

CAPITULO I

**COMPARACION DE LOS MODELOS DE JANBU Y ESPIRAL
LOGARITMICA PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
(COMUNIDAD DE RUJERO – COMUNIDAD DE MULLICANCHA)**

1.1 INTRODUCCIÓN

Los primeros pasos en el cálculo analítico de la estabilidad de taludes los dio Coulomb, en el siglo XVIII, al desarrollar un método de cuñas enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también utilizable en taludes desnudos.

Ya en el siglo XIX, la construcción de líneas férreas obligó a grandes movimientos de tierras, lo que trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos y, por tanto, la necesidad de un método de cálculo para prevenirlos.

Sin embargo no es hasta la primera mitad del siglo XX cuando puede hablarse de métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales.

En 1910, Fellenius desarrolla un método de cuñas, y en 1916 se utiliza por primera vez el de rebanadas, pero solo para suelos no cohesivos, y no es hasta las dos décadas siguientes que se consigue unificar la metodología para suelos con cohesión y con rozamiento interno, a la vez que se introduce en el cálculo el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926.

Los métodos que pueden considerarse modernos se inician en 1954 con el de Bishop, para roturas circulares, y en 1956 el de Janbu, para superficies no circulares. La complejidad del cálculo ya era inquietante, y las sofisticaciones posteriores llegaron a hacer casi utópica la aplicación práctica, hasta que la aparición del ordenador convirtió en rutina metodologías consideradas casi imposibles, como la basada en Elementos Finitos. Hoy existen en el mercado numerosos programas informáticos que cubren

suficientemente las necesidades de un profesional, aunque se hace necesario indicar que los buenos suelen ser caros, y los baratos, algunos hasta gratis en Internet, obligan a una tediosa introducción de datos, con el consiguiente riesgo de cometer un error inadvertido. Una práctica muy saludable, previa a la compra de un programa o a su utilización por primera vez en un problema real, es pedirle que calcule varios deslizamientos ya ocurridos y comprobar si los resultados se ajustan a lo comprobado sobre el terreno.

Debe indicarse que antes de la expansión del ordenador se desarrollaron varios métodos simplificados, algunos de ellos basados en ábacos y en soluciones gráficas, que si en su momento llenaron un importante vacío, hoy ya no está justificado su empleo salvo como herramienta de estimación rápida y preliminar.

Los programas de uso habitual en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop y Fellenius, así como algunos de los conocidos como rigurosos o “exactos”, principalmente los de Janbu, Morgenstern y Price, y el de Sarma, que probablemente son los más experimentados.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Dentro de la ingeniería de carreteras el diseño y construcción de taludes de carreteras fue siempre considerado como una especialidad que no requería una metodología racional de apoyo, éstas circunstancias han hecho que este tipo de obras tenga en general comportamientos muy por debajo de lo considerado normal, es por esto que en el presente, se pretende realizar un análisis de suelos que conforman los taludes del tramo para poder darle una solución al deslizamiento o desestabilización que es uno de los principales problemas que hay en los taludes.

Nadie puede negar la importancia que tiene la carretera en el transporte de las personas y productos. Una atención preferente al ciudadano en sus mayores necesidades que presentan cada día, debe ser uno de los objetivos principales de todos los que trabajan

para dotar a la sociedad de una red de carreteras adecuadas, y el hecho de comunicar a un país significando de antemano su progreso.

La carretera resulta, así, un bien propio de todos y para todos. Un bien de los que conciben, proyectan, construyen, conservan y explotan, cuya satisfacción por un trabajo bien realizado hace que la sienta como algo propio, y un bien para el ciudadano a cuyo servicio está dirigida.

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

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Este trabajo tiene como objetivo general: comparar técnicamente el modelo gráfico de Janbu con el modelo analítico de Espiral logarítmico en el cálculo de estabilidad de taludes aplicados en el tramo Rujero – Mullicancha.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

Esta investigación persigue los siguientes objetivos específicos:

- Identificar el tipo de deslizamiento y proceso de deterioro en los taludes del tramo en estudio.
- Determinar el tipo de suelo en los taludes más críticos del tramo en estudio.

- Determinar la cohesión y el ángulo de fricción de los suelos que forman los taludes de estudio
- Estudiar el método de Espiral Logarítmico para el análisis de taludes.
- Estudiar el método de Janbu para el análisis de taludes.
- Determinar el ángulo óptimo y seguro de los taludes.

1.4 HIPOTESIS

El modelo grafico de Janbu es un modelo más exacto que el modelo teórico de Espiral logarítmico para el cálculo del factor de seguridad de estabilización de taludes

1.5 ALCANCE DEL TRABAJO

El trabajo estará enmarcado dentro del siguiente alcance:

Efectuar el concepto de esfuerzo en los taludes, analizar el comportamiento de los esfuerzos efectivo y neutral. La representación matemática mediante una ecuación generalizada de esfuerzo de resistencia al corte, también realizar un análisis de los factores y parámetros que intervienen en dicha ecuación las cuales afectan de acuerdo al tipo de suelo.

La definición concreta de la estabilidad de taludes y los diferentes métodos que existen para el cálculo adecuado de la estabilidad. Enunciar los tipos de fallas que suelen ocurrir con frecuencia, cuales son causales para que ocurran estas fallas y por lo ende buscar una solución coherente para hacer la corrección correspondiente de las fallas por estabilidad

Definir los tipos de modelos que serán motivo de estudio, de qué manera se iniciaron los modelos, el modo de aplicación del modelo para luego obtener los resultados del mismo y observar la importancia de los resultados.

En la parte de la aplicación práctica que es de mucha importancia se debe observar la ubicación, las características del área a estudiarse para luego realizar la aplicabilidad del modelo de manera que esta sea la más precisa posible, de tal forma obtener resultados y plantear una solución final.

En este tema lo que se pretende es el de estudiar los métodos de los modelos de estabilidad en taludes, analizando minuciosamente todas las características, diferencias, parámetros, etc., para llegar a una conclusión apropiada y que con la misma se pueda realizar la aplicabilidad del modelo con mayor precisión.

Debido a que no se cuenta en el medio con equipos para pruebas triaxial se obtendrá la cohesión y el ángulo de fricción mediante el ensayo de corte directo.

CAPITULO II

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

2.1.- TIPOS DE SUELOS

Los materiales que constituyen la corteza terrestre son clasificados por el ingeniero civil, en forma arbitraria, en dos categorías: suelo y roca. Se llama suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como agitación en agua. Por el contrario, roca es un agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes.

A continuación se describen los suelos más comunes, con los nombres generalmente utilizados para su clasificación en el terreno.

Las Arenas y las Gravav o Ripios o Cantos Rodados

Son agregados sin cohesión de fragmentos granulares o redondeados, poco o no alterados, de rocas y minerales. Las partículas menores de 2 milímetros se clasifican como arena, y aquellas de mayor tamaño hasta 15 ó 20 centímetros, como grava o ripio o canto rodado.

Los Limos Inorgánicos

Son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad. Las variedades menos plásticas consisten generalmente en partículas más o menos equidimensionales de cuarzo y se los distingue con el nombre de polvo de roca.

Las Arcillas

Son agregados de partículas microscópicas y sub-microscópicas derivadas de la descomposición química que sufren los constituyentes de las rocas. Son suelos plásticos dentro de los límites extensos en contenido de humedad y cuando están secos son duros, sin que sea posible despegar polvo de una pasta frotada con los dedos, Tienen además, una permeabilidad extremadamente baja.

Las Arcillas Orgánicas

Son aquellos suelos de este tipo que derivan algunas de sus propiedades físicas más significativas de la presencia de materia orgánica finamente dividida. Cuando están saturados son generalmente muy compresibles, y secos presentan una resistencia muy alta. Tienen colores que varían de gris oscuro a negro, y pueden poseer un olor característico.

Las Turbas

Son agregados fibrosos de fragmentos macro y microscópicos de materia orgánica descompuesta. Su color varía de un castaño claro a negro. Las Turbas son tan compresibles que casi siempre resultan inadecuadas para soportar fundaciones.

Las Morenas

Son depósitos glaciares no estratificados de arcilla, limo, arena, cantos rodados y piedras que cubren aquellas partes de la superficie rocosa que estuvieron bajo los hielos en los periodos de avance de los glaciares.

Las Tufas

Son agregados finos de minerales y fragmentos de roca muy pequeños, arrojados por los volcanes durante las explosiones, y que han sido transportados por el viento o por el agua.

Los Loess

Son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos, comúnmente de color castaño claro. El tamaño de la mayoría de sus partículas oscila entre los estrechos límites comprendidos entre 0.01 y 0.05 mm y su cohesión es debida a la presencia de un cementante que puede ser de naturaleza calcárea o arcillosa.

Loess Modificados

Son aquellos loess que han perdido sus características típicas por procesos geológicos secundarios, como: inmersión temporaria, erosión y nuevo depósito, cambios químicos que originaron la destrucción de la adherencia entre las partículas.

Las Tierras Diatomáceas

Son depósitos de polvo silíceo fino, generalmente blanco, compuesto total o parcialmente de los residuos de diatomeas, El término diatomeas se aplica a un grupo de algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce.

Marga

Es un término utilizado en forma vaga para identificar varios tipos de arcillas marinas calcáreas compactadas y de color verdoso.

Arcillas Laminadas

Consisten en capas alternadas de limo mediano gris inorgánico y de arcilla limosa más oscura. Generalmente poseen, combinadas, las propiedades indeseables de los limos y de las arcillas blancas.

Greda

Es un término popular con el cual se designa una variedad grande de suelos, normalmente están constituidos por arcillas muy plásticas, más o menos compactas.

Tosca

Es el nombre dado en ciertos países a una fuerte impregnación calcárea de suelos de composición variable, en general limos de origen eólico-fluvial.

Bentonitas

Son arcillas con un alto contenido de montmorillonita

2.2.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Diferentes suelos con similares propiedades pueden ser clasificados en grupos y subgrupos de acuerdo a su función ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar de manera concisa las características generales de los suelos, los cuales existen en variedad infinita, sin descripciones detalladas. La mayoría de los sistemas de clasificación de suelos que fueron desarrollados con propósitos ingenieriles están basados en un simple índice de propiedades, tales como la distribución de tamaño de la partícula y la plasticidad. Pese a que varios sistemas de clasificación están actualmente en uso, ninguno es totalmente definitivo para cualquier tipo de suelo y para todas las aplicaciones posibles debido a la amplia diversidad de propiedades de los suelos.

2.2.1.- CLASIFICACION DE SUELOS BASADOS EN CRITERIOS DE GRANULOMETRIA

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Este criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio e incluso antes de la etapa moderna de esta ciencia.

Originalmente el suelo se dividía en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación de tamaños. Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas de suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se pueden ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños, son las siguientes:

- **Clasificación Internacional**

Basada en otra desarrollada en Suecia.

Tamaño en mm.				
2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra - Arcilla (coloides)

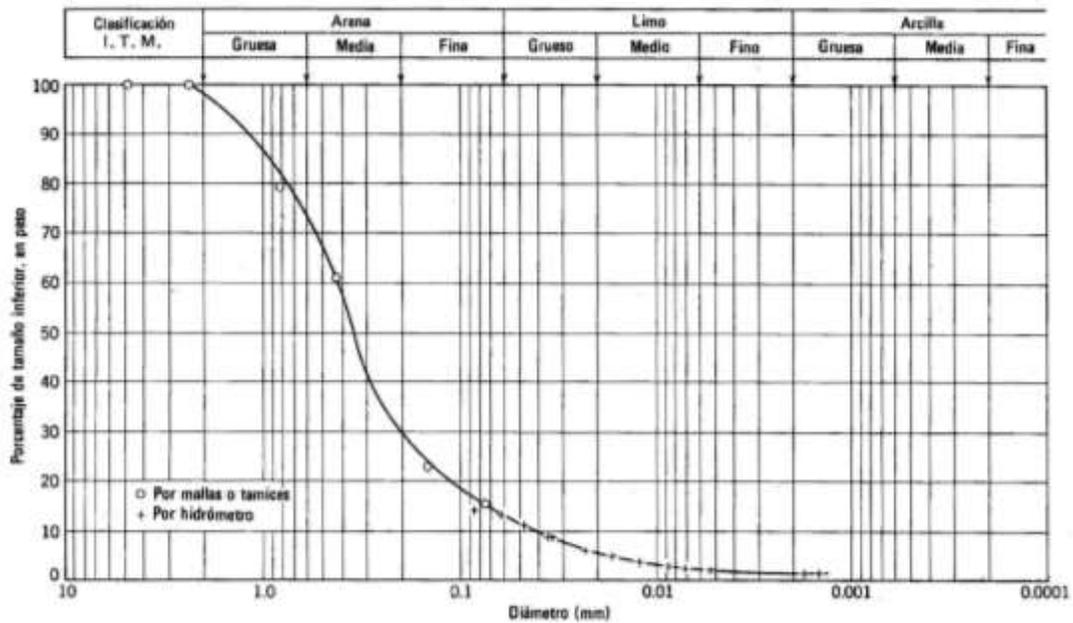
Tamaño en mm.								
2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina (Coloides)

2.2.2.- ANALISIS GRANULOMETRICO POR CRIBADO

La distribución granulométrica de partículas de tamaño superior 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.

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 semilogaritmico. 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 siguiente se muestra un ejemplo de esta curva.



2.2.3.- ANALISIS GRANULOMETRICO POR SEDIMENTACION (HIDROMETRO)

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 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 mas 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 los 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 mas agua destilada a la probeta hasta la marca de 1000 ml y luego la mezcla es agitada vigorosamente. Un hidrómetro se coloca dentro de 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 51).

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

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

Dónde:

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

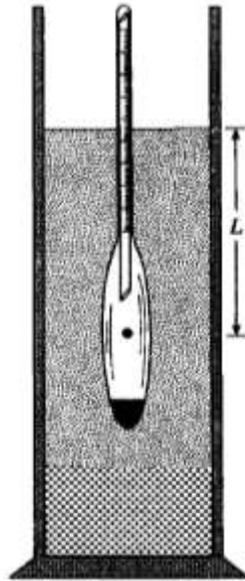


Fig. 2.2. Análisis

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.

Los procedimientos de cribado e hidrométrico pueden combinarse para un suelo que tenga granos finos gruesos. En las siguientes (Fotografías 5, 6) se puede observar el procedimiento de laboratorio.



Figura 52. Separación de las fases de un suelo.

2.2.4 RELACIONES GRAVIMETRICAS Y VOLUMETRICAS

En la naturaleza de los suelos son sistemas de tres fases que consisten en partículas de suelo sólidas, agua y aire (o gas). Para desarrollar las relaciones peso-volumen para un suelo, las tres fases pueden separarse como se muestra en la (Figura 52). Con base en esta, las relaciones de volumen pueden definirse de la siguiente manera:

- **Contenido de humedad (w)**

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Dónde:

W_s = peso de sólidos

W_w = peso del agua

- **Peso específico húmedo (γ)**

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Dónde:

$$W = \text{peso total del espécimen de suelo} = W_s + W_w$$

El peso del aire (W_a), en la masa de suelo se supone insignificante.

- **Peso específico seco (γ_d)**

$$\gamma_d = \frac{W_s}{S}$$

Cuando una masa de suelo está saturada (es decir, todo el volumen de vacíos está lleno de agua), el peso específico húmedo de un suelo, resulta igual al peso específico saturado entonces:

$$\gamma = \gamma_{sat} \quad \text{Si} \quad V_v = V_w$$

Mas relaciones útiles pueden desarrollarse, considerando una muestra representativa del suelo en que el volumen de sólidos es igual a la unidad, como se muestra en la (figura 52b). Note que si $V_s = 1$, entonces $V_v = e$ y el peso de los sólidos del suelo es:

$$W_w = G_s \cdot \gamma_w$$

Dónde:

G_s = peso específico de los sólidos del suelo.

γ_w = peso específico del agua (9.81 KN/m³, o 62.4 lb/pies³)

así también se tiene que el peso del agua $W_w = w \cdot W_s$. Entonces, para la muestra del suelo bajo la consideración de que, $W_w = w \cdot W_s = w \cdot G_s \cdot \gamma_w$. Ahora para la relación general para el peso unitario húmedo dado en la ecuación del peso específico húmedo tenemos:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \cdot \gamma_w \cdot (1 + w)}{1 + e}$$

Similarmente, el peso específico seco es:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s + V_v} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

De las dos ecuaciones anteriores se tiene:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$$

Si una muestra de suelo esta saturada, como se muestra en la (Figura 52c):

$$V_v = e$$

También para este caso:

$$V_v = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{w \cdot G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_w} = w \cdot G_s$$

Entonces:

$$e = w \cdot G_s \text{ (unicamente para suelo saturado)}$$

El peso específico del suelo saturado es:

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e}$$

Relaciones similares a las anteriores ecuaciones en términos de porosidad, también se obtienen considerando una muestra de suelo representativa con volumen unitario. Estas relaciones son:

$$\gamma = G_s \cdot \gamma_w \cdot (1 - \eta)(1 + w)$$

$$\gamma_d = (1 - \eta) \cdot G_s \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = [(1 - \eta) \cdot G_s + \eta] \cdot \gamma_w$$

En la (tabla 2.1) se proporciona varias relaciones útiles para γ , γ_d y γ_{sat} .

Excepto para la turba y en suelos altamente orgánicos, el rango general de los valores del peso específico de los sólidos de los suelos (G_s) encontrados en la naturaleza es bastante pequeño. La (tabla 3) proporciona algunos valores representativos.

La (tabla 4) presenta algunos valores representativos para la relación de vacíos, del peso específico seco y del contenido de agua (en estado saturado) de algunos suelos en estado natural.

Note que en la mayoría de los suelos no cohesivos, la relación de vacíos varía entre 0.4 y 0.8.

Los pesos específicos secos en esos suelos caen generalmente dentro de un rango de aproximadamente de 90 a 120 lb/pies³ (14 – 19 KN/m³).

Tipo de suelo	G_s
Arena de cuarzo	2.64–2.66
Limo	2.67–2.73
Arcilla	2.70–2.9
Yeso	2.60–2.75
Loes	2.65–2.73
Turbo	1.30–1.9

Tabla 2.1. Valores representativos de G_s .

2.2.5.- ESTADOS DE CONSISTENCIA

El comportamiento de un suelo está muy influenciado por la presencia de agua en su seno. Este hecho se acentúa cuanto menor es el tamaño de las partículas que componen dicho suelo, siendo especialmente relevante en aquellas donde predomine el componente arcilloso, ya que en ellos los fenómenos de interacción superficial se imponen a los de tipo gravitatorio.

Por ello, resulta muy útil los límites entre los diversos **estados de consistencia** que pueden darse en los suelos coherentes en función de su grado de humedad: líquido, plástico, semisólido, y sólido.

- **Líquido**

La presencia de una cantidad excesiva de agua anula las fuerzas de atracción interparticular que mantienen al suelo, la cohesión, y lo convierten en papilla, un líquido viscoso sin capacidad resistente.

- **Plástico**

El suelo es fácilmente moldeable, presentando grandes deformaciones con la aplicación de esfuerzos pequeños. Su comportamiento es plástico, por lo que no recupera su estado inicial una vez cesado el esfuerzo. Mecánicamente no es apto para resistir cargas adicionales.

- **Semisólido**

El suelo deja de ser moldeable, pues se quiebra y resquebraja antes de cambiar de forma. No obstante, no es un sólido puro, ya que disminuye de volumen si continua perdiendo agua. Su comportamiento mecánico es aceptable.

- **Sólido**

En este estado el suelo alcanza la estabilidad, ya que su volumen no varía con los cambios de humedad. El comportamiento mecánico es óptimo.

Las humedades correspondientes a los puntos de transición entre cada uno de estos estados definen los límites líquido (LL), plástico (LP) y de retracción (LR) respectivamente como se muestra en la (Figura 53)

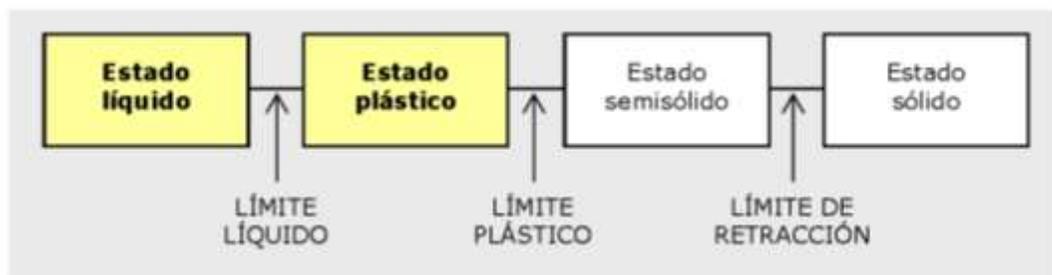


Fig. 2.3. Estados de consistencia.

Para realizar esta tarea, existen dos procedimientos de ensayo muy extendidos: los **límites de Atterberg** (NLT – 105 y NLT – 106) y el **equivalente de arena** (NLT – 113), si bien el primero es más preciso que el segundo.

