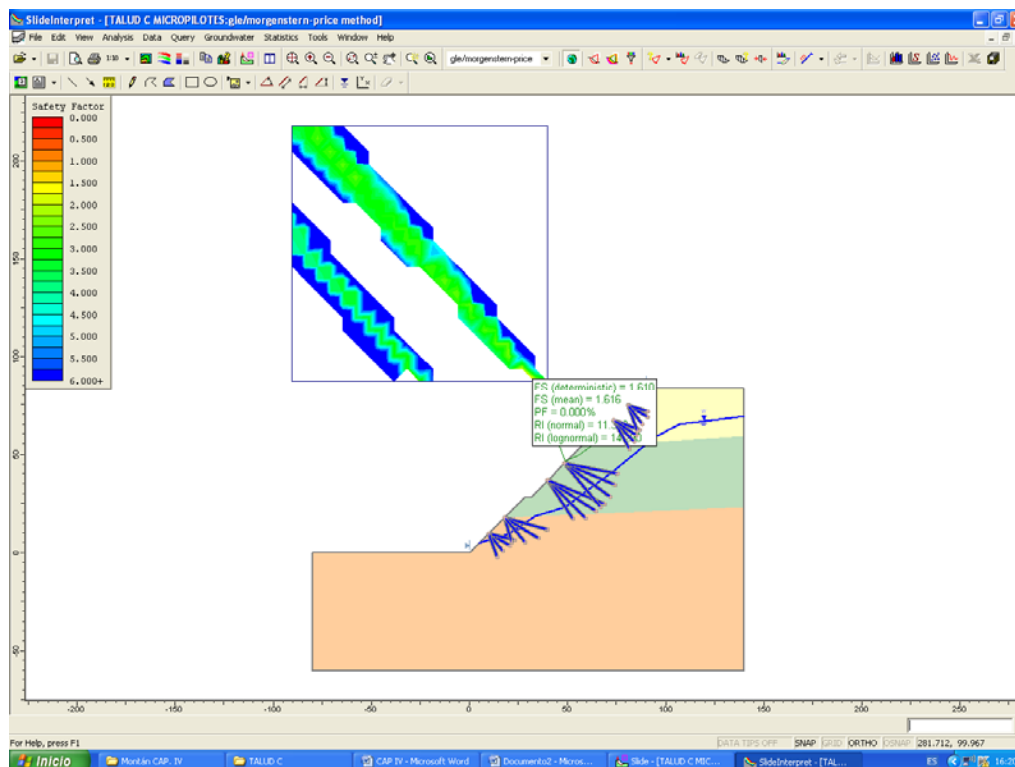
- Micropilotes tipo raíz
- Fuerza: Pasiva
- Espaciamiento fuera del plano: 1m
- Capacidad de tracción: 500 kN
- Longitud: 20m



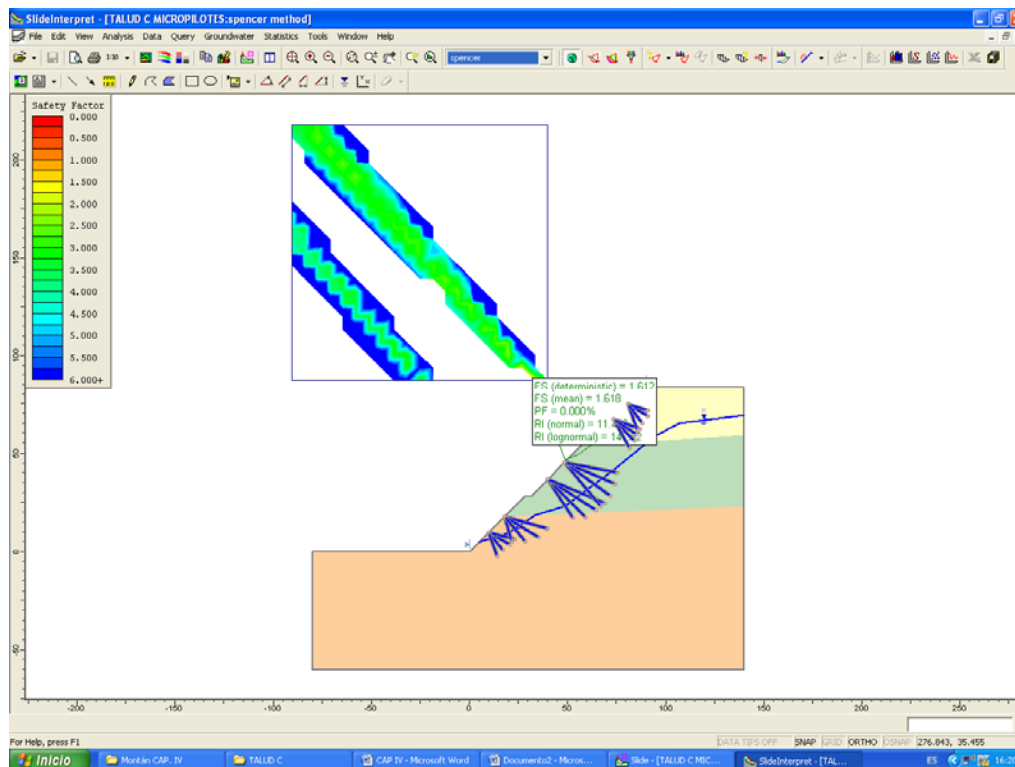
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “C” con Micropilotes.



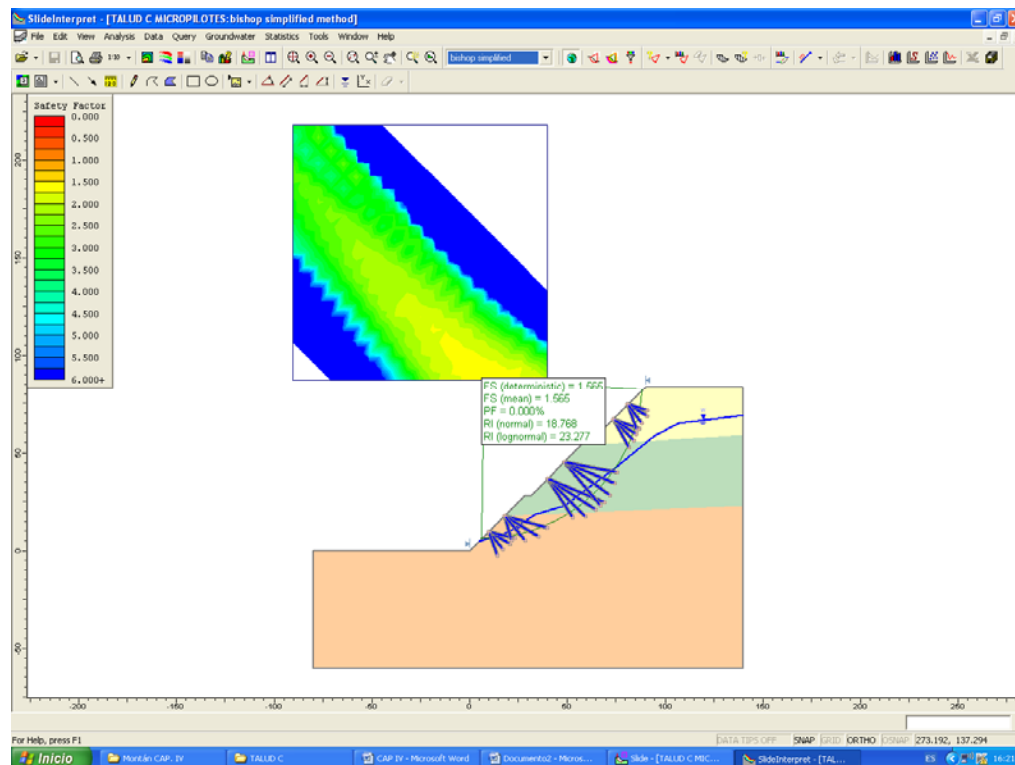
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.616



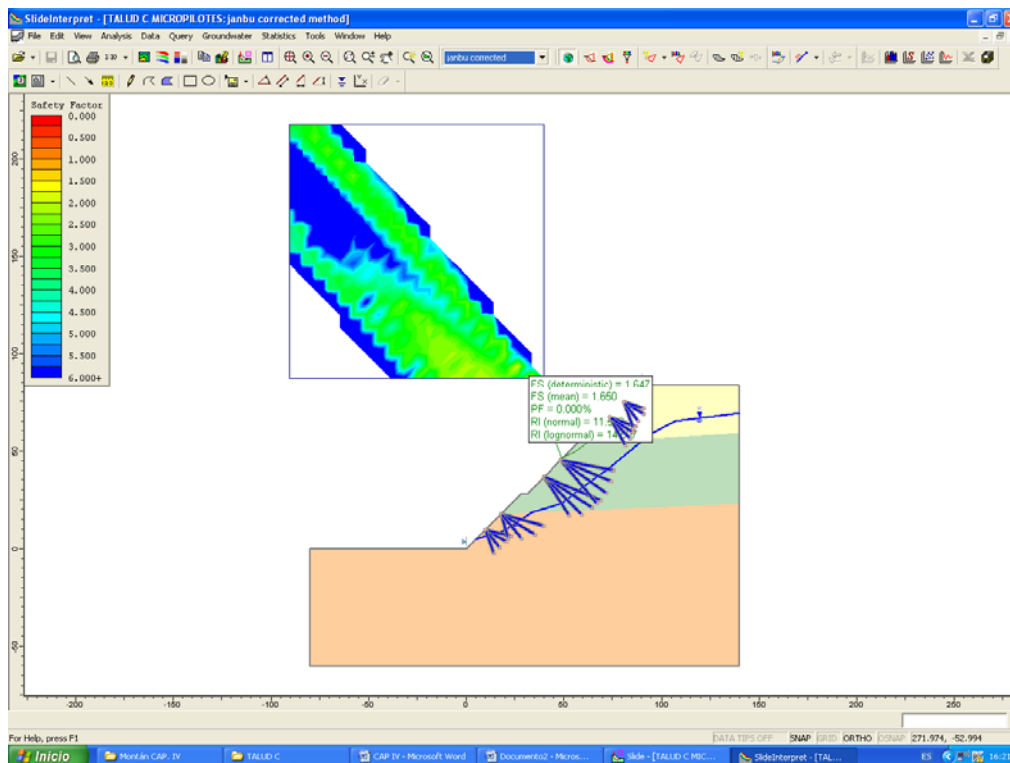
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.618



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.565



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.650



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.616
Spencer	1.618
Bishop Simplificado	1.565
Janbu Corregido	1.650

Cuadro 4.43. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Micropilotes Talud “C”

Como se podrá ver, se comprueba que con la utilización de Micropilotes, queda estabilizado el Talud “C” con Factores de Seguridad mayores a 1.5 por todos los métodos de análisis.

Cambio de Geometría para Estabilizar el Talud “C”

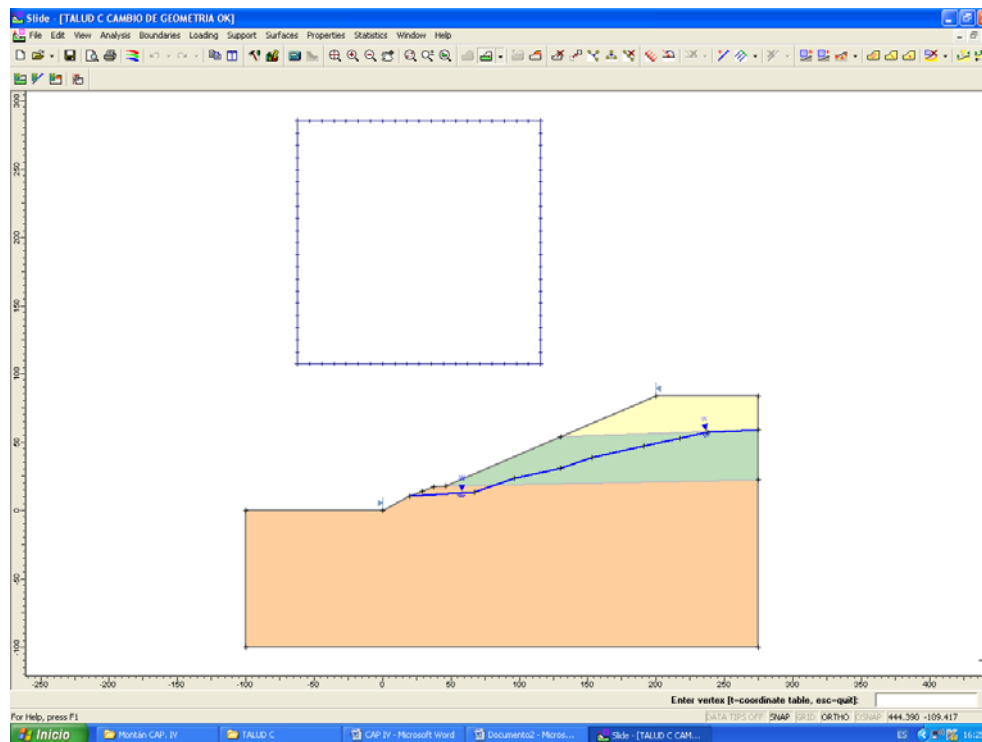
A continuación procedemos a introducir las nuevas coordenadas (X;Y) con el nuevo perfil del Talud “C” puesto que se cambió la geometría del mismo para estabilizarlo.

