

CAPÍTULO I
INTRODUCCIÓN

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 INTRODUCCIÓN

El transporte es un elemento esencial en el desarrollo económico de la sociedad. Sin un buen sistema de transporte, ninguna nación o región puede alcanzar el uso óptimo de sus recursos naturales o la máxima productividad de su población. El progreso del transporte no está exento de costos, así como los daños al medio ambiente, y es responsabilidad del ingeniero de carreteras que trabaja con el público desarrollar un sistema de alta calidad que sea consistente con el presupuesto disponible y con la política social, así como minimizar los posibles daños.

Las especialidades en la ingeniería de transporte son la planificación, diseño, construcción administración, operación de tránsito y el mantenimiento. La planificación incluye la selección de proyectos para su diseño y construcción; el diseño contempla la especificación de todas las características del proyecto del transporte; la construcción abarca todos los aspectos del proceso de edificación; la administración y operación del tránsito incluyen estudios para mejorar la capacidad y la seguridad; el mantenimiento implica todo el trabajo necesario para asegurar que el sistema de carreteras se conserve en un orden apropiado de operación.

Uno de los aspectos para el funcionamiento es la estabilización de los taludes, los deslizamientos originan graves problemas en la vida útil de la carretera.

La inestabilidad de un talud, se produce por un desnivel, que tiene lugar por diversas razones:

- Razones geológicas: laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc.
- Variación del nivel freático: situaciones estacionales u obras realizadas por el hombre.
- Obras de ingeniería: rellenos o excavaciones tanto de obra civil, como de minería.

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 tierra. Ambos tienden a estudiarse de forma distinta.

1.2 JUSTIFICACIÓN

El diseño y construcción de taludes es considerado como una especialidad debido a la complejidad de la naturaleza, ningún método de análisis ni criterio de solución puede ser considerado como suficiente, requiriendo primeramente el conocimiento más detallado del medio geológico, la geodinámica natural; las actividades y acciones antrópicas del pasado y del presente, medio en la cual se desarrolla el proyecto.

En concordancia con lo mencionado, es conveniente hacer un enfoque que, aunque general, sirva para evaluar una parte importante de lo que constituye un estudio de los fenómenos de deslizamiento en función del origen e iteración natural de cada terreno, sometido a la acción humana.

Sin embargo, es innegable la existencia de numerosas fallas en el funcionamiento de nuestras carreteras de todo tipo y debido a muchos factores, como es el caso de los derrumbes de taludes, que además de cortar y entorpecer la comunicación, atenta contra la seguridad, del viajero; a esto debemos añadirle la limitación

económica en la construcción de carreteras provocando la paralización de las obras o en su defecto el acabado incompleto de las mismas.

1.3 OBJETIVOS

Los objetivos que se plantean en el presente trabajo son de carácter general y específico.

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general es realizar la verificación de la estabilización de taludes, Tramo Valle de Concepción – La Compañía aplicando el Modelo de Morgenstern, del tramo asfaltado VALLE DE CONCEPCIÓN – CHOCLOCA.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

Esta investigación persigue los siguientes objetivos específicos:

- Clasificación del tipo de suelo del talud.
- Determinar la resistencia al corte directo.
- Realizar el análisis de estabilización de taludes por el modelo de Morgenstern
- De acuerdo a los resultados obtenidos, determinar comparaciones de costo y funcionalidad con los actuales taludes.
- Conclusiones y recomendaciones para cada tipo de suelo del tramo en estudio.
- Analizar el efecto costos y mejoras de los taludes.

1.4 HIPOTESIS

Todos los taludes estudiados del tramo son estables

1.5 DISCUSIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE

En el tramo en estudio, existen taludes con cortes verticales y las viviendas que existían antes de la construcción de la carretera siguen habitadas en los mismos lugares sin considerar el riesgo que se produciría en el caso de un deslizamiento, debido a su proximidad a la orilla de los taludes.

Por su proximidad, se van a tomar datos de la estación meteorológica de Santa Ana, para la estimación de las precipitaciones, de un periodo hidrológico.

Las muestras de suelo, serán obtenidas in situ y traídas al laboratorio.

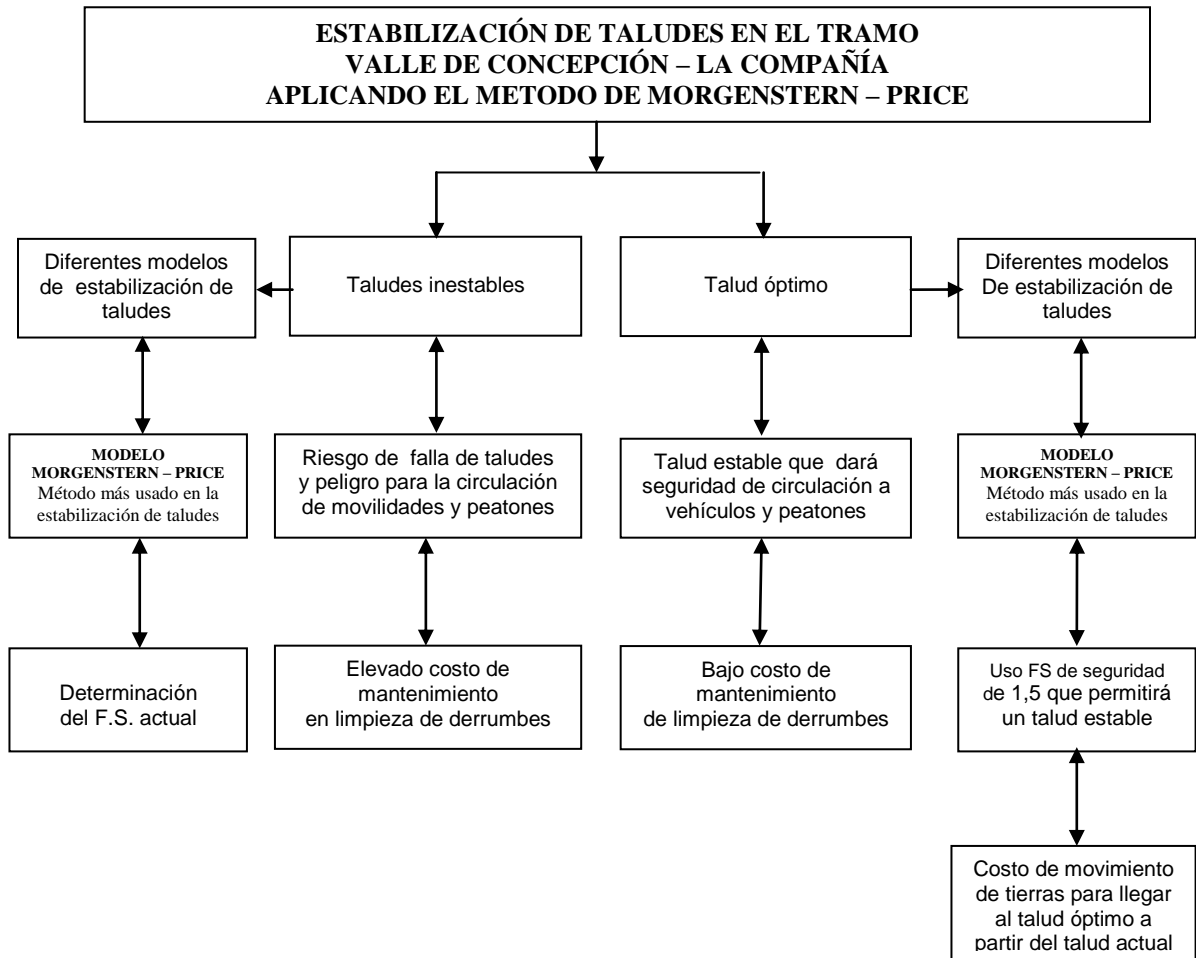
Por medio del laboratorio de suelo, se obtendrá la característica física-mecánica y clasificación suelo.

1.6 ALCANCE DEL TRABAJO

El trabajo estará enmarcado dentro del siguiente alcance:

- Obtener un estudio técnico-económico comparativo, entre los actuales taludes y el modelo Morgenstern, de acuerdo a las metas siguientes.
- Determinar las características físicas y mecánicas.
- Clasificar el tipo de suelo del talud.
- Mediante el modelo de Morgenstern-Price realizar cálculos tomando en cuenta los factores obtenido del laboratorio que nos permita alcanzar técnica y económicamente el talud óptimo.

1.7 ARBOL DE PROBLEMAS



CAPÍTULO II
REVISIÓN BIBLIOGRAFICA

CAPITULO II

REVISION BIBLIOGRAFICA

2.1 GENERALIDADES

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana, sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: Los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención.

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 obras civiles, 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:

- Razones geológicas: laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc.
- Variación del nivel freático: situaciones estacionales u obras realizadas por el hombre.
- Obras de ingeniería: rellenos o excavaciones tanto de obra civil como de minería.

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.