2.2.6.- LIMITES DE ATTERBERG

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 el 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 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 determinara interpolando en una grafica normalizada las dos determinaciones obtenidas experimentalmente.

El **límite plástico** se determina de una manera si cabe mas rocambolesca: se define como la menor humedad de un suelo que permite realizar con el 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 2.4) se muestra la cuchara de Casagrande.

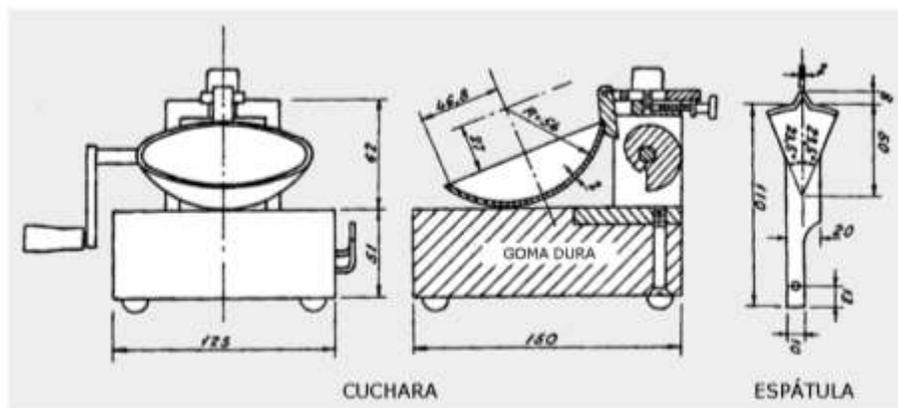


Figura 2.4

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 2.2) 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

2.2.6.- CLASIFICACION DE SUELOS SEGÚN EL SISTEMA UNIFICADO (SUCS) Y EL METODO AASHTO

2.10.5.1 CLASSIFICACION SEGÚN EL SISTEMA UNIFICADO (SUCS)

Fue A. Casagrande quien en 1942 ideó este sistema genérico de clasificación de suelos, que fue empleado por el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los EE.UU. para la construcción de pistas de aterrizaje durante la II guerra mundial.

Esta clasificación divide los suelos en :

- Suelos de grano grueso.
- Suelos de grano fino.
- Suelos orgánicos.

Los suelos de granos grueso y fino se distinguen mediante el tamizado del material por el tamiz N° 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicho tamiz y los finos a los que lo pasan, de esta forma se considera que un suelo es grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en el tamiz N° 200 y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicho tamiz.

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres en inglés de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turbas), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos.

Suelos gruesos, se dividen en gravas (G) y arena (S), y se separan con el tamiz N° 4 y pertenecerá al grupo arena en caso contrario.

Suelos finos, el sistema unificado considera los suelos finos divididos entre grupos: limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas ©, limos y arcillas orgánicas (O). Cada uno de estos suelos se subdivide a su vez según su límite líquido, en dos grupos cuya frontera es $LL = 50\%$. Si el límite líquido del suelo es menor de 50% se añade al símbolo general la letra (L, low compressibility). Si es mayor de 50% se añade la letra (H, high compressibility). En las siguientes (Tablas 2,3-2,4) se muestran dichos símbolos y su significación:

Símbolos de grupo (SUCS)			
TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrememente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

Tabla 2.3-2.1. Símbolos de grupo (SUCS)

En función de estos símbolos, pueden establecerse diferentes combinaciones que definen uno u otro tipo de suelo:

Tipología de suelos (SUCS)			
SÍMBOLO	Características generales		
GW GP GM GC	GRAVAS (> 50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
			Pobremente graduadas
		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
SW SP SM SC	ARENAS (< 50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
			Pobremente graduadas
		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
ML MH	LIMOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
CL CH	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
OL OH	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Figura 2.4 Tipología de suelos (SUCS)

Asimismo, dentro de la tipología expuesta pueden existir casos intermedios, empleándose una doble nomenclatura; por ejemplo, una grava bien graduada que contenga entre un 5 y un 12% de finos se clasificara como GW-GM.

Tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consigue ubicarlos en un diagrama que relaciona el límite líquido (LL) con el índice de plasticidad. En este diagrama, conocido como la **carta de Casagrande** (Figura 2.5) de los suelos cohesivos, destacan dos grandes líneas que actúan a modo de límites:

Línea A: $IP = 0.73 * (LL - 20)$

Línea B: $LL = 50$



2.2.7 CLASIFICACION DE LA AASTHO

Ha sido en Estados Unidos que se han desarrollado la mayor parte de clasificaciones empíricas de suelos. Una de las más populares en carreteras es la empleada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y que fue originalmente desarrollada por los ilustres geotécnicos Terzaghi y Hogentogler para el Bureau of Public Roads norteamericano.

Inspirada en el modelo de Casagrande, considera **siete grupos** básicos de suelos, numerados desde el A-1 hasta el A-7. A su vez, algunos de estos grupos presentan subdivisiones; así, el A-1 y el A-7 tienen dos subgrupos y el A-2, cuatro.

Los únicos ensayos necesarios para encuadrar un suelo dentro de un grupo u otro son el **análisis granulométrico** y los **límites de Atterberg**. En la (Tabla 2.6) se muestra la clasificación de suelos AASHTO, en lo que recogen todas las características exigibles a cada grupo y subgrupo, en el caso de que exista suelo

T.48		Clasificación de suelos AASHTO													
DIVISIÓN GENERAL	Materiales Granulares (pasa menos del 35% por el tamiz ASTM #200)					Materiales Limo-arcillosos (más del 35% por el tamiz ASTM #200)									
	A-1		A-3		A-2			A-4		A-6		A-7			
GRUPO	A-1-a	A-1-b	A-3		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4		A-5	A-6	A-7-5	A-7-6	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (% que pasa por cada tamiz)															
Serie ASTM	# 10	≤ 50													
	# 40	≤ 30	≤ 50	≥ 51											
	# 200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	
ESTADO DE CONSISTENCIA (de la fracción de suelo que pasa por el tamiz ASTM #40)															
Límite líquido					≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	> 41 (IP < LL - 30) (IP > LL - 30)	
Índice de plasticidad	≤ 6				≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11	
ÍNDICE DE GRUPO	0	0	0	0	0	0	≤ 4	≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 20	≤ 20	≤ 20	≤ 20	
TIPOLOGÍA	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina		Gravas y arenas limosas o arcillosas					Suelos limosos		Suelos arcillosos			
CALIDAD	EXCELENTE A BUENA					ACEPTABLE A MALA									

Si queremos determinar su posición relativa dentro del grupo, es necesario introducir el concepto de **índice de grupo (IG)**, expresado como un número entero con un valor comprendido entre 0 y 20 en función del porcentaje de suelo que pasa a través del tamiz #200 ASTM (0.080 UNE):

$$IG = 0.2 \cdot a + 0.005 \cdot a \cdot c + 0.01 \cdot b \cdot d$$

Donde:

a = es el porcentaje en exceso sobre 35, de suelo que pasa por dicho tamiz, sin pasar de 75. Se expresa como un número entero de valor entre 0 y 40.

b = es el porcentaje en exceso sobre 15, de suelo que atraviesa, el tamiz, sin superar un valor de 55. Es un número entero que oscila entre 0 y 40.

c = es el exceso de límite líquido (LL) sobre 40, y nunca superior a 60. Se expresa como un número entero comprendido entre 0 y 20.

D = es el exceso de índice de plasticidad (IP) sobre 10, nunca superior a 30. Es también un número entero positivo comprendido entre 0 y 20.

2.2.8.- 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 fricción en suelos granulares secos coincide con el ángulo de reposo (Figura 2.6)

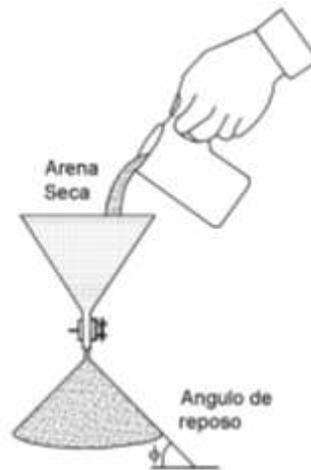


Fig 2.6: El ángulo

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.

2.10.3.2 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.

2.3.- ESFUERZO EFECTIVO Y NEUTRAL

El suelo es un compuesto de tres fases, sólido, líquido y aire. Sin embargo, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos, hay que tener presente que los tres materiales actúan en ligazón estrecha, de manera que la respuesta del conjunto a cualquier carga o la transmisión de los esfuerzos de esa carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes.

Considérese una carga P uniformemente distribuida sobre una placa de área A , la cuál se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (**Fig. 2.7**).

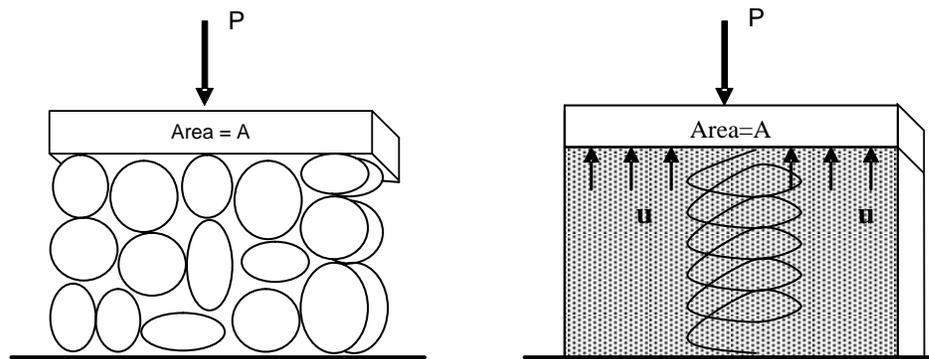


Fig.2.7: Distribución de los Efectos de una Carga Exterior

La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos verdaderos que sufren los granos, se define un esfuerzo ficticio que representa al estado que se tenga bajo la placa; este esfuerzo ficticio resulta de relacionar la carga total actuante con el área total cubierta con la placa $\sigma = P/A$ se le llama el esfuerzo total.

Si la carga P se aplica a un suelo que tenga sus vacíos llenos de agua, la distribución de la carga en el conjunto será aún más compleja. Si u es la presión del agua dentro de los vacíos y A_v es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces $u A_v$ representará la parte de la carga P que soporta el agua de los vacíos del suelo; el resto de la carga P la soportará la estructura sólida del suelo y se transmitirá a través de los granos de la misma. En la **fig 2.7** se ha representado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente, debe tenerse:

$$P = P' + uA_v$$

donde P' representa a la parte de carga que toma la estructura sólida del suelo o el resorte de la figura. Si se dividen los dos miembros de la expresión anterior por A , área de la placa, se tendrá:

$$\sigma = \sigma' + u \frac{A_v}{A}$$

La ecuación anterior se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total, σ , ya definido, y los esfuerzos σ' y u , denominados esfuerzos efectivos y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo; la presión u se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula aparece también la relación $N = A_v/A$ denominada relación del esfuerzo neutral, que valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal la ecuación del esfuerzo total puede escribirse sencillamente.

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

2.4.- PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. Para velocidades bajas, el flujo de agua a través de los suelos es laminar, pero al aumentar la velocidad más allá de un cierto límite, se hace turbulento. Reynolds encontró que existe una cierta velocidad en el agua abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es la velocidad Crítica.

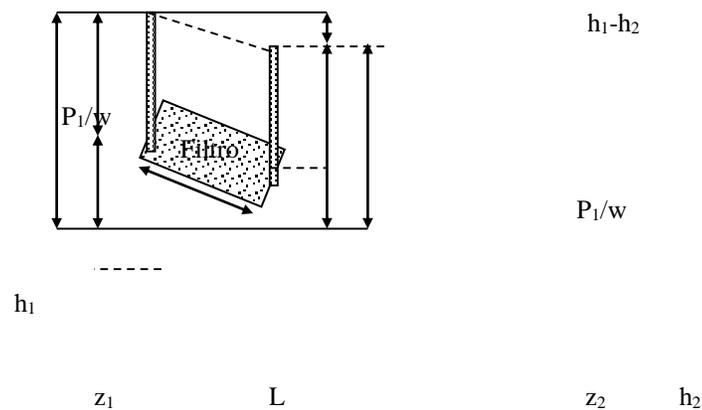


Fig. 2.8: Esquema del Dispositivo Experimental de Darcy

La teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henry Darcy, que se conoce hoy como ley de su nombre. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, f que se reproduce esencialmente en la **Fig.2.8**. Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto a través de la conducción queda expresado por:

$$Q = k * i * A$$

A: Area total de la sección transversal del filtro colocado en la conducción.

T: es el gradiente hidráulico.

K : es el coeficiente de permeabilidad

Por otra parte, la ecuación de continuidad del gasto establece que:

$$Q = A * v$$

Donde v es la velocidad de flujo. Si se compara las ecuaciones anteriores puede escribirse,

$$v = K * i$$

Que es una manera común de escribir la ley de Darcy. Analizando la ecuación anterior puede establecerse una excelente definición para el coeficiente de permeabilidad, k , según la cuál este resulta ser *la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando está sometida a un gradiente hidráulico unitario*. Es obvio que el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

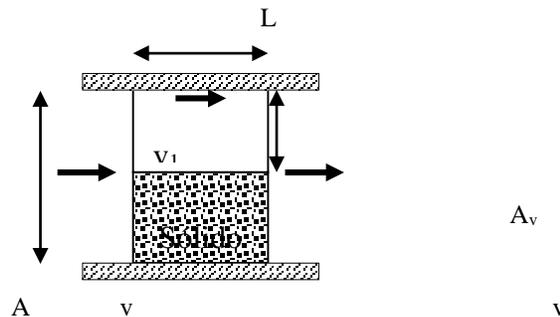


Fig.2.9: Esquema que ilustra la Distinción entre la Velocidad de Descarga y la de Filtración

En realidad, la velocidad v que se ha venido considerando en las ecuaciones anteriores no representa ninguna velocidad real. Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área A , total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Tomando en cuenta el esquema de la **Fig.2.5**, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración (V_1) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto, $Av = V_1(A - Av)$, y recurriendo a la definición de relación de vacíos $e = Av/(A - Av)$, se puede obtener la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga.

$$V_1 = \frac{1 + e}{e} * v$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad “real”, puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la **Fig.2.5**, si no que el flujo ocurre a través de una serie de canaliculos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- a) La relación de vacíos.
- b) El tamaño de sus partículas.
- c) La composición mineralógica y físico-química del suelo.
- d) La estructura del suelo.
- e) El grado de saturación.
- f) La existencia de agujeros, fisuras.
- g) También depende de la temperatura del agua.

CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE			BUEN DRENAJE			MAL DRENAJE		PRACT. IMPERMEABLE
SUELOS			PERMEABLE					IMPERMEABLE
CLASES DE SUELOS	GRAVA LIMPIA		ARENAS LIMPIAS Y MEZCLAS LIMPIAS DE ARENAS Y GRAVA		ARENAS MUY FINAS, LIMOS ORGANICOS o INORGÁNICOS, MEZCLAS DE ARENA, LIMO Y ARCILLA ,MORENAS. DEPOSITOS DE ARCILLA ESTRATIFICADA, etc.			SUELOS IMPERMEABLES COMO SER ARCILLAS HOMOGÉNEAS QUE SE HALLAN DEBAJO DE LA ZONA DE METEORIZACIÓN
					SUELOS IMPERMEABLES QUE HAN SUFRIDO ALTERACIÓN POR LA VEGETACION			
DETERMINACIÓN DERECHA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	PRUEBA DIRECTA DEL SUELO EN SU POSICIÓN ORIGINAL DA BUEN RESULTADO SI SE EJECUTA LA PRUEBA DEBIDAMENTE. SE REQ. GRAN EXPERIENCIA							
		PERMEAMETRO DE NIVEL CONSTANTE SE REQ, POCA EXPERIENCIA						
			DA BUEN RESULTADO SE REQUIERE POCA EXPERIENCIA	PERMEAMETRO DE NIVEL VARIABLE SE REQ. MUCHA EXP. PARA INTERPRETAR CORRECTAMENTE LOS RESULTADOS		DA REGULAR RESULTADO SE REQ. GRAN EXPERIENCIA		

La Tabla 2.6 Muestra del Coeficiente de Permeabilidad para Diferentes Características de los Suelos

2.5.- RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

La resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla; pueda ésta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes.

La teoría de falla más utilizada es lo que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera establecida por Coulomb, dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

τ = Esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

c = cohesión del suelo supuestamente constante.

σ = Esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

La otra teoría de falla es debida a Mohr establece que, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal alcance un cierto valor máximo. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse:

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

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso su ecuación como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la mecánica de suelos a los problemas prácticos.

Naturaleza de la Resistencia al Esfuerzo Cortante en Suelos Granulares y Cohesivos

Entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento τ_f , puede relacionarse con $\bar{\sigma}$ por una expresión del tipo:

$$s = \tau_f = \sigma \tan \phi$$

En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve, a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

Coulomb estableció históricamente concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (Las arcillas) presentaban resistencia bajo presión normal exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia para tales materiales la expresión:

$$s = \tau_f = c$$

En que c es la cohesión del suelo. Estos materiales fueron llamados “puramente cohesivos”

Y en ellos se considera $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, se resumen las dos anteriores, para un suelo que tenga “cohesión y fricción”.

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos (arcillas), de manera que ésta disminuye si aquella aumenta. Una explicación posible estriba en que, en una arcilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales, cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan sustancialmente.

Pruebas para la Determinación de la Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos

El aparato de corte directo responde a la idea más intuitiva para medir la resistencia de los suelos. En la **figura 2.10** aparece un esquema del dispositivo. El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo. Dos piedras una superior y otra inferior proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee, y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cuál es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, o graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

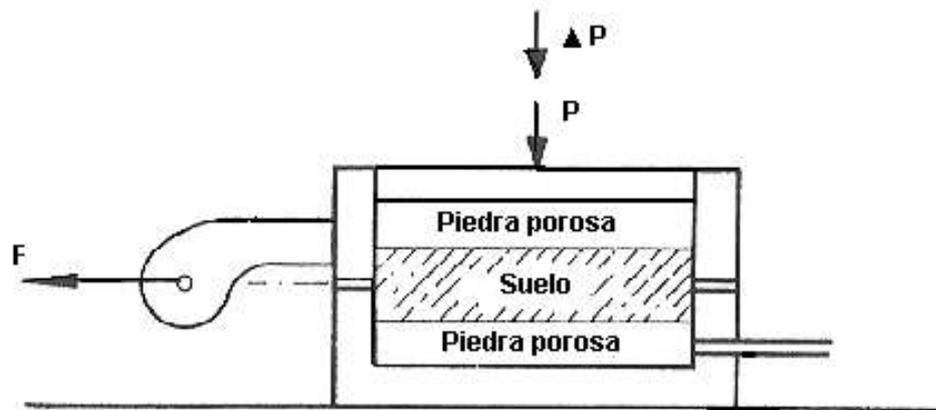


Fig.2.10: Esquema del Aparato de Corte Directo

De acuerdo a como se fijen las condiciones de drenaje de la muestra, se tienen tres tipos de pruebas:

- Sin drenaje, en que no se permite el drenaje de la muestra ni en la etapa de aplicación del esfuerzo normal, ni en la aplicación del esfuerzo cortante.
- Consolidación sin drenaje, en la que se permite a la muestra consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo normal, hasta disipar toda presión intersticial, pero no se permite drenaje adicional durante la etapa de aplicación del esfuerzo cortante.
- Con drenaje, en la que se permite consolidación de la muestra en las dos etapas de la prueba, de manera que se disipan las presiones neutrales tanto al aplicar el esfuerzo normal como durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Las pruebas de compresión Triaxial son más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son las más usadas. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cuál se protegen con una membrana impermeable para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con base metálicas (**Figura 2.11**). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se

transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara o con cables jalados a través de la base inferior.