X	Y
0	0
20	11
28.8	14
37.3	17.5
46.2	17.8
200	84
275*	84*
275*	-100*
-100*	-100*
-100*	0*

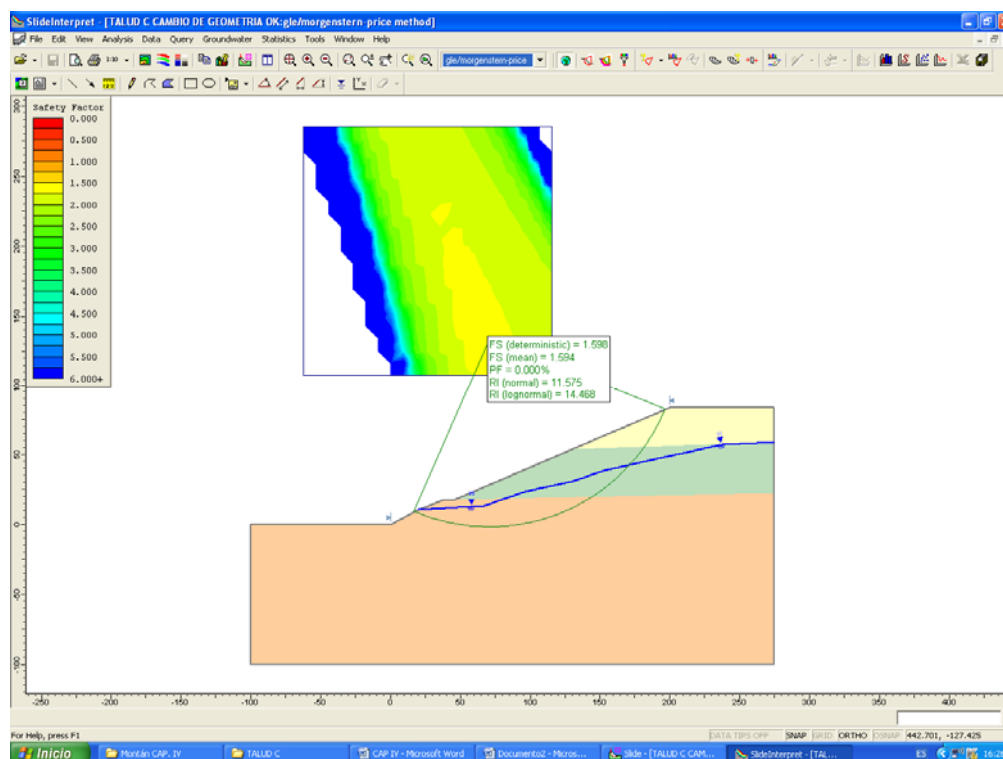
Cuadro 4.44. Coordenadas de los límites externos con Cambio de Geometría Talud “C”

Nota 1.- *Puntos externos del Talud (Arbitrario)

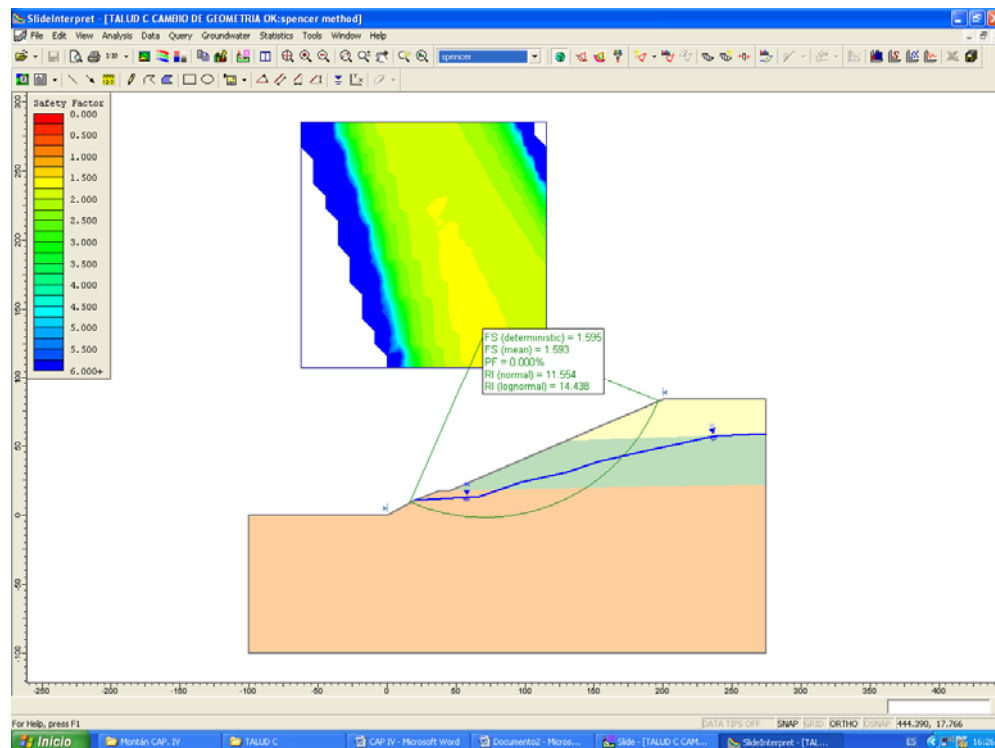
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “C” con Cambio de Geometría.



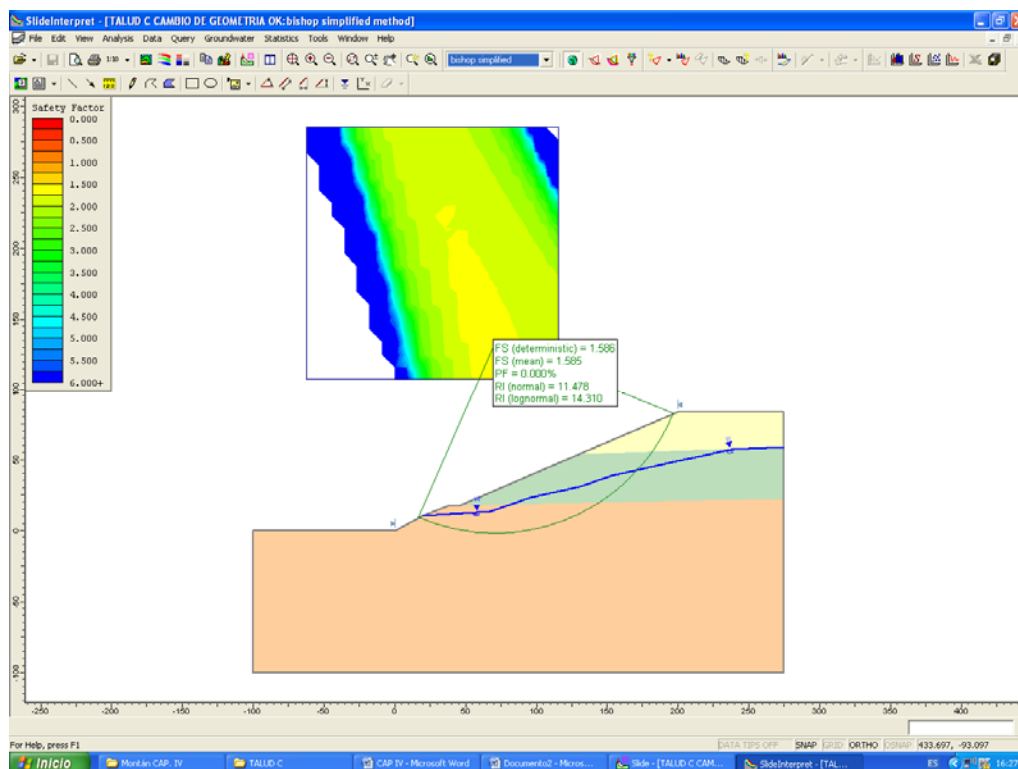
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.594



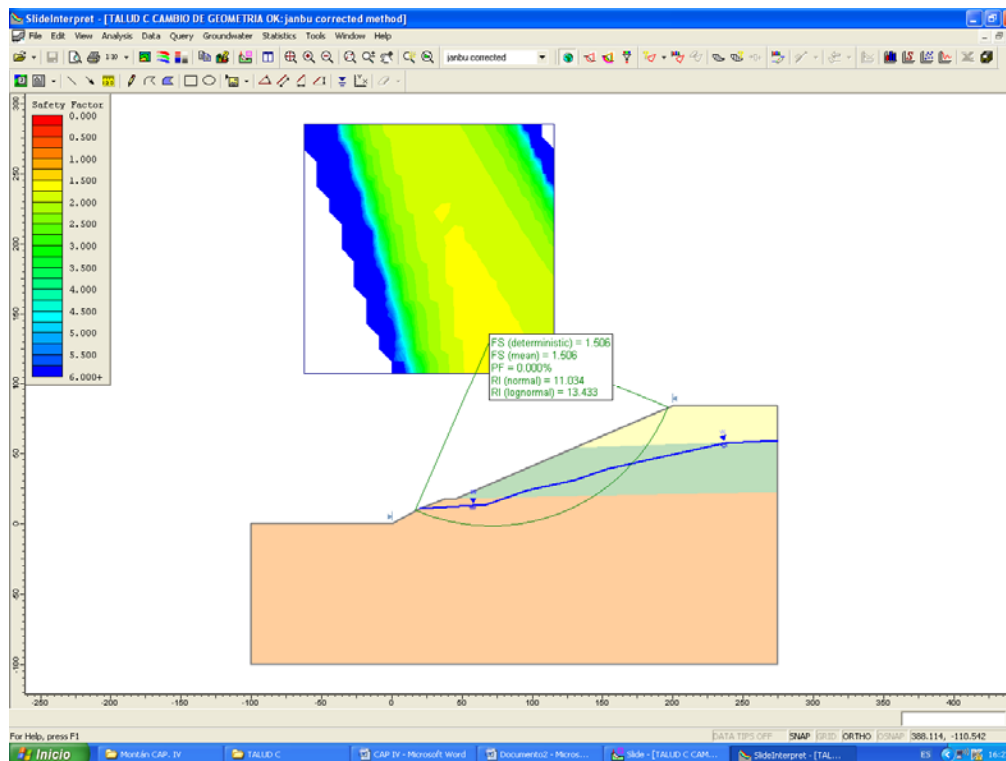
Método Spencer/Factor de Seguridad= 1.593



Método Bishop Simplificado/Factor de Seguridad= 1.585



Método Janbu Corregido/Factor de Seguridad= 1.506



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.594
Spencer	1.593
Bishop Simplificado	1.585
Janbu Corregido	1.506

Cuadro 4.45. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Cambio de Geometría Talud “C”

Como se podrá ver, se comprueba que con el Cambio de Geometría en el Talud “C” se llega a estabilizar al mismo con factores de seguridad mayores a 1.5 por todos los métodos de análisis.

4.9.2.4. Planteamiento de Estabilización del Talud “D”

SUBTRAMO2 *Abra el Cóndor- Canaletas*

PROGRESIVA *32+325*

TALUD *Corte (lado izquierdo)*

Descripción del talud.

El material de este talud está conformado en su integridad por material granular fracturado con presencia de limos y arcillas en pequeña cantidad, en este talud se presentan grandes deslizamientos que interfieran con el tránsito normal, debido a que la cohesión del material existente es nula, los deslizamientos se dan en grandes masas de material que caen directamente sobre la plataforma de la carretera, pudiendo ocasionar accidentes y daño a la plataforma.

El talud tiene una inclinación de 23°, una altura de 40 metros y un largo de 150 metros.

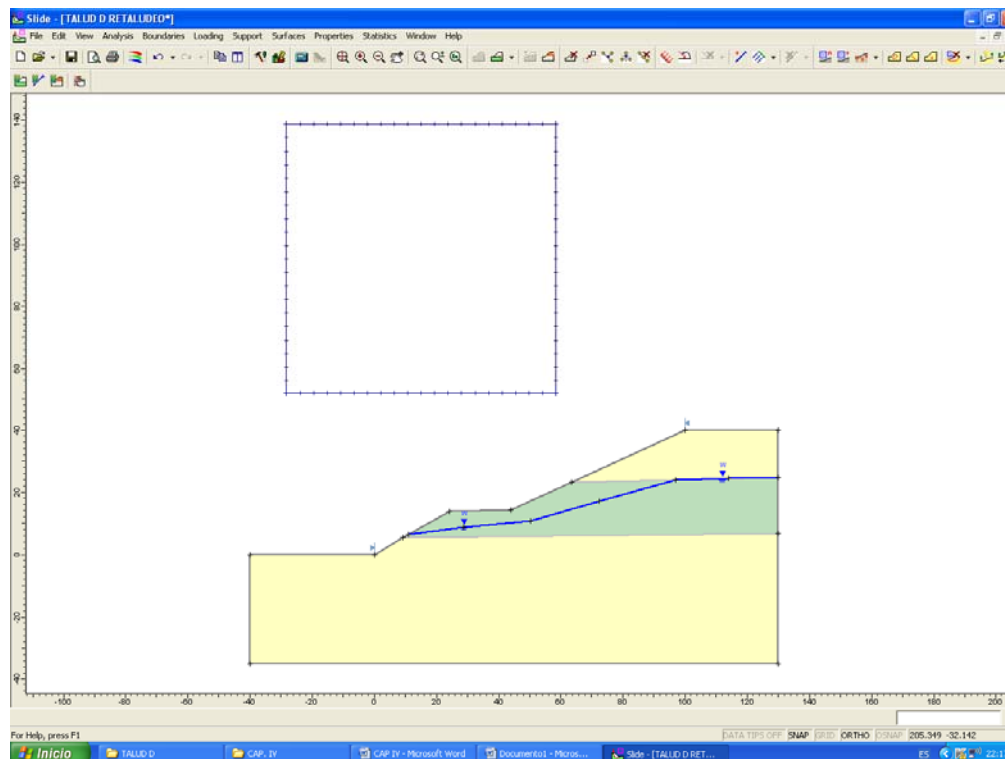
El detalle del análisis de suelos referente a este talud se muestra en el siguiente cuadro:

Muestra	Parte del Talud	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Descripción	Peso Unitario (KN/m ³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (KN/m ²)
Talud D	Cabeza	GM-GC	A-1-b(0)	Grava limo arcillosa	19.62	34	0.5
	Medio	GM	A-1-a(0)	Grava limosa	20.11	34	0.5
	Pie	GM-GC	A-1-b(0)	Grava limo arcillosa	19.62	34	0.5

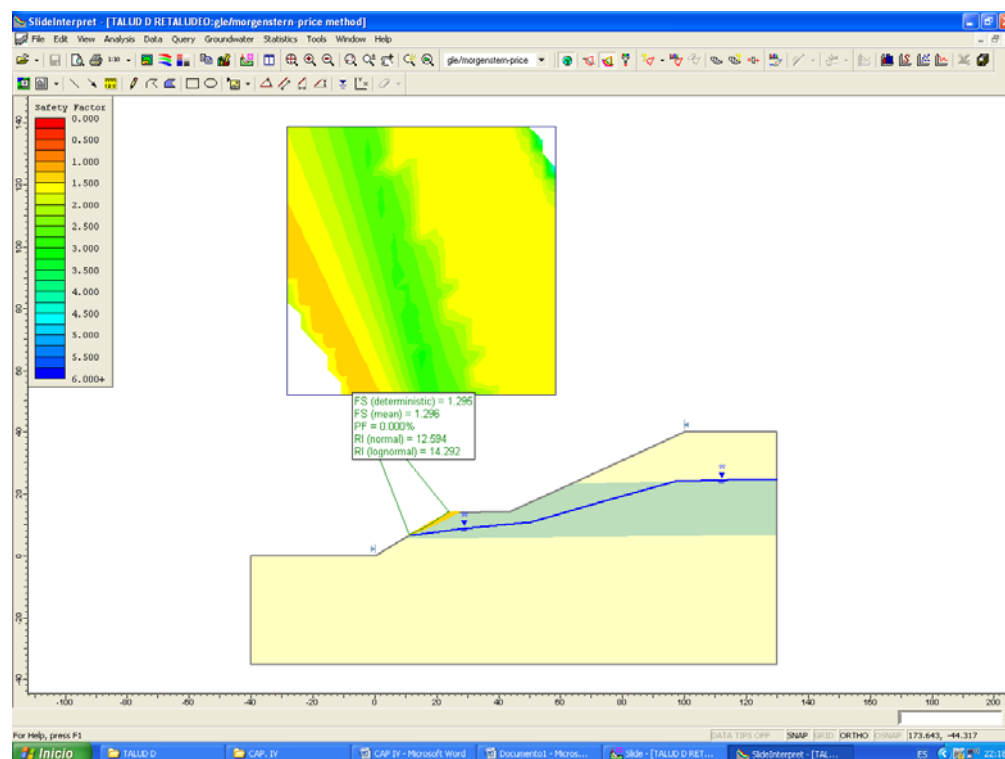
Cuadro 4.46. Propiedades de los Suelos Talud “D”

Analizado el Talud “D” por medio del programa Slide 5.0 obtuvimos las fallas de deslizamiento con factor menor a 1.5. Se propuso primeramente un cambio en la inclinación del primer talud (parte del pie) con un tendido de ángulo a 30° y en la parte de la cabeza a 25°. Con esta nueva geometría se podrá obtener un nuevo factor de seguridad, el cual indicará si es necesaria la colocación de anclajes, micropilotes o un cambio de geometría con el tendido de ángulo del talud.