Se puede identificar las siguientes partes de un talud

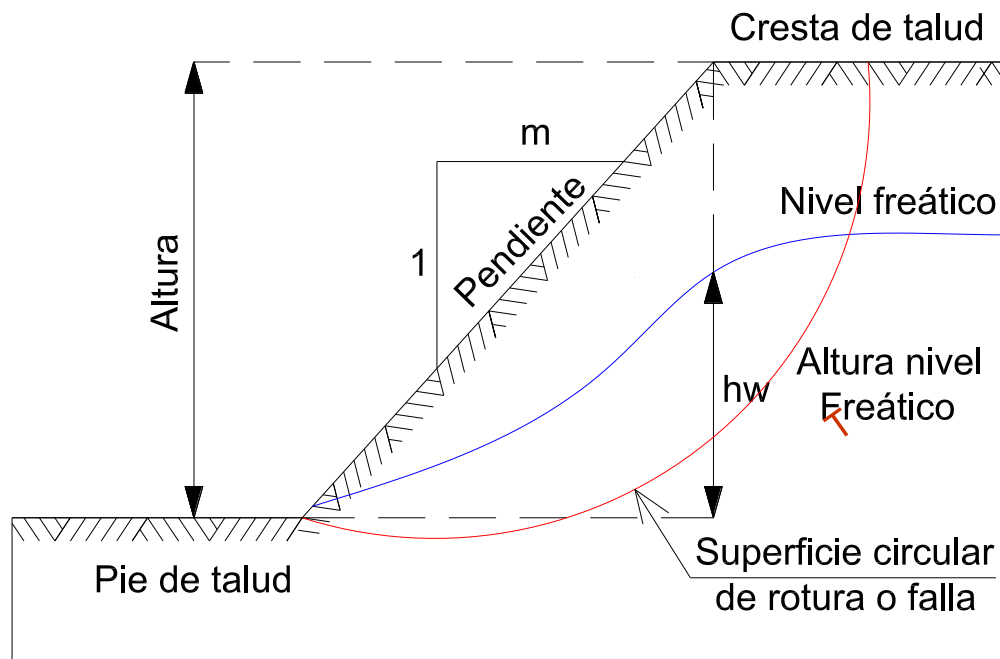


Fig. 2.1. Nomenclatura de un talud

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.

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

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

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

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.

Superficie de falla: Se conoce como el camino de la resistencia mínima de la masa de suelo; es el lugar donde la resistencia del suelo al esfuerzo de corte es la menor posible.

Los deslizamientos son desplazamientos de masas de tierra o rocas por una pendiente en forma súbita o lenta. El deslizamiento o derrumbe es un fenómeno de la naturaleza que se define como “el movimiento pendiente abajo, lento o súbito de una ladera, formado por materiales naturales – roca –suelo, vegetación – o bien de rellenos artificiales”. Los deslizamientos o derrumbes se presentan sobre todo en época lluviosa o durante periodos de actividad sísmica.

El inicio de un deslizamiento se produce por lo general en su punto más débil, como son las grietas, donde los movimientos del deslizamiento son lentos, llegando luego a formarse la superficie de falla, que puede ser de diferente forma, y a medida que se separa la masa de suelo de la superficie de falla se incrementa la velocidad hasta que se produzca la falla total; se considera que el deslizamiento total tiene comportamientos distintos debido a los materiales que los constituyen.

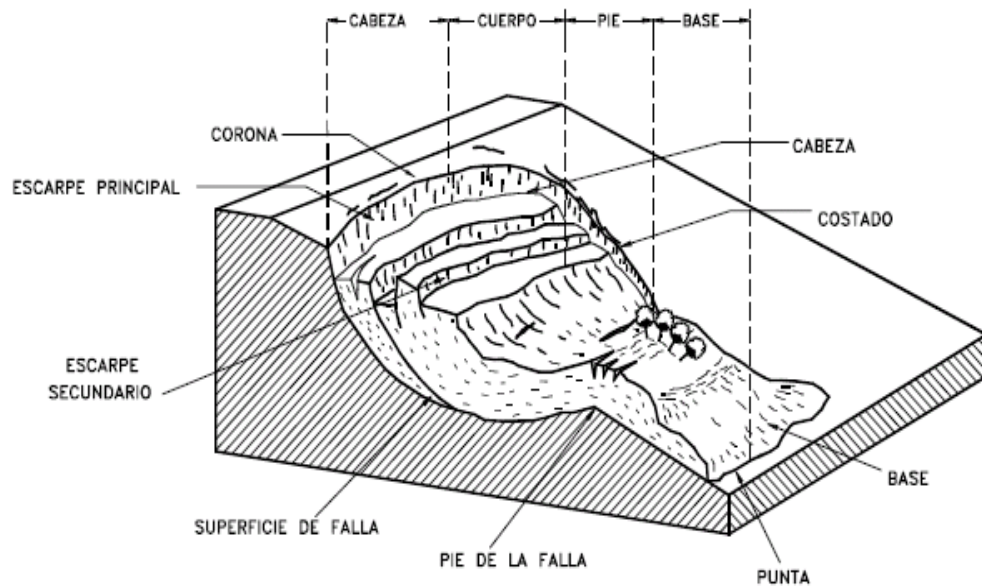


Fig. 2.2. Nomenclatura de la superficie de falla

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.

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

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

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

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

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.

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.

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

Punta o uña.- El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

Costado o flanco.- Un lado (perfil lateral) del movimiento.

Superficie original del terreno.- La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

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

2.1.1 ASPECTOS QUE INFLUYEN EN UN DESLIZAMIENTO

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 ésta.
- Influencia de movimientos sísmicos.
- Estados de esfuerzos actuantes, puesto 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 comunes 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, al 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.

2.1.2 TIPOS DE FALLA EN LAS CUALES SE PUEDE UTILIZAR EL METODOS DE MORGENSTERN – PRICE

Las reptaciones y solifluxiones.

Se trata de movimientos lentos, imperceptibles (mm-cm/año), el desplazamiento es difuso, geológicamente cuasi – viscoso, con desplazamientos intergranulares; la causa principal constituyen, al parecer, las variaciones estacionales del contenido de la humedad, suficiente para causar deformaciones permanentes y agrietamientos.

Otra causa directa de las reptaciones es la erosión que han sufrido los terrenos de las partes altas en las laderas, ocasionando la salida de los suelos arcillosos impermeables por la pérdida de la protección vegetal, originándose así infiltraciones que hacen cambiar el régimen del flujo subterráneo y también el superficial. La agricultura en ladera puede ser también causante de las reptaciones.

En algunos casos se ha podido observar superficies de ruptura poco definidas y más bien se presentan rasgos de pérdida de verticalidad en la vegetación.

Este tipo de deslizamientos se presenta por lo general en rocas meteorizadas de grano fino, en lateritas, en suelo limo – arcillosos, con pequeños clastos, dando un conjunto de elevada compresibilidad (plasticidad): CH – MH

Se han dado casos en los que habiendo existido previamente procesos de deslizamientos, producido en un medio predominante plástico de grandes bloques rocosos que pueden ser transportados, flotando en una masa sólida y a la vez fluida.

Existe un caso denominado reptación progresiva que puede ocurrir en medios con predominancias de materiales ricos en arcilla y limo, en el que ocurre

reorientación de partículas y formación de superficie de deslizamiento pequeña y localizada, que se mueven individualmente, y que así permiten tasas más elevadas de movimiento más generalizado de una ladera, ocurriendo a veces una ruptura brusca de la ladera.

Existe otro caso que es la reptación profunda que consiste en una deformación plástica lenta de suelo o roca bajo esfuerzo permanente, relacionado a veces con relajación (alivio, descompresión) de esfuerzos residuales pre existente y también por causa de erosión profunda en la base de la ladera.

Deslizamiento rotacional.-

Se caracteriza por tener una superficie de ruptura semicircular, elipsoidal, espiral logarítmica, en muchas ocasiones compleja e indeterminable, existiendo una gran cantidad de casos.

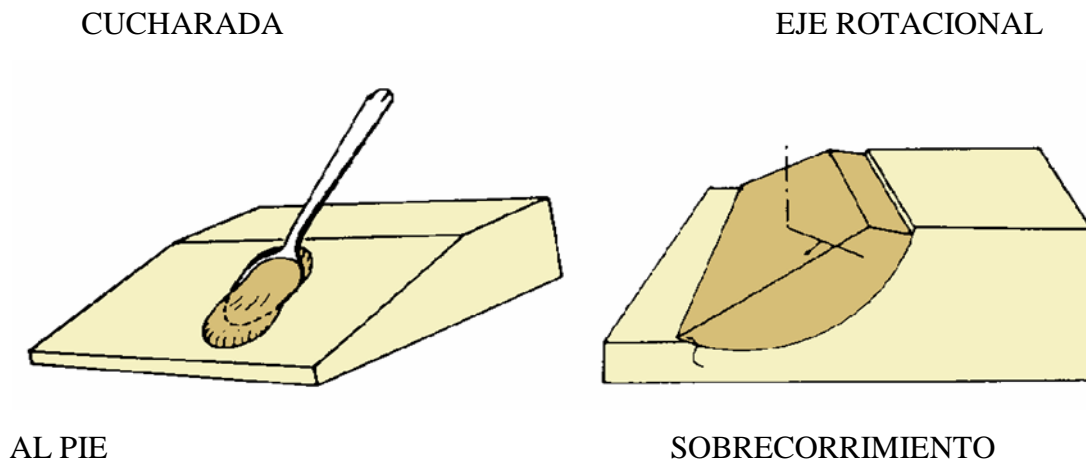


Fig. 2.3. Deslizamiento rotacional

2.1.3 DESLIZAMIENTO QUE REQUIERE OTRO TIPO DE ANÁLISIS

Los tipos de deslizamientos descritos a continuación requieren ser analizados mediante cálculos dinámicos que consideran las masas deslizantes materiales caracterizados.

Geológicamente como líquido viscoso y en el otro extremo de comportamiento frágil, como parte del análisis, se determinan velocidades de desplazamiento y energía generada.

Otra alternativa para prever esos movimientos de masas es un estudio pormenorizado de la geomorfología del terreno, determinando los cambios que pudieron haber ocurrido en los últimos años, en especial por la intervención antrópica, deforestación, obras.