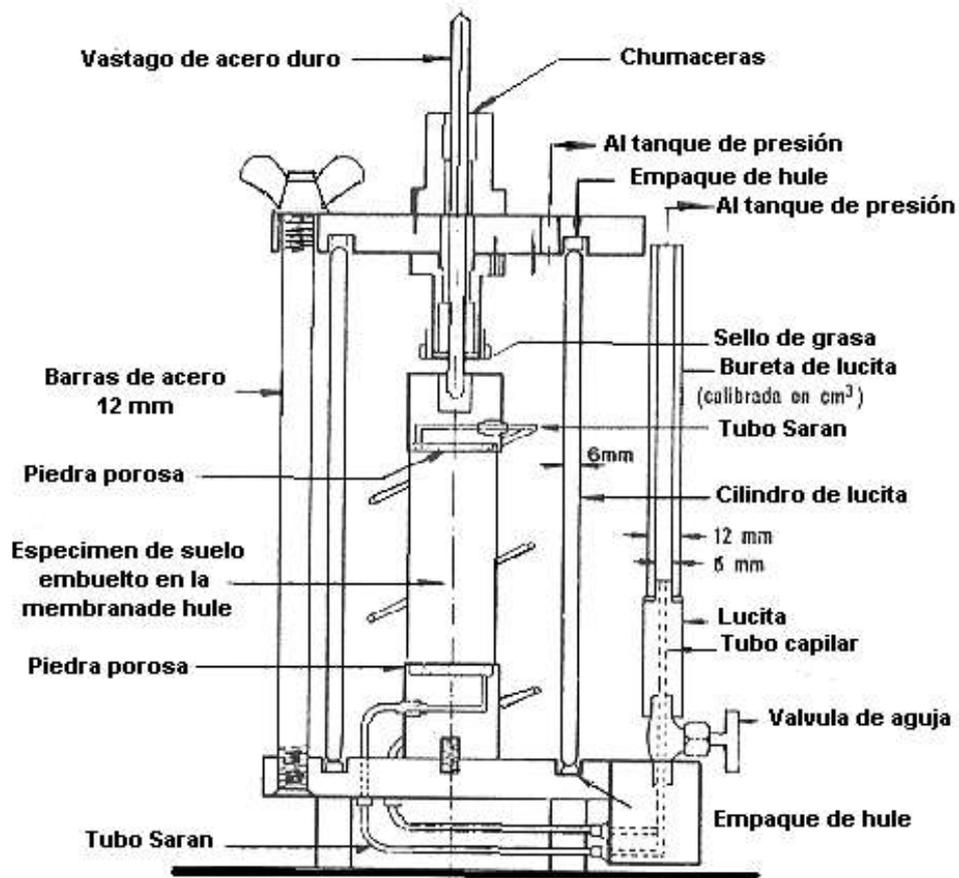


Fig 2.11: Cámara de Compresión Triaxial

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal, y produce, por lo tanto esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_3). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_3 , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión P sobre el espécimen (Esfuerzo desviador); en dirección axial actúa una presión.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayores y menor, respectivamente.

Uno de los conceptos más primordiales de la geomecánica es lograr caracterizar la resistencia al suelo para así saber bajo qué condiciones fallaría. Para conocer la resistencia de un suelo se necesita conocer la envolvente de falla de éste. Mediante el método de Mohr-Coulomb:

$$\tau = C + \sigma'_n \tan(\phi')$$

Para esto se necesita al menos dos puntos representativos del suelo dados por la tensión normal y la tensión de corte a la cual el suelo falla.

Ensayo de corte Directo

Para obtener estos puntos existen diversos ensayos. En el presente trabajo se utilizará el ensayo de corte directo que simula deformaciones horizontales aplicadas a la muestra de suelo en un plano de falla que se impone. A priori esto no ocurre en el suelo.

El ensayo permite registrar estas mediciones y con esto confeccionar los siguientes gráficos:

1. Tensión de corte v/s deformación horizontal.
2. Deformación vertical v/s deformación horizontal.
3. Envolvente de falla aproximada entre ambos puntos.

El segundo ensayo consiste en encontrar el ángulo de fricción en reposo de un suelo bajo distintas circunstancias. Esto es importante porque a través de éste se puede caracterizar algunas propiedades del suelo. Se sabe que el ángulo de fricción en reposo está ligado al tamaño de la partícula, la esfericidad de la partícula, la porosidad, cohesión, contenido de humedad, etc. Se verá también cómo se relaciona el ángulo en reposo bajo un comportamiento en donde las partículas se acomodan

lentamente, y cuando éstas son bruscamente depositadas bajo efecto de la gravedad. Además se verá si afecta la cantidad de granos presentes al momento de verificar el ángulo en reposo (se analizará muestras de volúmenes distintos).

Corte directo

Con una muestra de suelo, se procede a pesar una determinada cantidad para luego llevarla con un balde a una caja abierta en su parte superior (lugar en donde se someterá el suelo a tensiones). Esto se hará tres veces hasta alcanzar un peso determinado a priori, y se va remoldeando en la caja de corte directo para alcanzar una densidad relativa deseada. A medida que se van dejando las porciones de muestra, se van repartiendo equitativamente, para dejar la muestra en un plano lo más horizontal posible utilizando una regla geotécnica.

En la caja de sección cuadrada cortada en dos se induce una deformación horizontal en la caja superior. A medida que ésta se deforma las medidas de tensión horizontal, deformación vertical y deformación horizontal propiamente tal, son proporcionadas por el aparato de laboratorio. Luego se van registrando en una hoja.

Se repite este mismo proceso para otra tensión normal vertical y se registran los datos (esto no se hizo en laboratorio por falta de tiempo).

Finalmente, se calibran las medidas obtenidas y, respetando las dimensiones de las variables, se grafican los datos obtenidos.

Ángulo en reposo

Se tienen a disposición dos muestras de suelo en el interior de dos cilindros de distinto tamaño destapados por las dos caras y situados de manera vertical. El ensayo consiste en sacar los cilindros en sentido vertical con el fin de que la muestra de suelo quede dispuesta en la mesa como un cono. Se hace en total dos veces por cada cilindro, una de forma rápida y otra lenta. Una vez teniendo las distintas muestras de suelo en reposo, se procede a medir con una regla la altura desde la

mesa hacia la punta del cono, y la extensión horizontal promedio que alcanza la base del cono para cada caso.

Finalmente, se puede encontrar el ángulo en reposo utilizando un poco de geometría que se verá más adelante para luego concluir acerca de las diferencias obtenidas para cada caso.

Como se menciona en la introducción, el objetivo de este ensayo es determinar aproximadamente los parámetros c y ϕ de un suelo para el modelo Mohr-Coulomb, que en la práctica es uno de los más usados. Para esto se requiere de un set de “puntos” que muestren la tensión de resistencia última de un suelo bajo una cierta carga normal, que para el caso de este ensayo es nada menos que la tensión vertical, dado que el plano de falla se impone en la horizontal.

Cabe destacar que como la caja de corte directo es cuadrada, de 30x30 cm², entonces a medida que esta se desplaza horizontalmente, se aplica una corrección del área para el cálculo de tensiones.

$$A' = A_0 - b \cdot \delta_h$$

A' [cm²]: área corregida.

A_0 [cm²]: área inicial, que para este caso es de 900 [cm²].

b [cm]: ancho de la caja, que para este caso es de 30 [cm].

δ_h [cm]: desplazamiento horizontal.

Se trabaja con una muestra de suelo con DR = 40%, y no saturada.

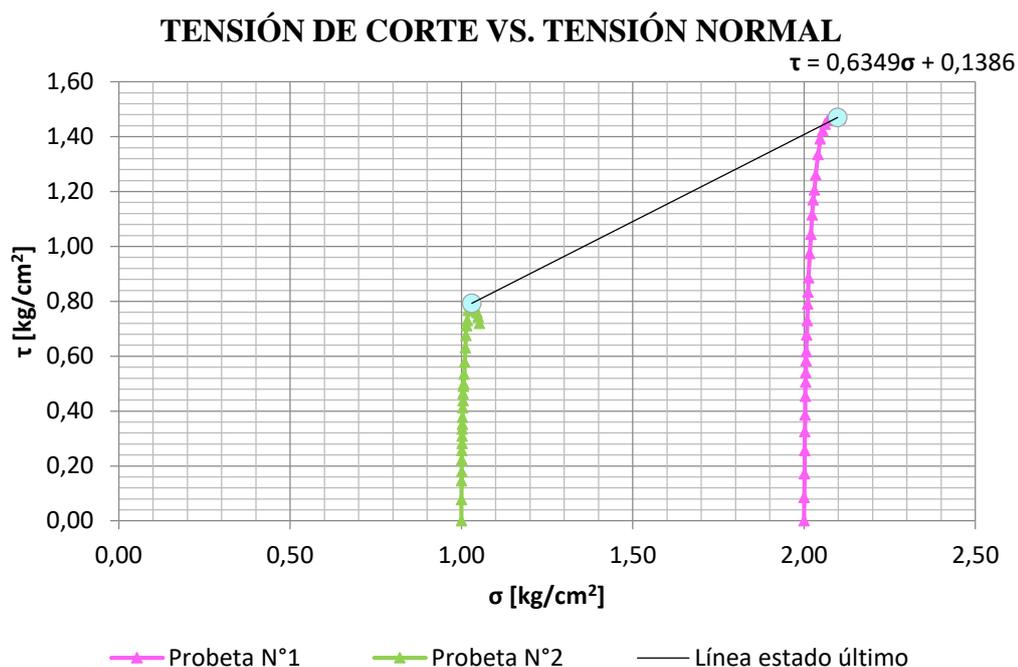


Fig.2.12: Representación de estado último del suelo.

2.6.- ESTABILIDAD DE TALUDES

Se conocen con el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural, en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.

En primer lugar será preciso analizar la necesidad de 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. De esta manera los taludes son estructuras que se deben proyectar y construir con una motivación esencialmente económica.

Debemos hacer notar esencialmente entre los problemas de los cortes y los de los terraplenes. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza

de los materiales involucrados y en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de tal historia.

Dentro de los taludes artificiales también existen en las vías terrestres diferencias esenciales entre los cortes y los terraplenes. Estos últimos constituyen una estructura que se construye con un material relativamente controlado o que, por lo menos en principio, se puede controlar, en los cortes, como ya se mencionó no existe esa posibilidad.

En el análisis previo al estudio de un talud se desprende que por lo común no es factible la aplicación de los métodos matemáticos al cálculo de estabilidad de taludes en las vías terrestres, sea por razones de falta de homogeneidad de los materiales constructivos, o bien por las razones que emanan del número de las estructuras que se estudien.

2.7.- TIPO DE FALLAS EN LOS TALUDES

Antes de introducirnos al estudio de las fallas citaremos algunos de los factores de los cuáles depende la estabilidad.

Factores de los que Depende la Estabilidad de Taludes

a).- Factores Geomorfológicos

- a.1.- Topografía de los alrededores y geometría del talud.
- a.2.- Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.

b).- Factores Internos

- b.1.- Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.
- b.2.- Estados de Esfuerzos actuantes.

c).- Factores Climáticos, El agua Superficial y Subterránea

se presentan a continuación las fallas más comunes de los taludes en las vías terrestres.

A).- Fallas Ligadas a la Estabilidad de las Laderas Naturales

A.1).- Deslizamiento Superficial Asociado a Falta de Resistencia por Baja Presión de Confinamiento CREEP

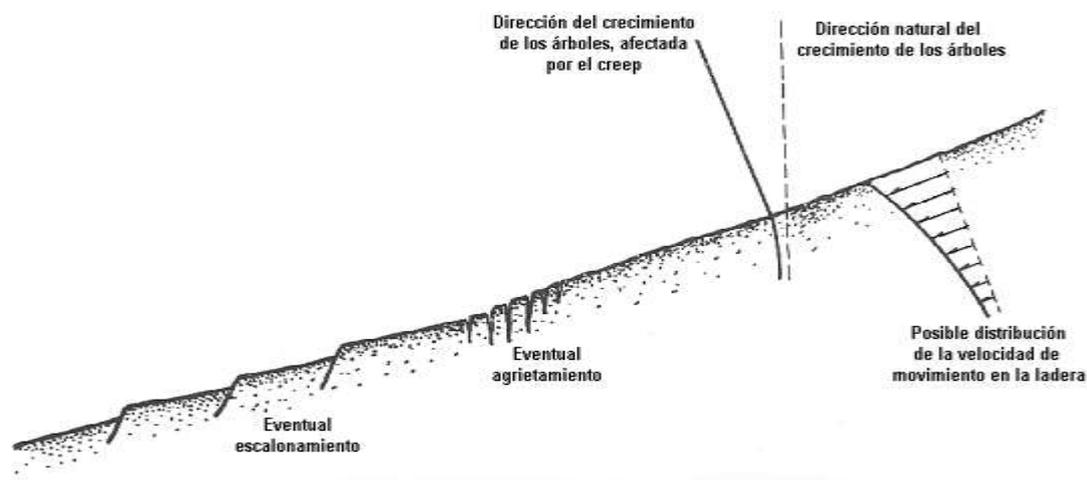


Fig.2.13: Signos de Deslizamiento Superficial

Se refiere ésta falla al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales.

El Creep suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. En rigor debe hablarse de dos clases de creep (**Fig. 2.13**). El estacional, que afecta sólo a la corteza superficial de la ladera que sufre su influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, sólo se puede atribuir al efecto gravitacional.

A.2).- Fallas Asociadas a Procesos de Deformación Acumulativa

Se refiere este título al tipo de fallas que se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. Este tipo de fallas quizás es típico de laderas naturales en depósitos de talud formados por materiales bastante heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales.

La ladera puede deformarse durante largo tiempo, hasta que, eventualmente, tal acumulación de deformación produzca la ruptura del suelo y la formación de una superficie de falla generalizada en el interior de la propia ladera. La **figura 2.14** muestra una falla real del tipo descrito.

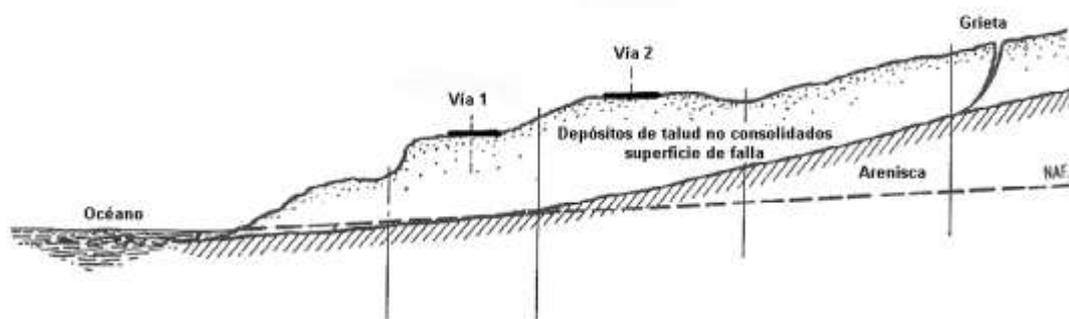


Fig. 2.14: Falla Descrita en una Ladera Natural

A.3).- Flujos

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas, son frecuentes los flujos de lodo.

A.3.a).- Flujo en Materiales Relativamente Secos

En este grupo quedan comprendidos, en primer lugar, los flujos de fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente (**Fig. 2.15**). Estos movimientos pueden explicarse en términos de la falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca.

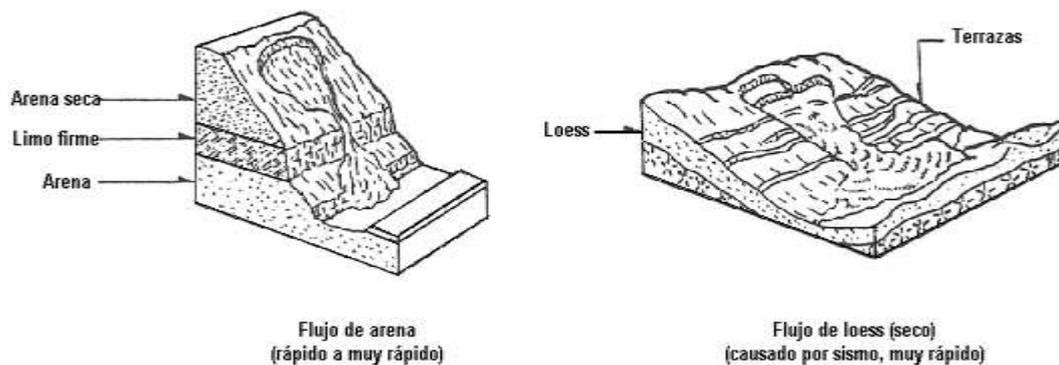


Fig. 2.15: Flujo en Materiales Secos

A.3.b).- Flujo en Materiales Húmedos. Flujos de Lodos

Son flujos que requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo, la cuál desempeña un papel en la génesis y naturaleza de la falla, existe amplia graduación en la cantidad de agua que pueden contener los materiales, así como en el papel que ésta llega a tener en el desarrollo de la falla (**Fig.2.16**). Los flujos de tierra se desarrollan típicamente en el pie de los deslizamientos de tipo rotacional en el cuerpo del talud, y a veces ocurren en forma extraordinariamente rápida.

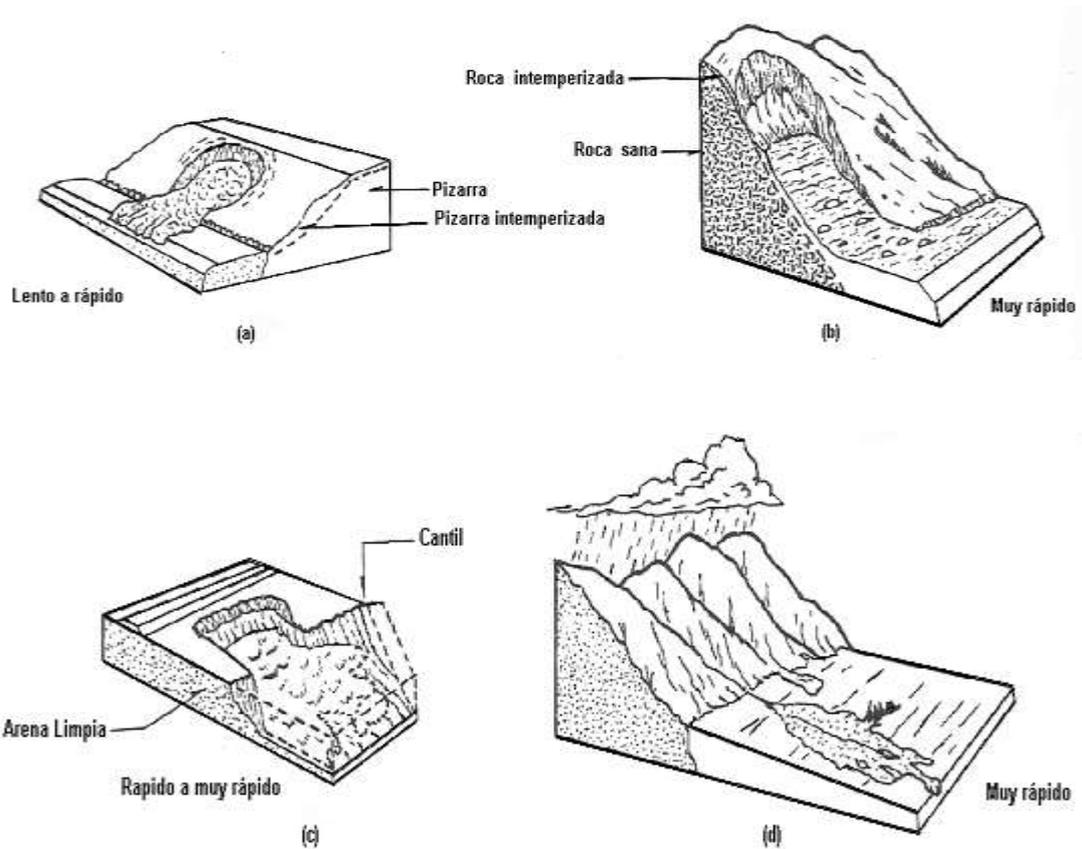
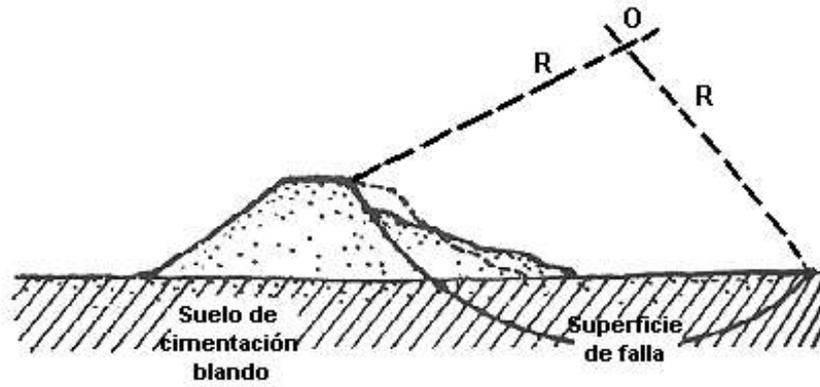


Fig.2.16: flujo en Materiales Húmedos

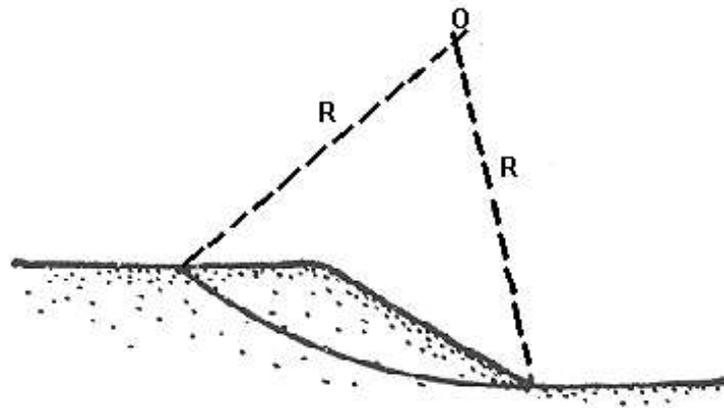
B. Fallas Relacionadas a la Estabilidad de Taludes Artificiales

B.1 Falla Rotacional

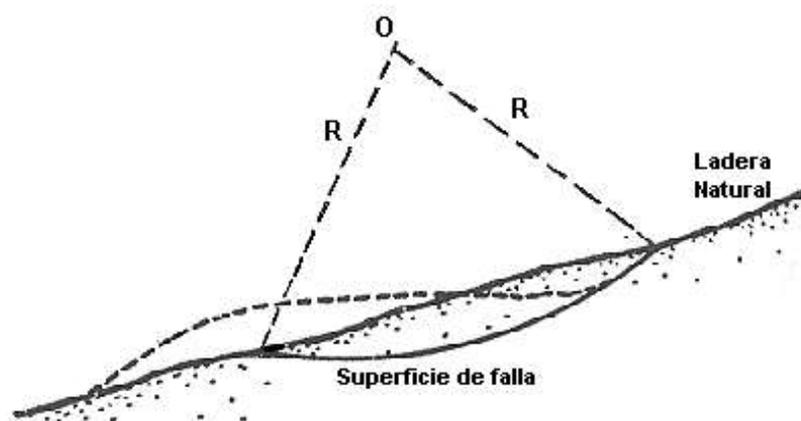
Las fallas de tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de fallas identificables con superficies cilíndricas o conoidales cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia o pueden adoptar formas algo diferentes por el perfil estatigráfico y la naturaleza de los materiales. En la **fig.2.17** se muestran algunas fallas típicas de este tipo.



