



1. ASPECTOS GENERALES

1.1. ANTECEDENTES.

Los suelos pueden mejorarse para dar ciertas características deseadas. Esto dependerá del costo relativo de las alternativas que se plantea a ser utilizadas.

Investigaciones de las condiciones del suelo en los taludes indicarán si se quiere estabilizar estos mismos. Quizá sea necesario efectuar pruebas para comparar cuál de las alternativas que se planteara sea la más adecuada técnica y económica para la estabilización de los taludes.

Los taludes y laderas en carreteras son movimientos hacia abajo estos pueden estar compuesto de materiales como roca, suelo natural, o una combinación de ello.

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

1.2. JUSTIFICACIÓN

A lo largo de un camino o carretera se puede observar inclinaciones de terrenos que se la denomina ladera, que en un inicio estas se encontraban en un estado de equilibrio, pero luego la apertura de las carreteras se rompe el equilibrio natural por lo que se convierte en un peligro para la libre circulación de los transitan los por los mismos.

Es por esto que se pretende enriquecer con este trabajo algunas de las aplicaciones acerca de la estabilización de los taludes. De esta manera conseguir estabilidad en los taludes presentes en la carretera y no tener dificultades en el tránsito vehicular tanto de vehículos pesados como livianos evitando el transporte de los productos agrícolas.



En todos los países la infraestructura vial es uno de los componentes principales para el desarrollo económico, ya que ayuda en la integración nacional e internacional, también al desarrollo social y productivo; por lo que se puede asegurar que es de interés general de toda la población, y por tanto se debe asegurar que es de interés general de toda la población, y por tanto se debe contar con carreteras de primer nivel debido a que nuestra región es de tipo montañosa y para una carretera de primer nivel es indispensable realizar para un libre profundidad considerable.

En estos últimos años, la tecnología en carreteras ha tenido grandes avances, en métodos de diseño, materiales nuevos, mejor equipamiento para encarar obras de esta naturaleza, en ensayos de laboratorio, etc. Estos avances no solo están enfocados a los paquetes estructurales, sino también a los componentes de la carretera como por ejemplo los taludes, en el sentido de prever una posible falla, o realizando la estabilización de la zona tomando en cuenta las características física y mecánicas del suelo en cuestión.

1.3. OBJETIVOS

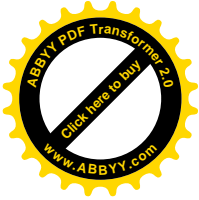
1.3.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo que se pretende alcanzar con este trabajo es el de realizar un estudio de técnico – económico entre los métodos Bishop y Fellenius, que garantice la estabilidad en este tipo de obras , a lo largo de su vida útil, aplicado en el tramo en estudio, La Plaqueta – Cañaveral.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos que se pretende alcanzar con el presente estudio son:

- a. Realizar una identificación de los diversos tipos de deslizamiento.
- b. Identificar el talud óptimo para cada uno de los métodos.
- c. Clasificación del tipo de suelo de los taludes a estudiar.
- d. Definir las propiedades físicas y mecánicas de los taludes mediante tablas.



- e. Determinación de las líneas de falla de los diferentes taludes.
- f. Comparar los taludes teóricos con los existentes actualmente.
- g. Determinar conclusiones y recomendaciones respecto al tema estudiado.

1.4. ALCANCE DEL TRABAJO

Es sabido que el desarrollo de un departamento, región o una nación va de acuerdo con el buen estado que puedan tener sus carreteras que las vincula entre sí, donde estas deben tener un funcionamiento y serviciabilidad, y por ello una buena estabilidad de sus taludes ya que en gran parte de nuestra región contamos con regiones montañosas, con lo es el tramo en estudio La Plaqueta – Cañaveral.

Para ello se pretende estudiar las propiedades de los materiales que conforman los taludes. Obtener mediante la comparación técnica el ángulo de talud óptimo mediante los métodos de Bishop y Fellenius.

Aplicar el recomendado mediante la comparación económica para lograr una eficiencia del mismo.

Presentar una descripción de los factores que afectan la estabilidad de los taludes en carreteras, además de realizar un análisis de enunciar los tipos de falla que suelen ocurrir con frecuencia, cuales son los causales para que ocurran estas fallas y por ende buscar una solución coherente para hacer la corrección correspondiente de las fallas por estabilizar.

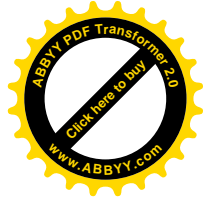
1.5. METODOLOGÍA

Los pasos que se pretende realizar para la ejecución del presente trabajo, es la obtención de la mayor cantidad de información posible para de esa manera por emplear en el análisis de la estabilidad de taludes mediante los métodos Bishop y Fellenius.

Para la recopilación de la información se pretende seguir con los siguientes pasos:



- 1) Recopilar la información de los lugares donde exista deslizamiento de los taludes.
- 2) Tomar muestras que sean representativas del lugar en estudio.
- 3) Extraer tres muestras y de cada una de ellas sacar los análisis de granulometría.
- 4) Obtener de cada de las muestras su Limite Liquido y su Limite Plástico.
- 5) Obtener de las muestras su Índice de Plástico.
- 6) Obtener el ángulo de rotura “ θ ”.



2. ANALISIS Y ESTUDIO DE ESTABILIDAD 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 de 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 comprensibles, y secos presentan una resistencia muy alta. Tienen colores que varía 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 comprensibles que casi resultan inadecuadas para soportar fundaciones.

Las Morenas

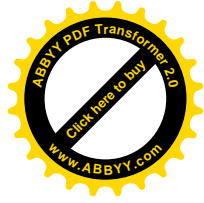
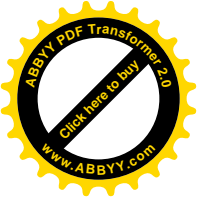
Son depósitos glaciares no estratificados de arcilla, limo, arena, canto rodado y piedras que cubren aquellas partes de la superficie rocosas que estuvieron bajo los hielos en los periodos de avance de los glaciares.

Las Tufas

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

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 de suelos, normalmente están constituidos por arcillas muy plásticas, más o menos compactadas.

Tosca

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

2.2. CLASIFICACION DE SUELOS

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar suelos. Los sistemas de clasificación granulométrica y los términos grava, arena, limo y arcilla aún tienen para muchos ingenieros un significado relacionado únicamente con el tamaño de las partículas constitutivas de esos suelos o fracciones.

A pesar de su sencillez, los criterios de clasificación puramente granulométricos resultan hoy poco apropiados, porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales (resistencia, compresibilidad, relaciones esfuerzo deformación, permeabilidad, etc.) resulta demasiado insegura y sujeta a excepciones y casos especiales.

El sistema más efectivo de clasificación de suelos es el propuesto por A. Casagrande y conocido con el nombre de sistema unificado de clasificación de suelos. El sistema clasifica a los suelos finos principalmente con base en sus características de plasticidad cuya correlación con las propiedades mecánicas básicas en consistencia

y confiable. Los suelos gruesos, mayores que la malla N° 200 (0.074 mm de abertura), se clasifican sobre todo con criterio granulométrico.

2.2.1. SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

La base del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es la Carta de Plasticidad, resultado de una investigación realizada por A. Casagrande en el laboratorio. En ésta investigación se vio que si se sitúan los suelos en un sistema coordinado que tenga el límite líquido en el eje de las abscisas y al Índice Plástico en el de las ordenadas, se agrupan de manera que encada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad, mecánicas e hidráulicas. En la fig. 1 aparece la gráfica de referencia, denominada carta de plasticidad.

El sistema unificado abarca tanto a los suelos gruesos como a los finos, distinguiéndose por el cribado a través de la malla N° 200, las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50 % de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas en peso, son finas.

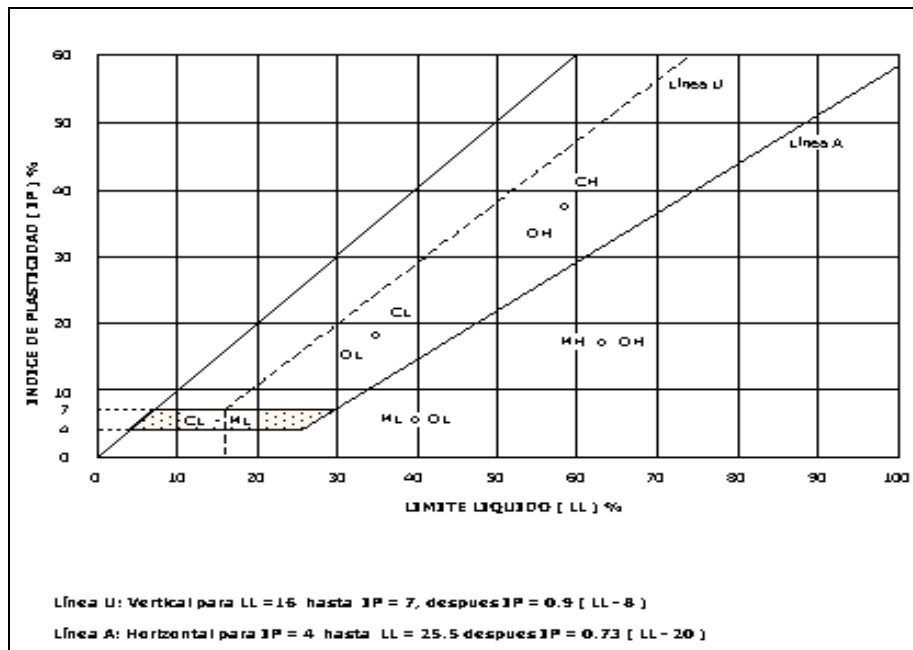
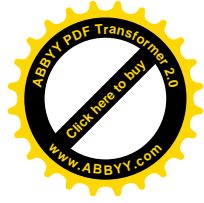


Figura 1: Carta de Plasticidad. Fuente: Howard (1984)



2.2.2. SUELOS GRUESOS

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo:

- Gravas y suelos en que predominan aquellas. Símbolo Genérico G (Gravel)
- Arenas y suelos arenosos. Símbolo S (Sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4. Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

- 1.- Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (Well Graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
- 2.- Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (Poorly Graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
- 3.- Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M. En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
- 4.- Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (Clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

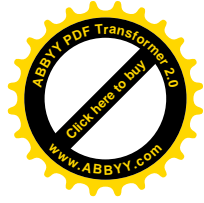
2.2.3. SUELOS FINOS

También en este caso, el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas que da lugar a las siguientes divisiones:

- 1.- Limos inorgánicos, de símbolo genérico M.
- 2.- Arcillas inorgánicas, de símbolo C (Clay).
- 3.- Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (Organic).
- 4.- Los suelos altamente orgánicos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente comprensibles, forman grupo de símbolo Pt (del inglés Peat turba).