Las modificaciones del drenaje, la erosión de los suelos finos impermeables, las socavaciones profundas, hacen cambiar el régimen de flujo subterráneo; con nuevas condiciones y con la acción del agua tornan los terrenos irremediablemente inestables

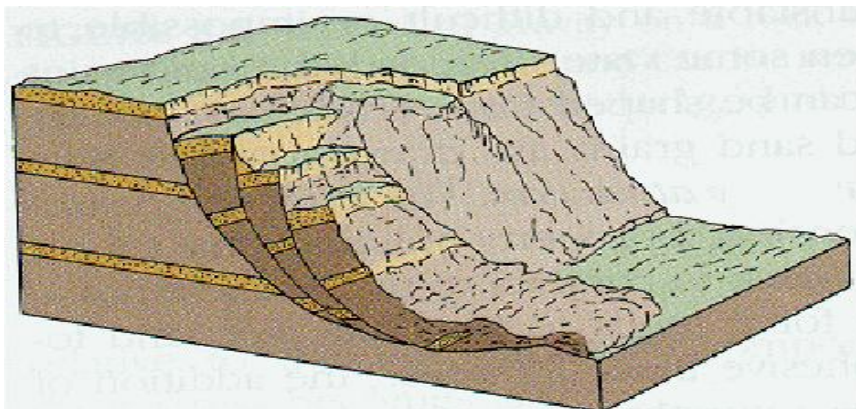


Fig. 2.4. Deslizamiento en roca blanda

2.2 FACTORES QUE INFLUENCIAN EN LA INESTABILIDAD DE TALUDES.

2.2.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Los deslizamientos en taludes ocurren de muchas maneras y existe cierto grado de incertidumbre en la capacidad de predicción. Sin embargo, el conocimiento de la ocurrencia de deslizamientos en el pasado en el área de interés constituye un buen punto de partida para la detección y evaluación de potenciales deslizamientos en el futuro. En general, las áreas donde estos fenómenos ya han ocurrido en el pasado son altamente susceptibles a que los mismos se repitan.

2.2.2 GEOLOGÍA DE LA REGIÓN

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

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

Taludes escarpados: En terrenos escarpados los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de material geológico. Sin embargo, la causa más común de un gran número de derrumbes que ocurren en taludes escarpados es el deslizamiento

a lo largo del contacto con la roca de suelos residuales o coluviales. El material meteorizado o suelto no puede mantener la misma pendiente que la roca subyacente y por lo tanto se encuentra en un balance delicado. Es por esto que, factores como una fuerte lluvia o un corte al pie del talud, pueden disparar el deslizamiento de la masa suprayacente.

Áreas de concentración de drenaje y filtración: Un estudio cuidadoso de la red de drenaje y áreas de concentración de agua es extremadamente importante. Filtraciones con el subsecuente deslizamiento es probable que ocurra en áreas debajo de reservorios, canales de irrigación o depresiones con agua estancada. La importancia de reconocer el peligro potencial en áreas derivadas de drenaje superficial, especialmente en rocas porosas y fracturadas, necesita especial énfasis. Extensa experiencia de campo ha comprobado repetidamente que dentro de un área inestable una de las secciones más peligrosas es la parte baja de la línea divisoria de aguas a través de la cual el agua superficial se infiltra de los puntos altos a los bajos al pie de la quebrada. El reconocimiento de la filtración es ayudado por la identificación de canales cerca de la superficie, áreas húmedas, vegetación alta en el talud. El delineamiento del patrón de drenaje es especialmente importante en la planificación de una construcción nueva.

Áreas de Concentración de Fracturas: El movimiento de taludes puede estar estructuralmente controlado por superficies o planos de debilidad tales como fallas, diaclasas, planos de deposición y foliación. Estas estructuras pueden dividir un macizo rocoso en una serie de unidades individuales las cuales pueden actuar independientemente una de la otra. Por lo tanto, el macizo rocoso no puede ser considerado como un medio continuo sino una serie de bloques individuales. Estos planos de debilidad facilitan el flujo de aguas y desarrollo de vegetación lo cual debilita los bloques y además reduce la resistencia al deslizamiento. Por lo tanto, debe hacerse una cuidadosa búsqueda para ubicar las áreas con pequeño espaciamiento de diaclasas, especialmente cuando éstas se

cruzan y dividen el macizo rocoso en pequeños bloques lo cual lo hace más inestable.

2.2.3 TOPOGRAFÍA Y ESTABILIDAD

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

Expresiones topográficas evidentes, por ejemplo, pendientes empinadas (curvas de nivel con poco espaciamiento) en el escarpe de un deslizamiento, topografía con pequeñas elevaciones o montículos dentro de la masa deslizante (curvas de nivel que siguen un patrón irregular y no simétrico con depresiones poco profundas), presencia de masa separada y características de flujo en la parte baja.

Curvas de nivel ondulado, vías locales dañadas con niveles desiguales y otros lineamientos superficiales tales como líneas de transmisión o cercas.

Movimientos menores o irregularidades en ubicaciones tales como: zonas de pendientes empinadas, acantilados o bancos, áreas de concentración de drenaje etc.

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

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

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

2.2.5 PLUVIOSIDAD

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

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

Guidicini and Iwasa (1977) realizaron un estudio sobre la ocurrencia de deslizamientos en relación a la pluviosidad. Se estableció el coeficiente de ciclo como parámetro fundamental que toma en cuenta la pluviosidad. El coeficiente de ciclo, C_c , fue definido como la precipitación acumulada hasta el día de la falla en porcentaje del promedio de la precipitación anual medida. El estudio cubrió nueve áreas de la región montañosa costera del Brasil la cual presenta un clima

tropical caracterizado por: una estación seca de junio hasta agosto y una estación húmeda desde enero hasta marzo.

Los resultados de estudio indican que la acumulación de precipitación causa un incremento en la saturación del terreno lo cual eleva el nivel freático. Una tormenta que ocurra durante la estación seca o al comienzo de la estación húmeda, tendrá un efecto menor en la estabilidad del talud que una tormenta de la misma intensidad que ocurra hacia el final de la estación húmeda.

2.2.6 EROSIÓN

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

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

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

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

- a) La siembra de vegetación de la zona de rápido crecimiento además de la instalación de un sistema de control del drenaje superficial.
- b) Instalar fajas en la dirección transversal del talud, las cuales se pueden sujetar con estacas.
- c) Sellar las grietas superficiales con concreto, suelo o asfalto para prevenir la infiltración lo cual reduce la erosión.

2.3 PROCEDIMIENTO DE INVESTIGACIÓN Y DISEÑO DE TALUD

En aquellos lugares que se identifiquen como más propensos a la inestabilidad, deberá procederse a obtener información adicional para lograr una mejor caracterización del subsuelo, para conocer así los parámetros que sirvan de base para el análisis y solución del problema, de acuerdo a las siguientes etapas:

- La obtención de información disponible acerca del sitio en estudio; esto puede incluir desde relatos de eventos pasados por parte de los lugareños, hasta estudios geológicos y geotécnicos realizados previamente, pasando por planos topográficos, pluviosidad y sismicidad de la zona
- Trabajo de campo en el cual se ejecutan ensayos en sitio y además se obtienen muestras de suelo.
- Trabajo de laboratorio determinan las propiedades y características del material mediante ensayos de caracterización y resistencia.

2.3.1 PERFORACIONES

Los objetivos principales de las perforaciones, son: definir la tipología existente en el área en estudio y tomar muestras para su posterior análisis en el laboratorio. El número y la ubicación de las perforaciones a realizar en un estudio determinado están ligados al tamaño y forma del área considerada en el problema. Los criterios que se utilizan para determinar estas dos características básicas del estudio, varían grandemente, sobre todo cuando el estudio se refiere a áreas planas. En el caso de los taludes, es recomendable hacer un mínimo de tres perforaciones pudiendo este número ser incrementado dependiendo del tamaño del talud. Una en la cresta con una profundidad aproximada de 1.5 veces la altura del talud, una hacia a la mitad del talud con una profundidad comparable con la altura de este talud, y una última al pie del mismo con una profundidad aproximada de 1/3 de la altura antes mencionada.

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

2.3.2 CALICATAS

Mediante las calicatas que constituyen un método de exploración más superficial que el anterior, es posible tomar muestras más voluminosas de material, al mismo tiempo que ofrecen una vista "interna" del suelo y permiten la detección de posibles planos de falla (sobre todo en materiales arcillosos). Estas calicatas generalmente son excavadas a mano teniendo dimensiones típicas de 1.5 x 1.5 x 2.0 metros de profundidad, aunque también pueden realizarse utilizando procedimientos mecánicos. Las visitas a las calicatas tienen un cierto nivel de

peligrosidad, al ser posible la ocurrencia de derrumbes en las paredes de las mismas. Para evitar esto, es recomendable reforzarlas mediante estacas horizontales e inclinadas.

2.3.3 ENSAYOS DE CAMPO

En campo, se busca obtener la mayor cantidad de información posible. Para lograr este objetivo, es necesario realizar los ensayos que mejor se relacionen con el suelo en cuestión, ya que a partir de estos ensayos y mediante correlaciones que han sido desarrolladas a lo largo del tiempo, se pueden inferir ciertas propiedades de los materiales en estudio. Estas correlaciones, en la mayoría de los casos se ajustan bastante bien a la realidad con un margen de error tolerable (~30%). Algunos de estos ensayos se exponen a continuación:

2.3.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

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

2.3.4.1 ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

Lo primero que se debe realizar en el laboratorio es identificar visualmente las muestras de suelo obtenidas de las perforaciones y calicatas, para tener una buena idea acerca del tipo y número de ensayos a realizar posteriormente. Algunos de los ensayos más frecuentemente realizados para clasificar el suelo se nombran a continuación junto con una breve descripción de los mismos:

Granulometría por tamizado: Consiste en hacer pasar una muestra de suelo por tamices de diferente área de apertura, para determinar la proporción de los diferentes tamaños de partículas que componen dicha muestra.