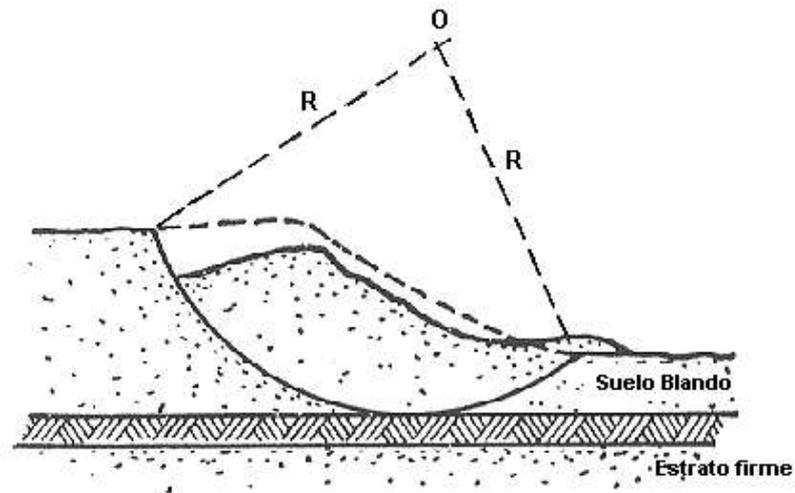
a) Falla de base



b) Falla por el pie del talud



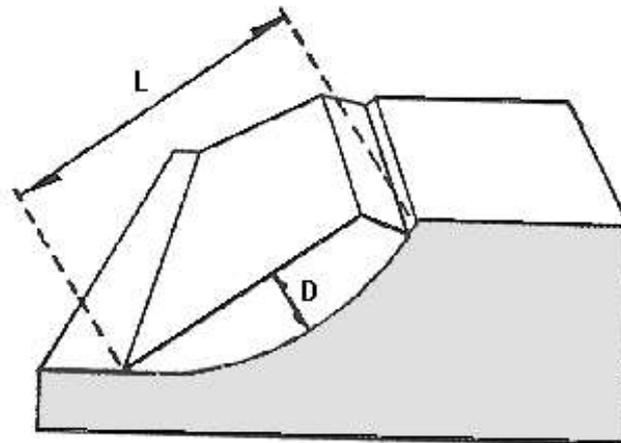
c) Falla superficial



d) Falla limitada por un estrato firme

Fig.2.17: Secciones de Tipo Rotacional

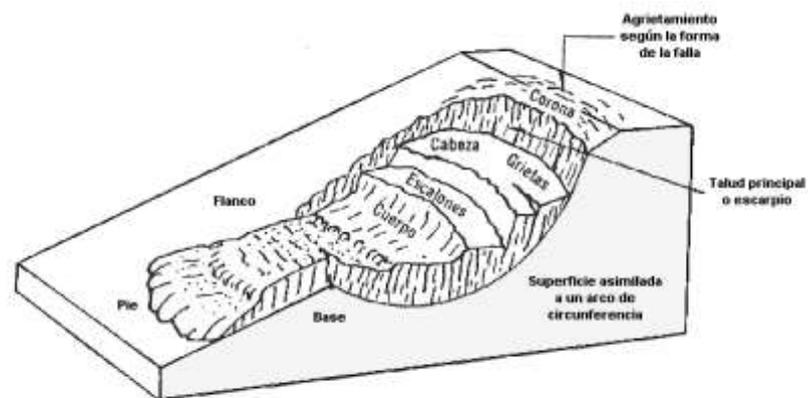
Desde luego las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos, en general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor cuánto más escarpado sea aquél. Las fallas rotacionales circulares pueden ser de cuerpo de talud o de base, las primeras se desarrollan sin interesar al terreno de cimentación, en tanto que las segundas se desarrollan parcialmente en él. Producido el deslizamiento, la cabeza de la falla puede presentar taludes casi verticales, por lo que tenderán a producirse nuevas fallas. En la **Figura 2.18** se muestra otros tipos de falla rotacional.



a) Falla de frente amplio



b) Falla conoidal



c) Nomenclatura de una falla circular

Fig.2.18: Tipos de Falla Rotacionales

B.2 Falla Traslacional

Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud.

Algunos ejemplos se muestran en la **figura 2.19**.

Los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. La debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua.



a) En bloque



c) Desprendimiento superficial



Fig.2.19: Fallas Traslacionales

B.3 Fallas con Superficie Compuesta

Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares.

En general, estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud. La falla que se muestra en la **figura 2.20** se puede considerar de este tipo.

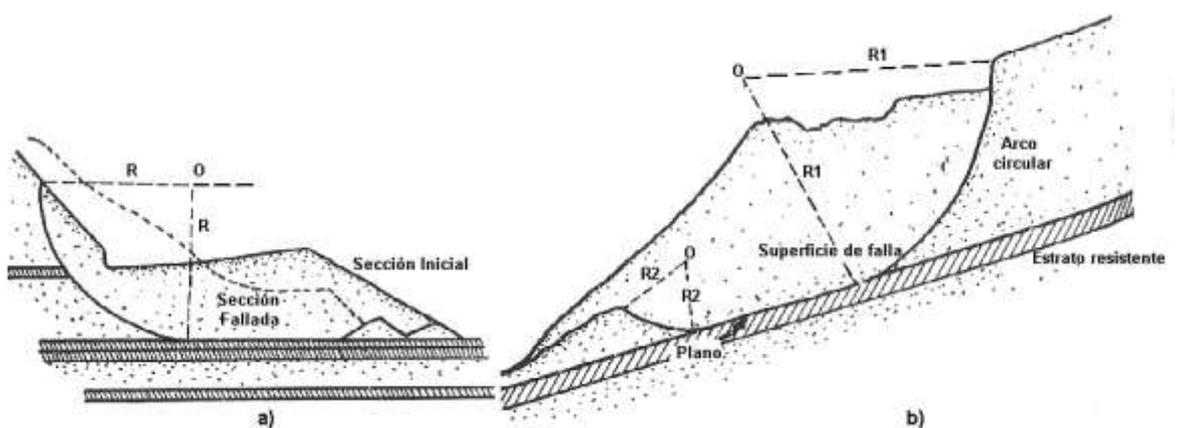


Fig.2.20: Falla de Superficie Compuesta

B.4 Fallas Múltiples

Las fallas que se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o en rápida sucesión. Conviene distinguir las fallas sucesivas y las regresivas.

Las fallas regresivas se forman a partir de una primera por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando las zonas de la cabeza de cada falla que se forma. Puede existir de tipo rotacional o traslacional.

Las fallas sucesivas (**Fig.2.21**) suelen consistir en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales. Son características de las últimas etapas de degradación en laderas de arcilla sobre consolidada o fisurada.

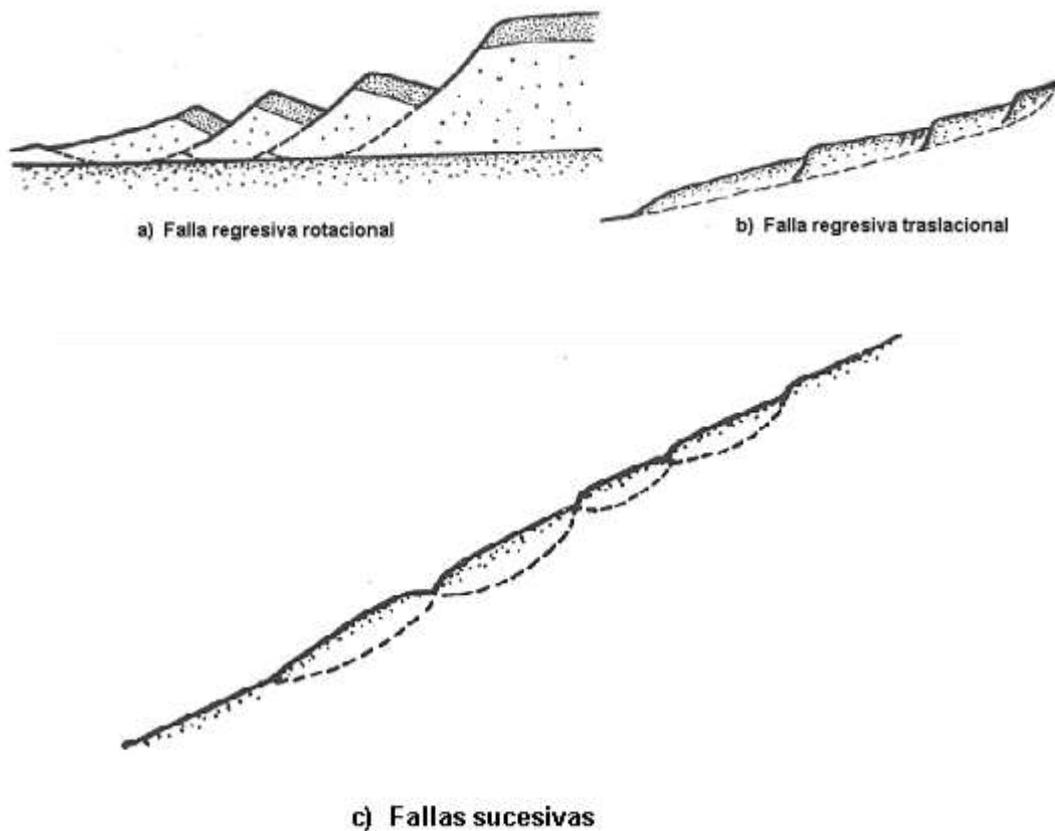


Fig.2.21: Fallas Múltiples

C. Derrumbes y Caídas

Estas fallas consisten en desprendimientos locales de no muy grande volúmen aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento, y el desprendimiento suele estar predeterminado por las discontinuidades y fisuras preexistentes.

D. Fallas no Directamente Asociadas a la Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos

Se desea tratar en este apartado tres tipos especiales de fallas, cuyo mecanismo no depende casi exclusivamente, de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Se mencionará a los principales temas de estudio, las fallas por erosión, tan frecuentes y dañinos en los terraplenes y cortes en las vías terrestres. Se trata del resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud (el viento y el agua). La falla se manifiesta en irregularidades, socavones y canalizaciones en el plano del talud, originalmente regular, pasado un tiempo si no se detienen estos efectos podrán progresar hasta la eventual destrucción del talud.

En segundo lugar conviene mencionar las fallas por tubificación, comienza cuando hay arrastre de partículas de suelo en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas generadas por el flujo de agua. Una vez que las partículas empiecen a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales, por los que el agua circula a mayor velocidad, de manera que el fenómeno de tubificación tiende a crecer continuamente una vez que comienza. Un factor que contribuye mucho a la tubificación es la insuficiencia de compactación en el terraplén.

En tercer lugar se debe hacer referencia a las fallas por agrietamiento pudiendo ser estos tanto en el sentido transversal como en el longitudinal. Los primeros ocurrirán por asentamiento diferencial a lo largo del eje del camino y sólo serán de consideración en el caso de terraplenes construídos sobre suelos blandos. El

agrietamiento longitudinal ocurre sobre todo por movimientos diferenciales de los hombros del terraplén y su parte central.

E. Fallas por Licuación

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva, las dos causas a que puede atribuirse esa pérdida de resistencia son por incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y desarrollo correspondiente de presión de poros o, el que es el caso que realmente interesa en este momento, por desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial, quizá como consecuencia de un sismo, una explosión, etc.

2.8.- MÉTODOS DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Todos los modelos matemáticos que sirven de base a métodos de cálculo presuponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales, que muy pocas veces se encontrará en las obras.

Un talud formado por arena seca y limpia es estable, con tal de que su ángulo de inclinación, β , sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena correspondiente a su compacidad y demás condiciones (**ver figura 2.22**).

En este caso el riesgo de falla se puede expresar por medio de un factor de seguridad, F_s , definido simplemente como:

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

No puede existir un talud de arena seca y limpia con un ángulo de inclinación superior a ϕ , independientemente de su altura.

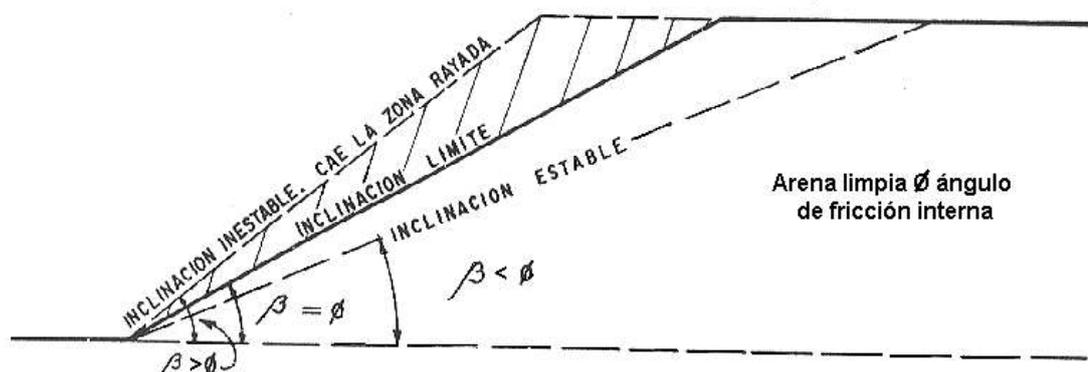


Fig.2.22: Taludes en Arenas Limpias

A. Falla Rotacional. Método Sueco

Al igual que prácticamente todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, siguen tres pasos fundamentales:

- 1.- Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de la falla que se producirá.
- 2.- Se adopta una ley de resistencia para el suelo.
- 3.- Se establece algún procedimiento matemático, para definir si el mecanismo de falla.

A.1.- Método Sueco Aplicado a Taludes cuya Ley de Resistencia se Expresa como $s = Ca$

Se estudiará el caso de un talud excavado en arcilla, en que existe homogeneidad completa de material en el talud y en el terreno de cimentación, hasta una profundidad ilimitada.

Considérese el arco de circunferencia de radio R y de centro en O como la traza de una superficie hipotética de falla, en la que se movilizaría la zona rayada de la **figura 2.23**. Las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento, serán el peso (W) del área $ABCD$, más cualquier sobrecarga que pudieran actuar en la corona del talud. El peso W se calcula considerando un espesor de la sección unitaria en la dirección normal al plano del papel.

El momento de las fuerzas motoras podrá expresarse como:

$$Mm = \sum Wd$$

Que incluye el peso de tierra más las sobrecargas que pudieran existir.

Las fuerzas resistentes las generará la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta y su momento en relación al mismo polo O será:

$$Mr = C_u LR$$

Pero $Mm = Mr$ y, por lo tanto, se podrá escribir para ese instante:

$$\sum Wd = C_u LR$$

Si se define un factor de seguridad, F_s , como:

$$F_s = \frac{Mr}{Mm} = \frac{C_u LR}{\sum Wd}$$

Se podrá expresar la seguridad del talud en términos del valor de F_s , siendo evidente que la condición de falla incipientes es $F_s = 1$.

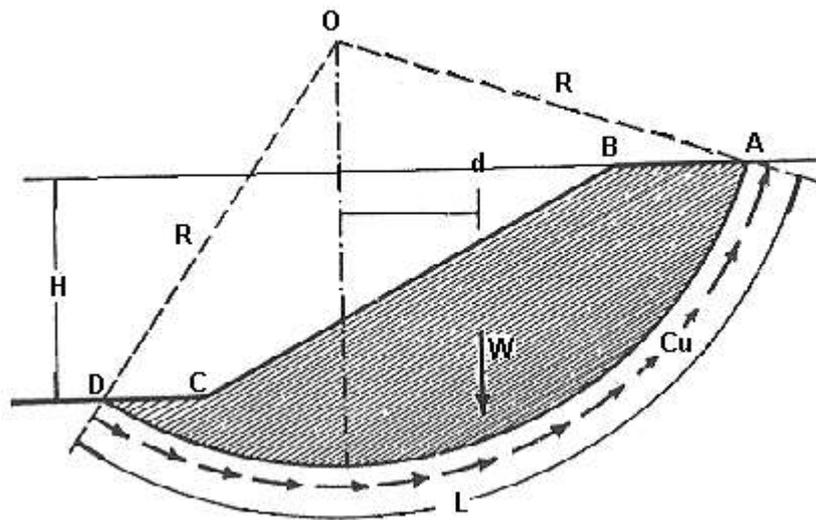


Fig. 2.23: Método Sueco para un Talud Puramente Cohesivo

A.2 Método Sueco para Taludes cuya Ley de Resistencia Exprese como $S = CH + \sigma \tan \phi$

La descripción de este método se hará con base en la **figura 2.24**. En primer lugar se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura. En la parte (b) de la misma figura aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el nivel freático y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas E y S, actuantes en los lados de las dovelas, dependen de las características de esfuerzo-deformación del material.

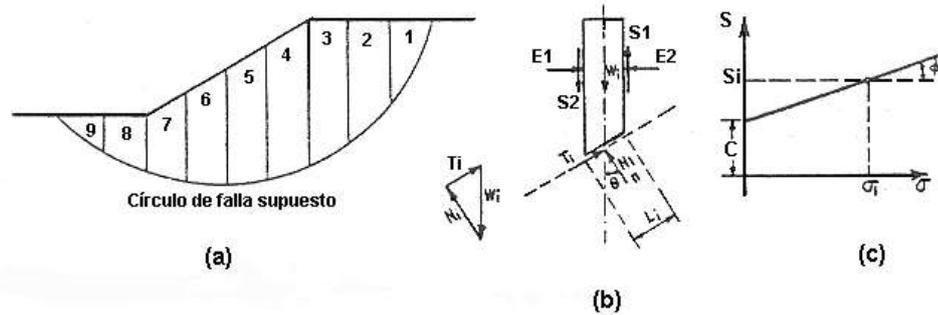


Fig.2.24: Procedimiento de las Dovelas

La hipótesis más simple a este respecto es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que, por lo tanto, esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis.

Para cada dovela se puede calcular el cociente N_i / L_i el cuál se considera una buena aproximación al valor de $\bar{\sigma}_i$, esfuerzo normal total medio actuante en la base de la dovela.

Con este valor de $\bar{\sigma}_i$, determinamos en ella el valor de S_i , resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco L_i .

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto O, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas, este momento será:

$$Mm = R \sum |T_i|$$

Si hubiere sobrecargas en la corona del talud, su efecto se incluirá en la suma de la ecuación anterior. Nótese también que la suma es algebraica, pues para las dovelas situadas más allá de la vertical que pasa por O la componente del peso actúa en forma contraria, tendiendo a equilibrar a la masa.

El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante S_i , que se desarrolla en la base de las dovelas:

$$Mr = R \sum s_i L_i$$

Que es una suma aritmética, pues la resistencia siempre actúa en el mismo sentido. Calculamos Mm y Mr se podrá definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{Mr}{Mm} = \frac{\sum s_i L_i}{|T_i|}$$

A.3.- Método Sueco para Taludes cuya Ley de Resistencia exprese como $s = c + \sigma \tan \phi$

La figura ilustra el método de cálculo que se realizó utilizando los pesos sumergidos del material en tal condición, los pesos totales del material sobre el nivel freático y las presiones de agua actuantes en la dovela. El piezómetro señalado en la parte (b) de la figura indica que en añadidura a la parcial sumersión del material existe una presión neutral u por flujo en el punto O_i .