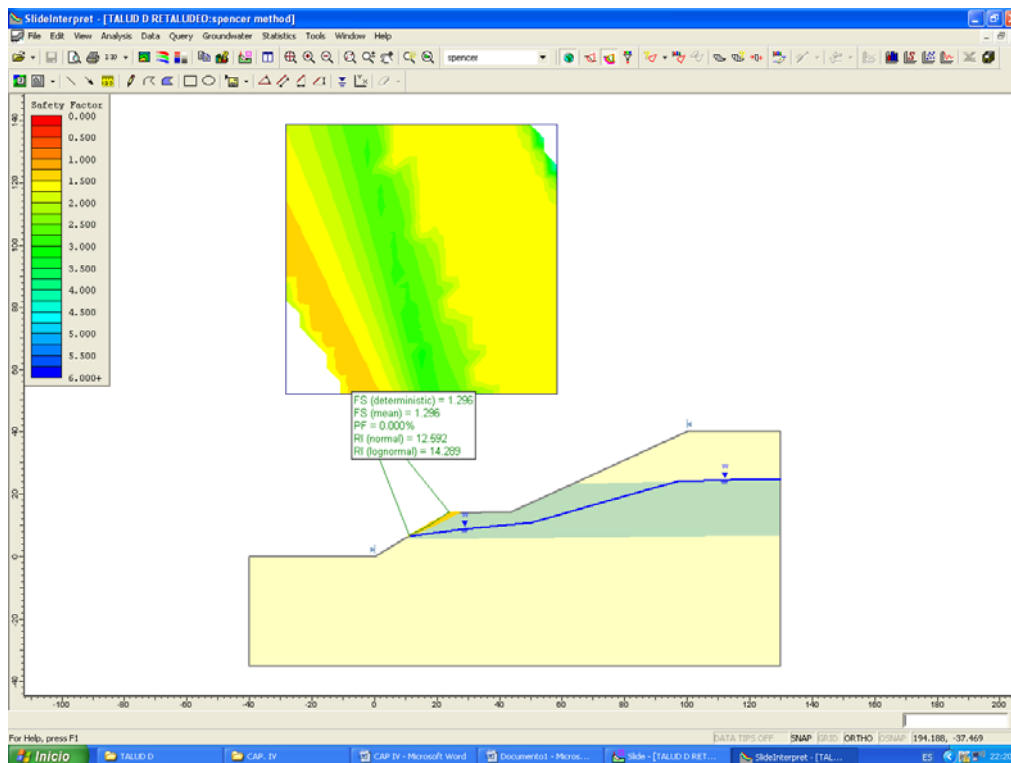
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “D” con Retaludeo



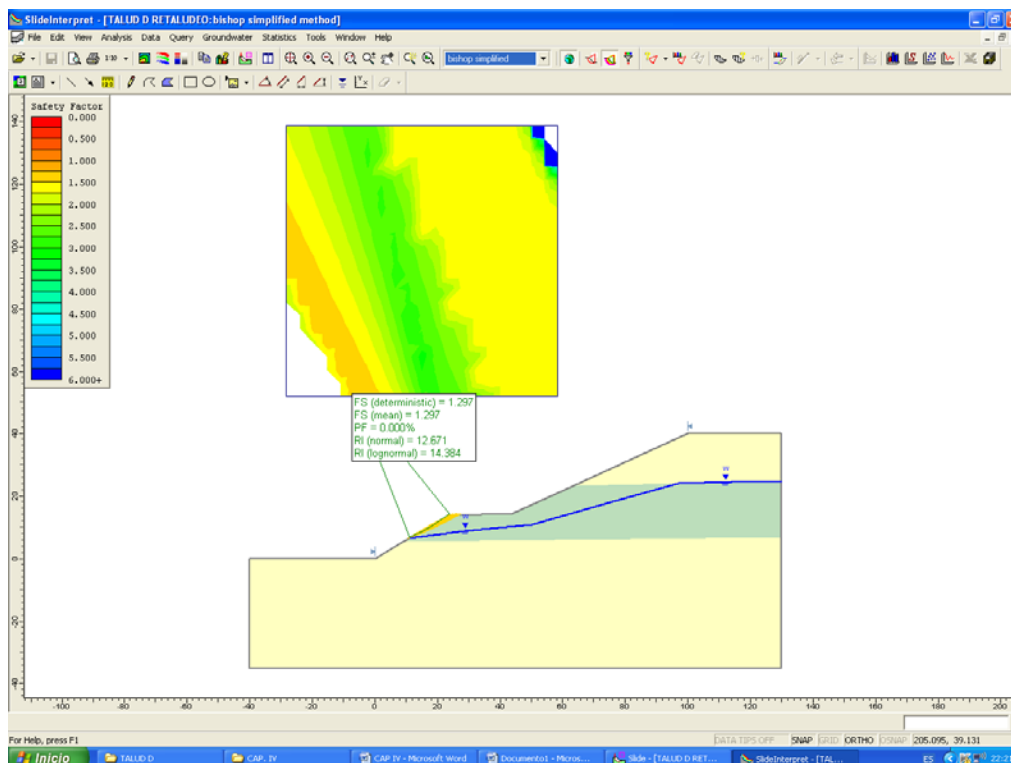
Método Mogenstern-Price / Factor de Seguridad = 1.296



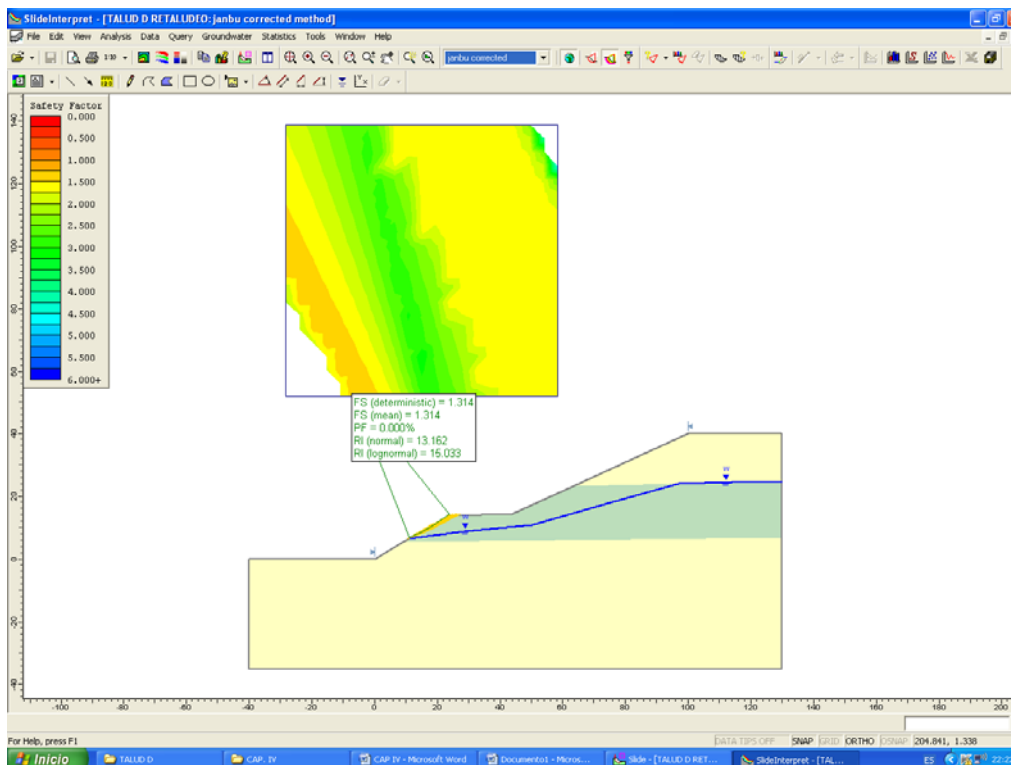
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.296



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.297



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.314



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.296
Spencer	1.296
Bishop Simplificado	1.297
Janbu Corregido	1.314

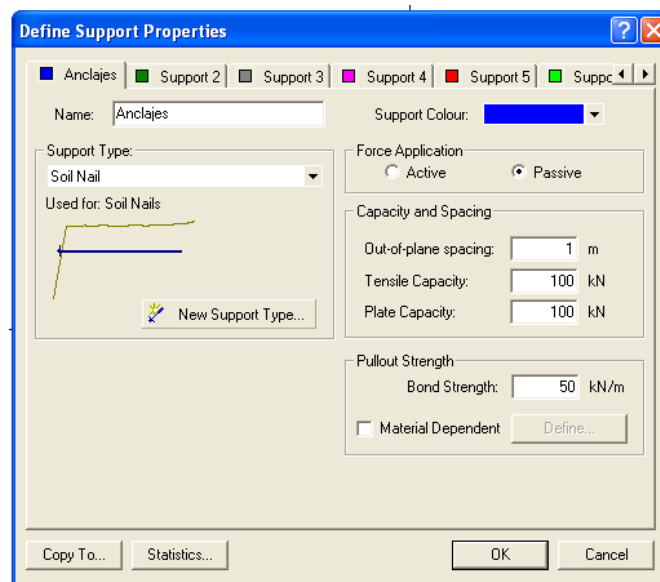
Cuadro 4.47. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Retaludeo Talud “D”

Como se podrá ver, que aún con el Retaludeo en el Talud “D” se evidencia un factor de seguridad menor a 1.5 por lo que se propone elevar el factor de seguridad igual o mayor a 1.5 con la utilización de anclajes, micropilotes o un cambio de geometría con el tendido del ángulo del talud.

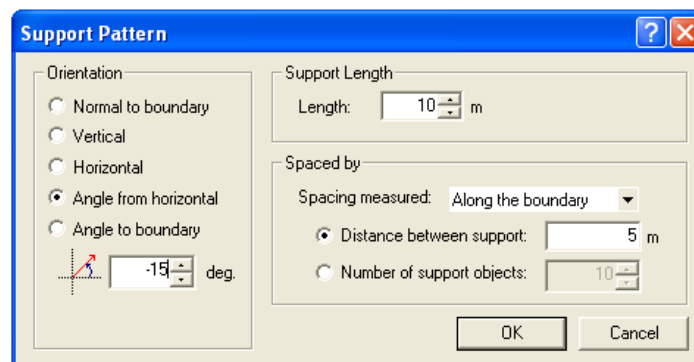
Anclajes para Estabilizar el Talud “D”

A continuación presentamos las propiedades de los anclajes en el programa **Slide 5.0**:

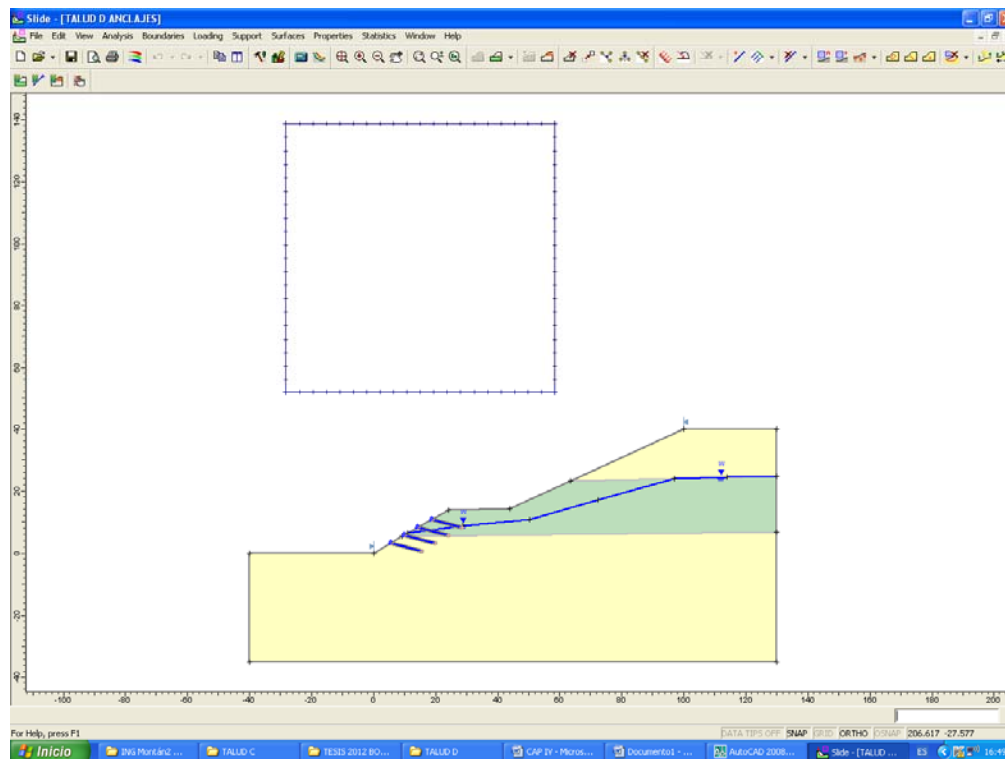
- Fuerza: Pasiva
- Espaciamiento fuera del plano: 1m
- Capacidad de tracción: 100KN
- Capacidad de placa: 100 KN
- Resistencia a la adherencia: 50KN/m