Tabla 1: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Fuente: ASTM norma (2488)

DIVISIÓN PRINCIPAL		SÍMBOLO	NOMBRE TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN		
SUELOS DE GRANOS GRUESOS 50% o más es retenido en el tamiz N° 200	GRAVAS más de 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz N° 4	GRAYAS LIMPIAS	GW	Gravas bien gradadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos.	Cu = Mayor que 4 Cr = Entre 1 y 3	
			GP	Gravas y mezcla de gravas y arenas mal graduadas con poco finos o sin finos.		
		GRAYAS CON FINO	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.	Si los límites de Atterberg se localizan en el área sombreada se debe clasificar utilizando símbolos dobles.	
			GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.		
	ARENAS más de 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz N° 4	ARENAS LIMPIAS	SW	Arenas y arenas gravosas bien gradadas con pocos finos o sin finos.	Cu = Superior a 6 Cr = Entre 1 y 3	
			SP	Arenas y arenas gravosas mal graduadas con pocos finos o sin finos.		
		ARENA CON FINOS	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	Si no cumplen los criterios para SW	
			SC	Arenas limosas, mezclas de arena y arcilla.		
	SUELOS DE GRANOS FINOS 50% o más pasa por el tamiz N° 200	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido de 50% o inferior	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas.		
			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla.		
OL			Limos inorgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.			
LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido superior a 50%		MH	Limos inorgánicos, arenas finas o lomos micáceos o diatomeas, limos elásticos.			
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas			
		OH	Arcillas orgánicas en plasticidad alta a media.			
			PT	Turba, estiércol y otros suelos altamente orgánicos		Para la identificación visual y manual véase ASTM norma 2488



2.3. CLASIFICACIÓN A.A.S.H.T.O.

La clasificación ASSHTO no pretende identificar el suelo según su naturaleza (grava, arena, arcilla, limo), sino simplemente señalar que tipos de suelos son más útiles para la construcción de infraestructuras. Así se diferencian siete grupos de suelos, designados como A-1, A-2, A-3, hasta el A-7. Para la clasificación es suficiente realizar un análisis granulométrico y los límites de Atterberg de la fracción que pasa por el tamiz N° 40.

Los grupos A-1, A-2 y A-3 correspondiente a los suelos granulares, con un máximo de 35% pasando por el tamiz N° 200. Se trata de gravas, arenas y zahorras (mezclas de grava y arena) cuyo comportamiento en explanadas suele ser bueno a excelente, excepto los suelos A-2-6 y A-2-7 que por su elevada plasticidad se comportan como los suelos arcillosos, siempre que el porcentaje de finos supere un 15% - 20%. Para clasificar en la práctica a un suelo, se parte de la primera columna de la tabla hasta encontrar un grupo o subgrupo en el que encajen las características definidas por los ensayos. El grupo A-3 aparece antes que el A-2 por esta razón y no que los suelos que lo constituyen tengan mejores propiedades.

Los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 comprenden a los suelos limo-arcillosos, con más de un 35% de material pasado por el tamiz N° 200. Para su clasificación se atiende únicamente al límite líquido y al índice de plasticidad, según las zonas definidas en el gráfico de plasticidad de la fig. (Los subgrupos del grupo A-2 se definen también por el mismo procedimiento) El comportamiento de estos suelos en explanadas puede calificar en general de regular a malo.

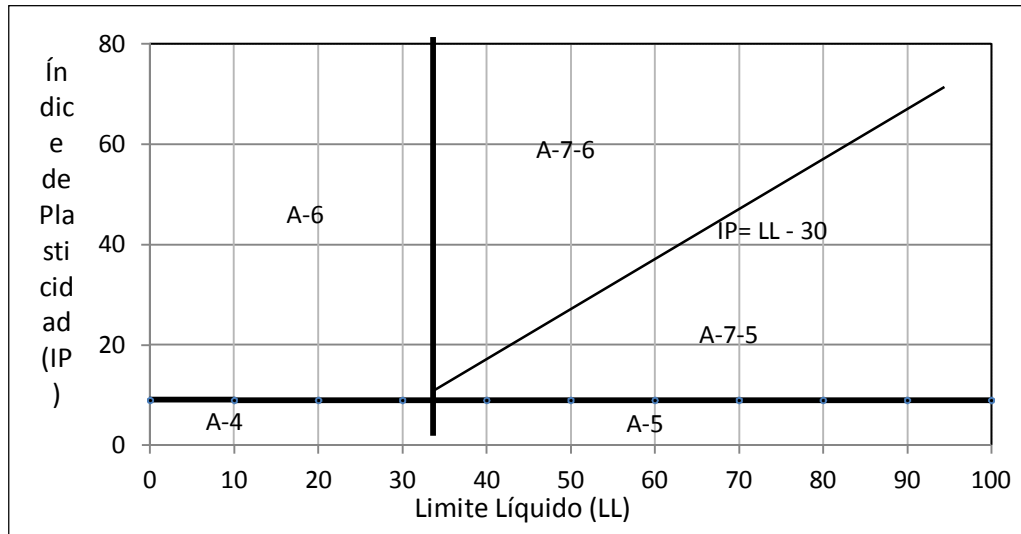


Figura 2: Carta de Plasticidad según AASHTO. Fuente: Kraemer (1992)

Los distintos grupos admiten suelos con porcentaje de finos y plasticidad muy diferentes, por lo que resulta conveniente una evaluación dentro de cada grupo. Para ello se utiliza el **índice de grupo** definido por la siguiente expresión:

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(IP - 10)$$

Dónde:

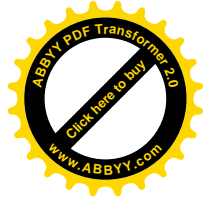
IG: Índice de grupo.

F: Proporción de finos (Pasa por el tamiz N° 200).

LL: Límite líquido.

IP: Índice de plasticidad.

Este índice toma valores entre 0 y 20 (o más), correspondiendo los menores valores a los mejores suelos. La clasificación contiene algunas indicaciones basadas en el valor del índice de grupo, pero son unas precisiones de un interés práctico menor.



El índice de grupo IG, se escribe entre paréntesis a continuación de los símbolos del grupo o subgrupo a que pertenece el suelo, como por ejemplo A-7-6 (16), lo que significa que es un suelo del sub-grupo A-7-6 con índice de grupo 16.

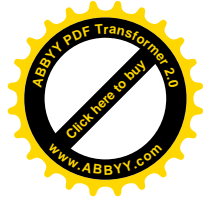
Sobre el índice de grupo pueden hacerse las siguientes observaciones:

- En términos generales, cuando mayor es el IG de un suelo, peor son sus cualidades como explanada o capa de asiento del firme. Así, por ejemplo, los suelos que pertenecen a los grupos A-1, A-3, A-2-4 y A-2-5 tienen un IG = 0 y pueden calificarse de buenos, en tanto que un índice de grupo de 20 o mayor corresponde a un suelo de muy mala calidad, en condiciones medias de drenaje y compactación.
- Los valores críticos del límite y del índice de plasticidad son respectivamente de 40 y 10.

El índice de grupo anteriormente no podía ser superior a 20. Actualmente puede tomar cualquier valor positivo. Si saliera negativo se expresará como cero (0).

Tabla 2: Características de suelos según A.A.S.H.T.O. Fuente: Kraemer (1992)

Grupo Suelos	Permeabilidad	Elasticidad	Cambio de Volumen	Capilaridad	Base de Pavimentos	Sub Base	Terraplenes	Valoración Escala
A-1	--	---	--	-	++	++	++	+++ Sobresaliente
A-2	-	++	+	m	-	m	+	++ Muy Alto
A-3	+	-	--	-	+	+	+	+ Alto



A-4	-	+	+ -	+++	-	-	+ -	m Moderado
A-5	-	m	++	+++	---	-	--	- Deficiente
A-6	---	-	++	++	--	--	-	-- Bajo
A-7	--	m	++	++	--	--	--	--- Muy Bajo

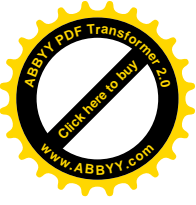
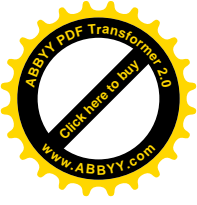


Tabla 3: Sistema de Clasificación de Suelos según A.A.S.T.H.O. Fuente: Pardillo, Rocci (2004).

Clasificación	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz N° 200)							Materiales Limoso Arcilloso (Más del 35% pasa el tamiz N° 200)			
General	A - 1		A - 3					A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
Grupo:	A - 1 - a	A - 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				A - 7 - 5
											A - 7 - 6
Porcentaje que pasa:											
N° 10 (2mm)	50 max.	-	-								
N° 40 (0,425 mm)	30 max.	50 max.	51 min.								
N° 200 (0,075 mm)	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.				36 min.			
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40											
Límite líquido	-		-	40 max	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min. (2)
Índice de plasticidad	6 max.		NP (1)	10 max	10 max.	11 min.	11 min.	10 min.	10 max.	11 min.	11 min.
Constituyentes Principales	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena Fina	Grava y Arena Arcillosa o Limosa				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Características como subgrado	Excelente a Bueno							Pobre a Malo			
(1):	No plástico										
(2):	El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor a LL menos 30										
	El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL menos 30										

2.4. 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.

Considere una carga P uniformemente distribuida sobre una placa de área A , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (Figura 3).

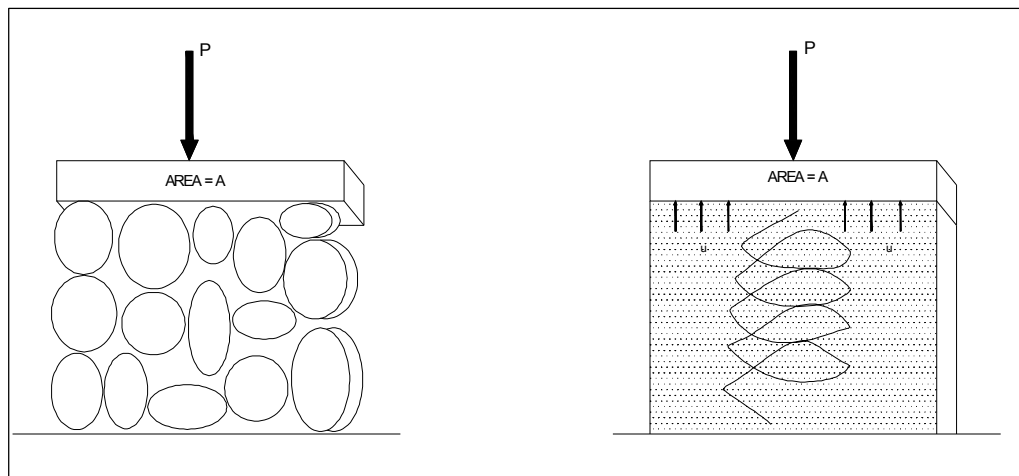
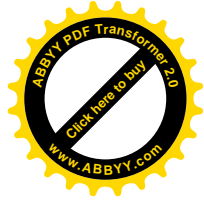


Figura 3: Distribución de los Efectos de una Carga Exterior

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 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 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 (Figura 5) Si μ es la presión del agua dentro de los vacíos y Av es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces μAv representara 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 Figura 5 se ha representado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente debe tenerse:

$$P = P' + \mu Av$$

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

$$\sigma = \bar{\sigma} + \mu \frac{Av}{A}$$

La ecuación anterior se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total, σ , ya definido, y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ 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 forma aparece también la relación $N = Av/A$ denominada relación del esfuerzo neutral, que valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal la ecuación del esfuerzo total puede escribirse sencillamente.

$$\sigma = \bar{\sigma} + \mu$$

2.4.1. PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. Para velocidades bajas, el flujo de agua 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 debajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es la velocidad crítica.