La distribución granulométrica de partículas de tamaño superior a 0.08 mm. se determina generalmente mediante un análisis granulométrico por cribado. Para partículas de tamaño inferior al mencionado (0.08 mm.) se emplea la granulometría por sedimentación.

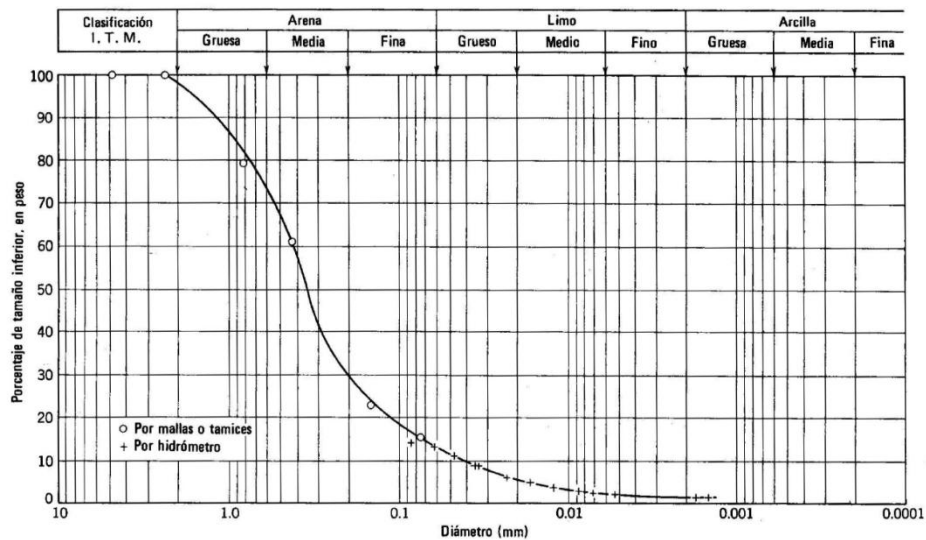


Fig. 2.5. Curva granulométrica de un suelo (Según Lambe)

El análisis granulométrico por cribado se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasando a través de una serie de tamices (cuyo tamaño de malla suele ir disminuyendo en progresión geométrica de razón 2), agitando el conjunto. La cantidad de suelo retenido en cada tamiz se pesa y se determina el porcentaje acumulado de material que pasa por cada tamiz. El porcentaje de material que pasa por cada tamiz, determinado de la forma anterior, se representa en un gráfico semilogarítmico. El diámetro de la partícula se presenta en una escala logarítmica (abscisas), y el porcentaje de material que pasa se representa en escala aritmética (ordenadas). En la (Figura 2.5) siguiente se muestra un ejemplo de esta curva.

Hidrómetro: Consiste en determinar la velocidad de decantación de las partículas que conforman una muestra de suelo con diámetro de partícula menor que 0.06 mm, con el objetivo de determinar su distribución dentro de la muestra.

El análisis granulométrico con el hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de las partículas de suelo en agua. La prueba del hidrómetro tiene como propósito determinar el tamaño de las partículas menores a 0.075 mm. (malla 20), esta prueba está basada en la ley de Stokes, que dice que la velocidad de sedimentación de las partículas disueltas en un fluido está en función de su tamaño. Aplicando esta ley a la mecánica de suelos, podemos determinar el diámetro equivalente de una partícula de suelo, en función de la velocidad con la que esta se sedimenta en una suspensión. Dichas velocidades pueden obtenerse midiendo el peso específico relativo de una suspensión de suelo, a una misma profundidad y en distintos tiempos.

Se debe considerar que la teoría supone las partículas de suelo como equidimensionales, (esféricas), por eso obtenemos el diámetro equivalente de la partícula; sin embargo en la mayoría de los suelos finos, la forma es laminar, y el tamaño de la partícula puede variar considerablemente respecto al diámetro obtenido. No es raro obtener curvas granulométricas iguales para materiales completamente distintos. Por lo tanto, la plasticidad del material es la que realmente identifica a los suelos finos.

Para esta prueba se usan 50 gr de suelo seco pulverizado. Un agente *defloculante* se agrega siempre al suelo. El *defloculante* más usado para el análisis granulométrico con el hidrómetro es de 125 cc de solución al 4% de exametafosfato de sodio. Se deja que el suelo se sature por lo menos 16 horas en el *defloculante*. Después de este periodo de saturación se agrega agua destilada y la mezcla suelo – agente *defloculante* es agitada vigorosamente. La muestra se transfiere a una probeta de 1000 ml. Se agrega más agua destilada a la probeta hasta la marca de 1000 ml y luego la mezcla es agitada vigorosamente.

Un hidrómetro se coloca dentro de la probeta para medir, generalmente durante un periodo de 24 horas, la densidad de sólidos de la suspensión suelo-agua en la vecindad de su bulbo (Figura 2.6).

Los hidrómetros están calibrados para mostrar la cantidad de suelo que está aún en suspensión en cualquier tiempo dado, t . El diámetro máximo de las partículas de suelo aún en suspensión en el tiempo t se determina mediante la ley de Stokes:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Donde:

D = diámetro de la partícula de suelo

G_s = peso específico de los sólidos del suelo

H = viscosidad del agua

γ_w = peso específico del agua

L = longitud efectiva (es decir, longitud medida de la superficie del agua en la probeta al centro de gravedad del hidrómetro; véase la (Figura 51)

t = tiempo

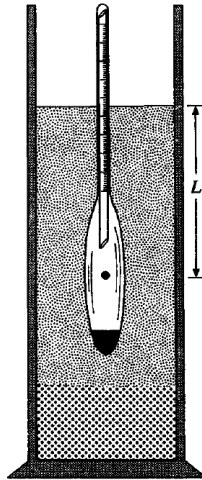


Fig. 2.6. Análisis granulométrico con el hidrómetro

Las partículas de suelo con diámetros mayores que los calculados con la ecuación se habrán asentado más allá de la zona de medición. Así, con las lecturas tomadas en tiempos diferentes en el hidrómetro, el porcentaje de suelo más fino que un diámetro dado D puede calcularse y prepararse una gráfica de la distribución granulométrica.

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 fue él quien 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 estos 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 éste, 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 determinara interpolando en una grafica normalizada las dos determinaciones obtenidas experimentalmente.

El **límite plástico** se determina de una manera si cabe más rocambolesca: se define como la menor humedad de un suelo que permite realizar con él 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 2.7) se muestra la cuchara de Casagrande.

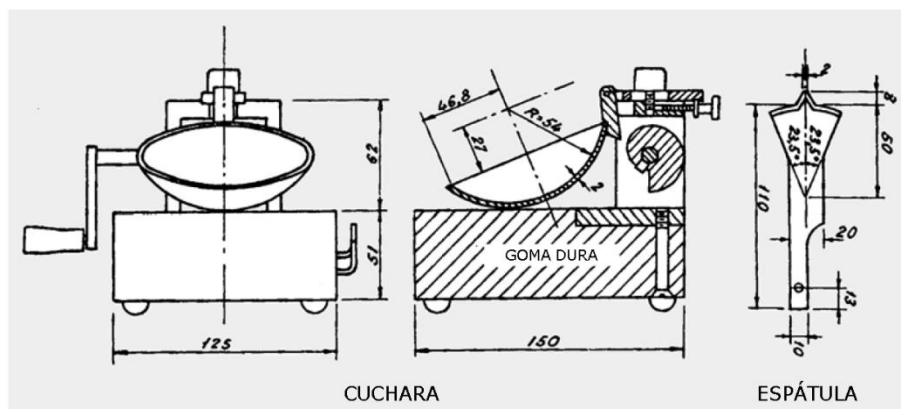


Fig. 2.7. Cuchara de Casagrande

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:

$$IP = LL - LP$$

En la siguiente (tabla 2.1) se muestran los rangos de valores más frecuentes de todos estos parámetros en diferentes tipos de suelos:

Valores típicos de consistencia del suelo				
PARÁMETRO		TIPO DE SUELO		
		Arena	Limo	Arcilla
LL	Límite líquido	15 - 20	30 - 40	40 - 150
LP	Límite plástico	15 - 20	20 - 25	25 - 50
LR	Límite de retracción	12 - 18	14 - 25	8 - 35
IP	Índice de plasticidad	0 - 3	10 - 15	10 - 100

Tabla 2.1: Valores típicos de consistencia del suelo

2.3.4.2 ENSAYOS DE RESISTENCIA

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

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

2.3.4.3 MUESTREO

El muestreo en las perforaciones depende del material que se consiga y del grado de precisión de los datos geotécnicos que se desean obtener. Los tres métodos de muestreo más usados en la investigación geotécnica son los siguientes.

- **Muestreadores de penetración percusiva:** tales como la cuchara partida utilizada en el ensayo de SPT. Con estos muestreadores se pueden tomar muestras de la gran mayoría de los suelos.
- **Muestreadores de penetración por presión aplicada:** tales como el muestreador de pistón y el tubo shelby (perturbación reducida), usados para recuperar materiales cohesivos de baja consistencia a medianamente alta.
- **Muestreadores de penetración rotacional:** tales como el tubo doble Dennison (diseñado especialmente para arcilla duras) y los que usan brocas de alta resistencia para perforar roca y suelo con cierto grado de litificación.

2.4 FUERZAS QUE ACTÚAN EN UN DESLIZAMIENTO Y FACTOR DE SEGURIDAD

Todo deslizamiento de talud está relacionado por la fuerza que produce rotura o falla, que es la fuerza activa de los estados plásticos de Rankine, la cual en un talud se reflejan principalmente en su peso propio: con una fuerza resistente, que es la llamada resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de falla.

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.

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

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.

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

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

τ' = Fuerza componente del peso.

τ = Resistencia al corte

τ' = Fuerza tangencial.

- 3) En el caso de suelos puramente friccionante 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:

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

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.