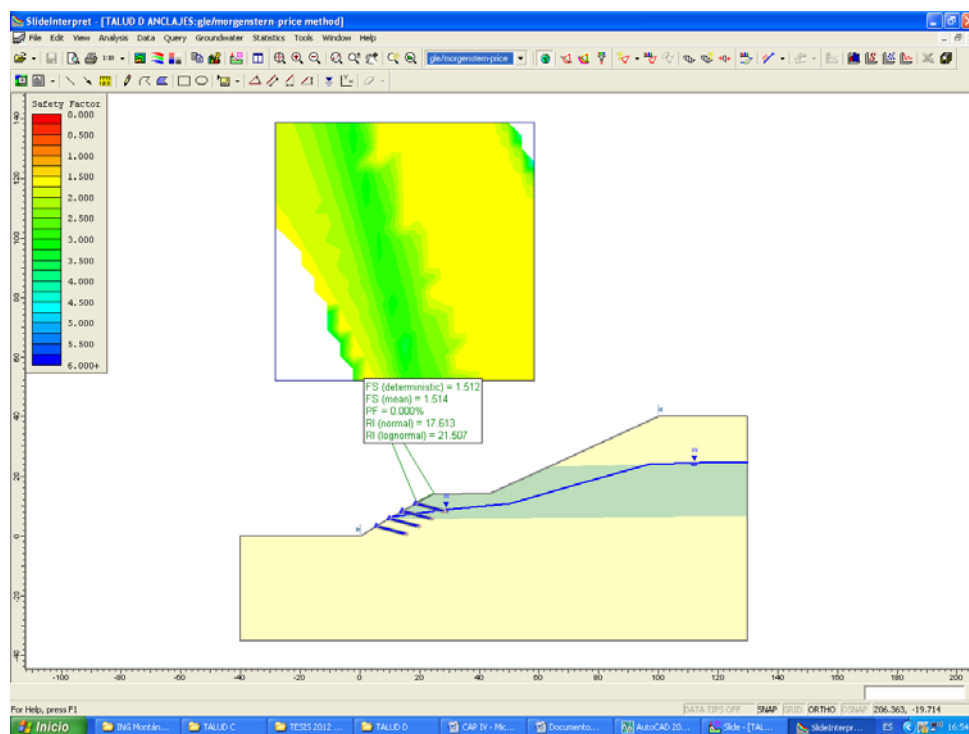
- Longitud del Anclaje: 10m
- Distancia entre soportes: 5m
- Ángulo con la horizontal: -15°



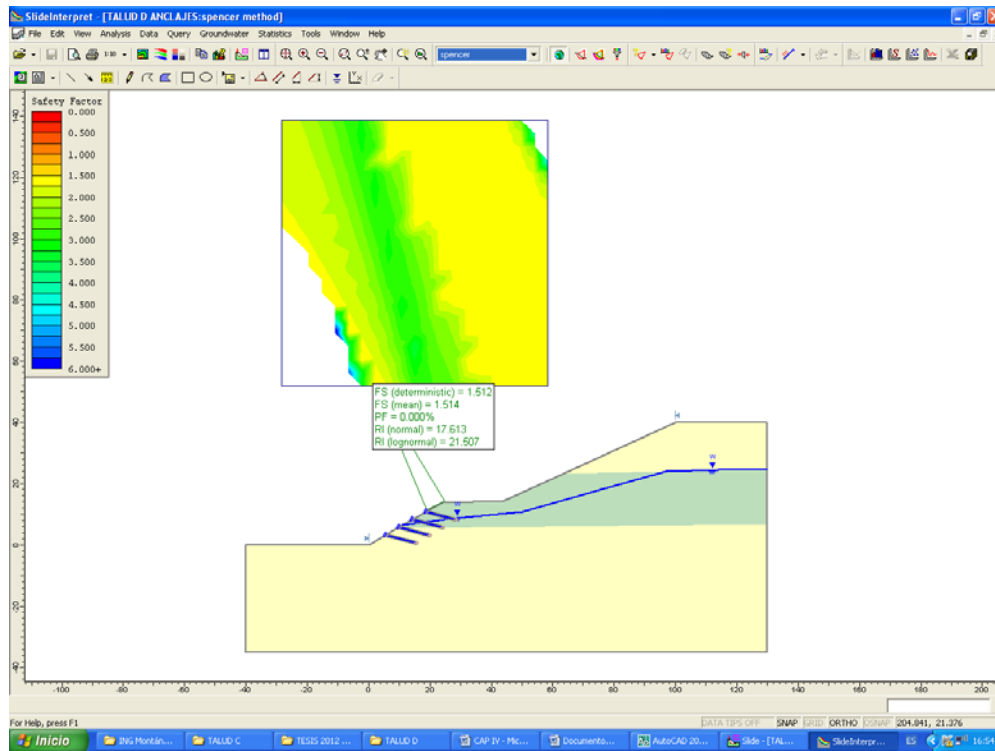
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “D” con Anclajes.



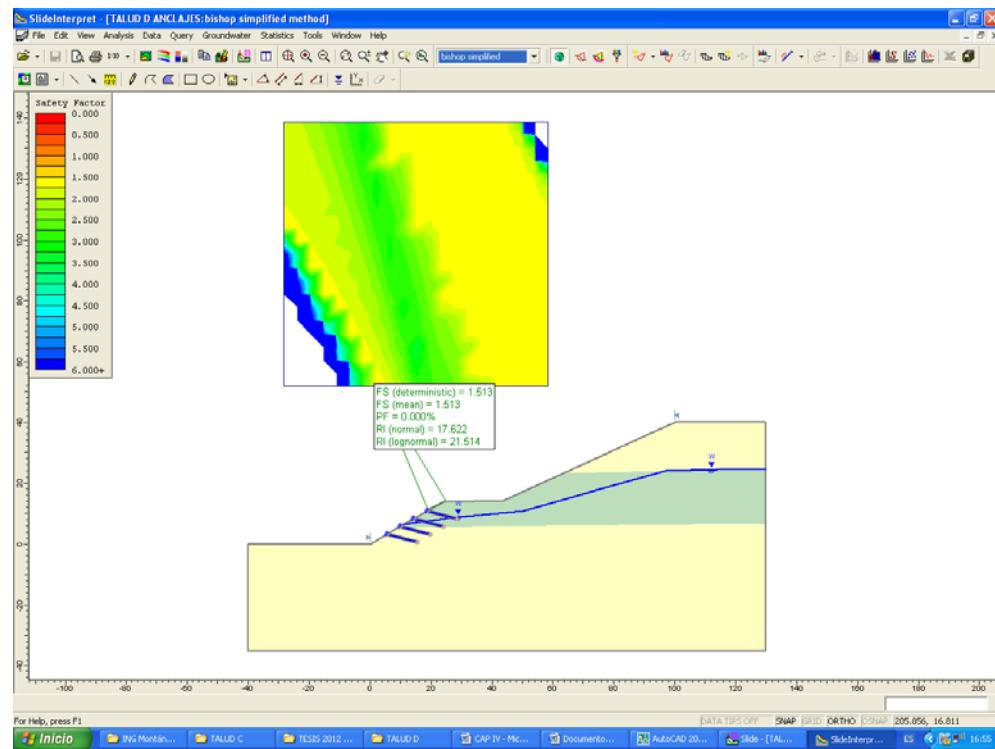
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.514



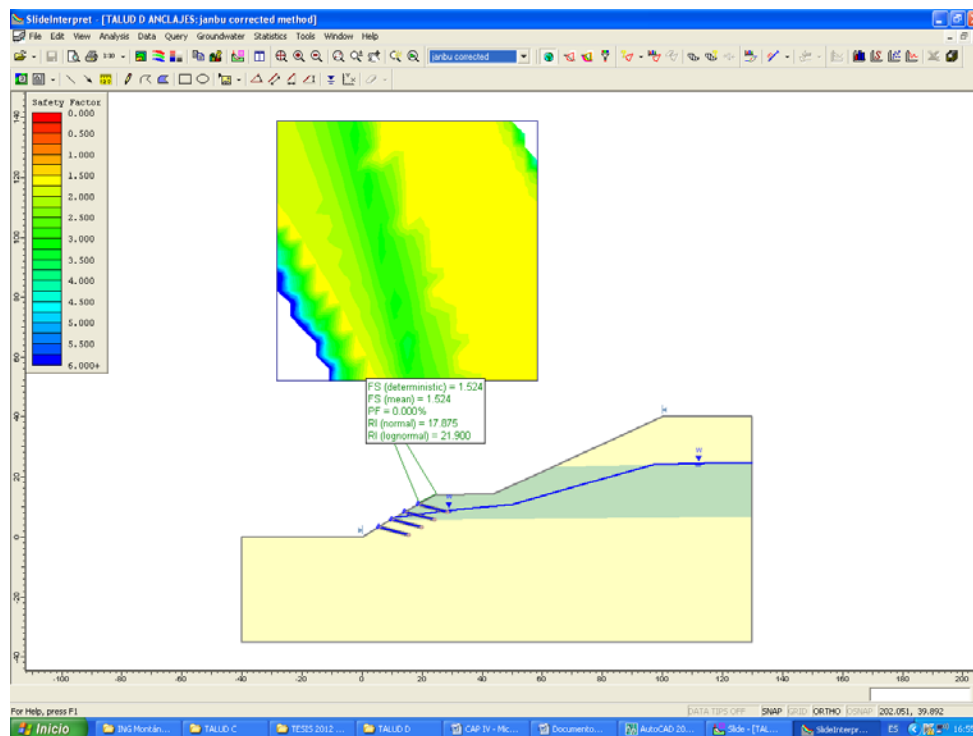
Método Spencer/Factor de Seguridad= 1.514



Método Bishop Simplificado/Factor de Seguridad= 1.513



Método Janbu Corregido/Factor de Seguridad= 1.524



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.514
Spencer	1.514
Bishop Simplificado	1.513
Janbu Corregido	1.524

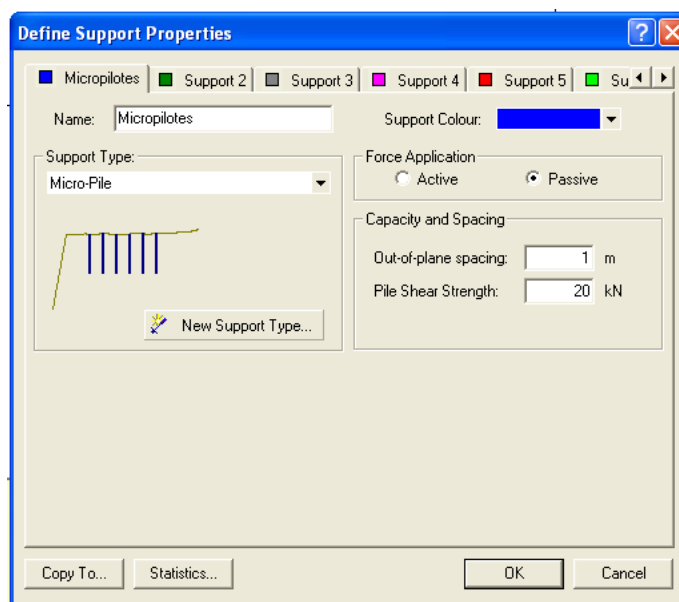
Cuadro 4.48. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Anclajes Talud “D”

Como se podrá ver, se comprueba que con la utilización de Anclajes en la parte del pie del Talud “D” se logra estabilizarlo llegando a un factor de seguridad mayor a 1.5 por todos los métodos de análisis.

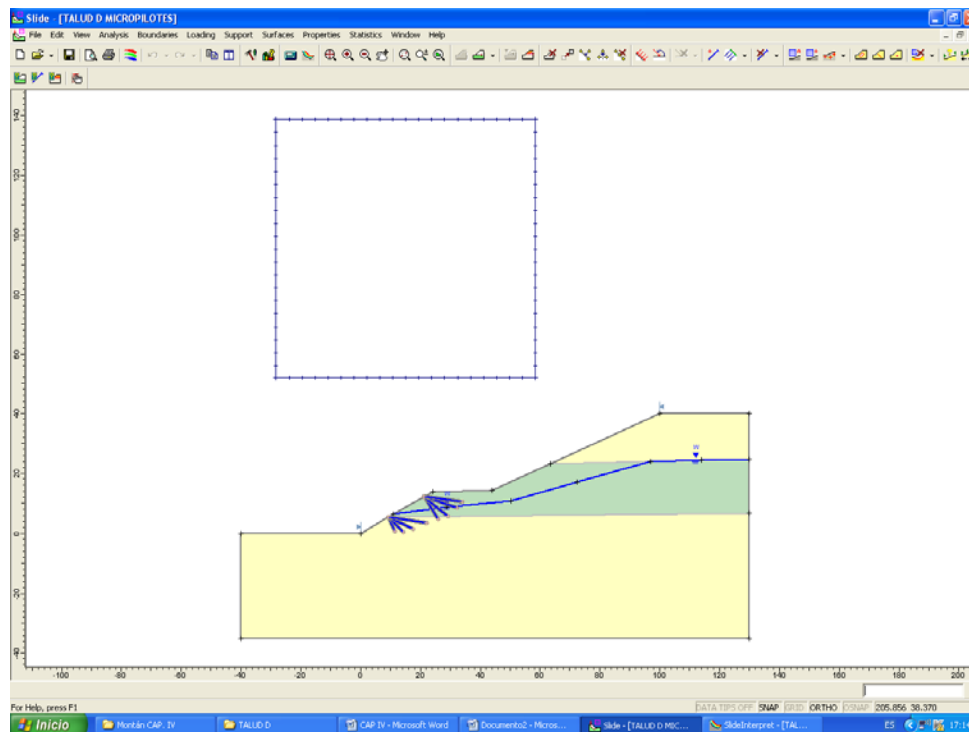
Micropilotes para Estabilizar el Talud “D”

A continuación presentamos las propiedades de los pilotes en el programa ***Slide 5.0:***

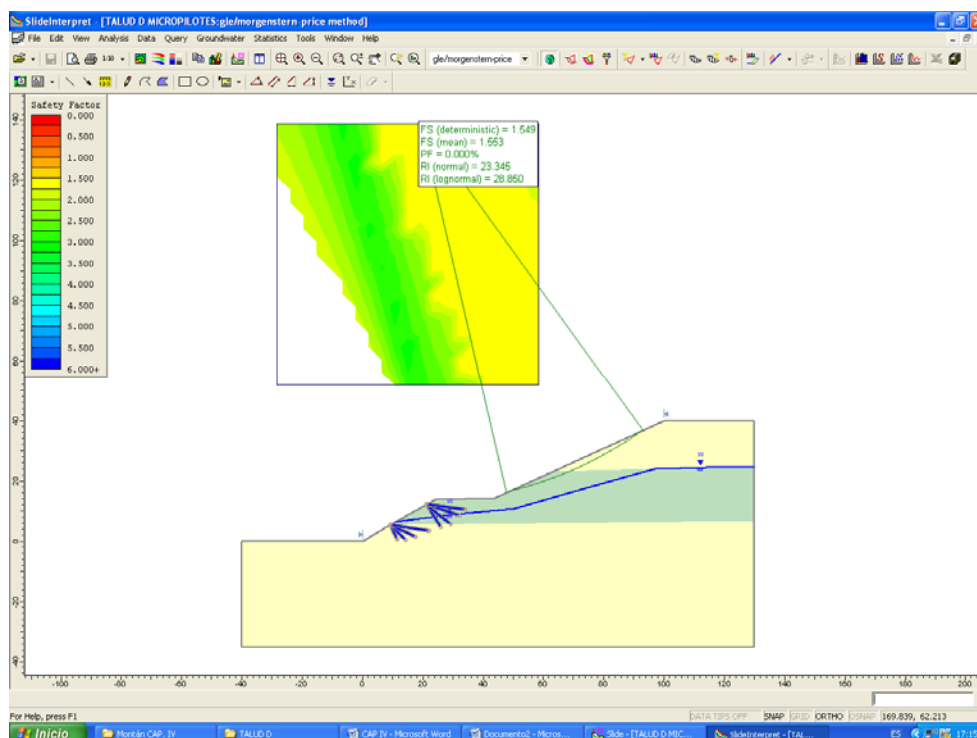
- Micropilotes tipo raíz
- Fuerza: Pasiva
- Espaciamiento fuera del plano: 1m
- Capacidad de tracción: 20 kN
- Longitud: 10m