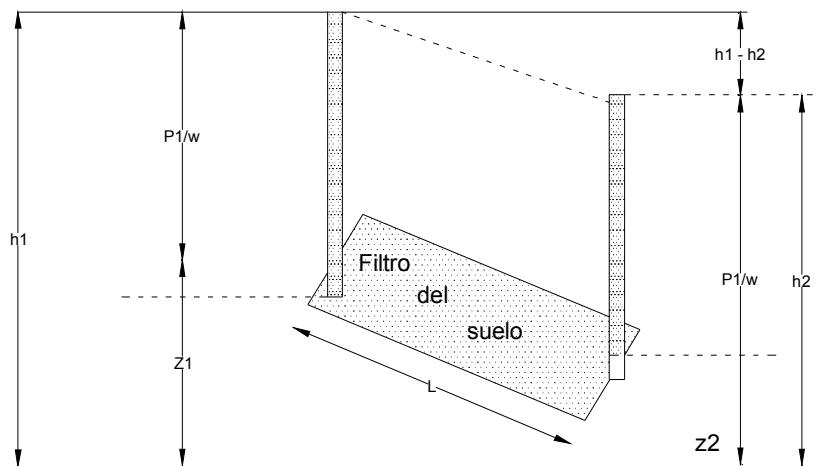


Figura 4: Esquema del Dispositivo Experimental de Darcy

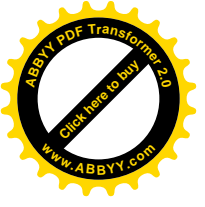
La teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henry Darcy, que se conoce hoy como ley de su nombre. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, que se reproduce esencialmente en la Figura 4, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto a través de la conducción queda expresado por:

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

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

i: Es el gradiente hidráulico.

K: Es el Coeficiente de permeabilidad.



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

$$Q = A \cdot v$$

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

$$v = K \cdot i$$

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 cual este resulta ser *la velocidad con que el agua a través del suelo cuando esta sometida a una gradiente hidráulico unitario*. Es obvio que el valor numérico de k refleja propiedades físicas del suelo y del flujo circulante.

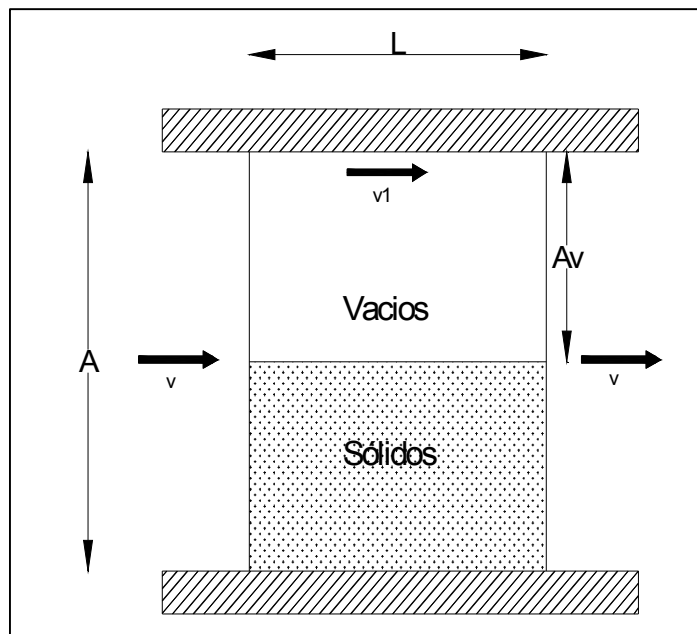
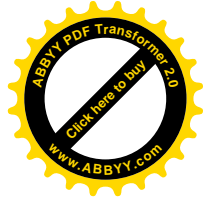


Figura 5: Esquema que ilustra la Distinción entre la Velocidad de Descarga y la de Filtración

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 Figura 5, se ve que si se



define una velocidad llamada de filtración (v_f) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto, $A v_f = A v$, y recurriendo a la definición de relación de vacíos.

$e = A v / (A - A v)$, se puede obtener la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga.

$$v_f = \frac{1 + e}{e} \cdot v$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es un velocidad “real”, puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Figura 5, si no que el flujo ocurren a través de una serie de canalículos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo.

La permeabilidad de los suelos está influida por las 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.

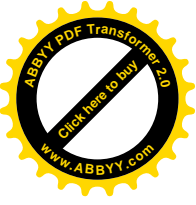
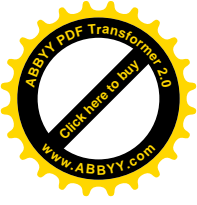
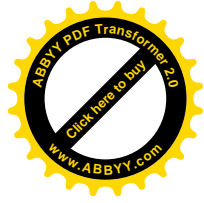


Tabla 4: Muestra del Coeficiente de Permeabilidad para Diferentes Características de los Suelos

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 ORGÁNICOS O INORGÁNICOS, MEZCLAS DE ARENA, LIMO Y ARCILLA, MORENA, DEPÓSITOS DE ARCILLA E ESTRATIFICADA, ETC.			SUELOS IMPERMEABLES COMO ARCILLAS HOMOGÉNEAS QUE SE HALLAN DEBAJO DE LA ZONA DE METEORIZACIÓN	
					SUELOS IMPERMEABLES QUE HAN SUFRIDO ALTERACIONES POR LA VEGETACIÓN				
DETERMINACIÓN DIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	PRUEBA DIRECTA DEL SUELO EN SU POSICIÓN ORIGINAL DA BUEN RESULTADO SI SE EJECUTA LA PRUEBA DEBIDAMENTE. SE REQUIERE GRAN EXPERIENCIA								
	CONSTANTE SE REQUIERE, POCA EXPERIENCIA								
				DA BUEN RESULTADO SE REQUIERE POCA EXPERIENCIA	PERMEÁMETRO DE NIVEL VARIABLE SE REQUIERE MUCHA EXP. PARA INTERPRETAR CORRECTAMENTE LOS RESULTADOS		DA REGULAR RESULTADO SE REQUIERE GRAN EXPERIENCIA		



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 universal aceptada del concepto de falla; pueda que esta palabra signifique 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 teoría establecida por Coulomb, dice que en un material falla cuando el esfuerzo cortante actúa en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor:

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

τ = Esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

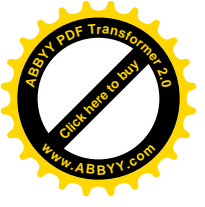
c = Cohesión del suelo supuestamente constante.

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:

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



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 comprende a los suelos granulares como un caso particular.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorio 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 la que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento τ_f , puede relacionarse con σ por una expresión del tipo:

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

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.

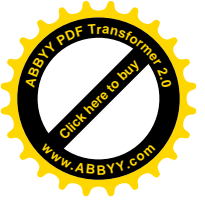
Coulomb estableció históricamente concepto de cohesión. Al observar que algunos materiales (arcillas) presentaban resistencia bajo presión normal exterior nula. De esta manera postulo como ley de resistencia para materiales la expresión:

$$s = \tau_f = c$$

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”.



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

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos (arcilla), de manera que ésta disminuye si aquella aumenta. Una explicación posible estiba en que, 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 llegue el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan sustancialmente.

Pruebas para la resistencia 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 5 aparece un esquema del dispositivo. El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo. Dos piedra una superior y otro inferior proporcionan drenaje libre a muestra 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 falta 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 falta, o graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

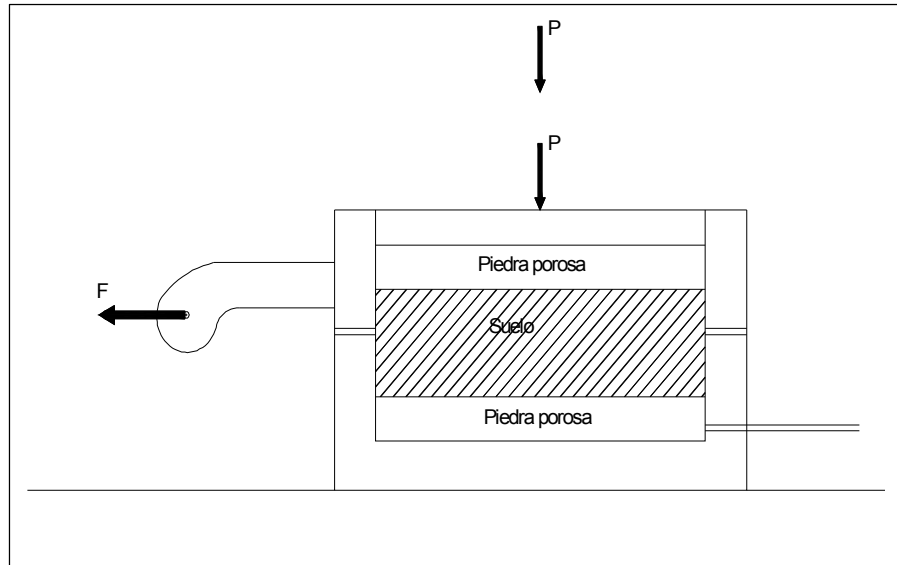
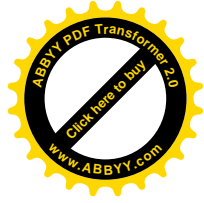


Figura 6: Esquema del Aparato de Corte Directo

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

- ✓ Sin drenaje, en que no 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 neutras tanto al aplicar el esfuerzo normal como durante la aplicación 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 cual 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. 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 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.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es solo 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 esfuerzo principal mayor y menor, respectivamente.

3. ANALISIS Y ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

3.1. DEFINICIÓN DE TALUD

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras 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, según sea la génesis de su formación: en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural (desmontes), en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes.



Foto 1: Vista del talud que forma parte de un terraplén

El resultado del deslizamiento de un talud puede ser a menudo catastrófico, con la pérdida de considerables bienes y muchas vidas. Por otro lado el costo de rebajar un talud para alcanzar mayor estabilidad suele ser muy grande. Es por esto que la estabilidad se debe asegurar, pero un conservadorismo extremo sería antieconómico.