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

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.

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 él 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.

Tomando en cuenta todo lo que se consideró, el presente proyecto, empleará como valor mínimo para el factor de seguridad, uno punto dos (FS=1.2) que es el más usado en el diseño de carreteras.

2.4.1 ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

El ensayo de compresión simple es un ensayo de compresión de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1: 2. La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión.

Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no drenada de suelos cohesivos.

Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. El ensayo es sólo aplicable a suelos cohesivos que no permiten la salida de agua durante el proceso de carga.

Generalmente, el valor de la resistencia no drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia encofinado.

$$s_u = \frac{1}{2} q_u$$

En todos los casos, debido a las incertidumbres asociadas con el ensayo, el muestreo y su preparación, esta prueba de laboratorio solamente puede utilizarse como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio.



Fig 2.8 Ensayos de cortante

Grado	Descripción	Identificación de campo	Resistencia a la compresión simple (Mpa)
S1	Arcilla muy blanda	Penetrada fácilmente varias pulgadas por el puño	<0.025
S2	Arcilla blanda	Penetrada fácilmente varias pulgadas por el dedo pulgar	0.025 – 0.10
S3	Arcilla media	Penetrada varias pulgadas por el dedo pulgar, usando esfuerzo moderado	0.05 – 0.10
S4	Arcilla semidura	Deja fácilmente hendiduras por la acción del dedo pulgar, pero penetra solamente con gran esfuerzo	0.10 – 0.25
S5	Arcilla dura	Mellada fácilmente por la uña del pulgar	0.25 – 0.50
S6	Arcilla muy dura	Mellada con dificultad por la uña del pulgar	0.50 – 1
R0	Roca extremadamente débil	Mellada por la uña del pulgar	0.25 – 1
R1	Roca muy débil	Se disgrega por golpes fuertes de la punta de la piqueta; puede ser desconchada por una navaja	1 – 5
R2	Roca débil	Puede ser desconchada por una navaja, con dificultad	5 – 25
R3	Roca mediamente resistente	No puede ser rayada o desconchada por la navaja; la muestra puede ser fracturada por un golpe fuerte de la punta de la piqueta	25 – 50
R4	Roca fuerte	La muestra requiere más de un golpe de la piqueta para fracturarla	50-100
R5	Roca muy fuerte	La muestra requiere varios golpes de la piqueta para fracturarla	100 – 200
R6	Roca extremadamente resistente	La muestra puede ser solamente astillada por la piqueta	> 250

Tabla N° 2.2 Ensayos de cortante

2.5 PARAMETROS FUNDAMENTALES

Angulo de Fricción

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

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

El ángulo de reposo coincide con el ángulo de fricción en una arena seca (Figura 2.8)

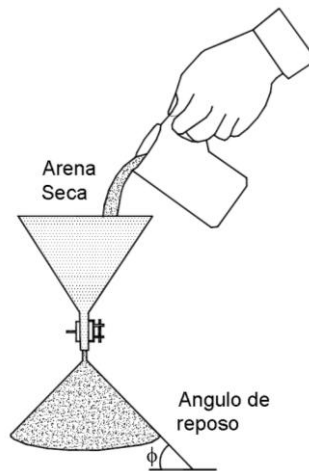


Fig 2.9 Angulo de reposo

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.

2.6. MÉTODO DE MORGENSTERN - PRICE

Inicialmente pensado para el análisis de superficies de rotura circulares, el método puede ser aplicado a superficies no circulares siempre que se adopte un centro de rotación friccional. En este método se suponen todas las fuerzas entre elementos (Figura 2.12).

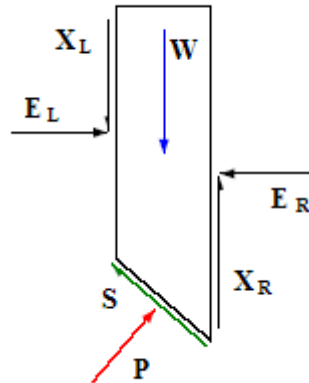


Fig. 2.10 Método de Spencer

Representación de las fuerzas actuantes en una rebanada consideradas en el método de Morgenstern-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 2.6). 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:

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

dónde $f(x)$ 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

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

2.7 METODOS PARA ESTABILIZAR TALUDES

El cambio de la geometría de un determinado talud puede realizarse mediante soluciones tales como:

- a. Disminución de la pendiente a un ángulo menor.
- b. Reducción de la altura (especialmente en suelo con comportamiento cohesivo).
- c. Colocación de material en la base o pie del talud (construcción de una berma).
- d. Colocación de material en las partes superior del talud.

- e. Los métodos de estabilización de taludes y deslizamiento (Turnbull y Hvorslev, 1968), los métodos aplicables son:

Excavación

- a. Reducir la altura del talud con excavación en la parte superior.

Comentario..El área debe ser accesible al equipo de construcción, se requiere de un lugar apropiado para colocar el suelo excavado, algunas veces se incorpora drenaje a este método.

- b. Tendido del ángulo del talud. El área debe ser accesible al equipo de construcción, se requiere de un lugar apropiado para colocar el suelo excavado, algunas veces se incorpora drenaje a este método.
- c. Excavar banquetas en la parte superior del talud. El área debe ser accesible al equipo de construcción, se requiere de un lugar apropiado para colocar el suelo excavado, algunas veces se incorpora drenaje a este método.
- d. Excavar completamente la masa de deslizamiento

Drenaje

- a. Drenes horizontales de pequeños diámetros. Más efectivo si llega al acuífero natural, los drenes son usualmente de flujo libre.
- b. Zanjas de subdrenaje profundas y continuas, generalmente a una profundidad de 5 a 15 pies.. El fondo de las zanjas debe tener pendiente para drenar y ser conectado con tubería de salida, debe colocarse tubería perforada en el fondo de las zanjas, la parte superior deberá impermeabilizarse.
- c. Pozos verticales perforados generalmente de 18.36 pulgadas de diámetro.

Puede ser bombeado o conectado con una salida de gravedad; varios pozos en fila unidos al fondo pueden formar una galería de drenaje.

- d. Mejora en el drenaje superficial a lo largo de la parte superior con cunetas abiertas o canales pavimentados, sembrar plantas en el talud con raíces profundas y resistentes a la erosión. Buena práctica para la mayoría de los taludes. Dirigir la descarga fuera de la masa deslizante.

Contrafuerte de tierra o roca (Bermas de Relleno)

- a. Excavación de la masa deslizante y remplazo con relleno compactado o contrafuerte de roca triturada. El pie del contrafuerte debe reposar en el suelo firme o roca por debajo del plano de deslizamiento. Se utiliza manto de drenajes con salida de flujo por gravedad detrás del talud del contrafuerte.

Se requiere acceso para el equipo de construcción y área de almacenaje. El suelo excavado puede ser utilizado como relleno, se puede requerir calzaduras de estructuras existentes. Si la estabilidad crítica durante la construcción, se puede realizar en secciones cortas.

- b. Utilización de bermas de relleno compactado o roca en el pie y más allá del pie, debe proporcionar drenaje detrás de la berma.

Se requiere suficiente ancho y espesor de las bermas de modo que la falla no ocurra por debajo o a través de las bermas.

Estructuras de retención

- a. Muro de contención del tipo entramados o cantiléver. Usualmente costoso, los muros cantiléver pueden ser anclados
- b. Pilotes verticales vaciados en sitio, con la base cimentada por debajo del plano de falla. General mente de diámetro de 18 – 36 pulgada y espaciamiento de 4 – 8 pies

- c. El espaciamiento deberá ser tal que el suelo arquee entre pilotes, puede utilizarse una viga superficial para amarrar los pilotes, pilotes de gran diámetro (6 pies) han sido utilizado en deslizamiento profundos.
- d. Pilotes verticales vaciados en sitio anclados o batería de pilotes o bloques de cimentación. La base de los pilotes por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 12 – 30 pulgada y espaciamiento de 4 – 8 pies El espaciamiento lo suficientemente cerca para que el suelo arquee entre pilotes, los pilotes pueden ser amarrados con viga superficial.
- e. Pernos de anclaje en roca y suelo. Pueden ser usados en taludes altos y en áreas muy limitadas, debe ser usado con un diseño conservador, especialmente en soportes permanentes.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE TALUDES YA CONSTRUIDOS
EN EL TRAMO VALLE DE CONCEPCIÓN –
LA COMPAÑÍA

CAPITULO III

ANALISIS DE TALUDES YA CONSTRUIDOS

EN EL TRAMO VALLE DE CONCEPCIÓN – LA COMPAÑÍA

3.1 UBICACIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO

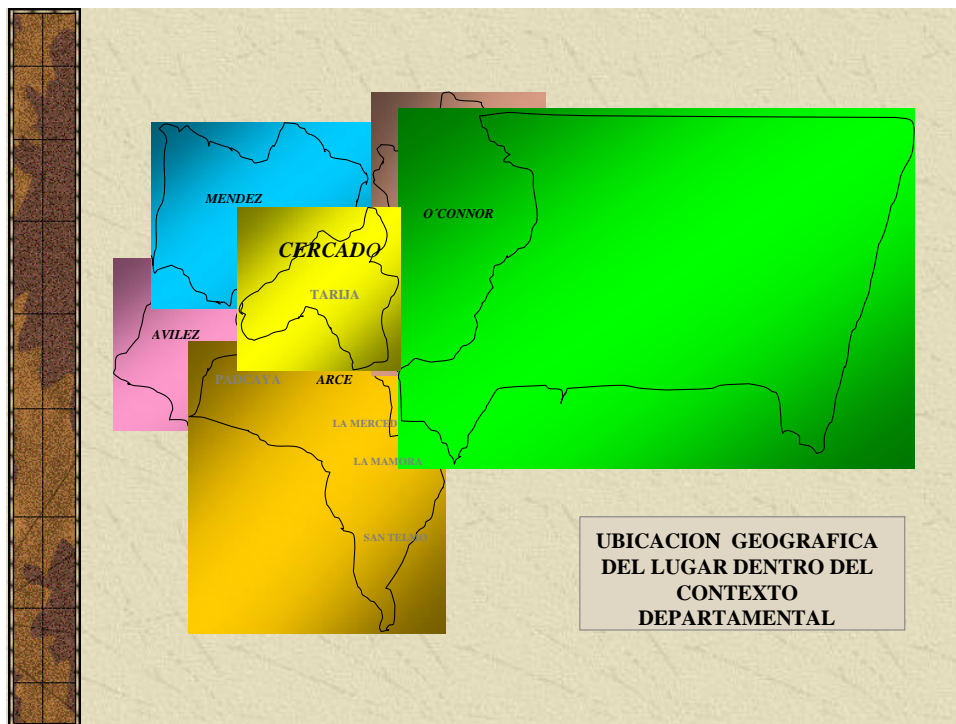


Foto 3.1 Ubicación en el Departamento.