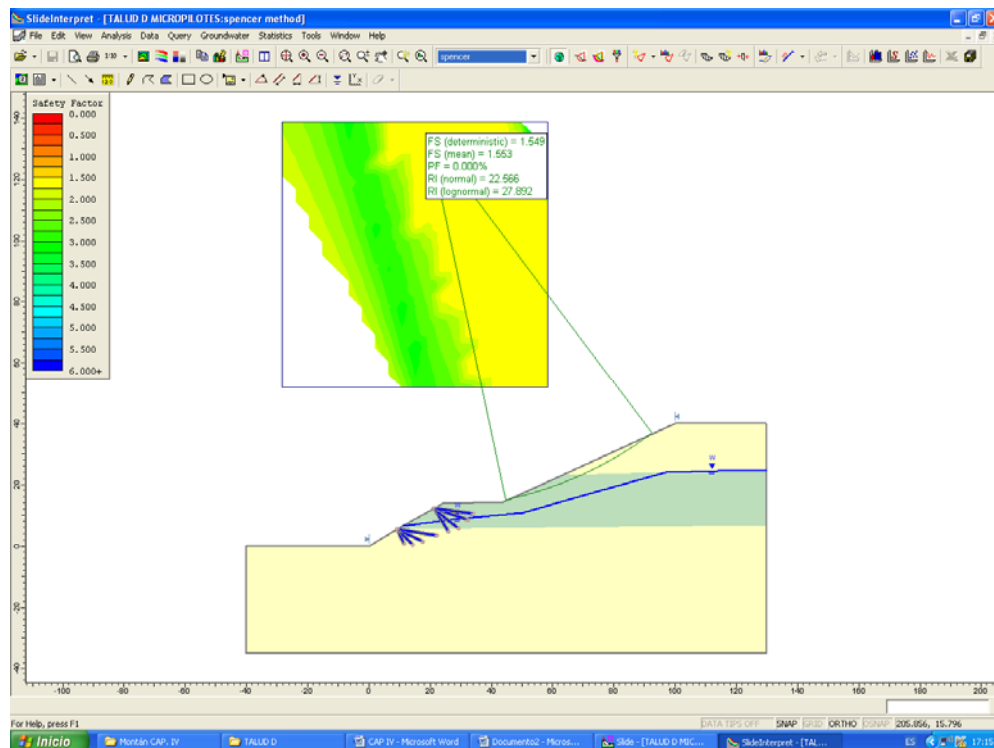
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “D” con Micropilotes.



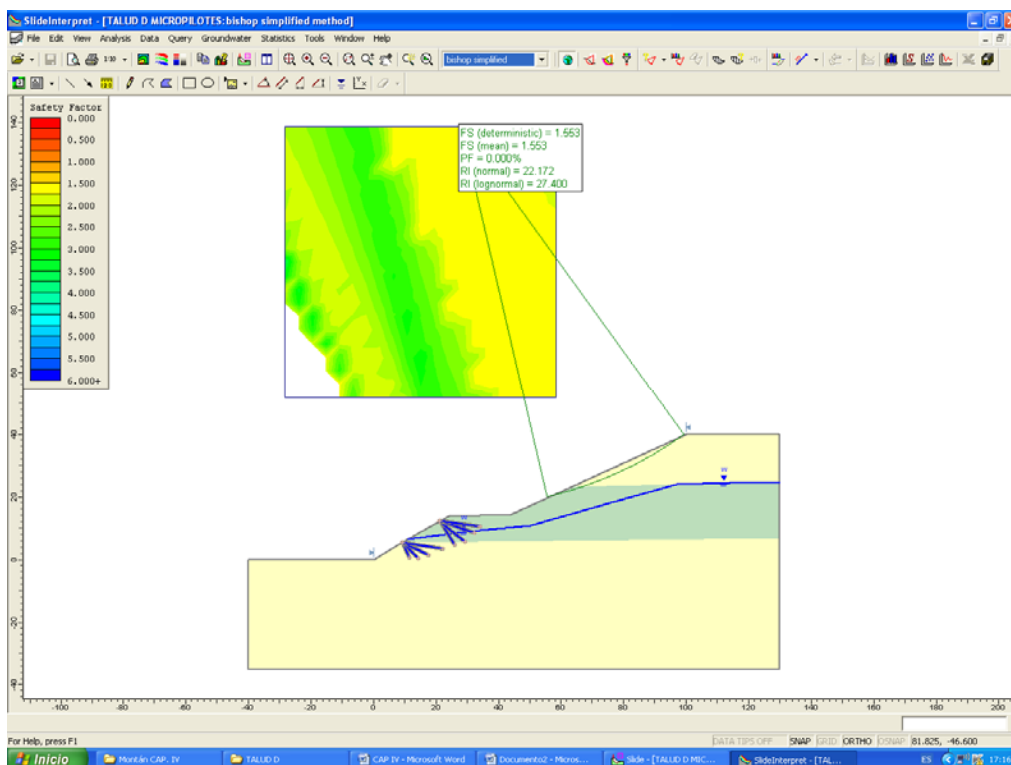
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.553



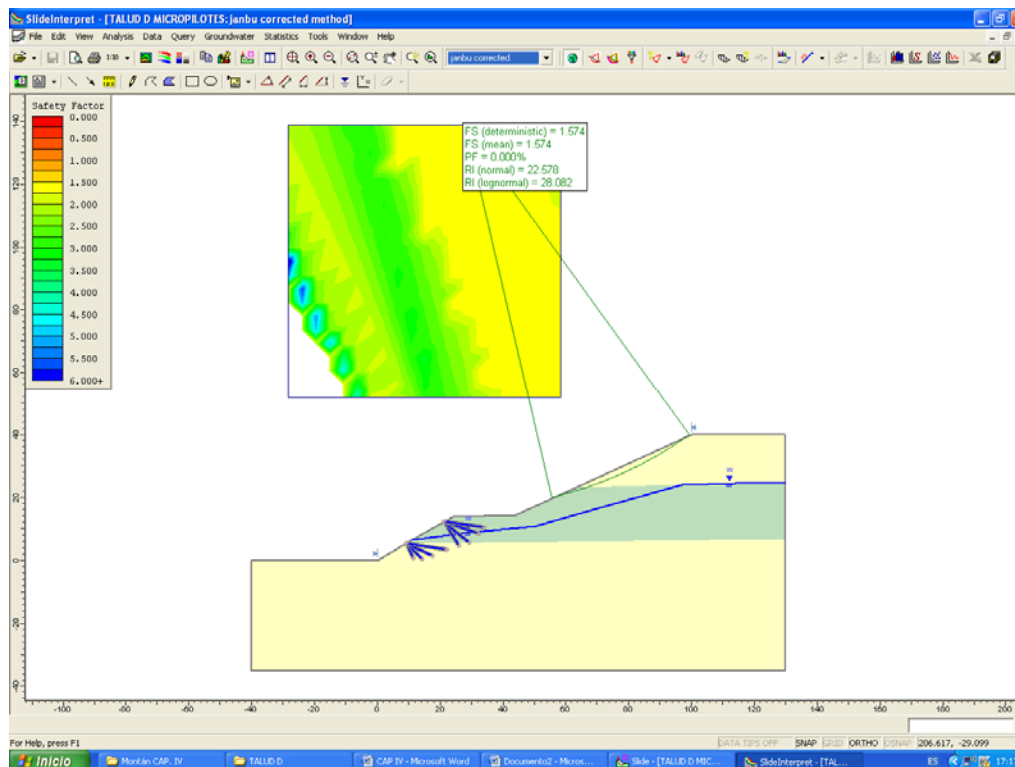
Método Spencer / Factor de Seguridad = 1.553



Método Bishop Simplificado / Factor de Seguridad = 1.553



Método Janbu Corregido / Factor de Seguridad = 1.574



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.553
Spencer	1.553
Bishop Simplificado	1.553
Janbu Corregido	1.574

Cuadro 4.49. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Micropilotes Talud “D”

Como se podrá ver, se comprueba que con la utilización de Micropilotes, queda estabilizado el Talud “D” con factores de seguridad mayores a 1.5 por todos los métodos de análisis.

Cambio de Geometría para Estabilizar el Talud “D”

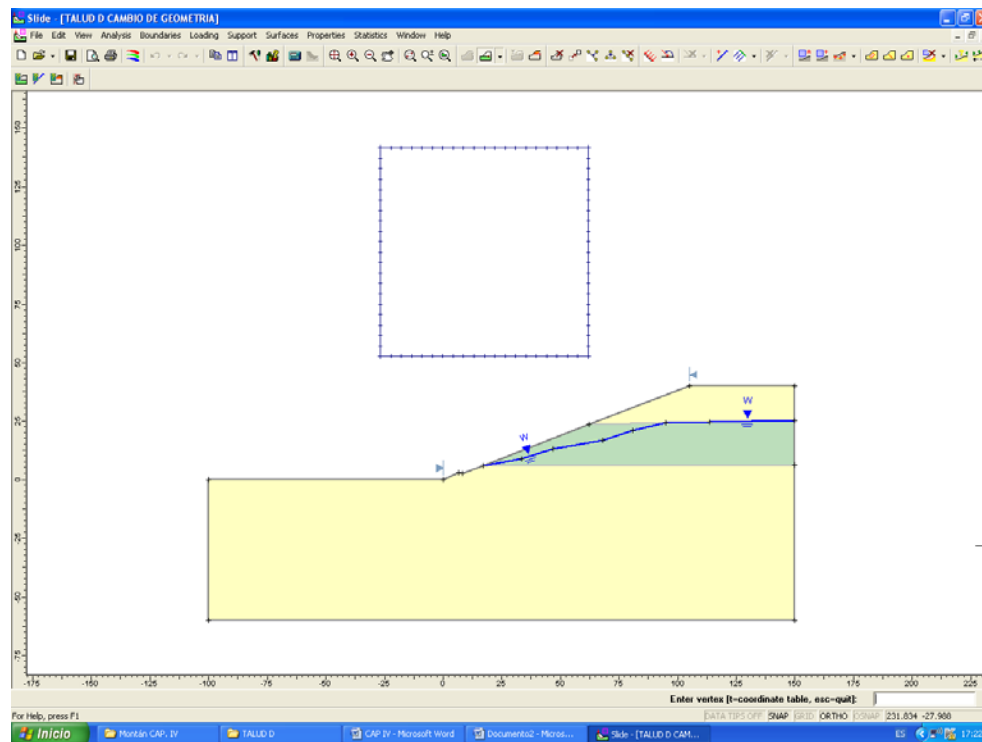
A continuación procedemos a introducir las nuevas coordenadas (X;Y) con el nuevo perfil del Talud “D” puesto que se cambió la geometría del mismo para estabilizarlo.

X	Y
0	0
6.5	3.0
8.1	2.5
105	40
150*	40*
150*	-60*
-100*	-60*
-100*	0*

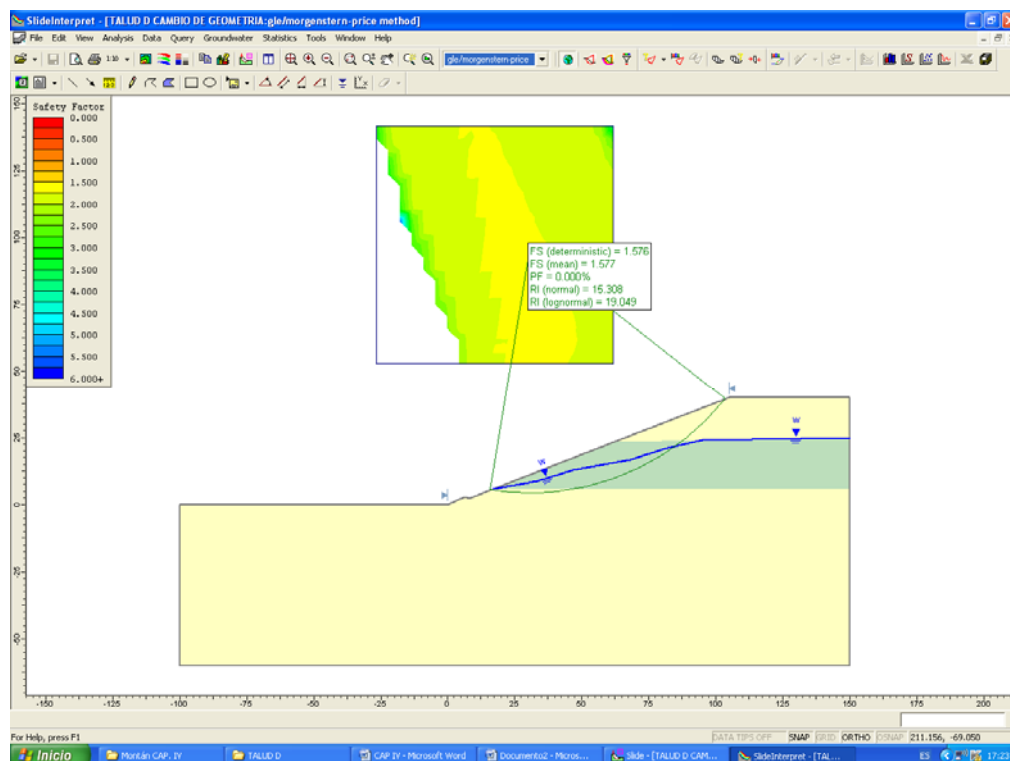
Cuadro 4.50. Coordenadas de los límites externos con Cambio de Geometría Talud “D”

Nota 1.- *Puntos externos del Talud (Arbitrario)

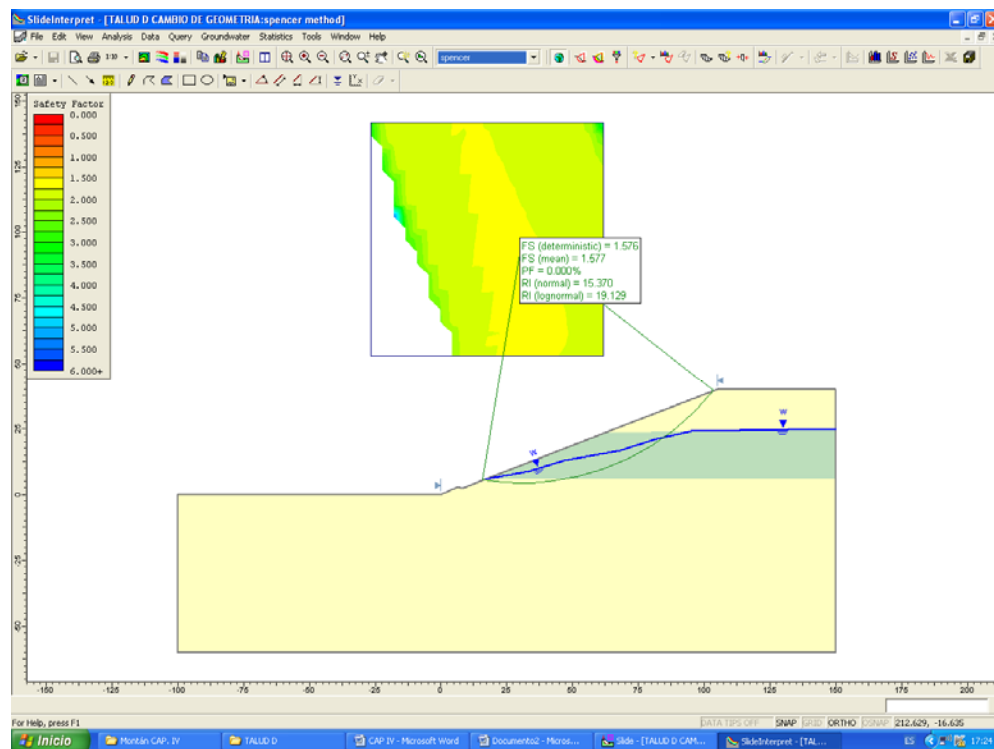
Gráfica del Programa Slide 5.0 para el Talud “D” con Cambio de Geometría.