3.2. NOMENCLATURA DE UN TALUD

En el talud se definen los siguientes elementos constitutivos:

- Altura
- Pie
- Cabeza o escarpe
- Altura de nivel freático
- pendiente

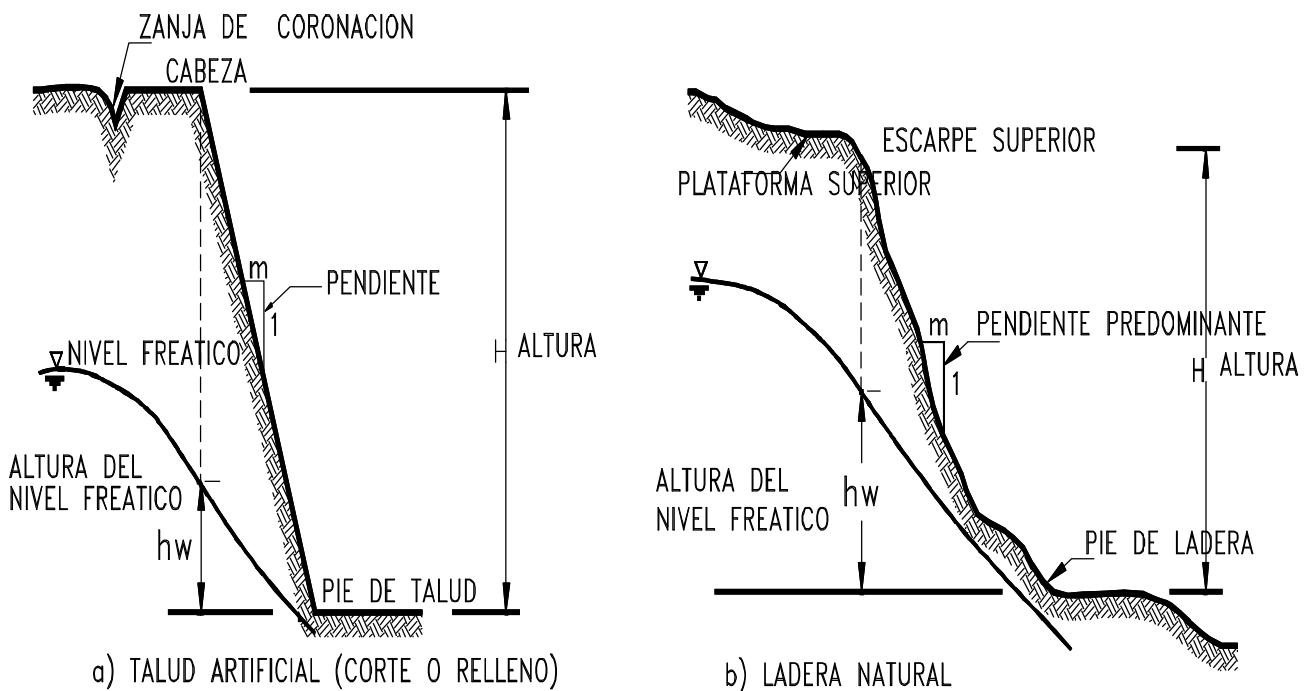
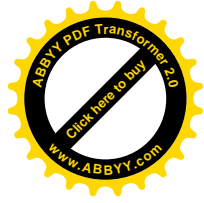


Figura 7: Nomenclatura de taludes y laderas



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

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

Cabeza o escarpe: Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.

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

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

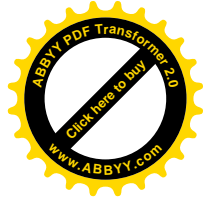
Ejemplo: *Pendiente: 45°, 100%, o 1H: 1V.*

Existen, además, otros factores topográficos que se requiere definir como son longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.

3.3. DEFINICIÓN DE ESTABILIDAD

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

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría



motivos para pensar en “problemas de estabilidad de taludes”, pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquel al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más empinado.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes contruidos por el ingeniero. Dentro de éstos deben verse como esencialmente distintos los problemas de los cortes de laderas y los de los terraplenes. Las diferencias 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 primaron a lo largo de tal historia y de la influencia del hombre que ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado.

3.4. DESLIZAMIENTO

Se denomina deslizamiento a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa del mismo.

Los deslizamientos pueden producirse de distintas manera, es decir en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente, etc. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones al pie del talud. Sin embargo, existen otros casos donde la falla se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales debido a filtraciones de agua, etc.

Los tipos de fallas más comunes en taludes son:

- Deslizamientos superficiales (creep)
- Movimiento del cuerpo del talud
- Flujos

3.4.1. Deslizamientos superficiales (creep)

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo. Se refiere esta 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 involucrar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento.



Foto 2: Deslizamiento producido por la saturación del suelo. Además puede observarse la inclinación de los árboles respecto de la vertical, lo que hace pensar que se está ante la presencia de creep.

Existen dos clases de deslizamientos: **el estacional**, que afecta solo a la corteza superficial de la ladera que sufre la 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, en consecuencia, solo se puede atribuir al efecto gravitacional. El

primero en mayor o menor grado siempre existe, variando su intensidad según la época del año; en cambio el segundo son prácticamente constantes.

El fenómeno es más intenso cerca de la superficie, la velocidad del movimiento ladera debajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez se excede la de algunos centímetros al año.

El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero cuando nota que los árboles y postes están inclinados respecto de la vertical, cuando se evidencian agrietamientos o escalonamientos en el talud.

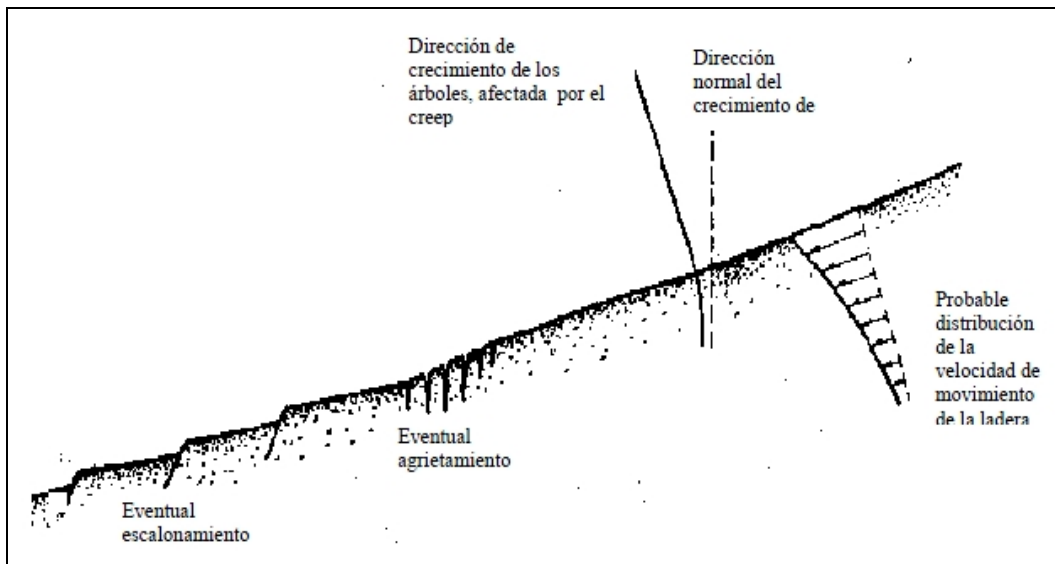
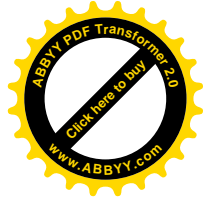


Figura 8: Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial (creep)

3.4.2. Movimiento del cuerpo del talud

Puede ocurrir en taludes movimiento bruscos que afecten a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo, interesando o no al terreno de fundación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia al corte del material; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla.



Estos fenómenos se los denomina “deslizamientos de tierras” y puede estudiarse dos tipos bien diferenciados.

3.4.2.1. Falla rotacional

En el primer lugar se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin mayor error a una circunferencia, aunque pueden existir formas algo diferentes, en la que por lo general influye la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y naturaleza de los materiales. Estas fallas son llamadas de rotación.

Este tipo de fallas ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico este regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor cuanto mayor sea al pendiente.

Las fallas por rotación se denominan según donde pasa el extremo de la masa que rota. Puede presentarse pasando la superficie de falla por el cuerpo del talud (falla local), por el pie, o adelante del mismo afectando al terreno en que el talud se apoya (falla en la base). Cabe señalar que la superficie de este último tipo de falla puede profundizarse hasta llegar a un estrato más resistente o más firme de donde se encuentra el talud, provocando en este punto un límite en la superficie de falla.

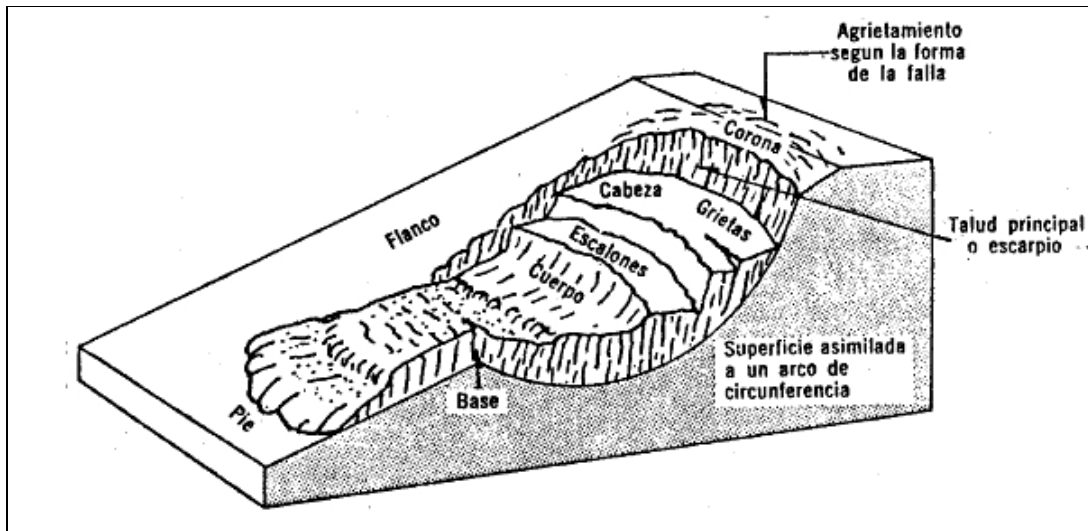


Figura 9: Nomenclatura de una zona de falla

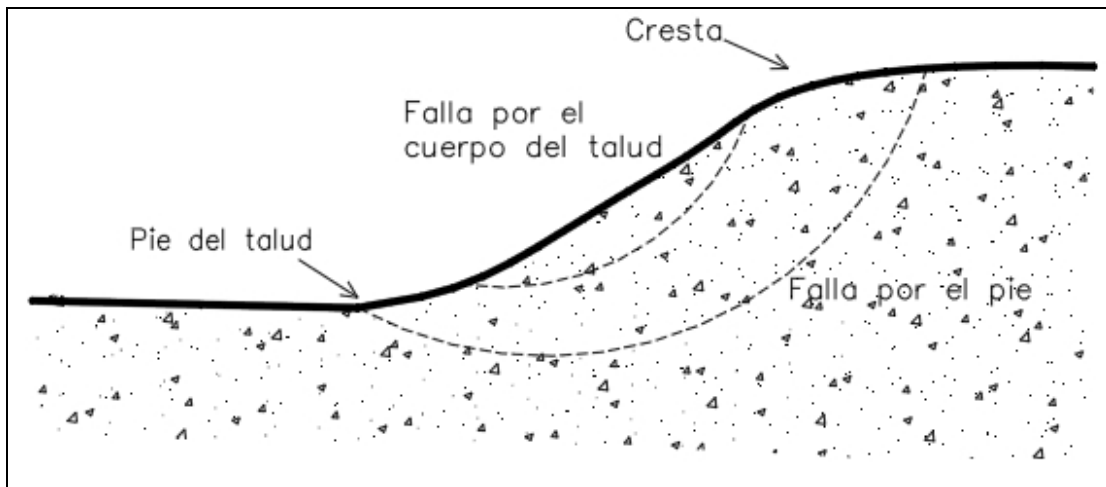
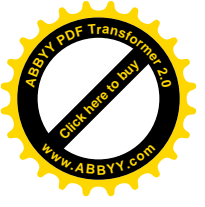


Figura 10: Distintos tipos de falla

3.4.2.2. 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 del talud.