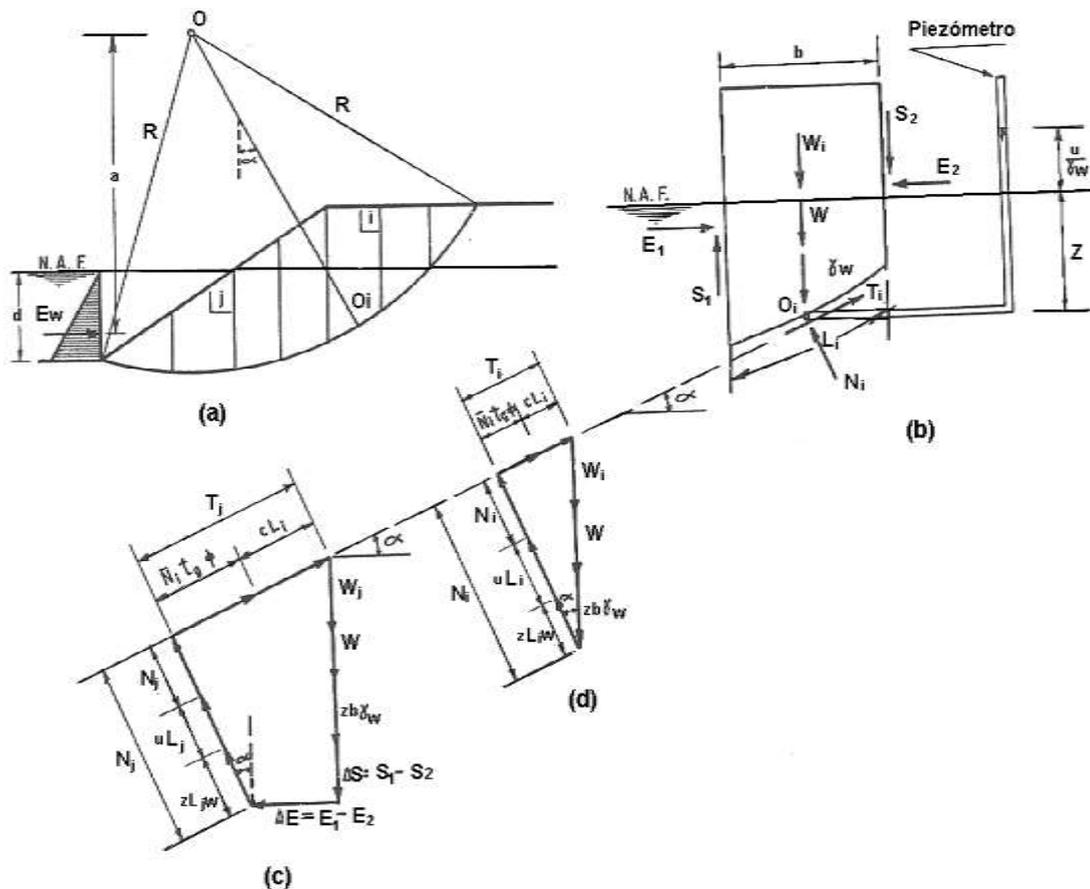


Fig.2.25: Gráficas para la Aplicación del Método Sueco en estas Condiciones

La fuerza actuante será el peso de la dovela, que se podrá calcular la expresión:

$$W = W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w$$

W_1 corresponde a la parte de la dovela situada sobre el N.A.F y se debe calcular con el γ_m del material \bar{W} corresponde a la parte sumergida y se debe calcular con γ'_m . La componente $zb\gamma_w$ representa el peso del agua incluido en la parte sumergida de la dovela.

La presión total del agua en O_i está dada por el piezómetro señalado y vale:

$$u_1 = z\gamma_w + u$$

Donde $z\gamma_w$ es la presión hidrostática correspondiente a la posición del nivel freático y u es una presión neutral.

El momento motor valdría:

$$Mm = \sum \left(W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w \right) R \operatorname{sen} \alpha$$

Pero como bajo el nivel freático el agua debe estar en equilibrio, en definitiva el momento motor debe valer:

$$Mm = \sum \left(W_1 + \bar{W} \right) R \operatorname{sen} \alpha = R \sum \bar{T}_i$$

De manera que el momento motor depende de lo que podría considerarse el peso efectivo de la dovela, cuya componente en la dirección del deslizamiento se denomina T_i .

El momento resistente valdrá, por lo tanto:

$$Mr = \sum \bar{s}_i L_i R$$

El factor de seguridad ligado al círculo será:

$$F_s = \frac{\sum \bar{s}_i L_i}{\sum T_i}$$

B. Análisis de Estabilidad con Superficies de Falla no Circulares

La figura muestra una superficie de falla del tipo no circular. En la parte (a) se muestra el croquis general de la ladera y la posición de la dovela i -ésima. La parte (b) indica el conjunto de fuerzas actuantes en cada dovela y la parte (c) el polígono dinámico correspondiente a su equilibrio.

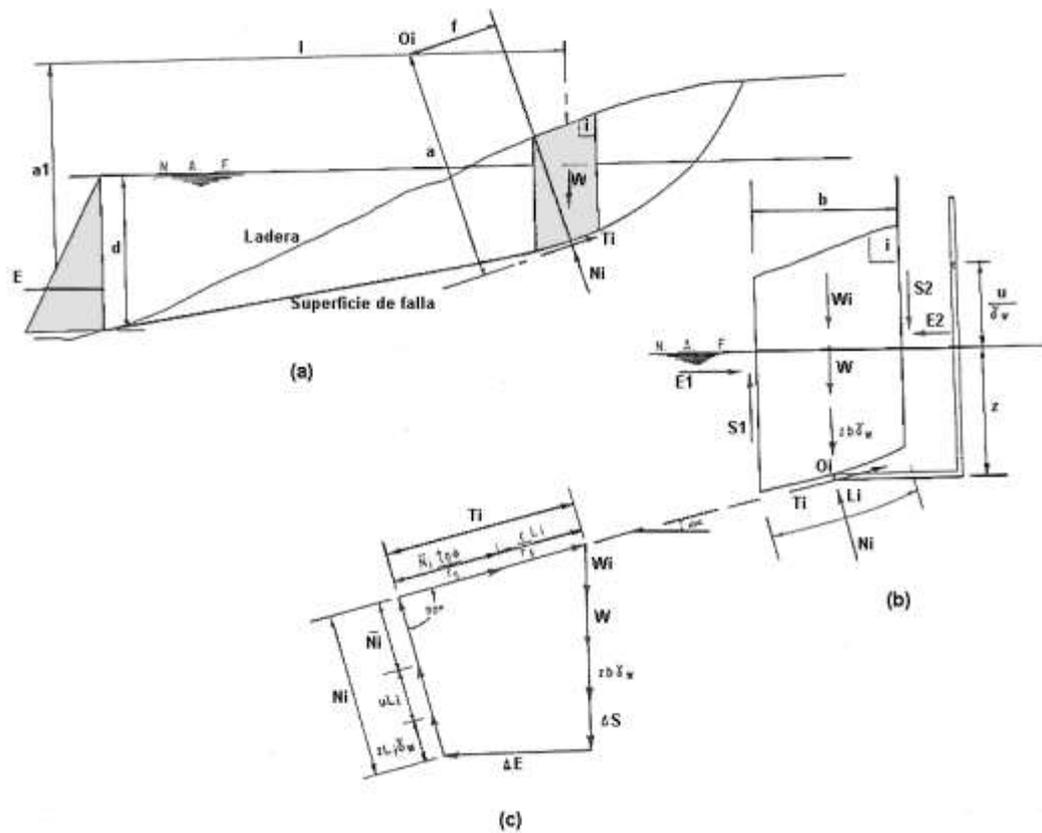


Fig.2.26: Análisis para Falla No Circular

Si se adopta un polo arbitrario de momentos, O , el equilibrio de toda la masa deslizante exige que:

$$\sum Wl = \sum (T_i a + N_i f) + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1$$

Realizando una serie de simplificaciones y colocando los momentos en función del factor de seguridad tendremos:

$$F_s = \frac{\sum (cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) a}{\sum (W_1 + \bar{W} + zb\gamma_w) l - \sum N_i f - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1}$$

Bajo el nivel del agua la masa de ésta debe estar en equilibrio, en otras palabras el peso del agua el empuje hidrostático al pie de la ladera y la fuerza debida a la presión hidrostática del agua en la base de la dovela, deben de estar en equilibrio de momentos en torno a O.

Hecha esta última simplificación la ecuación queda en:

$$F_s = \frac{\sum (cL_i + \bar{N}_i \tan \phi) a}{\sum (W_1 + \bar{W}) l - \sum (\bar{N}_i + uL_i) f}$$

C. Falla Traslacional

El modelo matemático de este tipo de falla se ilustra esquemáticamente en la **figura 2.27**. La cuña bfec se moverá hacia la izquierda a causa del empuje de tierra en el plano bf, puede aceptarse que este empuje sea el activo.

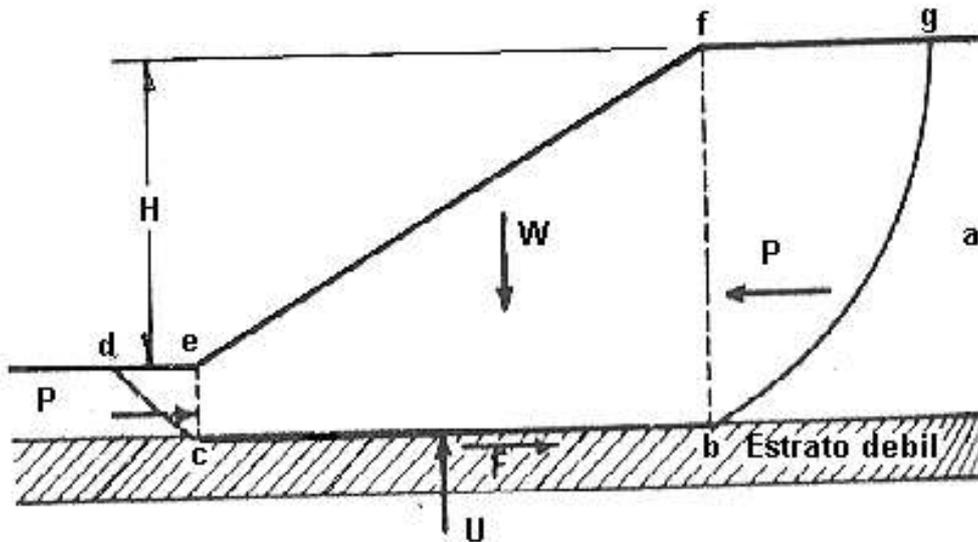


Fig.2.27: Análisis para Falla Traslacional

Las fuerzas resistentes son el efecto de un empuje pasivo en el plano ec y la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento cb (F). En un análisis con esfuerzos totales, la fuerza F será simplemente igual a $C_u \cdot C_b$. En un análisis con esfuerzos efectivos, la fuerza F será:

$$F = c_u c \bar{b} + (W - u) \tan \varphi$$

Donde c y φ deben expresarse en términos de esfuerzos efectivos.

El factor de seguridad que indique el riesgo de falla puede escribirse como:

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_A}$$

En los diseños prácticos probablemente no será prudente aceptar un factor de seguridad menor que 1.5.

D. El Método de la Cuña

En el método, la superficie de deslizamiento potencial o real se representa por dos o más segmentos de recta, por ejemplo como se muestra en la **figura 2.28**

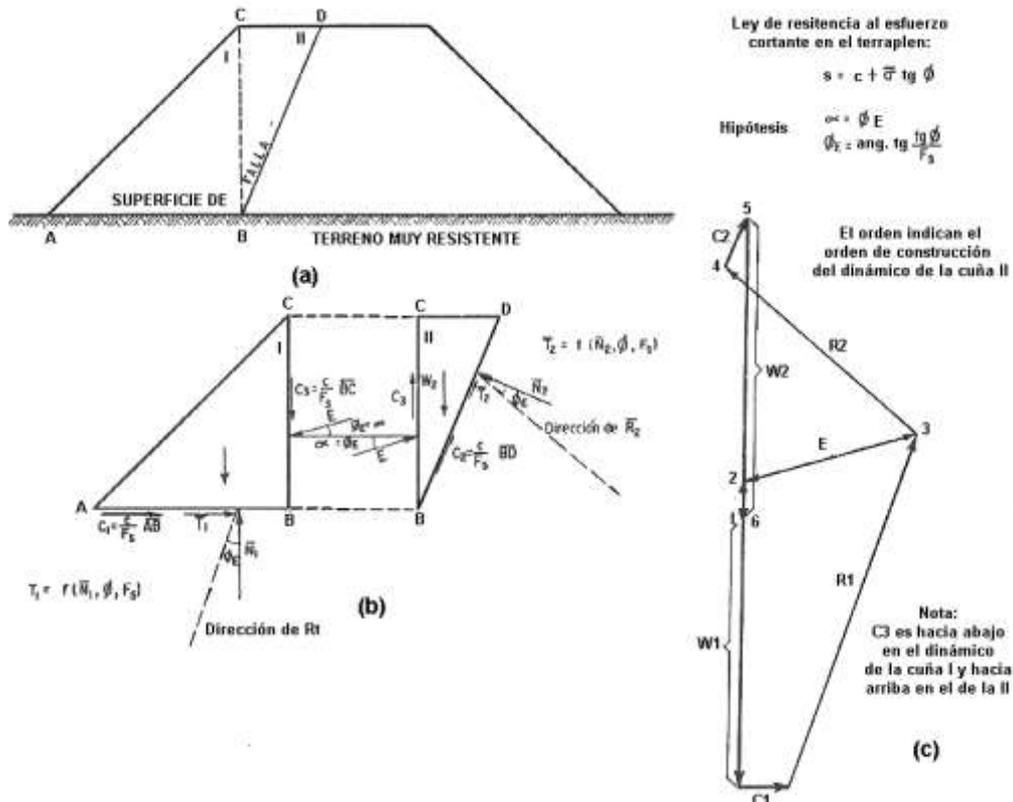


Fig.2.28: Método de la Cuña

Para resolver el problema se tienen dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas en cada cuña, por lo que este está indeterminado. Al hacer el diagrama del cuerpo libre de la cuña I ó de la II aparecen sobre ella las siguientes fuerzas (cuña I).

Una fuerza $C_1 = \frac{c}{F_s} \bar{A}\bar{B}$

El empuje de tierra que sobre la cuña I produce la cuña II, E.

Una fuerza $C_3 = \frac{c}{F_s} \bar{B}\bar{C}$

Hipótesis:

$$\phi_E = \operatorname{ang} \operatorname{tg} \frac{\operatorname{tg} \phi}{F_s}$$

Las fuerzas \bar{T}_i y \bar{N}_i son desconocidas en magnitud, pero no en dirección, de la misma manera su resultante, \bar{R}_i será conocida en dirección, pues ha de formar con la fuerza \bar{N}_i el ángulo ϕE , que representa al ángulo de fricción, tomado en cuenta el efecto del factor de seguridad. Son estas fuerzas \bar{R}_1 y \bar{R}_2 las que se toman en cuenta para construir el polígono dinámico que aparece en la parte (c) de la figura.

El dinámico de la cuña I comenzará a construirse por W_1 , que es conocida en magnitud y posición. A continuación será preciso suponer un factor de seguridad para la combinación de las dos cuñas. Con base en tal hipótesis y con la ecuación anterior, se conocerán en magnitud y posición las fuerzas C_1 y C_3 que se pueden llevar al dinámico. En realidad, en la figura el polígono dinámico se empezó por C_3 , por razones de dibujo. Por el extremo C_1 se podrá trazar una línea que tenga la misma dirección que R_1 (parte b de la figura) y por el origen de C_3 una línea que tenga la misma dirección que E. De esta manera, las fuerzas \bar{R}_1 y E quedan determinadas para el factor de seguridad supuesto.

Sobre el dinámico de la cuña I se puede construir el de la cuña II, llevando W_2 de manera que C_3 y E, se superpongan con las fuerzas previamente dibujadas. Encontrando C_3 y aplicando a la cuña II, se podrá calcular C_2 , podrá llevarse una línea con la dirección \bar{R}_2 .

Si el valor del factor de seguridad elegido fuese correcto, el dinámico construido como se indicó cerraría, pasando la línea de acción de \bar{R}_2 por el origen de C_2 . Así, habrá que proceder por tanteos hasta encontrar el factor de seguridad satisfactorios.

2.9.- FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD

La **Tabla 2.7** es un excelente resumen de los factores que causan los deslizamientos, así como del mecanismo por el cuál actúan.

Con frecuencia las propias manipulaciones del ingeniero pueden ser fuente de graves problemas de estabilidad de taludes, la lista que se proporciona a continuación es una reseña de los procesos constructivos que más comúnmente causan problemas:

- 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 fuerzas 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 subyacentes de suelo más duro o roca.
- 8.- Incremento de cargas hidrostáticas o niveles piezométricos bajo la superficie de un corte al cubrir la cama del mismo con una capa impermeable.

Las causas de los deslizamientos pueden ser externas o internas. Las externas producen aumento en los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. El aumento en la altura del talud o el hacerlo más escarpado, son causas de este tipo, como también lo son la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos.

Las causas internas son las que ocurren sin cambio en las condiciones exteriores del talud. Deben ligarse siempre a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El aumento de presión de poro o la disipación de la cohesión son causas de esta clase.

Agente	Proceso que pone al agente en acción	Medio por el cual actúa el agente	Materiales mas sensibles a la acción del agente	Naturaleza física de acción del agente	Efectos sobre la estabilidad
Erosión y transporte	Procesos constructivos o erosiones	1.- Aumenta la altura o la inclinación del talud	Todos los materiales	Cambios en el estado de esfuerzos	Aumento en los esfuerzos cortantes
			Arcillas rígidas y figuradas. Lutitas	Cambios en los estados de esfuerzos	Aumento en esfuerzos cortantes. Se desencadena el proceso 8.
Esfuerzos tectónicos	Movimientos tectónicos	2.- Deformaciones grandes en la corteza terrestre	Todos los materiales	Aumenta el ángulo del talud	Aumento de los esfuerzos cortantes
Esfuerzos tectónicos o uso de explosivos	Temblores o explotación con explosivos	3.- Vibraciones de alta frecuencia	Todos los materiales	Cambio de esfuerzos transitorios	Aumento de los esfuerzos cortantes
			Loess, arenas ligeramente cementadas	Alteración de los nexos interparticulares	Disminución de la cohesión y aumento de los esfuerzos cortantes
			Arena fina o media, suelta o saturada	Reacomodo de granos	Licuefacción
Peso de material que forma el talud	Construcción del talud	4.- Deslizamiento superficial	Arcilla dura y fisurada. Lutita	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras	Disminución de la cohesión. Se acelera en el proceso 8
		5.- Deslizamiento de estratos en el talud	Materiales duros sobre estratos blandos		
Agua	Lluvias o fusión de nieve	6.- Desplazamiento de aire en vacíos	Área húmeda	Aumentos de presión de poro en el agua	Disminución de la resistencia
		7.- Desplazamiento de aire en juntas abiertas	Roca juntado. Lutitas		
		8.- Reducción de presiones capilares	Arcilla dura y fisurada. Algunas lutitas	Expansión	Disminución de la cohesión
		9.- Descomposición química	Cualquier roca	Debilitamiento de los nexos particulares	
		Congelación del terreno	10.- Expansión del agua por congelación	Roca juntada	Apertura de fisuras y producción de nuevas
	11.- Formación de lentes de hielo en el suelo		Limos y arenas limosas	Aumento de agua del suelo congelado	Disminución de la resistencia por fricción
	Periodo de sequía	12.- Contracción	Arcilla	Agrietamiento por contracción	Disminución de la cohesión
	Vaciado rápido	13.- Flujo hacia el pie del talud	Limos y arenas finas	Aumento de presión de poro en el agua	Disminución de la resistencia por fricción
	Fluctuaciones en el nivel freático	14.- Reacomodo de granos	Arena media y fina, suelta, saturada	Aumento de presión de poro en el agua	Licuefacción
	Asenso del nivel freático en un acuífero distante	15.- Elevación del nivel piezométrico en el material	Estratos de arena o limo entre o debajo de estratos de arcilla	Aumento de presión de poro en el agua	Disminución de la resistencia por fricción
	Flujo interno de agua	16.- Flujo hacia el talud	Limo saturado	Aumento de presión de poro en el agua	Disminución de la resistencia por fricción
		17.- Desplazamiento de aire en los vacíos	Arena fina húmeda	Disipación de la tensión superficial	Disminución de la cohesión
		18.- Remoción de los cementantes solubles.	Loess	Debilitamiento de los nexos interparticulares	
19.- Erosión interna		Limo o arena fina	Tubificación	Aumento de los esfuerzos cortantes	

Tabla 2.7: Factores que Producen Deslizamientos

2.10.- MEDIDAS PREVENTIVAS PARA CORREGIR FALLAS EN LOS TALUDES

Todos los métodos correctivos siguen una o las mismas líneas de acción.

- 1.- Evitar la zona de falla.
- 2.- Reducir las fuerzas motoras.
- 3.- Aumentar las fuerzas resistentes.

El evitar la zona de falla suele estar ligado a cambios en el alineamiento de la vía sea el horizontal o el vertical; a la remoción total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes.

La reducción de las fuerzas motoras se puede lograr, en general, por dos métodos: Remoción de material en la parte apropiada de la falla y subdrenaje, para disminuir el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierden agua.