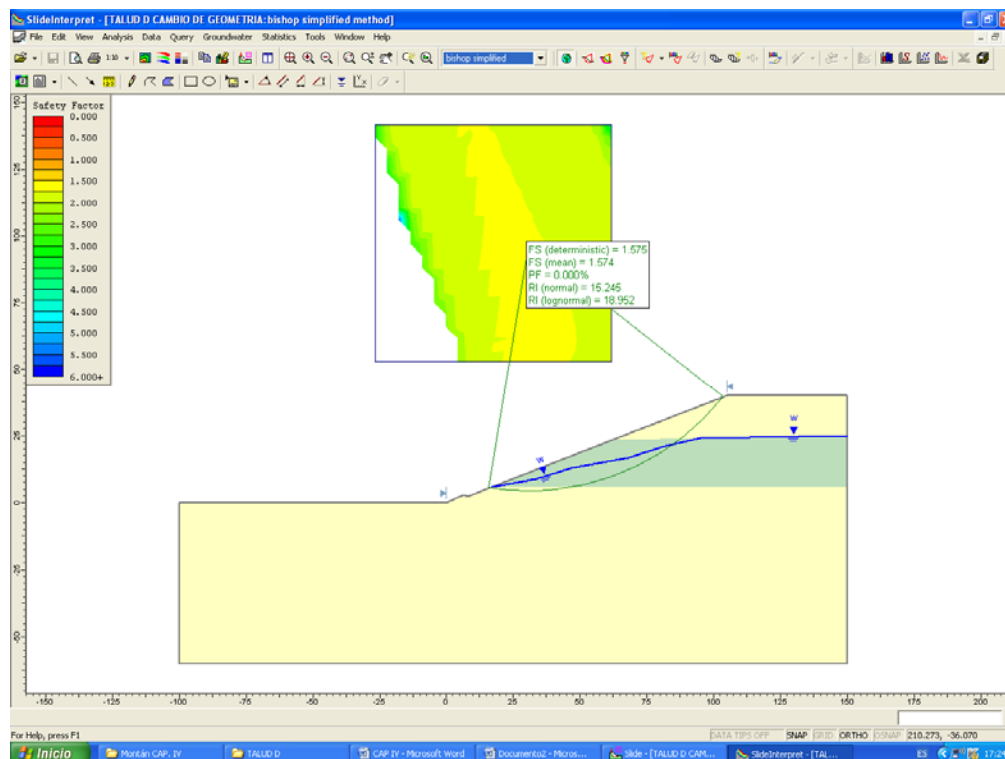
Método Morgenstern-Price/Factor de Seguridad= 1.577



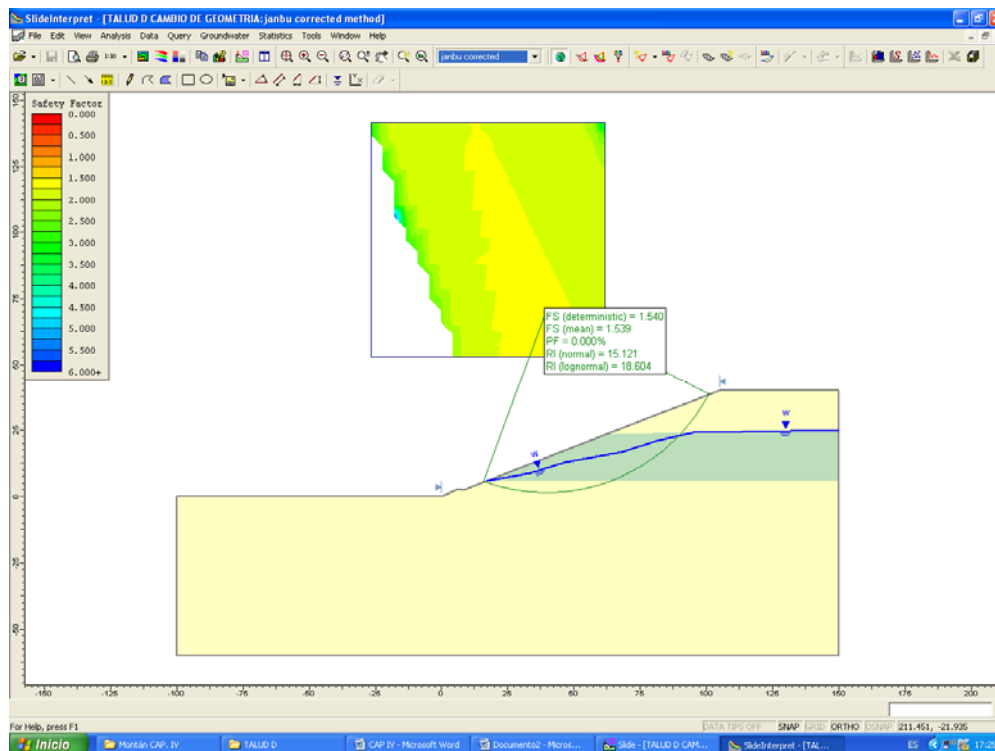
Método Spencer/Factor de Seguridad= 1.577



Método Bishop Simplificado/Factor de Seguridad= 1.574



Método Janbu Corregido/Factor de Seguridad= 1.539



Resumen:

Método	Factor de Seguridad
Morgenstern-Price	1.577
Spencer	1.577
Bishop Simplificado	1.574
Janbu Corregido	1.539

Cuadro 4.51. Factores de Seguridad por los distintos Métodos con Cambio de Geometría Talud “D”

Como se podrá ver, se comprueba que con el Cambio de Geometría en el Talud “D” se llega a estabilizar al mismo con factores de seguridad mayores a 1.5 por todos los métodos de análisis.

OBRAS DE MITIGACIÓN A LOS DESLIZAMIENTOS EN TALUDES.

La construcción de obras de mitigación para el deslizamiento de taludes, si bien no llegan a reforzar y estabilizar el suelo hasta las profundidades donde existe la falla, sirven para reforzar la parte externa del talud (cara del talud) y proteger de la erosión e intemperismo a la cara del talud.

En este estudio también analizamos algunas tecnologías de más uso para la protección de taludes proporcionando una protección a agentes externos como el agua de lluvia, viento y por consiguiente al fenómeno de la erosión, y también se propondrá la construcción de muros de contención que evitan y/o mitigan la caída de material a la plataforma del camino.

A continuación citamos a algunas tecnologías de protección que se eligió en el presente proyecto:

- Hidrosiembra.
- Hormigón Lanzado (Shotcrete).
- Muros de Contención con Gaviones.

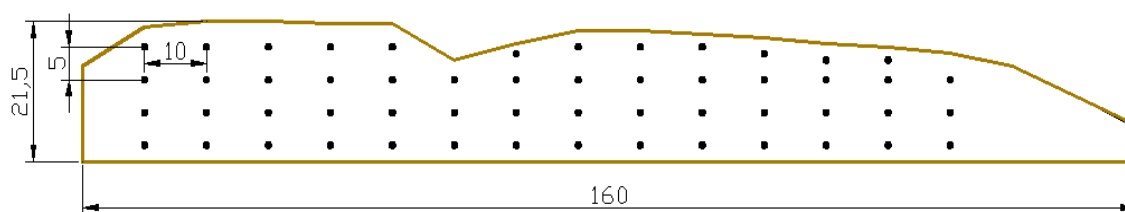
TECNOLOGÍA	PARÁMETROS DE DISEÑO	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
Hidrosiembra	• Pendiente del talud. • Análisis de suelos • Rango de temperatura de la zona. • Precipitación media anual de la zona	• Pendiente recomendada 45°. • Precipitación óptima > 400mm/año. • Temp. De soporte desde (-6°<t°<45°). • No recomendado para material netamente granular
Hormigón Lanzado (shotcrete)	• Pendiente del talud • Altura del talud • Ancho del talud • Tipo de suelo	• Cualquier tipo de pendiente • Resistencia del Hormigón Armado (shotcrete) 200kg/cm2 hasta 450kg/cm2
Muro de Gavión	• Pendiente del talud • Altura del talud • Ancho del talud	• Altura del muro • Base del muro • Malla triple torsión

Cuadro 4.52. Especificaciones Técnicas de las Alternativas de Mitigación.

4.9.3. Costos de las Alternativas de Estabilización.

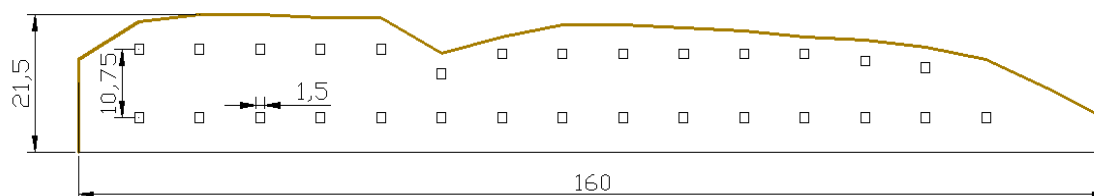
TALUD “A”.- Área a Estabilizar: 3040,00 m²

Alternativa 1.- Anclajes



Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	4000,00	4000,00
2	Perforación y Colocación Anclaje	ml	270,00	450,00	121500,00
3	Malla Metálica Electrosoldada	m2	3040,00	125,00	380000,00
4	Hormigón Lanzado	m3	152,00	1700,00	258400,00
Presupuesto total				Bs	763.900,00

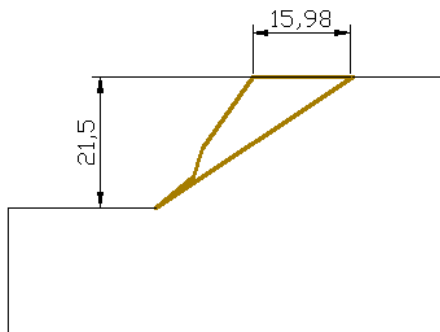
Alternativa 2.- Micropilotes



Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	4000,00	4000,00
2	Perforación y Colocación Micropilotes	ml	366,10	1160,00	424676,00
3	Casquillo de Concreto Armado	m3	56,7	2000,00	113400,00
Presupuesto total				Bs	542.076,00

Alternativa 3.- Cambio de Geometría

Movimiento de tierra: 7.750,00 m³



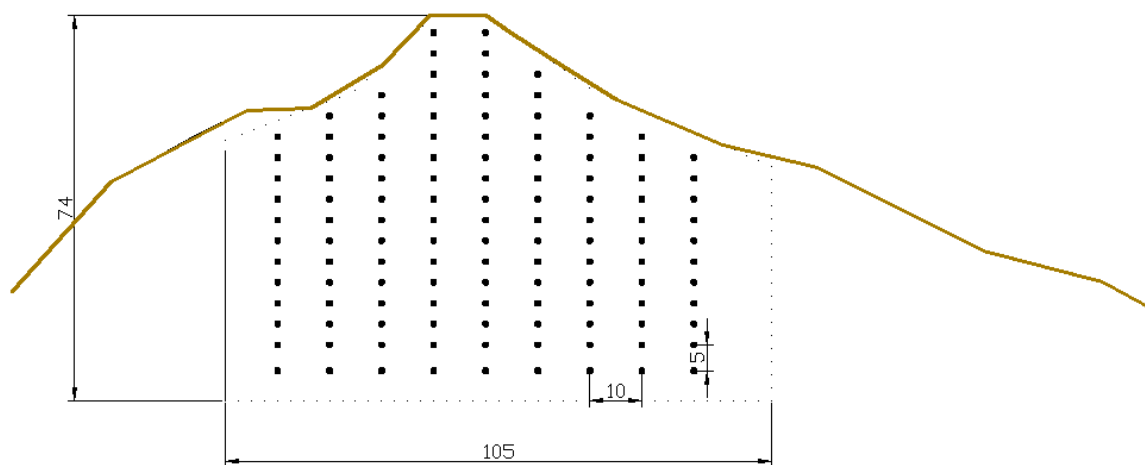
Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	4000,00	4000,00
2	Movimiento de Tierra c/Topadora	m3	7750,00	30,00	232500,00
3	Traslado c/Volqueta	m3	7750,00	15,00	116250,00
Presupuesto total				Bs	352.750,00

RESUMEN TALUD “A” Área a Estabilizar: 3040,00 m²

Nº	Alternativa	Costo Total
1	Anclajes	763.900,00
2	Micropilotes	542.076,00
3	Cambio de Geometría	352.750,00

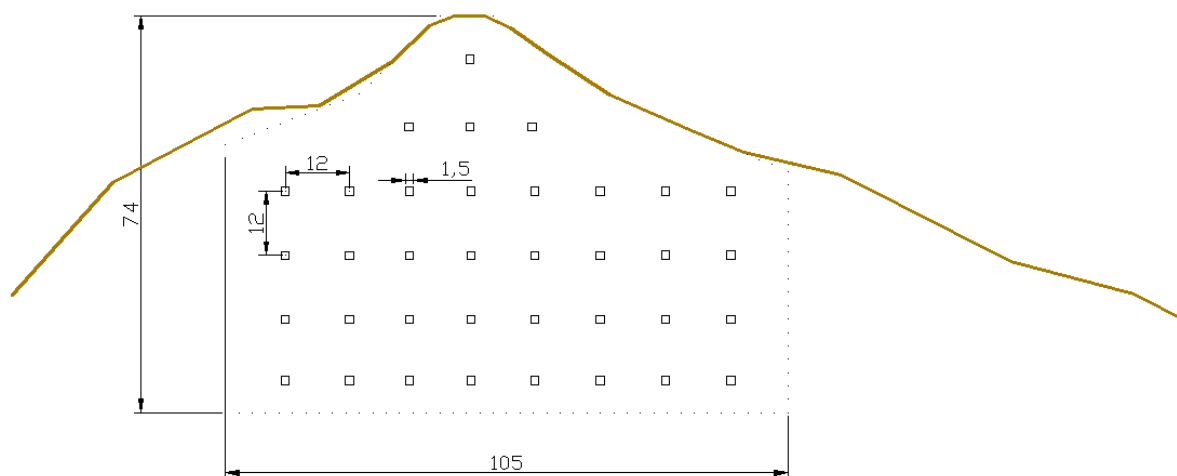
TALUD "B" *Área a Estabilizar: 6287,50 m²*