La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos con superficies curvas que llegan al exterior formando agrietamientos.

Los estratos débiles que favorecen estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, 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 de estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias de la región.

Las fallas del material en bloque, muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos, producto de la meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión.

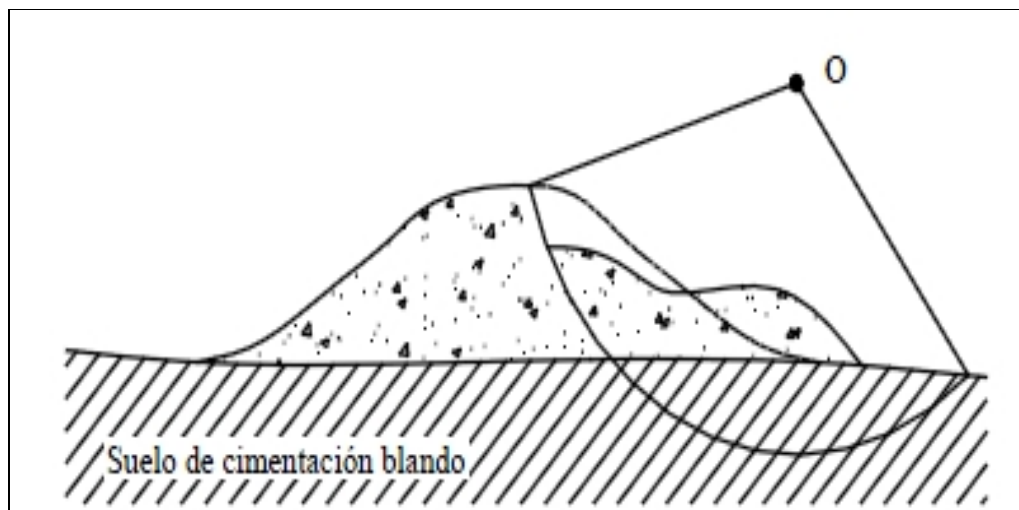


Figura 11: Falla de base

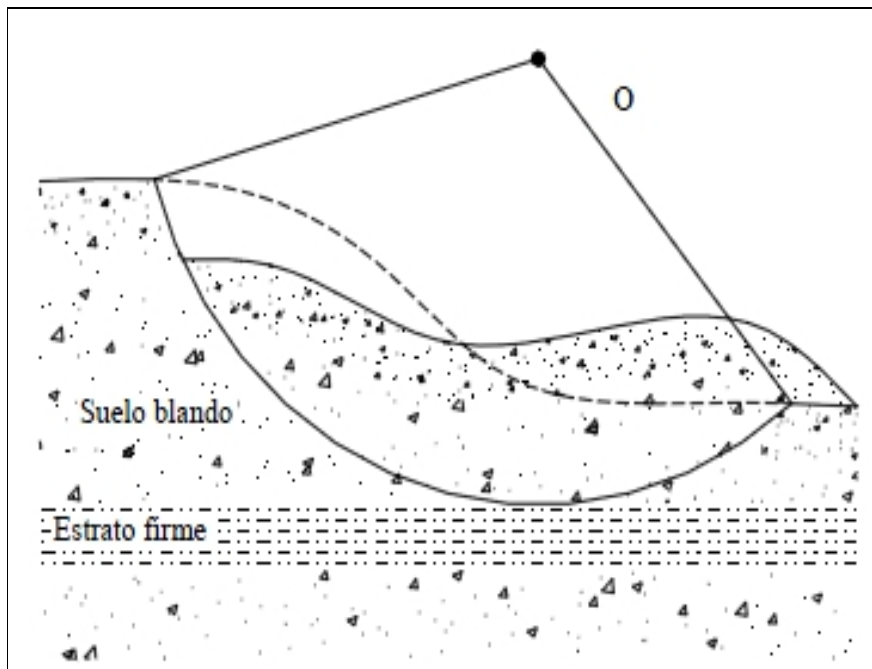


Figura 12: Falla limitada por un estrato firme

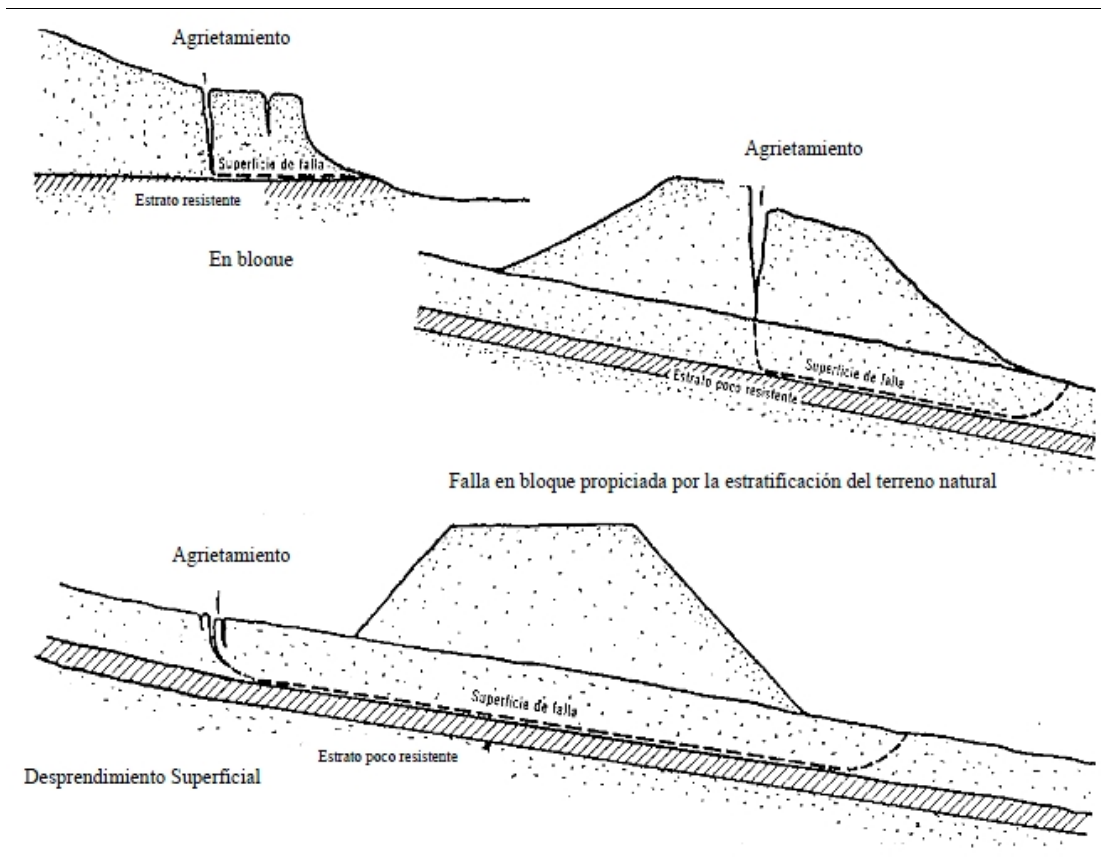


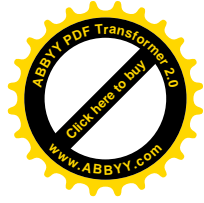
Figura 13: Tipos de fallas traslacionales

3.4.2.3. 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 se asemeja al 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; también son frecuentes los flujos en lodo.

El flujo en materiales relativamente secos comprende en primer lugar a los fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalancha) hasta los que ocurren lentamente. Afecta a grandes masas de fragmentos y suelen ser de catastróficas



consecuencias. En segundo lugar se puede encontrar deslizamientos producidos por la licuación de la estructura de los lodos, asociado muchas veces a temblores.

Los flujos de tierra (materiales no demasiados húmedos) generalmente ocurren al pie de los deslizamientos del tipo rotacional en el cuerpo del talud. Por lo común estos deslizamientos retienen a la vegetación original, así como la estratigrafía y aspecto general de la formación en la que ocurrió el deslizamiento.

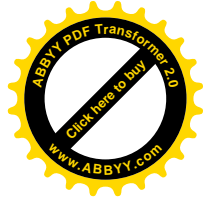
En los flujos de lodo, el deslizamiento ocurre en materiales finos con muy alto contenido de agua. La forma típica del deslizamiento es análoga al avance de un glaciar y la velocidad de desplazamiento puede variar desde unos pocos centímetros por año hasta la correspondiente a deslizamientos catastróficos. En los flujos lentos es común que en la velocidad del movimiento influyan las variaciones estacionales del clima, en tanto que los flujos rápidos suelen seguir épocas de violenta precipitación pluvial.

Los flujos de lodo muy rápidos se presentan muchas veces en laderas de las que se ha removido la cobertura vegetal por alguna razón comenzando en muy modestas proporciones y creciendo rápidamente transportando el suelo sobre el que pasa, formándose auténticos ríos de lodo.

3.5. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

La naturaleza y la homogeneidad de los materiales son básicas para plantear y definir el problema de la estabilidad de un talud en cualquiera de sus múltiples aspectos. El ingeniero, como es en él usual, analiza estos problemas tratando de extraer los suficientes conocimientos de carácter general como para poder establecer un modelo matemático en el que el analizar la estabilidad sea una simple cuestión de lápiz y papel y aplicación de tal o cual procedimiento matemático o secuencia de cálculo algebraico.

Los métodos de cálculo, para definir la estabilidad, establecen un mecanismo cinemático de falla, extraído naturalmente de la experiencia, con base en el cual se



analizan las fuerzas tendientes a producir el movimiento como fuerzas de gravedad, filtración, presión de agua, etc. (fuerzas motoras), las cuales se han de comparar por algún procedimiento con las fuerzas que son capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca como resistencia del terreno, raíces y otras (fuerzas resistentes). Es decir, que la estabilidad se entiende como la seguridad de una masa de tierra contra la falla o el movimiento. Así todos los métodos de cálculo en boga están ligados a un mecanismo cinemático de falla específico, por lo que solo serán aplicables a aquellos problemas en que la falla sea del tipo que se considera.

El propósito del cálculo de la estabilidad se centra en dos temas principales. El primero es determinar la resistencia media al corte “s” de los suelos a partir de deslizamientos ya producidos. El segundo punto a tratar es la determinación del coeficiente de seguridad “F” que define la estabilidad del talud.

3.5.1. Cálculo de “s” a partir de deslizamientos ocurridos

Durante la construcción, suelen a veces producirse roturas locales de los taludes de desmontes o de terraplenes. Dichas roturas indican que el valor medio de la resistencia mínima al corte ha sido sobrestimado y estos deslizamientos ofrecen una oportunidad excelente para valorar la resistencia mínima real, y evitar nuevos accidentes en la obra cambiando el proyecto en función de los nuevos datos. El procedimiento a seguir consiste en determinar por medio de perforaciones o excavaciones, la posición de la superficie de deslizamiento, computar los pesos de las distintas partes de la masa que tendió a producir o a oponerse al deslizamiento, y calcular la resistencia media al corte s del suelo que resulta necesaria para satisfacer las condiciones de equilibrio.

El método que se utiliza para determinar la resistencia media al corte de los suelos, en función de los datos que se pueden obtener de deslizamientos ocurridos viene ilustrado en la Figura 8.