Para la aplicación de esta tesis se eligió el tramo Valle de Concepción – La Compañía. La elección del tramo se hizo tomando en cuenta varios aspectos como: importancia de la carretera desde el punto de vista del tráfico vehicular, muy relacionado con la zona turística que representa la comunidad de Compañía; de momento ya presentan inestabilidad superficial en las coronas de los taludes.

En este contexto se consideró que para dar mayor aplicabilidad al trabajo, era necesario escoger un lugar del sector con las características más críticas tomando en cuenta parámetros tales como: altura, y topografía de la zona circundante al

talud. Así se remitió a recopilar toda la información disponible del sector determinándose como el lugar más crítico el correspondiente a la progresiva 3+600 del tramo, correspondiente al lado izquierdo del eje de la carretera.

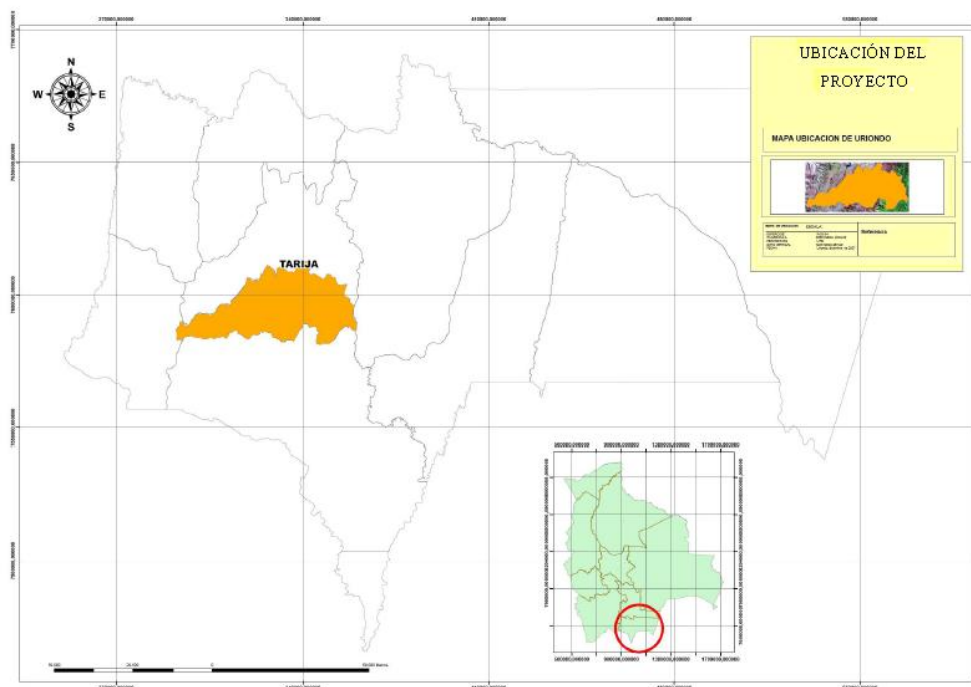


Foto 3.2: Ubicación en la provincia

3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS TALUDES:

UBICACIÓN DEL PROYECTO

El tramo en estudio por sus características topográficas, corresponde al tipo de terreno ondulado. Geográficamente se sitúa entre las coordenadas “21°41`54 S y 64°39`44 W” y los “21°42`22 S y 64°41`24 W” a una altura 1840 m.s.n.m. Es parte del camino comunal Tarija - Chaguaya zona religiosa y turística. En la actualidad se encuentra asfaltado hasta la comunidad de Tunal.

En general, el valle se encuentra formado por un manto de sedimentos lacustres del cuaternario de aproximadamente 150 m de espesor depositado horizontalmente, constituidos principalmente de arcillas, limos y en muchos menos cantidad arenas, finas y gravas, que descansa sobre un lecho rocoso de lutitas y siltitas.

La zona de ubicación de los taludes está conformada por estratos predominantemente de arcillas limos normalmente consolidados de origen lacustre, con poca variación de colores que van de marrón claro a gris. Además en estos cortes se observa la presencia de grava con un espesor de hasta 1m en la parte superior del corte (Ver fotografía 3.1), de cuya capa se originan desprendimientos hacia la carretera.

En la parte posterior de los taludes se observa depósitos de suelo erosionados, las arcillas inorgánicas plásticas constituyen el material predominante.

Se observan fisuras por retracción de poca profundidad en la parte posterior de los taludes por efecto del escurrimiento de agua en época de lluvia, lo cual puede provocar que se reduzca al mínimo la resistencia a tracción en dirección perpendicular a la fisura.

TALUDES ESTUDIADOS



Foto 3.3 Talud N° 1 progresiva 0+600

En la progresiva 0+600 existe vivienda habitada que debería ser obligada a evacuar por razones de seguridad; primero, es que se encuentra muy próxima a un talud espinado de arcilla consolidada con una altura de 5.50 mts, Segundo, por la intervención antrópicas, erosión, las socavaciones profundas y la acción del agua superficial tornan al terreno irremediabilmente inestable. Situación que se repite en varios sectores, debido a que los asentamientos están ubicado a la largo de la carretera en la parte alta.

TALUD N°1		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	°	81
Longitud promedio del talud	m	60
Altura promedio del talud	m	5,5

Tabla 3.1 Datos talud N° 1



Foto 3.4 Talud N° 2 progresiva 1+1600

Los taludes más espinados de 20° son comunes con alturas verticales considerables como el caso del talud ubicado en la progresiva 1+600 con una altura de 10.70 mts; situación que se repite a lo largo de la carretera.

TALUD N° 2		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	°	81
Longitud promedio del talud	M	80
Altura promedio del talud	M	10,7

Tabla 3.2 Datos talud N° 2

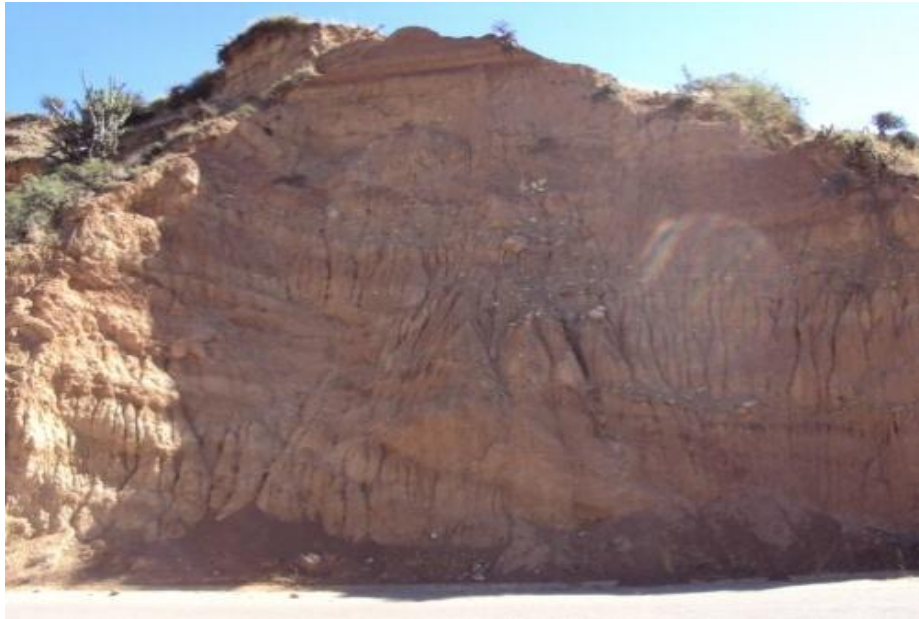


Foto 3.5 Talud N° 3 progresiva 1+165

Desestabilización: La presencia de deslizamiento en algunos tramos como es el caso de la progresiva 1+165, principalmente se debe: A la existencia de taludes más empinados y al régimen de precipitaciones de la zona en estudio, caracterizado por una gran intensidad de lluvia durante un lapso relativamente pequeño de tiempo, y una sequía prolongada entre los periodos de lluvia, ocasionando aumento de peso del terreno, agrietamiento característico de la arcilla.

TALUD N°3		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	°	81
Longitud promedio del talud	m	30
Altura promedio del talud	m	12

Tabla 3.3 Datos talud N° 3

3.3 ESTUDIO DE LA ZONA

El estudio que emprenderá el proyecto, está referido a realizar el reconocimiento de la zona de aplicación; además, se llevarán muestras del talud a ser estudiado con el fin de proceder a los respectivos ensayos en el laboratorio.

También se intentará recabar la mayor y mejor información posible de la zona en cuestión, referidas a geología y algunos proyectos que existan del tramo en estudio.