Alternativa 1.- Anclajes



Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	6000,00	6000,00
2	Perforación y Colocación Anclaje	ml	3720,00	450,00	1674000,00
3	Malla Metálica Electrosoldada	m2	6287,50	125,00	785937,50
4	Hormigón Lanzado	m3	314.40	1700,00	534480,00
Presupuesto total				Bs	3.000.417,50

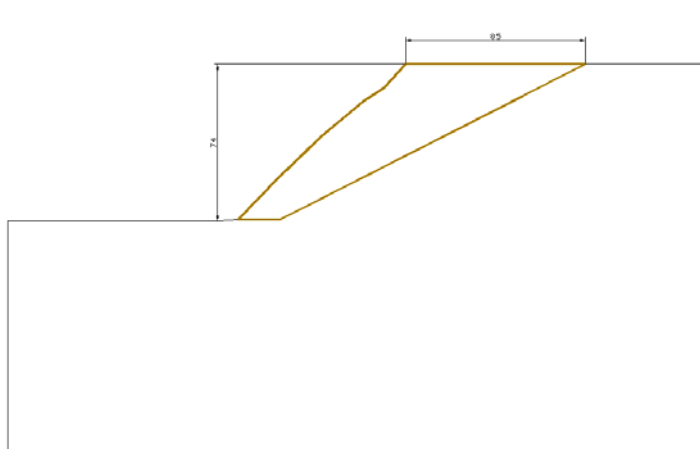
Alternativa 2.- Micropilotes



Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	6000,00	6000,00
2	Perforación y Colocación Micropilotes	ml	2973,00	1160,00	3449689,20
3	Casquillo de Concreto Armado	m3	190,35	2000,00	218700,00
Presupuesto total				Bs	3.674.389,20

Alternativa 3.- Cambio de Geometría

Movimientos de tierra: 157.130,00 m³



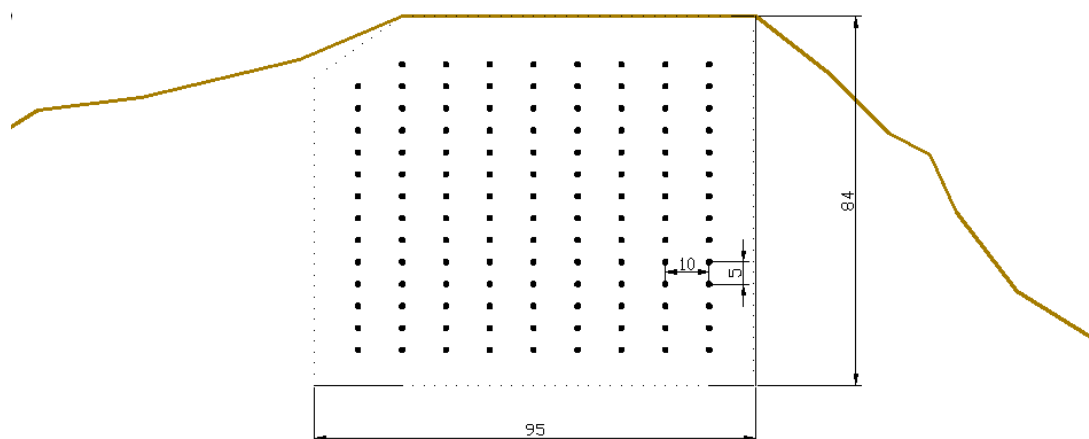
Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	6000,00	6000,00
2	Movimiento de Tierra c/Topadora	m3	157130,00	30,00	4713900,00
3	Traslado c/Volqueta	m3	157130,00	15,00	2356950,00
Presupuesto parcial 1				Bs	7.076.850,00

RESUMEN TALUD “B” Área a Estabilizar: 6287,50 m²

Nº	Alternativa	Costo Total
1	Anclajes	3.000.417,50
2	Micropilotes	3.674.389,20
3	Cambio de Geometría	7.076.850,00

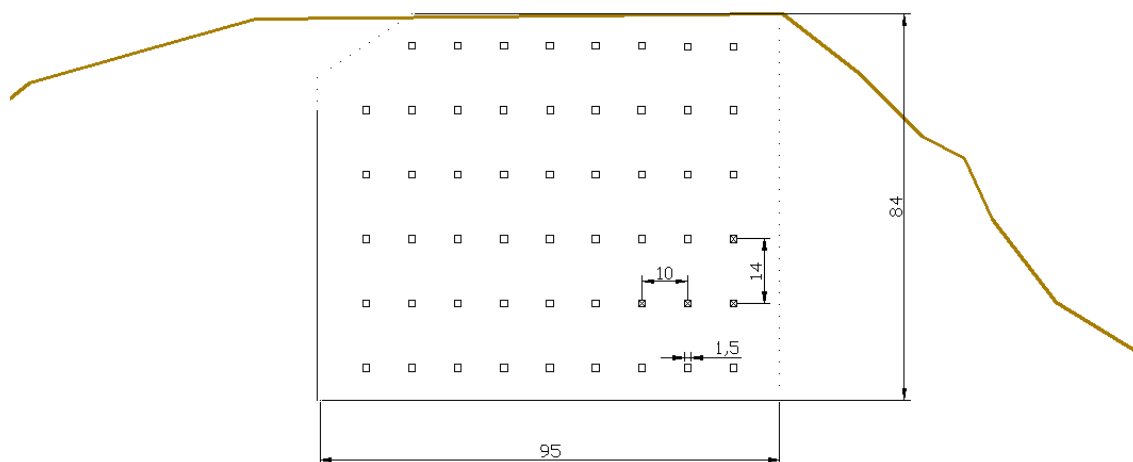
TALUD "C" *Área a Estabilizar: 8258,00 m²*

Alternativa 1.- Anclajes



Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	7000,00	7000,00
2	Perforación y Colocación Anclaje	ml	4690,00	450,00	2110500,00
3	Malla Metálica Electrosoldada	m2	8258,00	125,00	1032250,00
4	Hormigón Lanzado	m3	412,90	1700,00	701930,00
Presupuesto total				Bs	3.851.680,00

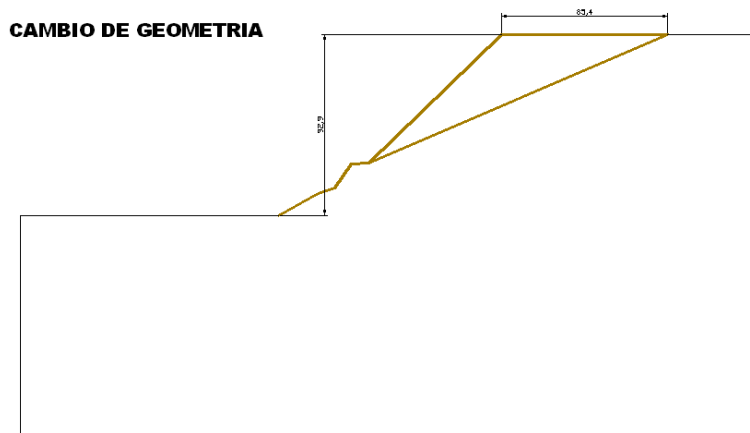
Alternativa 2.- Micropilotes



Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	7000,00	7000,00
2	Perforación y Colocación Micropilotes	ml	4118,22	1160,00	4777135,20
3	Casquillo de Concreto Armado	m3	54,70	2000,00	109400,00
Presupuesto total				Bs	4.893.535,20

Alternativa 3.- Cambio de Geometría

Movimiento de tierra: 155.485,00 m³



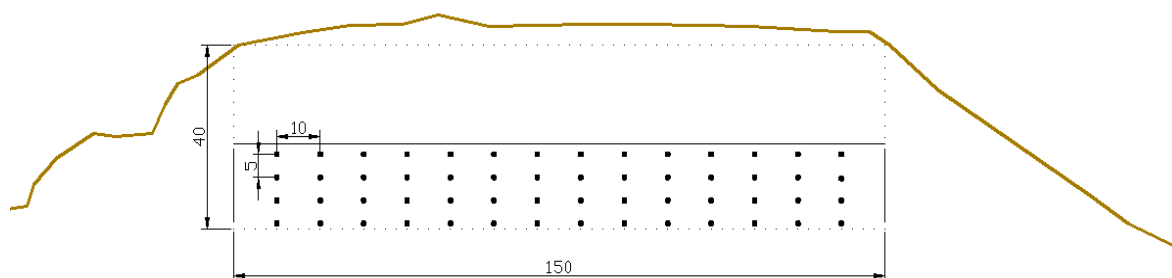
Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	7000,00	7000,00
2	Movimiento de Tierra c/Topadora	m3	155485,00	30,00	4664550,00
3	Traslado c/Volqueta	m3	155485,00	15,00	2332275,00
Presupuesto total				Bs	7.003.825,00

RESUMEN TALUD “C” Área a Estabilizar: 8258,00 m²

N°	Alternativa	Costo Total
1	Anclajes	3.851.680,00
2	Micropilotes	4.893.535,20
3	Cambio de Geometría	7.003.825,00

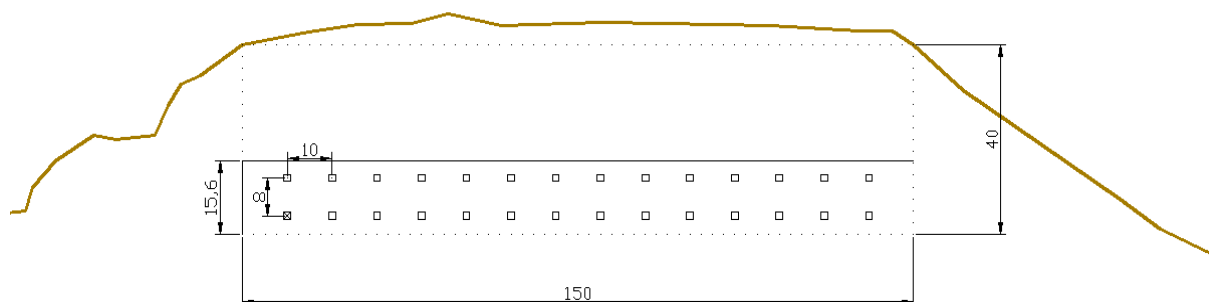
TALUD "D" *Área a Estabilizar: 6000,00 m²*

Alternativa 1.- Anclajes



Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	6000,00	6000,00
2	Perforación y Colocación Anclaje	ml	560,00	450,00	252000,00
3	Malla Metálica Electrosoldada	m2	4200,00	125,00	750000,00
4	Hormigón Lanzado	m3	210,00	1700,00	357000,00
Presupuesto total				Bs	1.140.000,00

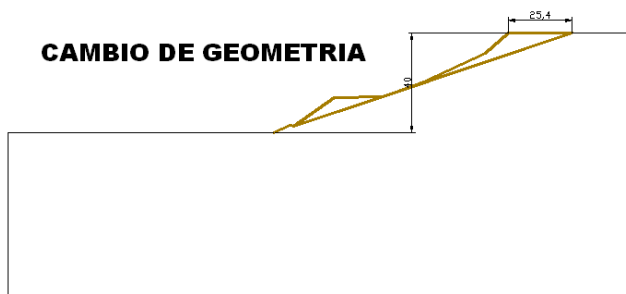
Alternativa 2.- Micropilotes



Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	6000,00	6000,00
2	Perforación y Colocación Micropilotes	ml	1086,26	1160,00	1260061,60
3	Casquillo de Concreto Armado	m3	85,05	2000,00	170100,00
Presupuesto total				Bs	1.436.161,60

Alternativa 3.- Cambio de Geometría

Movimiento de tierra: 29.664,00 m³



Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Replanteo y Trazado	GLB	1	6000,00	6000,00
2	Movimiento de Tierra c/Topadora	m3	29664,00	30,00	889920,00
3	Traslado c/Volqueta	m3	29664,00	15,00	444960,00
Presupuesto total				Bs	1.340.880,00

RESUMEN TALUD “D” Área a Estabilizar: 6000,00 m²

Nº	Alternativa	Costo Total
1	Anclajes	1.140.000,00
2	Micropilotes	1.436.161,60
3	Cambio de Geometría	1.340.880,00

Como alternativas de estabilización definitivas en el presente proyecto se propuso la construcción de anclajes, micropilotes y el cambio de geometría del talud con el tendido del ángulo, puesto que dichas obras llegan a estabilizar a cada uno de los taludes objeto a estudio hasta las profundidades donde se encuentra la falla y se llega a elevar al Factor de Seguridad a 1.5 como se comprobó y que es el requerido en este tipo de carreteras donde prima la seguridad y la libre transitabilidad todo el año.

En el siguiente cuadro mostramos un resumen del costo de las obras de estabilización que se eligieron para los taludes objeto de nuestro estudio resaltando en color verde a la alternativa más conveniente.

Talud	Área a Estabilizar (m2)	Costo Total (Bs.)		
		Anclajes	Micropilotes	Cambio de Geometría
A	3040,00	763.900,00	542.076,00	352.750,00
B	6287,50	3.000.417,50	3.674.389,20	7.076.850,00
C	8258,00	3.851.680,00	4.893.535,20	7.003.825,00
D	6000,00	1.140.000,00	1.436.161,60	1.340.880,00

Cuadro 4.53. Costos de las Alternativas de Estabilización.

Como se puede observar ver en el anterior recuadro se observa que la mejor alternativa para la estabilización del Talud “A” es un cambio en su geometría con el tendido del ángulo.

En los Taludes “B”, “C” y “D” la mejor alternativa de estabilización resultó ser la utilización de anclajes.