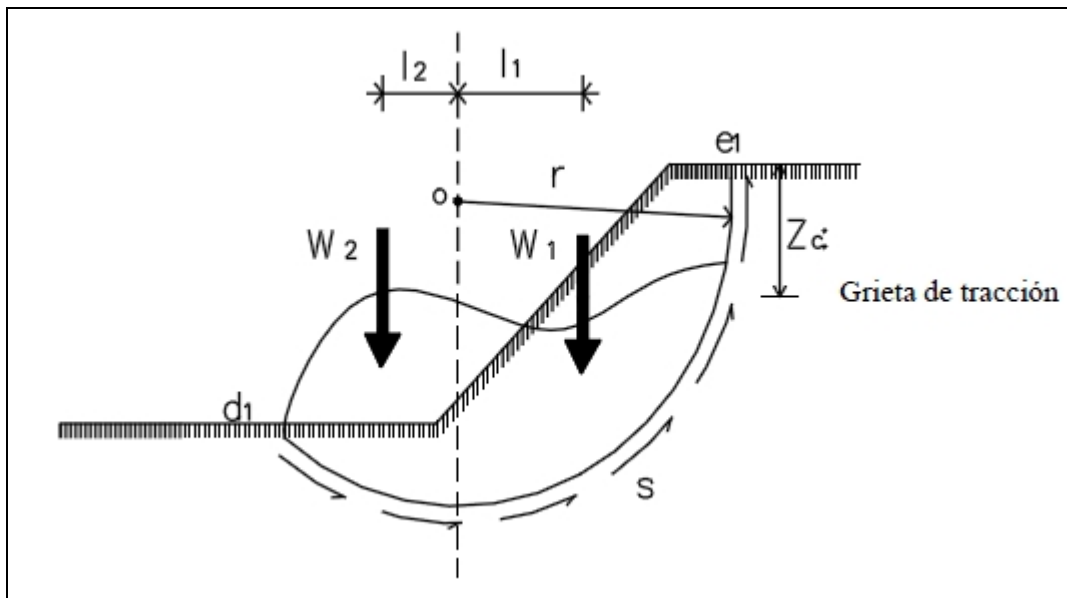


Figura 14: Equilibrio de fuerzas en un deslizamiento producido

Por medio de mediciones en el terreno, se obtiene la profundidad z_c de las fisuras de tracción y de la forma de la superficie de deslizamiento. La línea de deslizamiento se sustituye luego por un arco de círculo de radio r y de centro en O . planteando sumatoria de momentos alrededor del punto O se obtiene:

$$W_1 I_1 = W_2 I_2 + s r d_1 e_1$$

Despejando s :

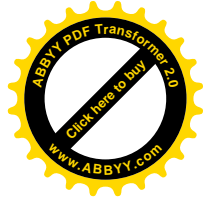
$$s = \frac{W_1 I_1 - W_2 I_2}{r d_1 e_1}$$

W_1 : peso de la masa de suelo situado a la derecha de la línea punteada

W_2 : peso de la masa de suelo situado a la izquierda de la línea punteada

3.5.2. Taludes en arena seca sin cohesión

Un talud de arena limpia es estable cualquiera sea su altura, siempre que el ángulo β entre el talud y la horizontal sea igual o menor que el ángulo de fricción



interna Φ de la arena en estado suelto. El coeficiente de seguridad del talud con respecto a su deslizamiento puede expresarse por la relación siguiente:

$$F = \frac{\tan \Phi}{\tan \beta}$$

Cualquiera sea su altura, la existencia de taludes con ángulos de inclinación mayores de Φ es una imposibilidad en caso de arenas limpias.

3.5.3. Taludes en suelos puramente cohesivos

La resistencia media al corte s de la superficie potencial de deslizamiento de una arcilla blanda homogénea saturada bajo condiciones no drenadas ($\Phi = 0$) es aproximadamente a la mitad de la resistencia a la compresión simple q_u de la arcilla. A este valor se lo denomina cohesión c

$$s = \frac{1}{2} q_u = c$$

Conocido c , altura crítica H_c de un talud con ángulo de inclinación β puede expresarse por la ecuación siguiente:

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma}$$

En esta ecuación, el coeficiente de estabilidad N_s , es un numero sin dimensiones cuyo valor depende solo del ángulo β del talud y del factor de profundidad n_d (Figura 7) que expresa la profundidad a que la arcilla descansa sobre una base firme.

Según esta figura la rotura de todos los taludes con un ángulo mayor a 53° se produce por un círculo de pie. Si β es menor de 53° , el tipo de rotura depende del valor del factor de profundidad n_d y para valores bajos de n_d también el ángulo β del talud. Si n_d es igual a 1 la rotura del talud se produce por un círculo de talud, y si n_d es mayor que 4, el talud se desliza por un círculo del punto medio, tangente a la base

firme, cualquiera sea el valor de β . Para valores intermedios, la rotura se produce por un círculo de talud si el punto que representa los valores de n_d y β se halla por encima del área sombreada de la figura. Si el punto se halla dentro del área sombreada el círculo crítico es un círculo de pie. Por último, si el punto se encuentra debajo de dicha área, el talud se rompe por un círculo del punto medio tangente a la base firme.

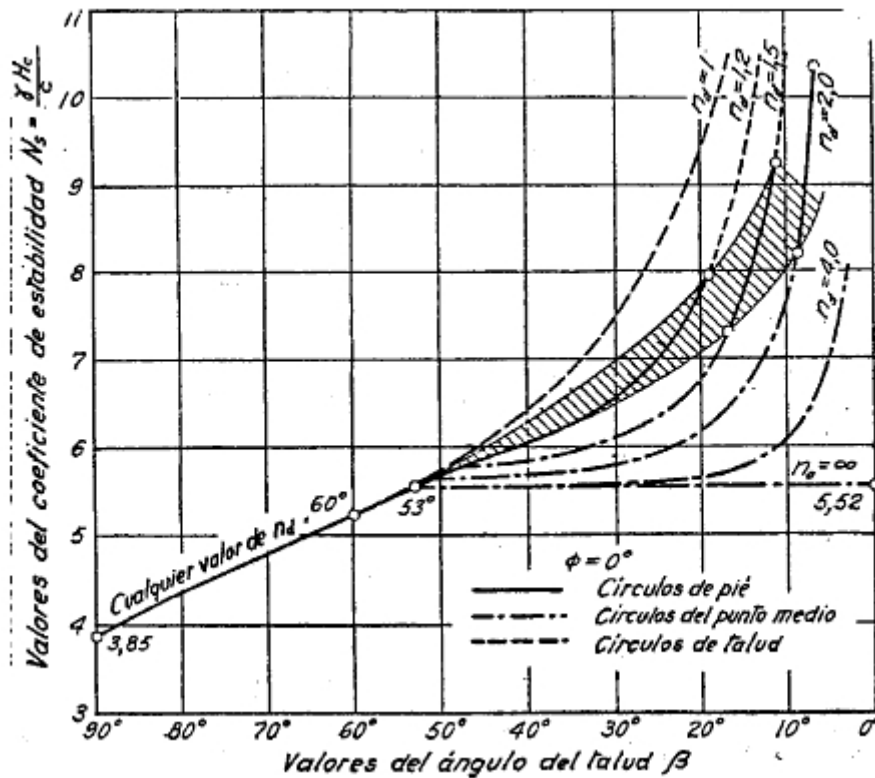


Figura 15: Relación para material sin fricción entre el ángulo del talud β y el coeficiente N_s

3.5.4. Taludes irregulares en suelos no uniformes. Método de las fajas

Si el talud tiene una superficie irregular de modo que no puede ser representado por una línea recta, o si existe la posibilidad de que la superficie de deslizamiento pase a través de varios materiales con diferentes valores de cohesión (c) y del ángulo de fricción interna (Φ), la estabilidad se puede analizar convenientemente utilizando el *método de las fajas*.

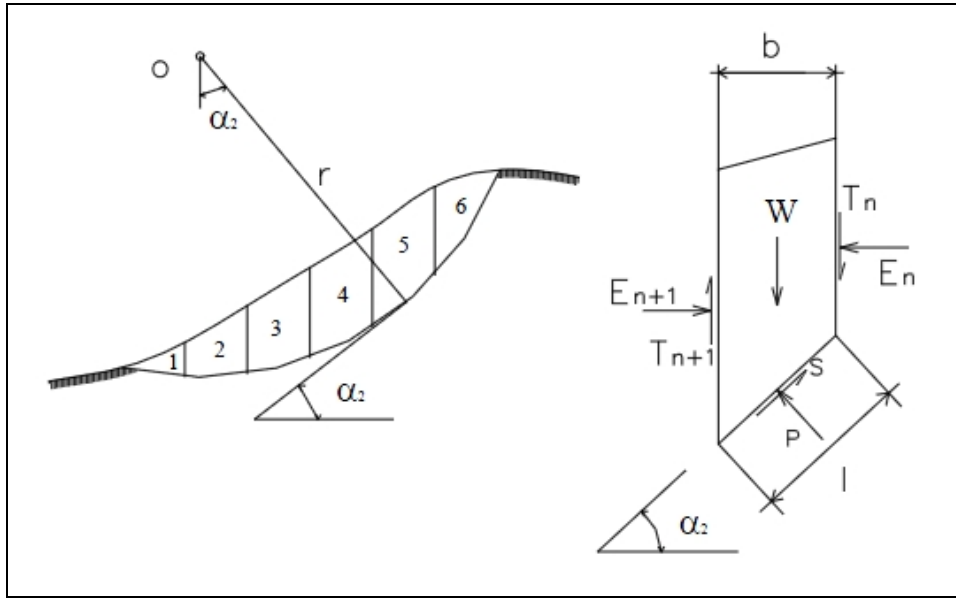


Figura 16: Relaciones geométricas para una superficie de deslizamiento circular y diagrama de cuerpo libre de una faja.

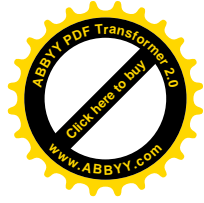
De acuerdo con este procedimiento se elige un círculo tentativo y la masa deslizante se subdivide en un número de fajas verticales. Cada faja está solicitada por su propio peso W y por las fuerzas de corte T y normales E en sus caras laterales, y por un conjunto de fuerzas en su base que son la fuerza de corte S y la normal P . Las fuerzas que actúan en cada faja deben satisfacer las condiciones de equilibrio. Las fuerzas T y E dependen de la deformación y de las características tenso-deformación del material que desliza. Como no pueden ser evaluadas rigurosamente, por simplificación se suponen iguales a cero. Además de ésta hipótesis se supone que existe un estado plano de deformaciones y la presión de poros es nula.