La línea de acción que ofrece más variantes es la que persigue aumentar las fuerzas resistentes, algunas de éstas son: el subdrenaje que aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, la eliminación de estratos débiles u otras zonas de falla potencial, La construcción de estructuras de retención u otras restricciones y el uso de tratamientos, generalmente químicos, para elevar la resistencia de los suelos al deslizamiento.

A. Método de Elusión

Uno de los problemas que mejor responden a la aplicación de estos métodos es el cruzamiento de formaciones inclinadas de suelo o roca, con echado desfavorable a la vía; en estos casos, cambios pequeños del alineamiento horizontal pueden llevar a zonas de mucho menos peligro o inocuas y la elevación de la rasante puede reducir mucho los problemas.

B. Métodos de Excavación

La remoción de material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, es un método que en la práctica sólo se puede aplicar en fallas ya manifestadas; rara vez se pueden conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad potencial como para que resulte prudente proceder a remover materiales en gran escala. Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan la causa de raíz. La remoción de materiales suele dar lugar a soluciones bastantes permanentes y su costo es relativamente bajo.

C. Abatimiento de Taludes

Este es uno de los métodos más socorridos para el mejoramiento de las condiciones de la estabilidad de los taludes. Es un método correctivo ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud. Al igual que todas las demás, no es de alcance universal, y su eficiencia no es siempre la misma, sino que puede variar extraordinariamente de unos casos a otros. (Fig.2.29)

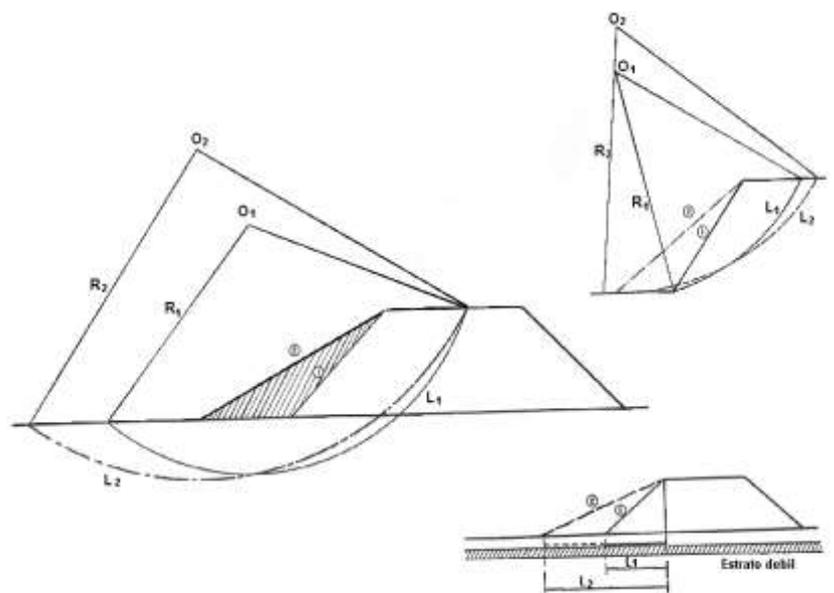


Fig.2.29: Abatimiento de Taludes

D. Empleo de Bermas y Escalonamientos

Se denominan bermas a masas generalmente del mismo material del talud o de uno similar que se adosan al mismo, para darle estabilidad (**ver Fig.2.30**).

El uso de la berma tiende a incrementar la estabilidad del talud por razones un tanto similares a las expresadas para el abatimiento de taludes; de hecho, en muchos casos, la construcción de bermas equivale mecánicamente a un abatimiento del talud.

La berma tiende a hacer que la superficie de falla se desarrolle en mayor longitud y más profunda. Además, el peso del material que se coloque podrá aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte friccionante. Es importante la función que pueden cumplir los escalones para proteger el corte contra la erosión del agua superficial, pues reducen la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento.

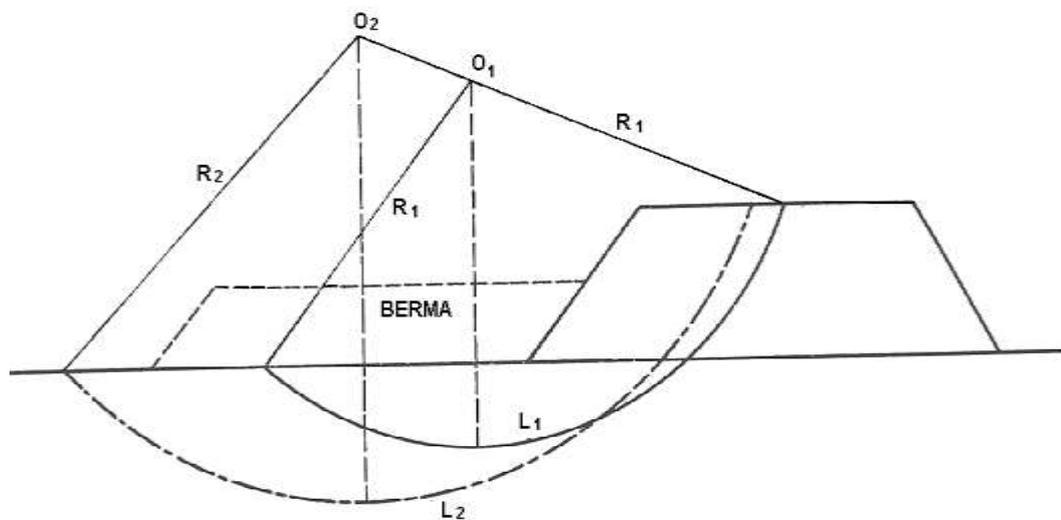


Fig.2.30: Efecto de una Berma

E. Empleo de Materiales Ligeros

Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes, y sólo será eficiente sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas. Basta decir que lo que se busca es la reducción de las fuerzas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de bajo peso volumétrico. El tezontle, espuma basáltica volcánica, con peso volumétrico comprendido por lo general entre 0.8 y 1.2 ton/m³.

F. La Consolidación Previa de Suelos Compresibles

La consolidación previa del terreno de cimentación se puede lograr también por alguno de los métodos siguientes:

a).- Fundamentalmente por requerimientos de estabilidad

- 1.- Construcción anticipada o por etapas.
- 2.- Uso de materiales ligeros.
- 3.- Bermas estabilizadoras.
- 4.- Drenaje interceptor.

b).- Fundamentalmente por requerimientos de asentamiento

- 1.- Construcción por etapas.
- 2.- Sobrecargas.
- 3.- Compactación con equipos pesados

c).- Por requerimiento de estabilidad y asentamiento

- 1.- Construcción por etapas o con sobrecargas.
- 2.- Drenes verticales de arena.
- 3.- Combinación de cualesquiera de los métodos anteriores.

G. Empleo de Materiales Estabilizantes

Un aspecto de esta solución es el añadir al suelo alguna sustancia que mejore sus características de resistencia. Por lo general este tipo de solución es más factible en terraplenes. Las sustancias que más normalmente se han añadido al suelo para el fin que se busca son cementos, asfaltos o sales químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos resultan caros, por lo que su uso es limitado.

H. Empleo de Estructuras de Retención

El uso de muros en celosía, tablestacas y otras estructuras de retención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas en que sean de temer (**Fig.2.31**). De hecho, su principal campo de aplicación está en la prevención.

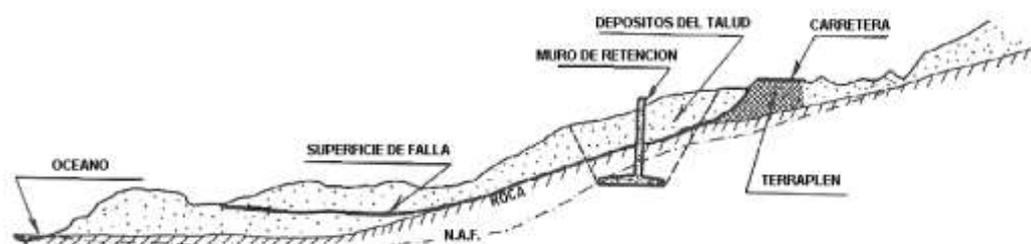


Fig.2.31: Esquema de Posición de un Muro de Retención

Las estructuras de retención se construyen por lo general al pie de los taludes de terraplenes y también se construyen al pie de cortes para disminuir la altura de cortes. Uno de los usos más comunes de los muros de retención para estabilizar taludes es el que se hace cuando no hay espacio suficiente para pensar en el abatimiento. En esta línea de acción quedan comprendidos los recubrimientos con mampostería, concretos lanzados, losas delgadas de concreto, riesgos asfálticos, etc. Respondiendo a criterios similares, se usan mallas de acero o de plástico, para detener derrumbes y caídas.

I. Empleo de Pilotes

El pilotaje (**Fig.2.32**) constituye seguramente la solución más controvertible entre las que son usuales para estabilizar mecánicamente deslizamientos en laderas y taludes, y este método sólo es apropiado en deslizamientos superficiales, los profundos generan fuerzas muy grandes, que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas harían avanzar al suelo entre los pilotes, aún suponiendo que éstos resistiesen.

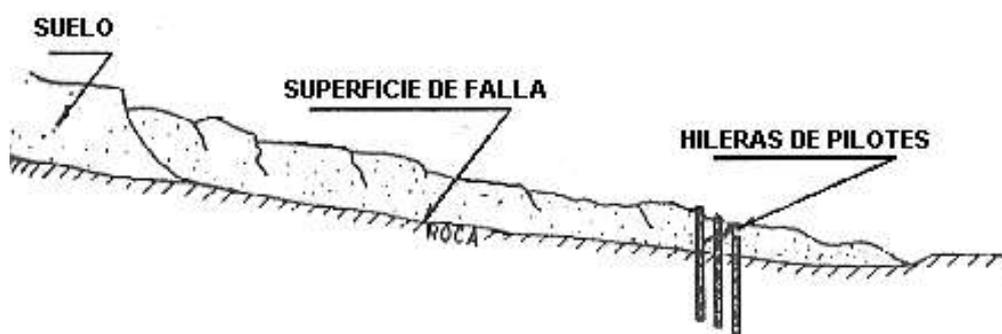


Fig.2.32: Estabilización de una Falla por Pilotes

J. Empleo de Contrapesos al Pie de la Falla

La solución por lo general busca dos efectos; en primer lugar, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como lo hace una berma, a la que equivalen en algunos aspectos; en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante. El método en si consiste en colocar un peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla, la **Figura 2.33** muestra un croquis con una aplicación práctica del mismo.

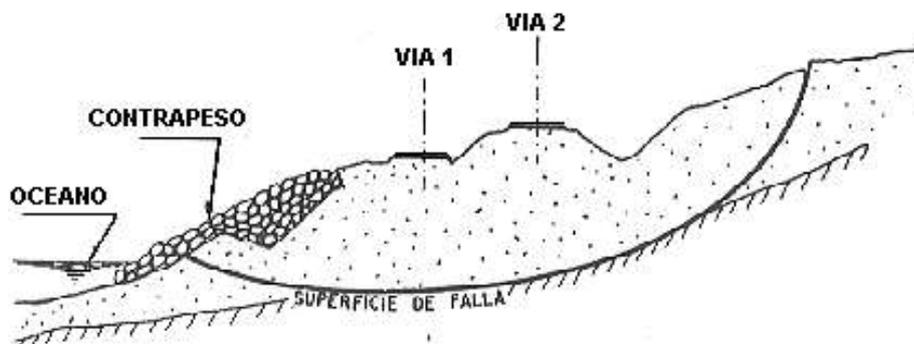


Fig.2.33: Contrapeso de Enrocamiento

K. Anclajes

Basta mencionar en este lugar que algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resuelto con técnicas de anclaje en suelos con costos muy razonables. Los anclajes suelen consistir en cables de acero unidos a muertos y sólidamente ligados a la estructura de retención. Por razones que se comprenden con facilidad, su uso será más sencillo en terraplenes que en cortes.

M. Empleo de Vegetación

Se trata ahora de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Se acepta que la vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de sus raíces. La experiencia ha probado que es más efectivo para defender taludes la plantación continua de pastos y plantas herbáceas, en vez de la plantación de matas o áreas aisladas. La plantación aislada incrementa mucho la posibilidad de infiltración y escurrimiento.

Por otra parte, en el caso de terraplenes muy altos ha dado buen resultado la plantación de arbustos en hileras, para hacer perder velocidad al agua que escurra.

2.11. MÉTODOS DE LA ESPIRAL LOGARITMICA

En el procedimiento de la espiral logarítmica, la superficie de falla se supone que tiene una forma de espiral como se muestra en la figura 2.34.

Inicialmente, suponemos un punto de centro y un radio r_0 para definir la espiral. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación θ , alrededor del centro de la espiral, de acuerdo con la expresión:

$$r = r_0 \cdot e^{\theta \cdot \tan \phi_d}$$

Donde:

θd = es el ángulo de fricción desarrollado el cual, depende del ángulo de fricción del suelo y del factor de seguridad.

Los esfuerzos al cortante se pueden expresar en esfuerzos totales de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{c}{F} + \sigma \frac{\tan \phi}{F}$$

o en términos de las resistencias desarrolladas.

$$\tau = C_d + \sigma \tan \phi_d$$

Las ecuaciones de la espiral logarítmica son relativamente complejas para los cálculos manuales, debido a la forma de la superficie de falla.

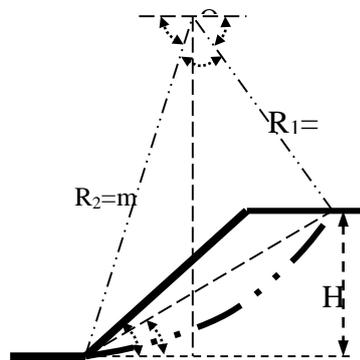


Fig. 2.34 Método de la Espiral Logarítmica

Sin embargo, con el uso del computador el análisis relativamente es sencillo. El método de la espiral logarítmica satisface equilibrios de fuerzas y de momentos y eso hace que el procedimiento sea comparativamente preciso.

Para algunos autores, el método de la espiral logarítmica teóricamente es el mejor procedimiento para el análisis de taludes homogéneos. Igualmente, este método es utilizado en varios programas de computador para el diseño de taludes reforzados utilizando geomallas o “nailing” (Duncan y Wright, 2005).

Para calcular el Factor de Seguridad mediante el método logarítmico usa como base las siguientes ecuaciones para su cálculo, los cuales deben calcularse siguiendo los siguientes pasos.

Paso N° 1: Parámetros de entrada

Para comenzar a realizar el cálculo se debe de suponer el centro de la espiral logarítmica que generalmente se encuentra encima del talud para determinar a partir de la misma las variables γ_c , α .

γ = Angulo de abertura de la espiral logarítmica que es medido del lugar donde la espiral corta a la base hasta el inicio de falla en la cabecera del talud

α = Angulo formado por el talud medido desde la horizontal que pasa por el punto más bajo

\emptyset = Angulo de fricción del suelo (determinado en laboratorio por el ángulo de rotura que forma la probeta con respecto a la normal determinado por el ensayo triaxial o de carga directa).

β = Angulo formado por la recta que se genera con los puntos donde corta al suelo en el talud y en la cabecera medido desde la horizontal que pasa por el punto más bajo.

H = Altura del talud

γ_s = Peso específico del suelo del talud

C = Fuerza de cohesión del suelo determinado mediante el ensayo de triaxial o la relación de carga usando el método de carga directa.

Paso N° 2: Calculo de parámetros de la espiral logarítmica (m,g,η,ε)

m = Es el primer parámetro de la ecuación logarítmica que se calcula mediante la ecuación:

$$m := e^{\gamma \cdot \tan(\phi)}$$

g = Es el segundo parámetro de la ecuación logarítmica que se calcula mediante la ecuación:

$$g := \frac{1}{\sin(\alpha) \cdot (1 + m^2 - 2 \cdot m \cdot \cos(\gamma))^{0.5}}$$

ε = Es el tercer parámetro de la ecuación logarítmica que se calcula mediante la ecuación:

$$\varepsilon := \alpha + \sin \left[\frac{\sin(\gamma)}{(1 + m^2 - 2 \cdot m \cdot \cos(\gamma))^{0.5}} \right]$$

n = Es el cuarto parámetro de la ecuación logarítmica que se calcula mediante la ecuación:

$$\eta := 180 - \gamma - \varepsilon$$

Paso N° 3: Calculo del Numero de estabilidad (Ne)

Ne = Aplicando sumatoria de momentos en el centro de la espiral se halla la relación de momentos des estabilizantes o momento motor sobre el momento estabilizante causado por la fuerza de fricción y se deduce el número de estabilidad mediante la ecuación:

$$Ne := \frac{\tan(\phi)}{3 \cdot g^2 \cdot (m^2 - 1)} \cdot \left[\frac{2 \cdot g^3 \cdot [(m^3 \cdot \sin(\varepsilon) - \sin(\eta)) - 3 \cdot \tan(\phi) \cdot (m^3 \cdot \cos(\varepsilon) - \cos(\eta))]}{9 \cdot (\tan(\phi))^2 + 1} \right] + \xi$$

$$g \cdot (\sin(\eta))^3 \cdot \left[\frac{1}{(\tan(\varepsilon))^2} - \frac{1}{(\tan(\eta))^2} \right] + 3 \cdot m \cdot g \cdot \cos(\varepsilon) \cdot \left[\frac{1}{(\tan(\beta))} - \frac{1}{(\tan(\varepsilon))} \right] - \left[\frac{1}{(\tan(\beta))} \right]^2 + \left[\frac{1}{(\tan(\varepsilon))} \right]^2$$

Paso N° 4: Calculo del Factor de seguridad (Fs)

Fs = Factor de seguridad del talud que se calcula mediante la ecuación:

$$F_s := \frac{C}{N_e \cdot P \cdot H}$$

Paso N° 4: Calculo de parámetros de la espiral (R1 y R2)

R₁ = Radio superior de la espiral logarítmica que corta al suelo en la parte superior de la misma

$$R_1 := m \cdot g \cdot H$$

R₂ = Radio inferior de la espiral logarítmica, que corta al suelo en la parte inferior de la misma.

$$R_2 := g \cdot H$$

Este procedimiento se debe practicar hasta obtener un factor de seguridad que se adecue al talud a modelar.

2.12.- METODO DE JANBU

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

procedimiento es un poco más complejo. A continuación se da el procedimiento para las Tablas de Janbú para $\varphi = 0$. Paso a paso:

Paso 1. Parámetros que se requieren para el análisis

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

Paso 2. Calcular el factor de profundidad d

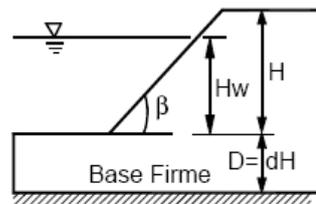


Figura 2.35 Variables de talud

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

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

Donde:

H_w = Altura del nivel freático

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

Paso 3. Obtener la localización del círculo crítico (X_o , Y_o).

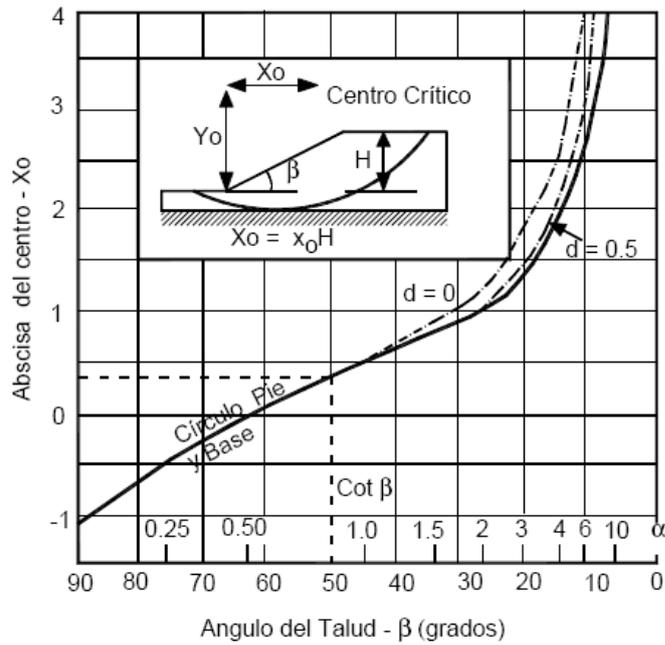


Figura 2.36 Coordenada X_o para el círculo crítico. (Janbú 1968).