4.9.4. Costos de las Alternativas de Mitigación.

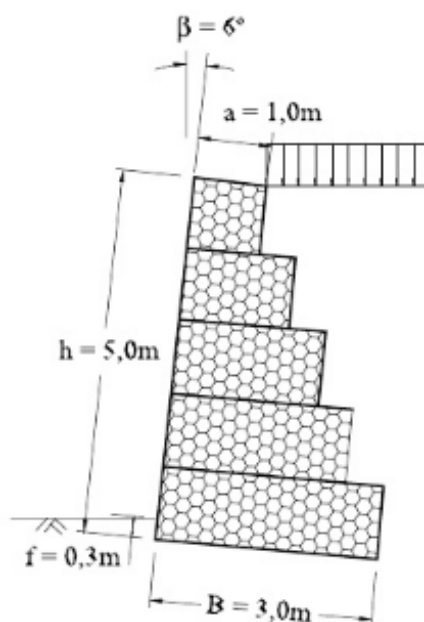
TALUD “A”.- Área a Proteger: 3040,00 m²

Alternativa seleccionada.- Hormigón Lanzado (Shotcrete)

Item	Descripción Por Item	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Hormigón Lanzado	m ³	152,00	1700,00	258400,00
Presupuesto total				Bs	258.400,00

TALUD “B”.- Área a Proteger: 6287,50 m²

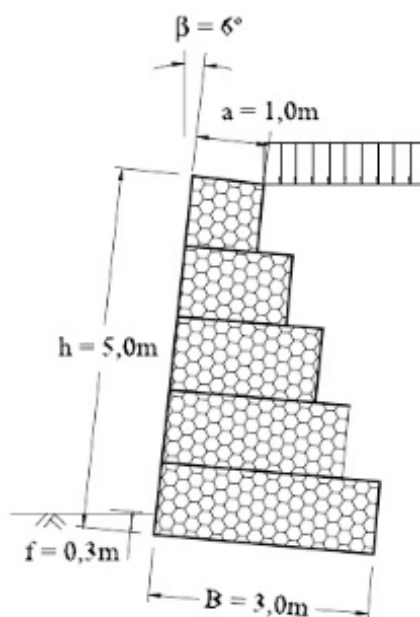
Alternativa seleccionada.- Muro de Contención con Gaviones + Hidrosiembra



Ítem	Descripción Por Ítem	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Muro de Contención con Gaviones	m ³	840,00	447,64	376017,60
2	Hidrosiembra	m2	6287,5	23,65	148699,40
Presupuesto total				Bs	524.717,00

TALUD “C” *Área a Estabilizar: 8258,00 m2*

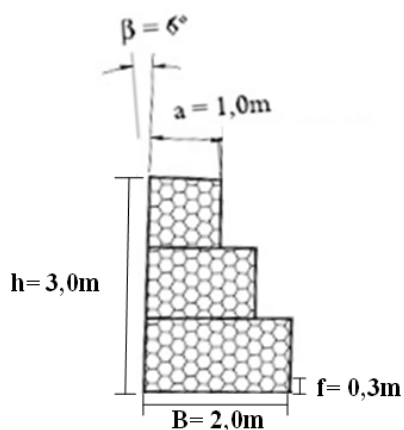
Alternativa seleccionada.- Muro de Contención con Gaviones + Hidrosiembra



Ítem	Descripción Por Ítem	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Muro de Contención con Gaviones	m ³	990,00	447,64	443163,60
2	Hidrosiembra	m2	8258,0	23,65	195301,70
Presupuesto total				Bs	638.465,30

TALUD “D” *Área a Estabilizar: 6000,00 m²*

Alternativa seleccionada.- Muro de Contención con Gaviones + Hormigón Lanzado



Ítem	Descripción Por Ítem	Unid.	Cant.	P.U.	P. P.
1	Muro de Contención con Gaviones	m ³	667,50	447,64	298799,70
2	Hormigón Lanzado	m ³	210,00	1700,00	357000,00
Presupuesto total				Bs	655.799,70

Si bien la hidrosiembra, el hormigón lanzado (shotcrete) y la construcción de muros de gavión resultan mucho más económicos, son obras de solución momentáneas y paleativas que mitigan en cierto grado la ocurrencia de deslizamientos pero no los evita puesto que no estabilizan al suelo hasta la profundidad donde existe la falla. En el caso de la hidrosiembra y el hormigón lanzado, como se mencionó en anterior oportunidad son obras de estabilización superficial y de protección en la cara del talud. En cuanto a los muros de gavión de igual manera no llegan a estabilizar estructuralmente al suelo hasta la profundidad de la falla existente, por lo que estas opciones quedan como obras de mitigación en cuanto a deslizamientos.

En el siguiente cuadro mostramos el resumen del costo de las alternativas de mitigación que se eligieron:

Talud	Área a Proteger (m2)	Alternativa seleccionada	Costo (Bs.)
A	3040,00	Hormigón Lanzado	258.400,00
B	6287,50	Muro de Gaviones + Hidrosiembra	524.717,00
C	8258,00	Muro de Gaviones + Hidrosiembra	638.465,30
D	6000,00	Muro de Gaviones + Hormigón Lanzado	655.799,70

Cuadro 4.54. Costos de las Alternativas de Mitigación.

Como obras paliativas o de mitigación en los taludes con menos altura es decir el Talud “A” y el Talud “D” se propuso la construcción de muros de gavión al pie del talud y hormigón lanzado en la parte superficial del mismo para proteger de la erosión y del intemperismo; pero en el Talud “A” la construcción de un muro de gavión no sería muy aconsejable puesto que su construcción reduciría el ancho de vía ya que este talud está en corte tipo cajón por lo que se eligió como alternativa de mitigación únicamente al hormigón lanzado.

En los Taludes “B” y “C” que son los que mayor altura poseen se eligió como alternativa de mitigación a la construcción de muros de gavión y la utilización de la hidrosiembra para proteger de la erosión y del intemperismo la parte superficial del talud, ya que la utilización de hormigón lanzado incrementaría de sobremanera el costo por ser taludes que cuentan con mucha altura.

CAP. 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El estudio realizado ha permitido ver que los taludes en la zona de estudio y en gran parte del tramo “Puerta del Chaco – Canaletas”, presentan inestabilidad generando fallas y por consiguiente deslizamientos en diferente magnitud.
- Por lo que se pudo observar en el estudio de los taludes inestables que se encuentran en este tramo se evidencia la falta de atención, puesto que no se ejecutó hasta la fecha ningún trabajo para mitigar y/o frenar los deslizamientos de manera definitiva y en algunos taludes sólo se hicieron algunas banquetas que con el transcurso del tiempo se hacen ver como soluciones temporales.
- Se pudo evidenciar que en los Taludes “C” y “D” a pesar de existir vegetación en sus partes más altas de igual manera se dan deslizamientos esto debido a la baja cohesividad de los materiales y la presencia de agua que es el factor más negativo llegando a erosionar a éstos taludes rápidamente pese a su cobertura vegetal.



Fotografía 5.1. Parte Superior Talud “C”

Fotografía 5.2. Parte Superior Talud “D”



- Es necesario recordar que muchas de las inestabilidades o en su mayoría son ocasionadas por la mano del hombre ya que son necesarias para satisfacer las necesidades humanas, de ahí es que nace la necesidad y la responsabilidad de eliminar y/o mitigar las inestabilidades en su mayor posibilidad en un tiempo a corto plazo.
- Se puede decir que cuando se hace la conformación de una carretera modificamos todo un sistema de suelos que se encuentra en equilibrio, afectamos su estructura, geología y modificamos el curso de aguas superficiales y subterráneas, tendiendo a que en cualquier momento estos materiales vuelvan a acomodarse o reacomodarse y en este proceso es donde se dan la conformación de deslizamientos en diferente forma y magnitud.
- De todos los fenómenos de inestabilidades estudiados es conveniente resaltar que como conclusión existen dos grandes grupos que son los desprendimientos y los deslizamientos y todos los demás descritos no son más que miembros de estos grupos o subdivisiones.
- En el tramo “Puerta del Chaco – Canaletas” se pudo evidenciar que existen desprendimientos y deslizamientos “combinados” puesto que existe todo tipo de material que conforman los taludes, unos en mayor cantidad que otros y a la existencia de grandes rocas fracturadas que son un peligro latente para la seguridad de la vía.
- En la actualidad y con el sin número de soluciones para la estabilización de taludes que existe, es necesario escoger la que más se adecue al tipo de deslizamiento y al lugar o zona donde vaya a ser emplazado. También se puede ver que las soluciones que aparentemente son las mejores tienen un costo elevado y un mantenimiento que debe ser atendido en su momento y que a veces no dan resultados satisfactorios. Cabe hacer notar que también el uso de métodos sencillos y económicos dan excelente resultado, por lo que a la hora de elegir es necesario contar con experiencia y sino la revisión bibliografía de obras de estabilización que se realizaron con anterioridad, viendo sus similitudes del talud a tratar, tipo de suelo, inclinación, presencia de agua, región, etc.

- En el Talud “A” notamos que se hizo un corte tipo cajón importante en el lugar donde el talud se encuentra con una pendiente relativamente alta, el deslizamiento de este talud ocasionaría un corte total de ruta, puesto de que se trata de una especie de corredor, por lo que es de pronta importancia realizar trabajos de estabilización.



Fotografía 5.3. Talud “A”

Como Obra de estabilización definitiva se concluye que un cambio de geometría con el tendido de su ángulo sería la mejor solución desde el punto de vista económico y como obra de mitigación a los deslizamientos sería la utilización de Hormigón Lanzado (Shotcrete). En cuanto a la construcción de un muro con gaviones no sería muy recomendable puesto que se reduciría el ancho de vía ya que este talud cuenta con un corte tipo cajón.

- En el Talud “B” notamos que está conformado por material fino y grava fracturada de muy baja cohesividad, por lo que presenta mucha inestabilidad. En este talud se presentan desprendimientos de grandes rocas que son un peligro latente en el recorrido de la vía, por lo que es necesario trabajos inmediatos para la estabilización del mismo.



Fotografía 5.4. Talud “B”

Como obra de estabilización definitiva se propone la construcción de un muro con anclajes por ser la alternativa más económica. Como alternativa de mitigación a los deslizamientos sería aconsejable llevar a cabo una hidrosiembra para proteger al talud de la erosión e intemperismo junto con la construcción de un muro de gavión a lo largo del talud.

- En el Talud “C” vemos que está totalmente alterado por los movimientos de tierra; a esto se suma el agua que se encuentra en la superficie y la existencia de agua subterráneas que van a desembocar en la pared al lado de la vía, y que están originando erosión en todo el cuerpo del talud por eso creo que es de suma urgencia llevar a cabo una acción inmediata para evitar futuros deslizamientos en este talud. Por lo mismo que concluyo que es un peligro el no hacer nada por restaurar este talud en deslizamiento.



Fotografía 5.5. Talud “C”

Como obra de estabilización definitiva en este talud se concluye que la mejor alternativa es la construcción de un muro con anclajes por ser la alternativa más económica y como obra paliativa o de mitigación se recomendaría a la hidrosiembra junto con la construcción de un muro de contención con gaviones.

- En el Talud “D” también hay la presencia del agua que se infiltra a las diaclasas debido a la alta drenabilidad del material que conforma este talud. Por eso cuando llueve se desliza toda la masa de este talud ocasionando el corte de ruta ocasionando un enorme perjuicio para la circulación del transporte.



Fotografía 5.6.
Talud “D”

Se concluye que la mejor alternativa de estabilización en este talud es la construcción de un muro anclado en la parte baja del talud junto con el tendido de su ángulo en la parte de la cabeza del mismo, llegando de esta manera a estabilizar a todo el talud. Como obra de mitigación se concluye que la mejor alternativa tanto técnica como económica es la construcción de un Muro de Contención con Gaviones y Hormigón Lanzado en la cara del talud para protegerlo de la erosión e intemperismo.

- En la aplicación de la técnica de la Hidrosiembra, se debe realizar un seguimiento en todo el ciclo de crecimiento de la especie elegida, hasta que la misma alcance un desarrollo óptimo.
- Haciendo uso del Programa Computacional Slide 5.0 se concluye que con los programas computacionales que existen hoy en día para el análisis de superficies de deslizamiento, la ingeniería avanzó mucho con la obtención de resultados fiables para obtener un Factor de Seguridad real de un talud que requiera ser analizado, así que la mayor incertidumbre en el cálculo de inestabilidad de un talud, radica en la selección de los parámetros de resistencia.
- El programa Slide 5.0 nos dió Factores de Seguridad preocupantes y críticos evidenciando la inestabilidad con la cual se encuentran estos 4 taludes y de esta manera ver la urgente necesidad de una acción inmediata para la estabilización de estos taludes puesto de que este tramo se constituye en un corredor integrador a nivel departamental, nacional e internacional.
- La identificación de las zonas inestables son un tanto dificultosas; por lo que es importante la hora de realizar una visita al lugar recabar la información necesaria como la obtención de datos como por ejemplo las progresivas, etc. La inspección se deberá realizar partiendo del panorama general hacia los detalles particulares tales como: la inclinación de las laderas y sus cambios de pendiente, relacionándolos con las variaciones de materiales que indique la Geología superficial, manantiales, encharcamientos, deformaciones, inclinación de árboles, agrietamientos, etc. De todo el diagnóstico realizado por la inspección técnico visual determinar e identificar el tipo de falla que se presenta en el lugar.

- Para la aplicación de un método de estabilidad, fue necesario realizar ensayos de laboratorio, para poder obtener el ángulo de rozamiento interno, peso unitario y cohesión, dado que estos factores son fundamentales para la aplicación de equilibrio de fuerzas.
- Se concluye que todos los taludes objeto de estudio presentaron en todas sus partes (cabeza, medio, pie) baja cohesividad y en algunos casos casi ninguna. Se evidenció también que todo el material constitutivo de los taludes es producto de la meteorización y fracturamiento de rocas.
- Podemos establecer que el tramo estudiado posee una variedad de suelos y rocas, además de una topografía accidentada, factores que influyeron en la selección del método de estabilización a utilizar.
- Al realizar el estudio de las inestabilidades geológicas, se entró a ver cuáles son los factores que causan o influyen en la inestabilidad de un talud y a darle la debida importancia que se merecen y nunca dejar pasar por alto éstas inestabilidades sino más bien realizar un análisis detallado para cada caso identificando las fallas existentes. Como por ejemplo, ver los factores; aguas que producen infiltración, nivel freático alto, las escorrentías en época de lluvia, las discontinuidades que hay en los macizos rocosos, las fragmentaciones, si hay sismos y las características de los suelos que son muy importantes para determinar sus cualidades y defectos de los mismos.
- Se evidencia que con la construcción de un muro con anclajes se puede lograr la estabilización de un talud de casi cualquier proporción siempre y cuando los anclajes superen la longitud de la profundidad de falla existente, radicando la incertidumbre en el factor económico que representa estabilizar un talud por éste método.
- Es recomendable que las muestras de suelo tomadas del talud sean inalteradas, y se pueda obtener varias muestras de suelo de distintas partes del mismo para luego promediar los parámetros como cohesión, ángulo de fricción, peso unitario para que así se obtengan resultados más reales y fiables del lugar que se esté estudiando.
- Una recomendación que no puede pasar desapercibida para las personas que trabajan dentro del tema de la estabilización de taludes, es que se deben realizar los

Ensayos Triaxiales para determinar de manera más eficiente y precisa los coeficientes de cohesión y el ángulo de fricción interno para hacer el cálculo de la estabilidad.

- En la utilización del Programa Computacional Slide 5.0 es importante construir el perfil del talud usando la topografía obtenida del mismo así de esta forma introducir puntos reales y obtener resultados que se asemejen a la realidad.
- Si se quiere aplicar la protección con vegetales o fajinas se debe tener muy en cuenta la experiencia local a la zona del proyecto, se debe acudir a los expertos forestales y además recurrir a los comunarios de la zona en donde el estudio se realiza ya que ellos son los que conocen mejor que nadie quizás la vegetación de su región, en base a esas características escoger la especie de vegetación para su aplicación.