Para tan fin, este capítulo abarca dos puntos que son: primero las características geométricas actuales del lugar a las que ya se hizo referencia, y la segunda el análisis de suelos, parte ésta que comprenderá en lo posible toda la mecánica de suelos y geología. El desarrollo de esta parte se hará, siempre en función a los objetivos que se plantearon oportunamente.

3.4 GEOLOGÍA

La información geológica del lugar en estudio es incompleta ya que la información de mapas geológicos son muy generales, por el hecho de la escala a la que se encuentran, lo cual no nos muestra claramente las circunstancias geológicas locales, con el detalle que requiere un proyecto cualquiera sea la naturaleza de éste.

La geología de la zona muestra clara presencia de depósitos de sedimentos lacustres correspondiente al cuaternario.

3.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS COMPONENTES DE LOS TALUDES

3.5.1 TOMA DE MUESTRAS

Para la toma de las muestras se ubicaron tres puntos a cada lado de la carretera para el talud izquierdo y tres para el talud derecho, comprendidos entre las progresivas 0+600, 1+600, 1+665. A las muestras tomadas del talud correspondiente al lado izquierdo del eje de la carretera se las denominó como A1, A2, A3- En el croquis (Fotografía. 3.3) de la zona se observa con más claridad la ubicación de estos puntos.

Las muestras fueron de condición alteradas; de cada punto se extrajo 5 Kg. de muestra recopilando un total de 30 Kg. del talud derecho e izquierdo de la zona.



Foto 3.6 Ubicación de los puntos de extracción de las muestras

3.5.2 ANÁLISIS DE LAS MUESTRAS DE SUELO

El estudio geotécnico, tiene por objeto determinar las características físicas mecánicas de los suelos componentes de los taludes en estudio.

Los análisis efectuados por el laboratorio de suelos de la “Universidad Autónoma Juan Misael Saracho” sobre las muestras que se extrajeron del sector de estudio nos muestran que se trata de un suelo ML-OL de la clasificación unificada de suelos (USCS), arcillas inorgánicas de plasticidad media de granulometría fina; más del 70 % pasa el tamiz 200 y según la clasificación AASHTO corresponde a un suelo A-4(7)

Registra, un límite líquido de 25, un límite plástico de 21, un índice plástico de 3. peso específico de 1.68 T/m^3 , cohesión de 6.17 T/m^2 y ángulo de fricción de 17° .

3.5.2.1 COMPRESIÓN

Informes recopilados de estudios hechos del valle central de Tarija, reportan que el mismo está sujeto a procesos de consolidación normal de manera que las arcillas del valle central de Tarija son semejantes y presentan características semejantes, por lo cual los resultados obtenidos de ensayos de laboratorio se adoptarán tomando muy en cuenta los resultados que se obtuvieron en dicho estudio.

Para la determinación de los parámetros del suelo en estudio, se sometió las muestras de suelo a un ensayo de compresión; el material fue tallado con las dimensiones de una probeta de hormigón. Este ensayo nos ayudó a obtener el ángulo de fricción y el dato para calcular su cohesión “Prueba rápida” (ver fotografía 3.5)



Foto 3.7 Probeta lista para ensayo a compresión simple

La resistencia a compresión representa la resistencia que tiene un suelo natural.

Para el ensayo a compresión se tomaron las muestras A_1 , A_2 , A_3 , representativas de las tres muestras, de los tres taludes más críticos del tramo.

Las muestras fueron preparadas o moldeadas según se muestra en la fotografía 3.5. Se prepararon 3 muestras cilíndricas con una relación entre el largo del cilindro y su diámetro, todos estos pasos se muestran en las fotografías 3.4, 3.5 y 3.6.



Foto 3.8 Otra de las probetas que también fue sometida a compresión

Se aplicaron a cada espécimen las presiones respectivas donde la primera probeta se fisura a 1,82 KN, la segunda a 12.35 KN y la tercera a 14.21 KN con el fin de obtener varios ángulos de rotura y diferentes presiones de carga que permitan obtener y calcular cohesión y ángulo de fricción interna del suelo.

En esta fotografía podemos observar los resultados del ensayo a compresión donde se ve claramente el ángulo de rotura dato que se quería obtener en este ensayo. (Foto. 3.8)



Foto 3.9. Otra de las probetas que también fue sometida a compresión

3.6 CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD

3.6.1 MÉTODO DE CÁLCULO A EMPLEAR EN EL PROYECTO

El método adoptado para calcular la estabilidad de taludes es el método MORGENSTERN – PRICE por considerarse a éste como el más adecuado para los fines que persigue el presente proyecto, dado que el error de cálculo del factor de seguridad es del orden de 10 al 15%, con respecto a parámetros de resistencia supuestos, y que no se tiene certeza absoluta en la elección de los parámetros de resistencia como ser la cohesión el ángulo de fricción interna, ya que no es

posible obtener muestras totalmente inalteradas; por ende, ese error de cálculo se puede considerar razonablemente aceptable en la práctica.

Se realizaron varias iteraciones considerando falla por la base del talud, por el pie y por el cuerpo del talud de los cuales se escogió aquel que arrojara el menor factor de seguridad como la superficie potencial de falla para el talud en estudio.

3.6.2 MÉTODO DE MORGENSTERN – PRICE

Para aplicar este método se verificó primero el FS actual:

Paso N° 1: Parámetros de entrada

- Altura de cada suelo $H = 5.5$ m
- Pendiente del talud $\beta = 81^\circ$
- Cohesión del suelo $C_u = 6410$ kg/m²
- Peso específico del suelo $\gamma = 1680$ kg/m³
- Angulo de fricción $\phi = 17^\circ$

Paso 2: Asumir un $FS_n = 1$ y estimar el ángulo de fricción necesario ϕ_d

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 17}{1} \right) = 17^\circ$$

Con estos datos se entró al programa slope y obtuvo los diferentes factores de seguridad para los diferentes ángulos.

Paso 3: Verificar si FS es igual a FS_n

Debido a que FS_n y FS no son iguales se vuelve a asumir otro valor de FS_n y luego de varias iteraciones se obtiene que

$$FS_n = FS = 1,072$$

3.7 RESUMEN DE CÁLCULOS.

En el siguiente cuadro se muestra los diferentes factores de seguridad para diferentes ángulos de talud.

ANGULO DE TALUD	FACTOR DE SEGURIDAD		
	TALUD 1	TALUD 2	TALUD 3
40°	2,2271	2,1602	2,0801
45°	2,1179	2,0543	2,0864
50°	2,0097	1,9494	1,9467
55°	1,9026	1,8455	1,7871
60°	1,7829	1,7294	1,6664
65°	1,6149	1,5665	1,5624
70°	1,5351	1,4890	1,4574
75°	1,3671	1,3261	1,2327
80°	1,1781	1,1428	1,1540
81°	1,0721	1,0399	0,9870
82°	0,9950	0,92973	0,8780

Tabla 3.4 Resumen F.S. de taludes 1, 2, 3

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS UNITARIO DE COSTOS

CAPITULO IV

ANALISIS UNITARIO DE COSTOS

4.1 LA ESTRUCTURA DE COSTOS

Para el establecimiento del costo del proyecto y la definición de precios unitarios que sirven de base para el establecimiento de costos referenciales del presente proyecto, se propone una estructura de costos basada en estructuras definidas de varias Instituciones como la Cámara Boliviana de la Construcción, el Gobierno Municipal de Tarija y otras que son representativas y definen precios razonables para el mercado local de la construcción.

La estructura de costos básicos tiene los siguientes componentes:

4.1.1 MATERIALES

Este rubro nos proporciona el primer elemento del precio unitario y es el resultado de la aplicación de la cantidad de materiales que forman parte de una obra por su precio unitario.

La cantidad de materiales se determina mediante un estudio analítico, en el cual se considera el INSUMO que arroja cada uno de sus componentes al que se adiciona las pérdidas producidas por corte, resultantes de la colocación, rotura y fractura durante el transporte o manipuleo y en general desperdicios que imposibilitan su empleo en la obra.

Los materiales a emplearse en el presente proyecto, corresponden en su mayoría a materiales de procedencia nacional e importada que se encuentran en el mercado local de la ciudad de Tarija y cuyos rendimientos en los diferentes ítems, fueron tomados del diseño de ingeniería, en función a los volúmenes de obras determinados.

Los costos fueron tomados del mercado local e información de costos de la revista Presupuesto & Construcción y de los costos que maneja el Gobierno Municipal de Tarija.

4.1.2 MANO DE OBRA

El rubro se halla condicionado a dos factores: el precio que se paga por ella o SALARIO y el tiempo de ejecución de la unidad de obra o RENDIMIENTO y a tres sistemas de trabajo: Jornal, Contrato y Destajo.

El Salario se halla regulado por la ley de la oferta y la demanda, siendo muy variable inclusive con relación a los distintos sitios del país; en todo caso existe un precio mínimo establecido por el Ministerio de Trabajo. El Rendimiento es el factor más complicado y de difícil determinación, se halla vinculado a los métodos y sistemas constructivos utilizados por los obradores.

En este caso los rendimientos fueron tomados de obras similares desarrolladas en las ciudades de La Paz y El Alto y los costos o salarios a pagar del mercado laboral local, los mismos que tienen incidencias como las cargas sociales, referidas a: Subsidios, aportes a entidades, antigüedad y seguridad industrial.

4.1.3 HERRAMIENTAS, MAQUINARIA Y EQUIPO

Este rubro es considerado generalmente como un porcentaje de la mano de obra, generalmente 5 %. Este rubro está destinado a la reposición de herramientas y equipos que son propiedad de la Empresa proporcionados a los obreros para la ejecución de las obras y que debido al uso, en primer lugar, y luego a la obsolescencia, se hacen en cierto momento inutilizables y es imprescindible contar con un fondo de reserva para sustituirlos por elementos nuevos y/o modernos. El equipo mayor tiene un costo en función del tipo y su rendimiento.