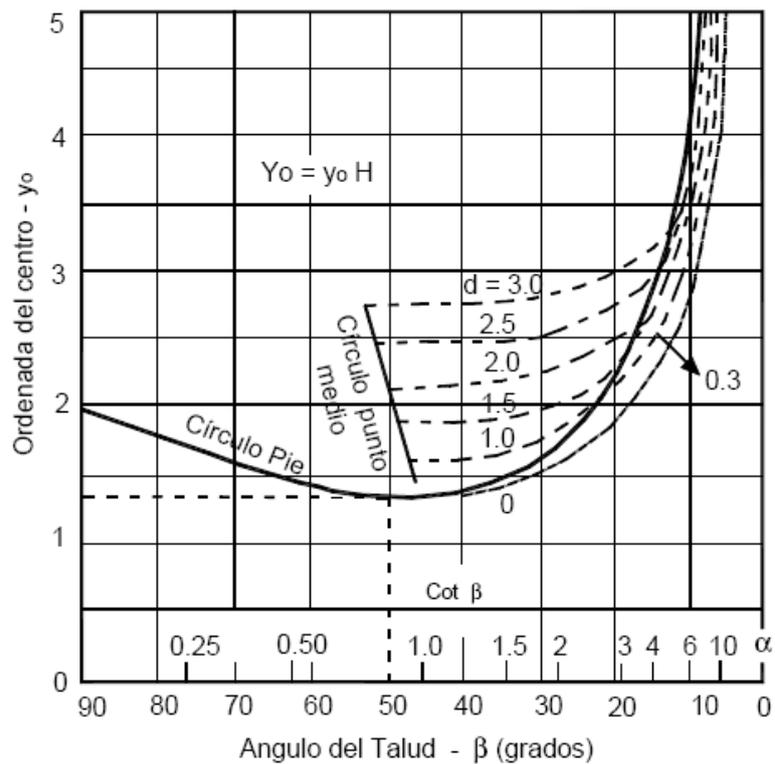


Figura 2.37 Coordenada Y_o para el círculo crítico. (Janbú 1968).

De las Figuras 2.36 y 2.37, determinar la localización del centro del círculo crítico X_o , Y_o . Para los taludes más empinados que 53° , el círculo crítico pasa por

el pie. Para taludes más tendidos de 53° , el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca

Paso 4. Calcular C promedio (Cohesión del suelo)

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

Paso 5. Calcular el factor de reducción

Puede encontrarse factor de reducción por carga adicional, factor de reducción por sumergencia e infiltración, factor de reducción por grieta de tracción sin presión hidrostática en la grieta y factor de reducción por grieta de tracción con presión hidrostática en la grieta. En las figuras 2.38 a 2.42, se muestran las tablas que se emplearán según el caso que se presente.

Paso 6. Calcular Pd

Pd se calcula con la siguiente fórmula:

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

Donde:

γ = peso unitario promedio del suelo

H = altura del talud

q = sobrecarga

γ_w = peso unitario del agua

H_w = altura de agua fuera del talud

μ_q = factor de reducción por sobrecarga

μ_w = factor de reducción por sumergencia

μ_t = factor de reducción por grieta de tensión

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

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

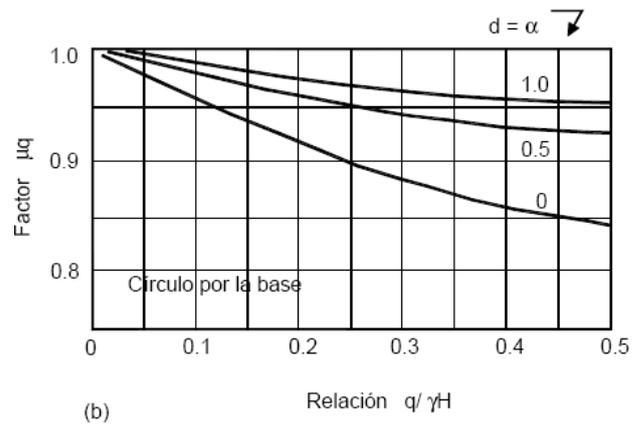


Figura 2.38 Grafica para obtener μq cuando el círculo pasa por la base

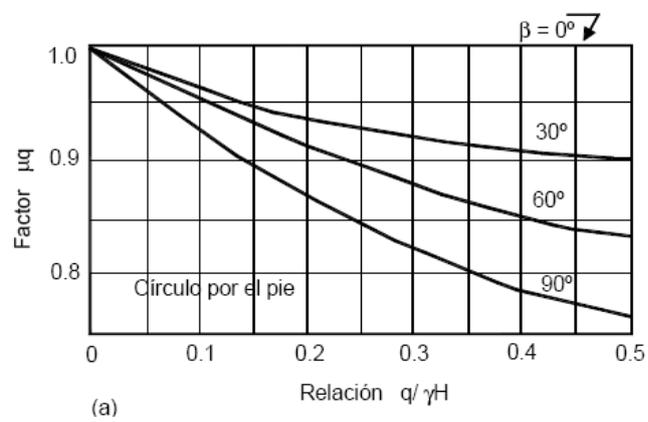


Figura 2.39 Grafica para obtener μq cuando el círculo pasa por el pie

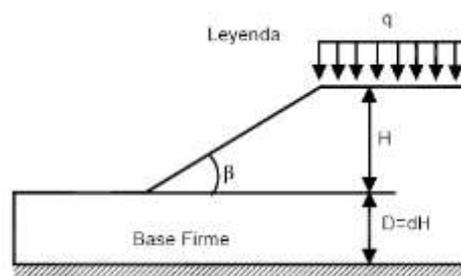


Figura 2.40 Factor de reducción por carga adicional para tablas de Janbú.

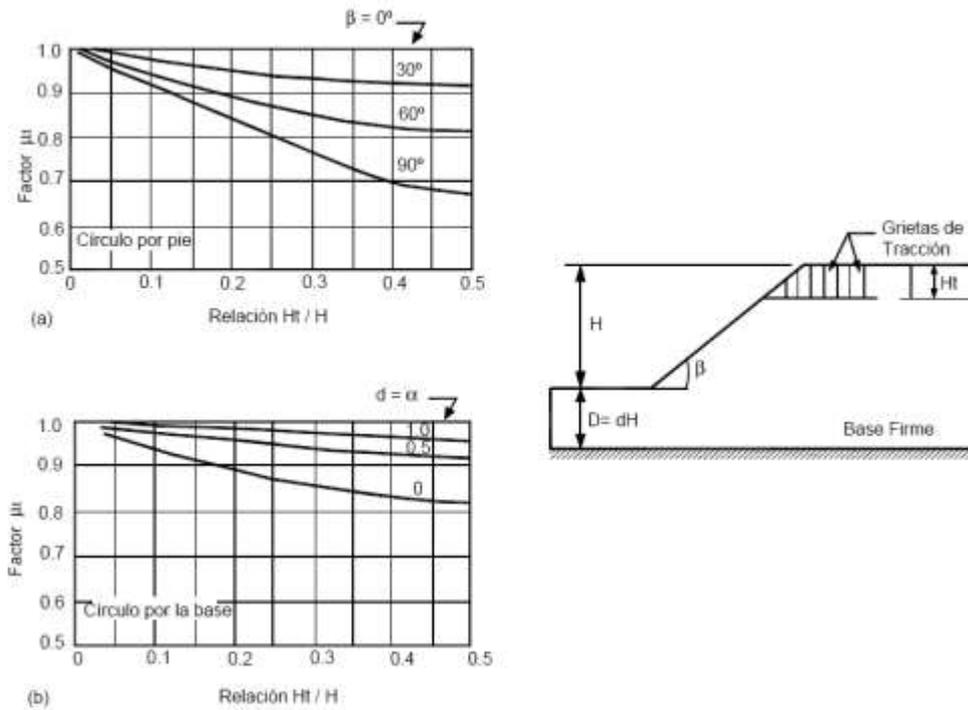


Figura 2.41 Factor de reducción por grieta de tracción sin presión hidrostática en ésta. (Janbú, 1968).

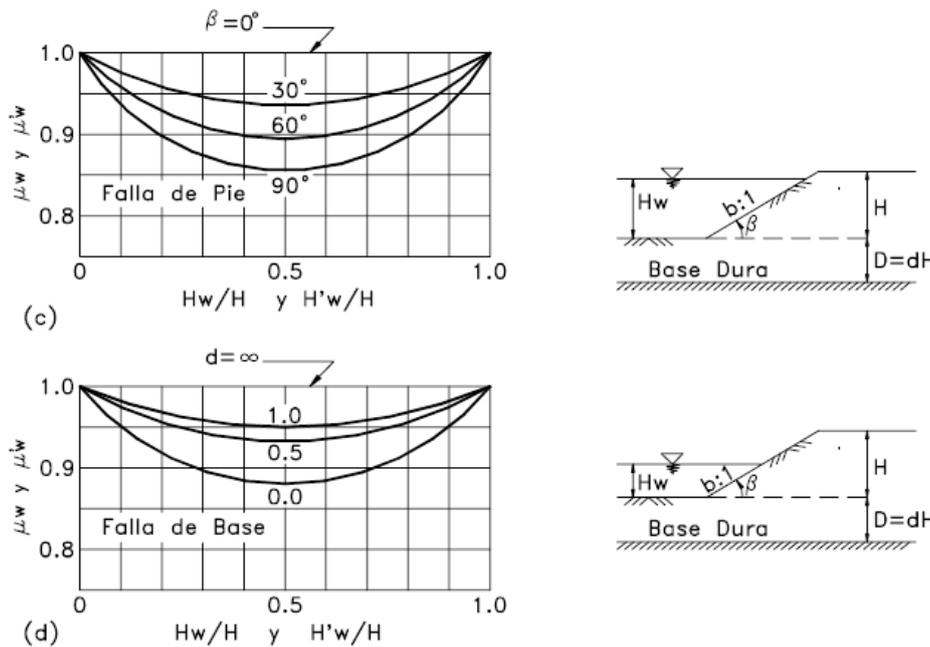


Figura 2.42 Factor de reducción por sumergencia

Paso 7. Calcular el número de estabilidad N_o

De la Figura 2.43, se determina el valor del número de estabilidad (N_o), que depende del ángulo del talud.

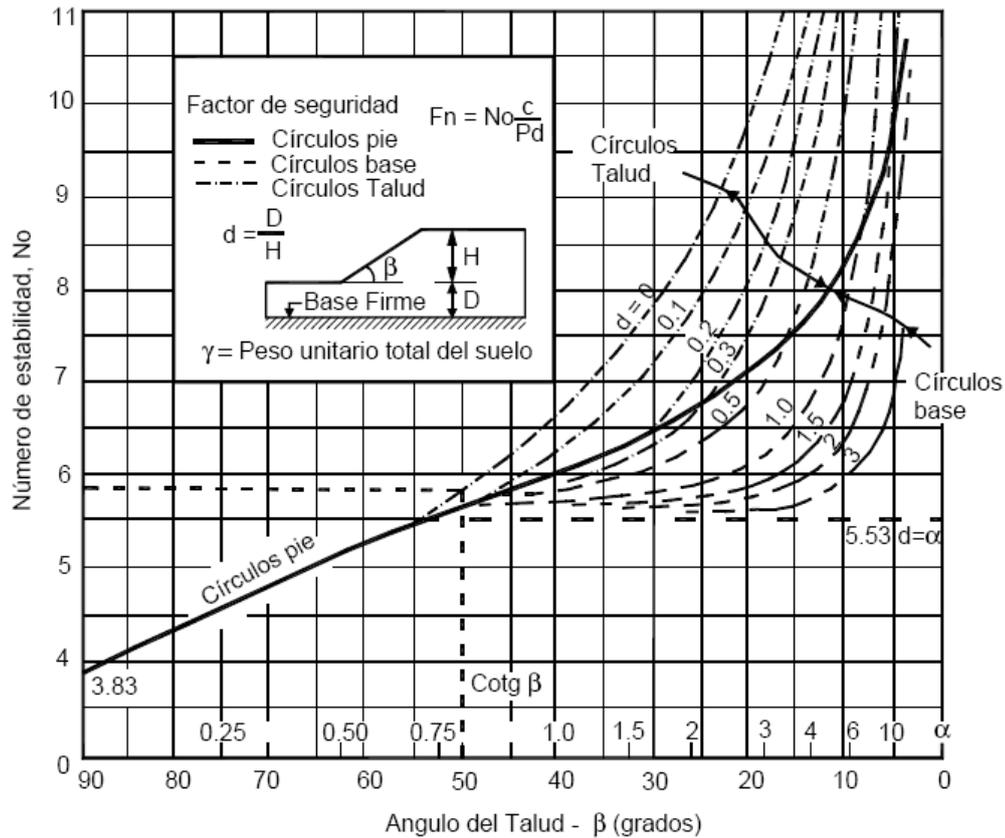


Figura 2.43 Número de estabilidad.

Paso 8. Calcular la cohesión requerida

Se calcula despejando c_{req} de la fórmula del número de estabilidad N_o .

$$C_{req} = \frac{\gamma \cdot H}{N_o}$$

El C_{req} debe ser menor o igual que la cohesión calculada en el laboratorio (C) mediante el ensayo triaxial o el ensayo de carga directa.

Paso 9. Calcular el factor de seguridad

Se utiliza la expresión:

$$F_s = \frac{N_o \cdot C_{req}}{P_d}$$

Su proceso requiere varios tanteos hasta hallar el factor de seguridad que satisfaga la relación y el límite mínimo dado.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE TALUDES YA CONSTRUIDOS TRAMO RUJERO - MULLICANCHA

3.1 UBICACIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO

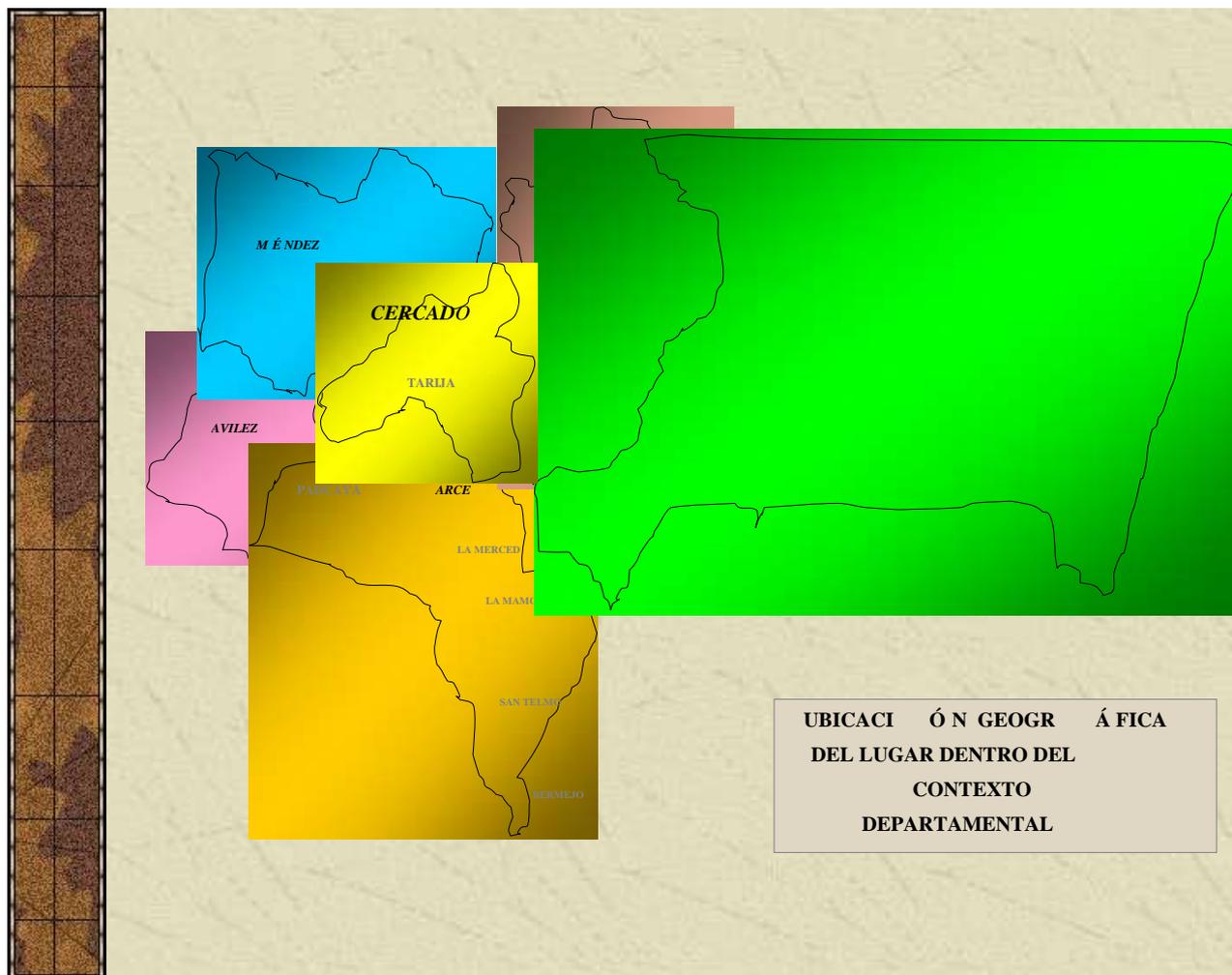


Foto 3.1 Ubicación en el Departamento.

Para la aplicación de esta tesis se eligió el tramo RUJERO-MULLICANCHA, 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 MULLICANCHA, 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.

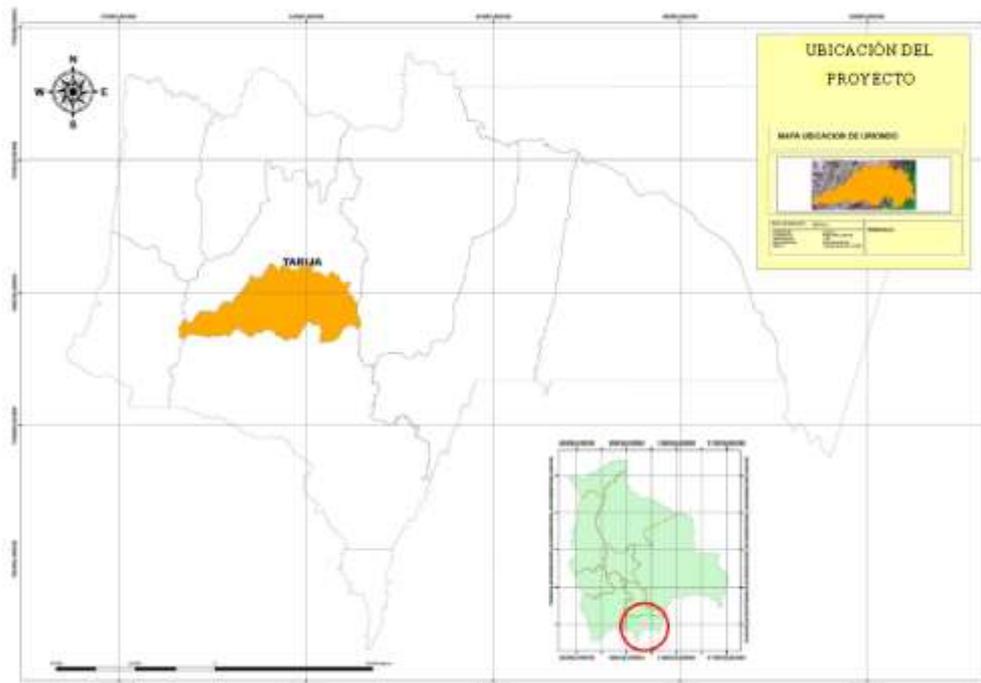


Foto 3.2: Ubicación en la provincia

3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS TALUDES:

UBICACIÓN DEL PROYECTO

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 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, alrededor de 15 cm 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.

La progresiva 0+620 para el análisis, presenta las siguientes características de construcción y diseño:

TALUD

DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	°	81
Longitud promedio del talud	m	95
Altura promedio del talud	m	6



Foto. 3.3 Sección transversal prog. 0+900

La progresiva 2+750 para el análisis, presenta las siguientes características de construcción y diseño:

TALUD		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	°	85
Longitud promedio del talud	m	60
Altura promedio del talud	m	12



Foto. 3.4 Sección transversal prog. 2+750

La progresiva 4+125 para el análisis, presenta las siguientes características de construcción y diseño:

TALUD		
DETALLE	UNIDAD	VALOR
Angulo del talud	°	80
Longitud promedio del talud	m	60
Altura promedio del talud	m	8



Foto. 3.5 Sección transversal prog. 4+125

3.3 ESTUDIO DE LA ZONA

El estudio que emprenderá el proyecto, está referido a realizar el reconocimiento de la zona de aplicación del proyecto, 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, referidos 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 parte el análisis de suelos, parte esta 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.

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Para realizar el estudio se realizo el levantamiento topográfico de todo el tramo de estudio y en detalle los taludes estudiados usando una estación total:



Foto. 3.6 Levantamiento Topografico

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 este.

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+620, 2+750, 4+125. 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.



Foto 3.7 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 A-4 de la clasificación unificada de suelos (USCS), arcillas inorgánicas de plasticidad media de granulometría fina, más del 90 % pasa el tamiz 200.