El equilibrio del conjunto de la masa deslizante requiere que:

$$r \sum W \sin \alpha = r \sum s$$

Si s es la resistencia unitaria al corte a lo largo de I , resulta:

$$S = \frac{s}{F} I = \frac{s}{F} \frac{b}{\sin \alpha}$$



y por lo tanto:

$$r \sum W \sin \alpha = \frac{r}{F} \sum \frac{sb}{\cos \alpha}$$

de lo cual se deduce:

$$F = \frac{\sum \frac{sb}{\cos \alpha}}{\sum W \sin \alpha}$$

La resistencia unitaria al corte s está determinada por la ecuación:

$$s = c + p \tan \alpha$$

Donde p es la tensión normal que actúa en la superficie de deslizamiento I . para evaluar p se debe considerar el equilibrio vertical de la faja, de la cual se obtiene:

$$W = S \sin \alpha + P \cos \alpha$$

Y:

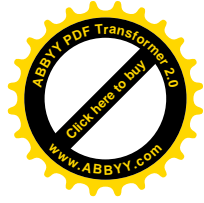
$$p = \frac{P}{I} = \frac{P \cos \alpha}{b} = \frac{W}{b} - \frac{s}{b} \sin \alpha$$

Por lo tanto:

$$s = c + \left(\frac{W}{b} - \frac{s}{b} \sin \alpha \right) \tan \phi = c + \left(\frac{W}{b} - \frac{s}{F} \tan \alpha \right) \tan \phi$$

Y de dónde:

$$s = \frac{c + \frac{W}{b} \tan \phi}{1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{F}}$$



Si se llama:

$$m_{\alpha} = \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right) \cos \alpha$$

Resulta:

$$F = \frac{\sum \frac{(cb+W \tan \phi)}{m_{\alpha}}}{\sum W \sin \alpha}$$

La última ecuación que produce el coeficiente de seguridad F para el círculo tentativo que se está analizando, contiene en el segundo miembro la cantidad m_{α} que es a su vez función de F . Por esto la ecuación debe resolverse por aproximaciones sucesivas en las cuales se adopta un valor $F = F_1$, que se usa en el cálculo de m_{α} para el cálculo de F . Si el valor de F difiere en forma significativa de F_1 , el cálculo se repite. La convergencia es muy rápida. Los cálculos se facilitan utilizando el siguiente gráfico, del cual se pueden obtener los valores de m_{α} .

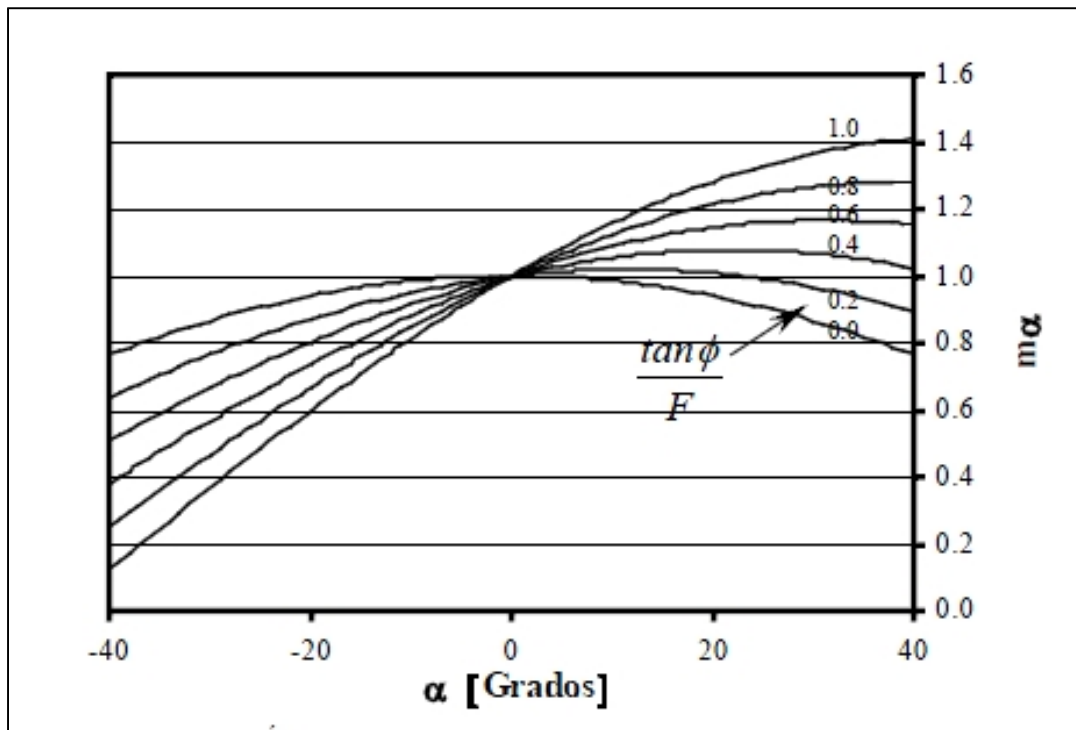
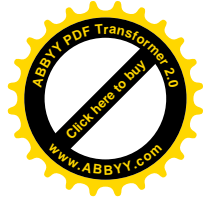


Figura 17: Ábaco para evaluar el coeficiente m_{α}



Teniendo en cuenta que los cálculos se refieren solamente a un círculo tentativo, estos deben repetirse para otros círculos hasta obtener el mínimo valor de F .

3.5.5. Método de las fajas en presencia de presión de poros

En general, el talud suele estar parcialmente sumergido y además se desarrollan presiones de poros a lo largo del círculo tentativo (Figura 12). La magnitud de estas presiones depende de las condiciones del problema. En algunos casos éstas pueden ser estimadas por medio de una red de filtración, por medio de ensayos de suelo o en base a observaciones realizadas en el terreno. Si el nivel de la superficie del agua se denota por $A - A$, el peso W de la faja se puede escribir como:

$$W = W_a + W_b + z \cdot b \cdot \gamma_w$$

En el cual W_a es el peso de la parte de la faja situada encima de $A-A$. W_b es el peso de la parte situada por debajo de $A-A$ y $z \cdot b \cdot \gamma_w$ es el peso de un volumen de agua igual al de la porción sumergida de la faja.

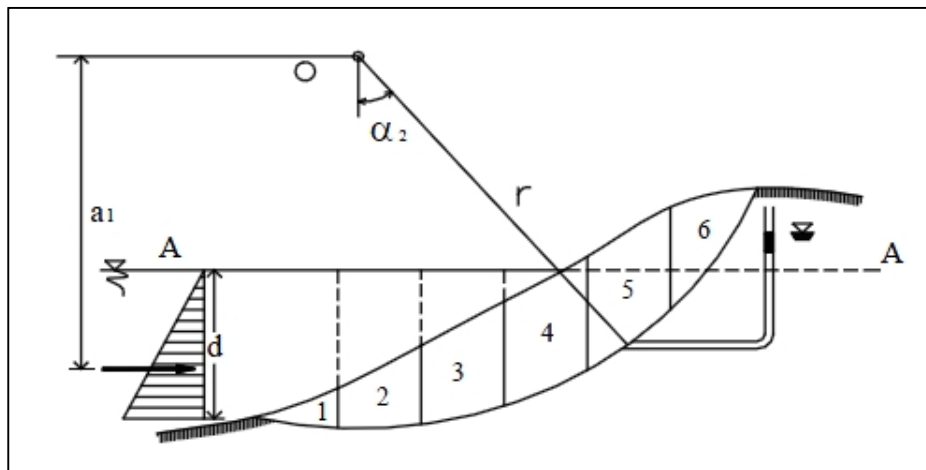


Figura 18: Perfil transversal en presencia de la napa freática

Si toda la faja está situada debajo del nivel freático como la faja 3 (Figura 10), el peso del agua situada encima de la faja debe ser incluido en la expresión $z \cdot b \cdot \gamma_w$. La presión de poros en el punto medio o de la base de la faja es igual a $z \cdot \gamma_w + u$, donde u es la sobrepresión de poros con respecto al nivel externo del agua. Si el nivel del agua

externo A – A está ubicado por debajo de o' en la base de la faja, la presión de poros en o' es h/γ_w , donde h es la altura hasta la cual el agua sube en un piezómetro en o' . Si la presión de poros se debe a la capilaridad, h es negativa.

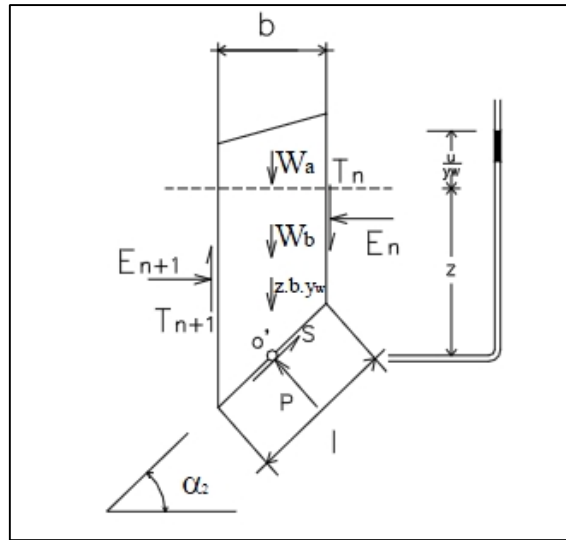


Figura 19: Equilibrio de fuerzas de una faja típica

Teniendo en cuenta que las fuerzas que actúan sobre una faja están en equilibrio, éstas pueden ser representadas por un polígono de fuerzas.

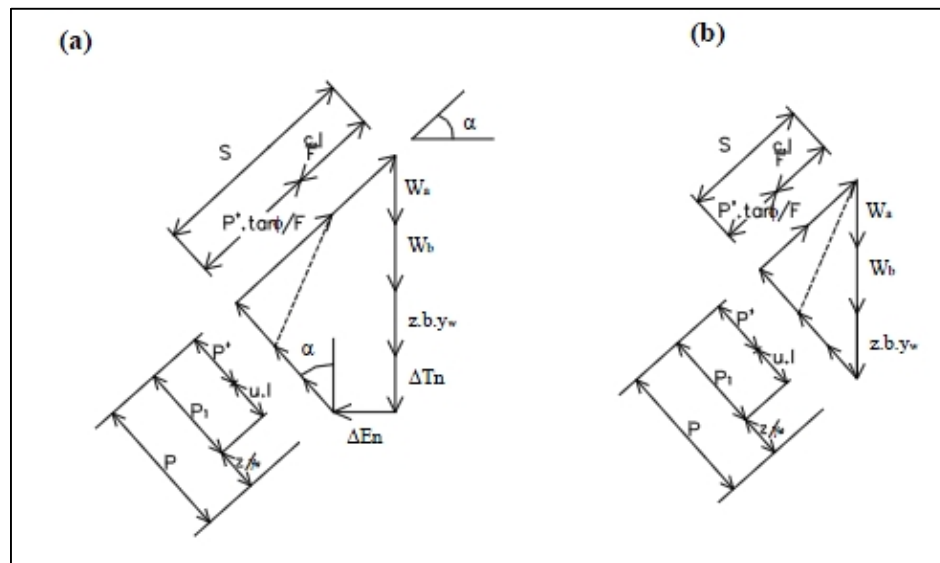
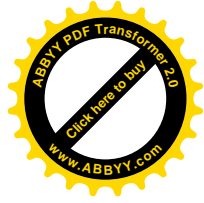


Figura 20: (a) Polígono de fuerzas considerando todas las fuerzas. (b) Composición vectorial de fuerzas despreciando las T y E.