4.1.4 RECARGOS

Se tiene dos recargos, que corresponden a las cargas sociales y el impuesto al valor agregado IVA.

4.1.5 IVA DE LA MANO DE OBRA

De acuerdo a los D.S. 21530, 21531 y 21532 el pago de los impuestos sobre los ingresos (IVA impuesto al valor agregado) equivale al 13%, porcentaje que en el caso de empresas constructoras, se aplica únicamente a la mano de obra directa, debido a que las empresas pueden descontar con facturas de materiales.

4.2 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

Existen gastos que siendo imputables a la obra misma, no son claramente determinados porque no intervienen en forma directa y no pueden ser asignados a ninguno de los rubros anteriormente mencionados y otros en cambio que son independientes de la obra y que se erogan aún en circunstancias en que la empresa tenga o no obras en construcción. A todos estos gastos se los toma en cuenta bajo el presente rubro y forma parte del Precio Unitario con un porcentaje de los gastos directos, como se verá más adelante.

Se refieren a gastos que incurre el contratista en la preparación, presentación de propuestas y la administración de la obra, pero que no se identifican con la mano de obra misma y cuya incidencia en costo puede ser diferente para cada obra. Para una referencia del detalle de su composición en una obra de características corrientes, se presenta el siguiente análisis.

4.2.1 GASTOS ADMINISTRATIVOS

Detalle	% del Costo directo
- Materiales de escritorio, limpieza, etc.	0.20
- Agua, luz, teléfono, radio, etc.	0.15
- Mantenimiento vehículos	1.00
- Alquiler de oficina, depósito	0.25
- Servicios personales (Gerente, contador, secretaria, mensajero)	4.00
- Seguros	0.50
- Impuestos y patentes municipales	5.00
Sub total	11.10

4.2.2 GASTOS DE PROPUESTA Y CONTRATOS

Detalle	% del Costo directo
Compra de pliego y planos	0.10
Preparación propuesta, certificados, etc.	0.40
Boletas bancarias (de propuesta, buena inversión anticipo, cumplimiento de contrato, buena ejecución).	2.00
Laboratorios de ensayo de materiales	0.10
Ejecución planos finales con modificaciones	0.05
Sub total	2.65
Porcentaje total de gastos generales	13.75 %
Porcentaje de gastos generales (recomendado)	14.00 %

4.2.3 UTILIDAD

La utilidad es el beneficio que busca la empresa en la realización de las obras, y por consiguiente su fijación en porcentaje es difícil de determinar. Generalmente las entidades del sector público conceden un 10% de utilidad al contratista del costo directo de la obra.

4.2.4 IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES

En virtud a disposiciones legales, con la ley 1606, que determina un impuesto a las transacciones sobre una base imponible que signifique el total de los ingresos menos el IVA, en nuestra estructura de precios unitarios representa el 3% sobre el costo directo más recargos y utilidad.

A continuación se presenta un esquema de la estructura de costos de este proyecto con las consideraciones hechas anteriormente.

Presupuesto general

Proyecto: ANALISIS DE LA ESTABILIDAD EN TALUDES DE CARRETERA

Módulo: ANEXO IV

Cliente: U.A.J.M.S.

#	Descripción ítem	Und.	Cant.	Unit.	Parcial
1	MOVIMIENTO DE TIERRA	m3	8960	16.66	25633,08
					<u>25633,08</u>

Son: Veinte cinco mil seiscientos treinta y tres con 08/100 Bolivianos

Para el presente cálculo no se tomó en cuenta otras actividades ya que son comunes para la comparación entre ambos métodos estudiados

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Actividad: EXCAVACIÓN

Cantidad:

Unidad: M3

Moneda:
Bs.

DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	MATERIALES				
				0,00	
				0,00	
				0,00	
TOTAL MATERIALES					0,00
2	MANO DE OBRA				
1016	OPERADOR	HR	0,15	7,50	1,13
1003	AYUDANTE	HR	0,05	5,00	0,25
1007	CHOFER	HR	0,05	6,10	0,31
				0,00	
				0,00	
SUB TOTAL MANO DE OBRA					1,69
CARGAS SOCIALES-%DEL SUBTOTAL M.DE O.			56,00%		0,95
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA-%M.DE O.+CS)			14,94%		0,39
SUB TOTAL CARGAS SOCIALES E IMPUESTOS					1,34
TOTAL MANO DE OBRA					3,03
3	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				0,00
2011	EXCAVADORA	HR	0,01	398,00	3,98
2021	VOLQUETA	HR	0,015	500,00	7,50
				0,00	
				0,00	
	HERRAMIENTAS (5%DE LA M.DE O.)			0,00	0,15
				TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	11,63
4	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3			5,00%		0,73
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					0,73
5	UTILIDAD				
UTILIDAD - %DE 1+2+3+4			5,00%		0,77
				TOTAL UTILIDAD	0,77
6	IMPUESTOS				
IMPUESTOS IT - % DE 1+2+3+4+5			3,09%		0,50
				TOTAL IMPUESTOS	0,50
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6					16,66

TABLA 4.1. Análisis de precios unitarios

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Concluida la investigación de estabilidad de taludes, se llegó a las siguientes conclusiones:

- En la medida que se fue profundizando en el estudio de los parámetros fundamentales que intervienen en el cálculo de la estabilidad de un talud como es la cohesión y la fricción del suelo componente del mismo, se pudo ver que éstos, más que constantes, son parámetros variables que pueden tener diferentes valores en función del tiempo, toda vez que las condiciones varían sobre todo respecto del tiempo, pero además respecto del lugar o zona donde se encuentra el talud. De ahí que se tuvo mucha incertidumbre en poder determinar los parámetros de la resistencia al corte del suelo correspondiente a la aplicación del presente proyecto.
- Para la determinación de los datos se pretendió obtener algunos estudios geométricos del tramo de estudio, sin tener ningún resultado favorable, pues solamente y con dificultad se pudo obtener los perfiles geométricos de la zona tanto longitudinales como transversales pero acerca de estudio de suelos practicados para tener conocimiento sobre qué tipo de suelo se cortó alturas mayores a los 10 m y taludes cuya relación H:V es 1:8 no se encontró ningún registro, motivo por el cual se recurrió a la recopilación de todos los estudios realizados en el proyecto tramo CONCEPCIÓN – LA COMPAÑÍA concernientes a esa zona.
- Para poder conocer la resistencia al corte del suelo en estudio al no contar con ningún aparato que permitiera determinar los parámetros de la resistencia al corte en el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería, se tuvo que

realizar con un aparato que sólo nos da compresión simple. Se hizo uso del laboratorio de suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho para tal fin.

- Se realizaron ensayos de compresión (Prueba rápida) en muestras de suelo que se tuvo que tallar en forma y con las dimensiones de cilindros de $H^{\circ}A^{\circ}$ con el material natural recogido del lugar para así obtener los datos que se buscaba.
- En cuanto a las pruebas de compresión y cálculos que se hizo, se obtuvieron los siguientes resultados:
 - Cohesión no consolidada no drenada $C = 0.64 \text{ Kg/cm}^2$
 - Angulo de rozamiento interno $\phi = 17^{\circ}$
- El modelo de Morgenstern – Price da valores muy parecidos a la realidad; sin embargo, en este trabajo no se puede afirmar que dicho modelo sea el mejor
- Como quiera que las pruebas de compresión actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en esta materia, para determinar la resistencia al corte del suelo que analizan, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Sin embargo cabe recalcar que este procedimiento ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia.
- Después de calcular los diferentes taludes óptimos de los diferentes taludes, se obtuvo un costo de 25633,08 Bs que son necesarios para estabilizar los taludes más críticos estudiados en este trabajo.
- Los resultados del ensayo de compresión simple fueron elevados, debido al tiempo transcurrido desde la toma de las muestras inalteradas hasta el momento del ensayo de compresión simple, pues se nota que el suelo adquiere mayor resistencia a medida que la muestra pierde humedad.

- Aplicando el modelo estudiado, se pudo evidenciar que los 3 taludes principales estudiados están prácticamente en el límite con un F.S. aproximadamente a 1, lo cual explica por qué en época de lluvias se tiene derrumbes periódicos superficiales ya que en esa época aumenta el peso superficial y de los mismos.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener mucho cuidado con la adopción de factores de seguridad
- Para obtener la cohesión del suelo se recomienda usar el equipo de ensayo triaxial ya que se obtendrá datos más precisos y al mismo tiempo se debe realizar varias probetas para obtener el mismo
- Se debe estudiar con mayor profundidad el modelo de Morgenstern – Price usando un software adecuado
- Se recomienda tomar varias muestras del material del que está compuesto un talud, es decir, de distintos lugares, no sólo a lo largo, sino también a lo alto, para poder analizar si es un talud homogéneo o heterogéneo, ya que de esto depende la metodología de análisis.
- Es muy importante la buena recolección y manipulación de los datos obtenidos en campo ya que de éstos depende todo el análisis.
- Es muy importante tomar en cuenta el nivel freático para obtener resultados más precisos.
- Se recomienda usar un paquete informático para obtener valores de F.S. para aplicar el modelo de **MORGENSTERN – PRICE** de manera rápida
- La vegetación es beneficiosa para mitigar el efecto erosivo en los taludes, por lo que se recomienda la siembra de pasto en la cara del talud, para evitar el deterioro y el derrumbe de pequeñas masas de suelo que obstruyen las cunetas.

- Es recomendable obtener las probetas cilíndricas de suelo lo más pronto posible, ya que la pérdida de las condiciones iniciales de humedad inciden en los resultados del ensayo de compresión simple. Se recomienda la utilización de equipos mecánicos.