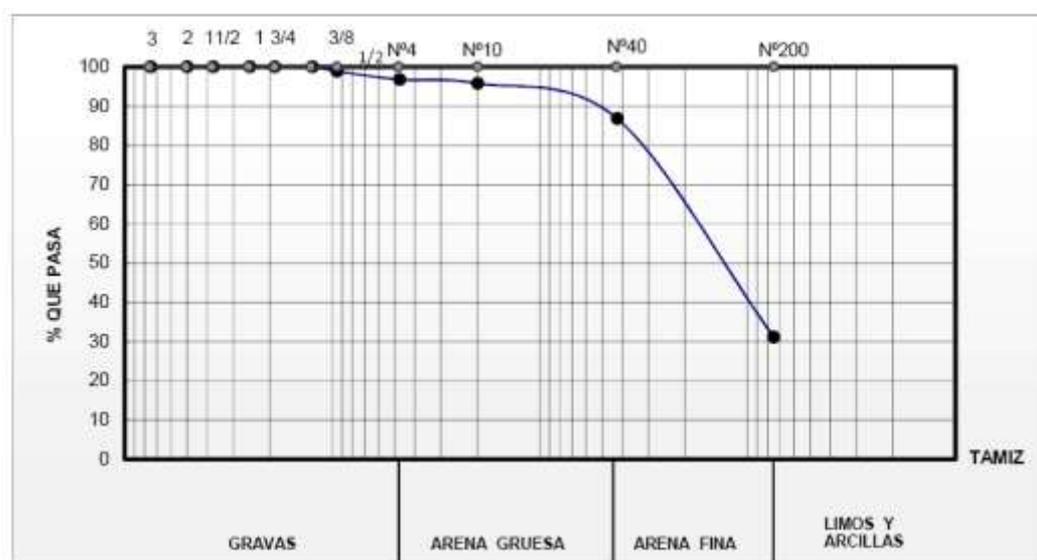


Fig. 3.1: Granulometría suelo Talud N°1

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
SUCS:	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcillas
AASHTO:	A-2-4 (0)	

Tabla. 3.1: Clasificación del suelo Talud N°1

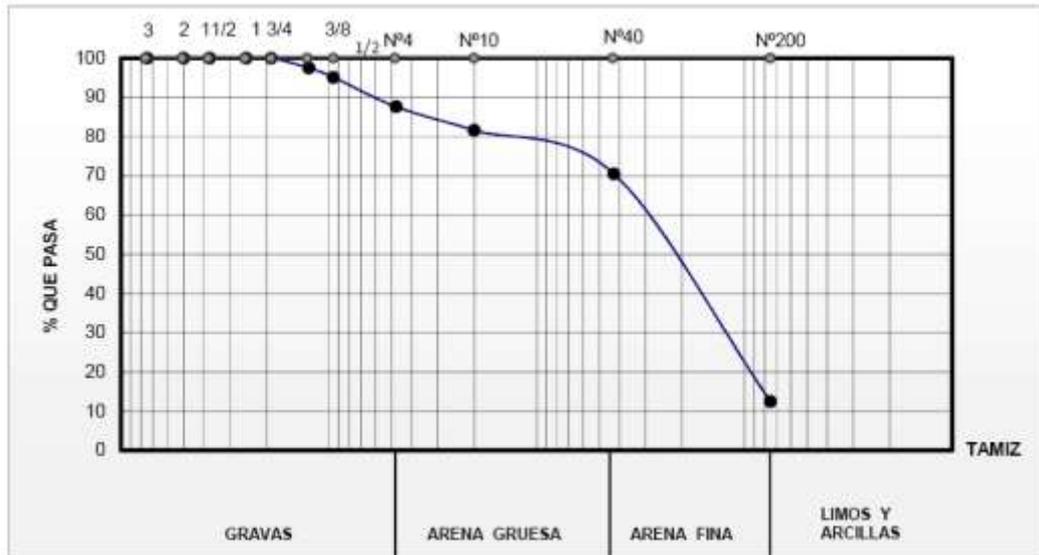


Fig. 3.2: Granulometría suelo Talud N°2

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
SUCS:	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla
AASHTO:	A-2-4 (0)	

Tabla. 3.2: Clasificación del suelo Talud N°2

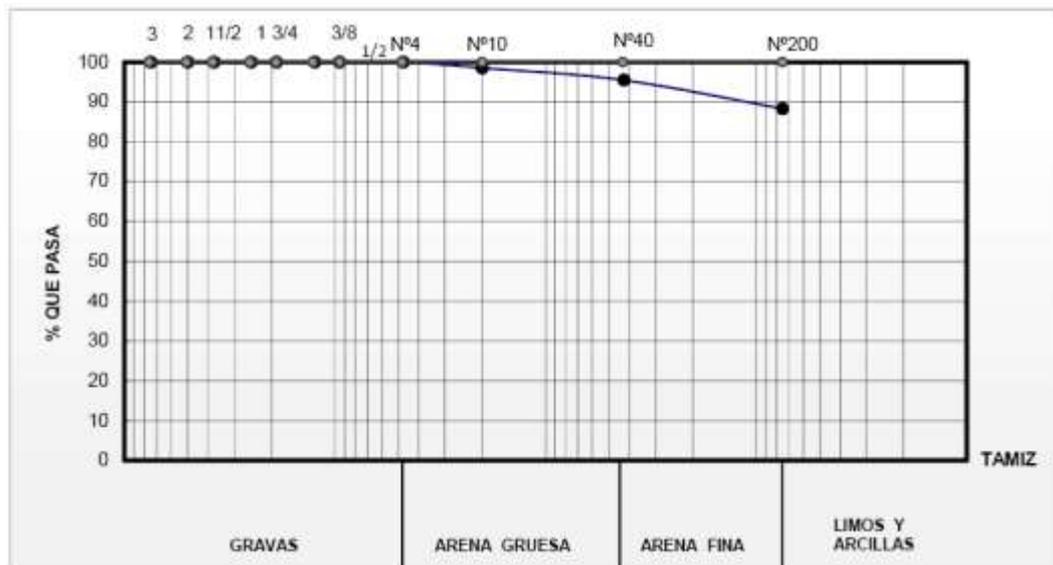


Fig. 3.3: Granulometría suelo Talud N°3

CLASIFICACIÓN DEL SUELO		DESCRIPCIÓN
SUCS:	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas
AASHTO:	A-7-6(19)	

Tabla. 3.3: Clasificación del suelo Talud N°3

3.5.2.1 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

De 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.

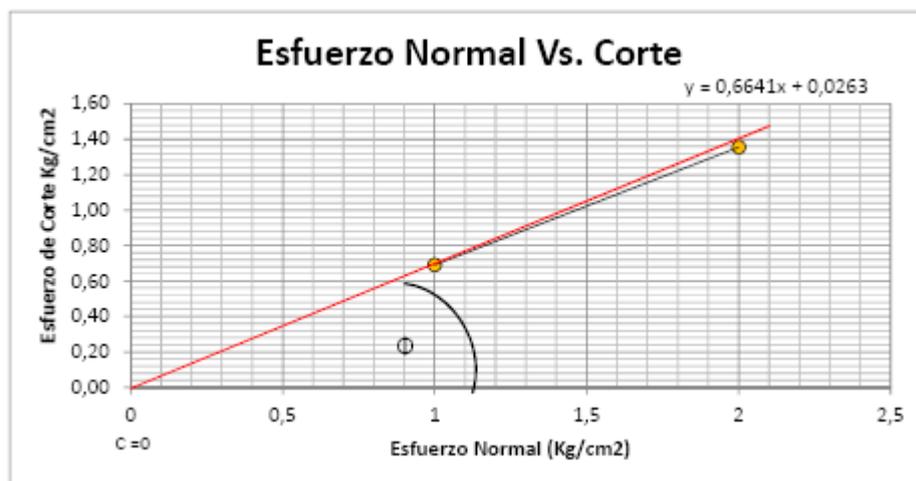


Fig. 3.4.: Cohesión del suelo Talud N°1

Cohesión del suelo Talud N°1: 0,69

Angulo de fricción del suelo Talud N°1: 34°

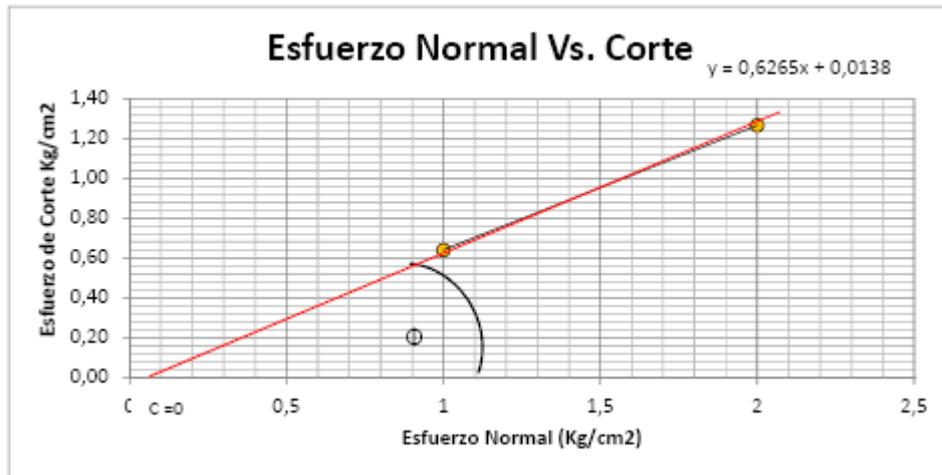


Fig. 3.5.: Cohesión del suelo Talud N°2

Cohesión del suelo Talud N°2: 0.64

Angulo de fricción del suelo Talud N°2: 32°

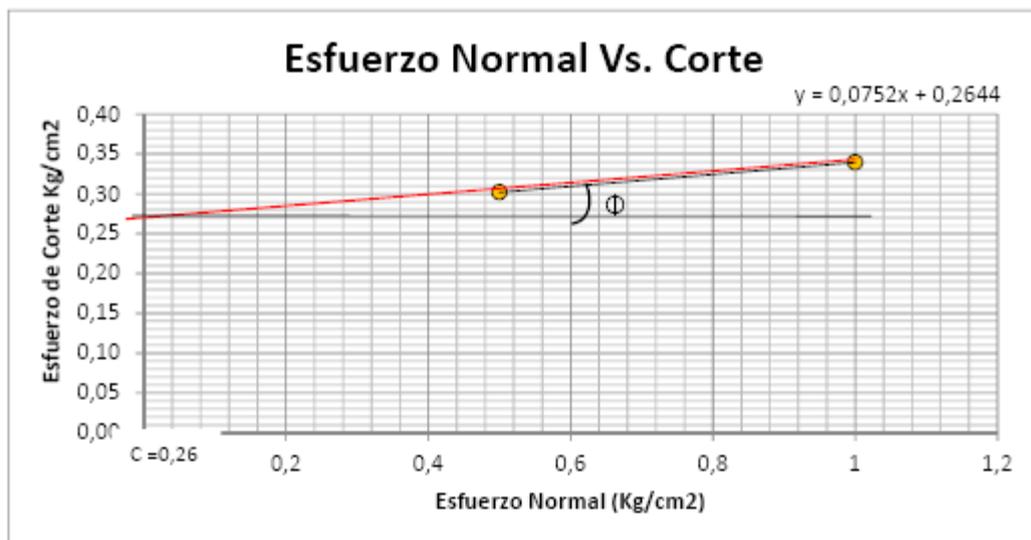


Fig. 3.6.: Cohesión del suelo Talud N°3

Cohesión del suelo Talud N°3: 0,3

Angulo de fricción del suelo Talud N°3: 4°

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 Janbu y Espiral logarítmica por considerarse a este 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, dado 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.

3.6.1 MÉTODO DE LA ESPIRAL LOGARITMICA

Paso N° 1: Parámetros de entrada

- Altura de cada suelo $H = 12 \text{ m}$
- Pendiente del talud $\beta = 81^\circ$
- Cohesión del suelo $C_u = 2.5 \text{ tn/m}$
- Peso específico del suelo $\gamma = 1.68 \text{ kg/m}^3$

$$\gamma := 14'$$

$$\alpha := 81$$

$$\phi := 17$$

Paso N° 2: Calculo de parámetros de la espiral logarítmica (m,g,η,ε)

$$m := e^{\gamma \cdot \frac{\pi}{180} \cdot \tan\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180}\right)}$$

$$m = 2.168$$

$$g := \frac{1}{\sin\left(\alpha \cdot \frac{\pi}{180}\right) \cdot \left(1 + m^2 - 2 \cdot m \cdot \cos\left(\gamma \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^{0.5}}$$

$$g = 0.333$$

$$\varepsilon := \alpha + \sin\left[\frac{\sin\left(\gamma \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{\left(1 + m^2 - 2 \cdot m \cdot \cos\left(\gamma \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^{0.5}}\right] \cdot \frac{180}{\pi}$$

$$\varepsilon = 91.741$$

$$\eta := 180 - \gamma - \varepsilon$$

$$\eta = -56.741$$

Paso N° 3: Calculo del Numero de estabilidad (Ne)

$$Ne := \frac{\tan(\phi)}{3 \cdot g^2 \cdot (m^2 - 1)} \cdot \left[\frac{2 \cdot g^3 \cdot \left[(m^3 \cdot \sin(\varepsilon) - \sin(\eta)) - 3 \cdot \tan(\phi) \cdot (m^3 \cdot \cos(\varepsilon) - \cos(\eta)) \right]}{9 \cdot (\tan(\phi))^2 + 1} \right] + \xi$$

$$g \cdot (\sin(\eta))^3 \cdot \left[\frac{1}{(\tan(\varepsilon))^2} - \frac{1}{(\tan(\eta))^2} \right] + 3 \cdot m \cdot g \cdot \cos(\varepsilon) \cdot \left[\frac{1}{(\tan(\beta))} - \frac{1}{(\tan(\varepsilon))} \right] - \left[\frac{1}{(\tan(\beta))} \right]^2 + \left[\frac{1}{(\tan(\varepsilon))} \right]^2$$

$$Ne = 0.129$$

Paso N° 4: Calculo del Factor de seguridad (Fs)

$$Fs := \frac{C}{Ne \cdot P \cdot H}$$

$$Fs = 0.959$$

Paso N° 4: Calculo de parámetros de la espiral (R1 y R2)

$$R_2 := g \cdot H = 4m$$

$$R_1 := m \cdot g \cdot H = 8.66 m$$

3.6.2 MÉTODO DE JANBU

Para aplicar este método se verifico primero el Fs actual:

Paso 1. Parámetros que se requieren para el análisis

- Altura de cada suelo $H = 12$ m
- Pendiente del talud $\beta = 81^\circ$
- Cohesión del suelo $C_u = 2.5$ tn/m
- Altura del nivel freático $H_w = 0$ m
- Peso específico del suelo $\gamma = 1.68$ kg/m³
- Profundidad hasta el manto de suelo duro impenetrable mayor a 140 m

Paso 2. Calcular el factor de profundidad d

$$d = \frac{H_w}{H} = 0$$

Paso 3. Obtener la localización del círculo crítico (X_o , Y_o).

De figura 2 , 8 se obtiene $x_o = -0.65$

$$X_o = x_o \cdot H = -0.65 \cdot 12 = -7.8 \text{ m (coordenada en el eje X)}$$

De figura 2 , 9 se obtiene $y_o = 1.75$ m

$$Y_o = y_o \cdot H = 1.75 \cdot 12 = 21 \text{ m (coordenada en el eje Y)}$$

Paso 4. Calcular C promedio (Cohesión del suelo)

Debido a que solo se trata de un tipo de estrato la cohesión obtenido en el laboratorio es:

$$C = 2.5 \text{ tn/m}^2$$

Paso 5. Calcular el factor de reducción

Debido a que no existen grietas en la cima del talud, tampoco existe sumergencia de la base y no existe una sobrecarga en la cima se asume:

$$\text{Reducción por sumergencia : } \mu_q = 1$$

Reducción por Tracción : $\mu_t = 1$
 Reducción por sobrecarga : $\mu_w = 1$

Paso 6. Calcular Pd

$$P_d = \frac{(\gamma \cdot H) + q - (\gamma_w \cdot H_w)}{\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t} = 20.16$$

Paso 7. Calcular el número de estabilidad No

De la Figura 2.12, se determina el valor del número de estabilidad $No = 4.35$

Paso 8. Calcular la cohesión requerida

$$C_{req} = \frac{\gamma \cdot H}{No} = 2.43$$

Donde la cohesión requerida es menor que la cohesión actual

Paso 9. Calcular el factor de seguridad

Se utiliza la expresión:

$$F_s = \frac{No \cdot C_{req}}{P_d} = 1.022$$

De manera similar se calculo para otros ángulos:

3.3 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	
	ESPIRAL LOGARITMICA	JANBU
40°	2,80	2,61
45°	2,66	2,62
50°	2,53	2,45
55°	2,39	2,25
60°	2,24	2,09
65°	2,03	1,96
70°	1,93	1,83
75°	1,72	1,55
80°	1,48	1,45
81°	1,35	1,32
85°	1,22	1,16

Tabla. 3.4: Clasificación del suelo Talud N°1

ANGULO DE TALUD	FACTOR DE SEGURIDAD	
	ESPIRAL LOGARITMICA	JANBU
40°	1,93	1,80
45°	1,84	1,81
50°	1,74	1,69
55°	1,65	1,55
60°	1,55	1,44
65°	1,40	1,35
70°	1,33	1,26
75°	1,18	1,07
80°	1,02	1,00
85°	0,84	0,80

Tabla. 3.5: Clasificación del suelo Talud N°2

ANGULO DE TALUD	FACTOR DE SEGURIDAD	
	ESPIRAL LOGARITMICA	JANBU
40°	2,08	1,95
45°	1,98	1,95
50°	1,88	1,82
55°	1,78	1,67
60°	1,67	1,56
65°	1,51	1,46
70°	1,44	1,36
75°	1,28	1,15
80°	1,10	1,08

Tabla. 3.6: Clasificación del suelo Talud N°3

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Concluido la investigación de estabilidad de taludes se llegaron a las siguientes conclusiones:

En este trabajo se pudo evidenciar que la mayor parte de fallas en los taludes estudiados son producto de la erosión hídrica en época de lluvias debido a la falta de protección de los mismos, lo cual origina en época lluvias un tipo de deslizamiento superficial debido al incremento de peso del suelo por la saturación superficial y el ángulo muy elevado de los diferentes taludes.

De todo el análisis mecánico realizado con el suelo en estudio muestra que los suelos son Según la clasificación AASHTO el talud N°1 y el talud N°2 corresponden a un suelo A-2-4 que nos indica la presencia de arcilla y arena y el talud N°3 corresponde a un suelo A-7- 6, que nos indica la presencia de arcilla inorgánicas de alta plasticidad

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, una vez realizado el ensayo de corte directo para la obtención del ángulo de fricción y la cohesión de los suelos de los tres taludes estudiados se obtuvo:

N°	Parámetro	Talud N°1	Talud N°2	Talud N°3
1	Cohesión del suelo	0,69	0,64	0,3
2	Angulo de fricción	34°	32°	4°

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 estos 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 trabajo

Debido a la complejidad del modelo de Espiral Logarítmico, y la disponibilidad de datos en la zona, el factor de seguridad de la estabilidad de talud ha sido evaluado con el aplicando las características propias de cada talud estudiado, donde se obtuvo los siguientes resultados:

ANGULO DE TALUD	Talud N°1	Talud N°2	Talud N°3
40°	2,80	1,93	2,08
45°	2,66	1,84	1,98
50°	2,53	1,74	1,88
55°	2,39	1,65	1,78
60°	2,24	1,55	1,67
65°	2,03	1,40	1,51
70°	1,93	1,33	1,44
75°	1,72	1,18	1,28
80°	1,48	1,02	1,10
81°	1,35	0,84	
85°	1,22		

De la tabla anterior se puede concluir que los tres taludes son inestables.

Debido a que el modelo de Janbu depende varios parámetros que son evaluados mediante ábacos que facilitan su cálculo, el factor de seguridad de la estabilidad de talud ha sido evaluado, aplicando las características propias de cada talud estudiado, donde se obtuvo los siguientes resultados para los diferentes taludes

ANGULO DE TALUD	Talud N°1	Talud N°2	Talud N°3
40°	2,61	1,80	1,95
45°	2,62	1,81	1,95
50°	2,45	1,69	1,82
55°	2,25	1,55	1,67
60°	2,09	1,44	1,56
65°	1,96	1,35	1,46
70°	1,83	1,26	1,36
75°	1,55	1,07	1,15
80°	1,45	1,00	1,08
81°	1,32	0,80	
85°	1,16		

De la tabla anterior se puede concluir que los tres taludes son inestables.

Una vez evaluado los tres taludes estudiados se obtuvo el talud optimo para cada uno de los taludes estudiados que se muestran en la siguiente tabla:

Talud N°1

MODELO	ANGULO DE TALUD OPTIMO	F.S.
JAMBU	80°	1,48
ESP. LOG.	75°	1,55

Talud N°2

MODELO	ANGULO DE TALUD OPTIMO	F.S.
JAMBU	55°	1,55
ESP. LOG.	60°	1,55

Talud N°3

MODELO	ANGULO DE TALUD OPTIMO	F.S.
JAMBU	60°	1,56
ESP. LOG.	65°	1,51

- El modelo de Janbu y el modelo de Espiral Logarítmica dan valores muy parecidos , sin embargo en este trabajo se pudo evidenciar que el modelo de Janbu da valores más conservadores, sin embargo no se puede afirmar que dicho modelo sea el mejor

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 de realizar varias probetas para obtener el mismo

Se debe de estudiar con mayor profundidad el modelo de Janbu usando un software adecuado

Se recomienda tomar varias muestras del material del que está compuesto un talud, es decir de distintos lugares, no solo 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.