La fuerza normal \mathbf{P} consta de una componente efectiva \mathbf{P}' , de la fuerza $\mathbf{u}l$ causada por la sobrepresión de poros, y de las fuerzas $\mathbf{z} \cdot \mathbf{b} \cdot \gamma_w$ causada por la presión hidrostática del agua con respecto a A-A. La resistencia \mathbf{t} a lo largo de la superficie de deslizamiento es igual a:

$$t = \frac{s}{F} = \frac{c + \bar{p} \tan \phi}{F} = \frac{c + \left(\frac{P}{l} - z \cdot \gamma_w - u\right) \tan \phi}{F}$$

De donde:

$$S = t \cdot l = \frac{c \cdot l + (P - z \cdot l \cdot \gamma_w) \tan \phi}{F} = \frac{c \cdot l + P' \tan \phi}{F}$$

El equilibrio de momentos de todo el deslizamiento con respecto al centro del círculo tentativo requiere que:

$$\begin{aligned} \sum (W_a + W_b + z \cdot b \cdot \gamma_w) \cdot r \cdot \sin \alpha &= \sum S \cdot r + \frac{\gamma_w \cdot d^2 \cdot a_1}{2} \\ &= \frac{1}{F} \sum (c \cdot l + P' \tan \phi) r + \frac{\gamma_w \cdot d^2 \cdot a_1}{2} \end{aligned}$$

Teniendo en cuenta que el agua situada debajo del nivel A - A está en equilibrio resulta:

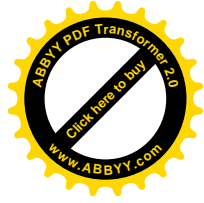
$$\sum z \cdot b \cdot \gamma_w \cdot r \cdot \sin \alpha = \frac{\gamma_w \cdot d^2 \cdot a_1}{2}$$

De donde se obtiene:

$$\sum (W_a + W_b) \cdot r \cdot \sin \alpha = \frac{1}{F} \sum (c \cdot l + P' \tan \phi) r$$

Y:

$$F = \frac{\sum (c \cdot l + P' \tan \phi)}{\sum (W_a + W_b) \sin \alpha}$$



(1)

El valor de F de esta última ecuación depende de P' , que puede ser determinado por medio de un polígono de fuerzas (Figura 14^a). Si la superficie de deslizamiento es circular, la influencia de las fuerzas T y E entre fajas es relativamente pequeña y P' puede comúnmente evaluarse con suficiente aproximación en la hipótesis de que las fuerzas T y E son iguales a cero. El polígono de fuerza se reduce entonces a la Figura 14^a, con lo cual:

$$W_a + W_b + z \cdot b \cdot \gamma_w = (z \cdot l \cdot \gamma_w + P' + u \cdot l) \cos \alpha + \left(P' \frac{\tan \phi}{F} + \frac{c \cdot l}{F} \right) \sin \alpha$$

Y:

$$P' = \frac{W_a + W_b - u \cdot b - \frac{c \cdot l}{F} \sin \alpha}{m_\alpha}$$

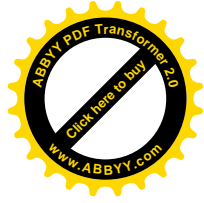
De donde:

$$m_\alpha = \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right) \cos \alpha$$

Reemplazando esta ecuación en (1) se obtiene:

$$F = \frac{\sum \frac{[c \cdot b + (W_a + W_b - u \cdot b) \tan \phi]}{m_\alpha}}{\sum (W_a + W_b) \sin \alpha}$$

Esta última ecuación también debe resolverse con aproximaciones sucesivas porque el coeficiente de seguridad F está contenido en la expresión de m_α que aparece en el segundo término de la misma. Se puede notar que la influencia del nivel de agua externa resulta totalmente incluida utilizando el peso sumergido W_b y que la sobrepresión de poros u se calcula para la base de cada faja como se explica al plantearse la ecuación del peso de la faja al principio del desarrollo de la demostración.



Si se desea calcular el coeficiente de seguridad F utilizando las fuerzas T y E entre las fajas, la exactitud obtenida no supera del 10 al 15% y el esfuerzo adicional usualmente no se justifica.

3.6. MÉTODO DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

3.6.1. METODO DE FELLENIUS.

Este método asume superficies de falla, circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtienen las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

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

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

Es el método más sencillo y fácil de utilizarlo, de mayor uso en nuestro medio con resultados confiables.

3.6.2. MÉTODO DE BISHOP

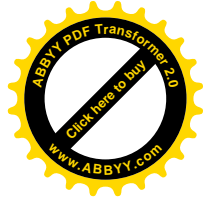
La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión:

$$F.S. = \frac{\sum [C' b + (W - a \cdot b) \tan \phi / m \cdot a]}{\sum W \sin \alpha}$$

Es un método muy parecido al método Fellenius cuyo proceso metodológico no tiene mayores problemas y es aplicable a diferentes tipos de taludes.

3.6.3. MÉTODO DE JANBU

El método de Janbu es un método que facilita el procedimiento con el uso de ábacos y tablas que simplifican el proceso de determinación de factor de seguridad para la estabilidad de los taludes.



Por otra parte el método de Janbu ha desglosado el procedimiento de determinación del factor de estabilidad del talud para diferentes condiciones del ángulo de fricción del suelo, eso permite que se tenga mayor certeza en el resultado considerando el tipo de suelo que corresponde el talud de estudio.

Su procedimiento no tiene mayores complicaciones debe seguir una secuencia lógica.

De acuerdo con Janbu (ecuación modificada):

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

Donde f_o depende de la curvatura de la superficie de falla

Esta serie de tablas tiene en cuenta diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluye sumergencia y grietas de tensión.

a. Para suelos $\phi = 0$

El factor de Seguridad se obtiene por la siguiente expresión:

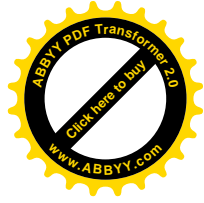
$$F.S. = N_o \frac{c}{\gamma \cdot H}$$

b. Para suelos $\phi > 0$

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

3.6.4. METODO DEL TALUD INFINITO

En las condiciones en las cuales se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad somera y la longitud de la falla es larga comparada con su espesor, se puede utilizar en forma precisa aproximada, el análisis de talud infinito. Es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el Factor de Seguridad de un



talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud. ()

Suposiciones:

Suelo isotópico y homogéneo

Talud infinitamente largo

Superficie de falla paralela al talud

Metodología

Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperando no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el Factor de Seguridad puede calcularse para un talud infinito de una unidad de área utilizando el criterio Mohr

- Coulomb.

$$F.S. = \frac{C + (\gamma \cdot h - \gamma_w h_w) \cos \alpha \tan \alpha}{\gamma \cdot h \cdot \sin \alpha}$$

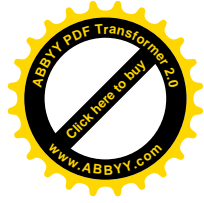
Simplificando para un talud seco de suelos no cohesivos ($C = 0$)

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

El ángulo para factor de seguridad igual a 1.0 se le denomina ángulo de reposo.

3.6.5. METODO DEL BLOQUE DESLIZANTE

El análisis de bloque puede utilizarse cuando existe a una determinada profundidad, una superficie de debilidad relativamente recta y delgada. La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independientemente, utilizando las fuerzas entre bloques. (). No considera la



deformación de los bloques y es útil cuando existe en manto débil o cuando aparece un manto muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento.

En el caso de tres bloques, la cuña superior se le llama cuña activa y las otras dos, cuña central y pasiva, respectivamente. El factor de seguridad puede calcularse sumando las fuerzas horizontalmente así:

$$F. S. = \frac{P_p + c_m L + (W - u) \tan \theta'_m}{P_a}$$

Dónde:

P_p = Fuerza pasiva producida por la cuña inferior.

P_a = Fuerza activa producida por la cuña superior.

C'_m = Cohesión del suelo blando en la base del bloque central.

L = Longitud del fondo del bloque central.

W = Peso total del bloque central.

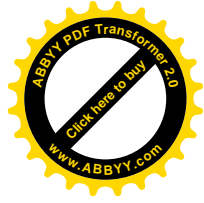
u = Fuerza total de poros en el fondo del bloque central.

Θ_m = Fricción del suelo en el fondo del bloque.

Los valores de las presiones activas y pasivas pueden obtenerse utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o de Coulomb, teniendo en cuenta el valor de la cohesión movilizada. Una expresión similar también puede obtenerse para el caso cuando hay dos bloques interrelacionados.

3.7. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD

La Tabla 5 es un excelente resumen de los factores que causan los deslizamientos, así como del mecanismo por el cual 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 el 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 suelos por corte, lo que puede causar el deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba, sobre mantos subyacentes de suelo más duro o roca.

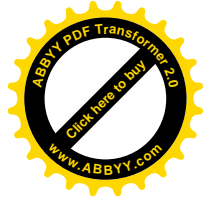
8.- Incremento de cargas hidrostáticas o niveles piezométricos bajo la superficie de un corte al cubrir la cama del mismo con una capa impermeable.

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.

Tabla 5 Factores que Producen Deslizamiento

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 con explotación 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 Materiales que forman 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,- Deslizamiento de aire en vacíos.	Área húmeda.	Aumentos de Presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia.
		7,- Deslizamiento de aire en juntas abiertas.	Roca junteado. 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 junteada.	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 sequia	12,- Contracción	Arcilla	Agrietamiento por contracción.	Disminución de la resistencia por fricción.
	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.	Arenas 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 piezométricos 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,- Deslizamiento de aire en los vacíos.	Arena muy 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.	Tubificaciones.	Aumento de los esfuerzos cortantes.



3.8. 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 total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyan en zonas firmes.

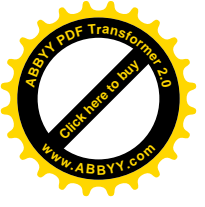
La reducción de las fuerzas motoras se puede lograr, en general, por dos métodos:

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 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 deslizamientos.

A. Método de Elusión

Uno de los problemas que mejor responde 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 muchos menos peligro o inocuas y la elevación de la rasante puede reducir mucho los problemas.



B. Método 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 puede 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

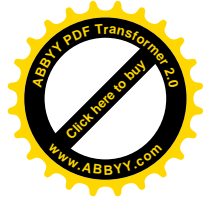
Este es uno de los métodos más socorridos para el mejoramiento de las condiciones de la estabilidad de los taludes. Es un método correctivo ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud. Al igual que todas las demás, no es de alcance universal, y su eficiencia no es siempre la misma, sino que puede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

D. Empleo de Bermas y Escalonamientos

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

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 y el gasto de escurrimiento.

E. Empleo de Materiales Ligeros

Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes, y solo será eficiente sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas. Basta decir que lo que se busca 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.

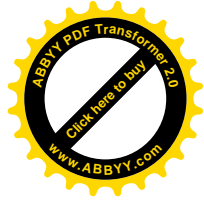
F. La Consolidación Previa de Suelos Comprensibles

La consolidación previa del terreno de cimentación se puede lograr también por algunos 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 requerimiento 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 cualquiera 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 (). De hecho, su principal campo de aplicación está en la prevención

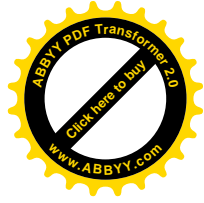
Las estructuras de retención se construyen por lo general al pie de los taludes de terraplenes y también se construyen al pie de cortes para disminuir la altura de cortes. Uno de los usos más comunes de los muros de retención para estabilizar taludes es el que se hace cuando no hay espacio suficiente 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 pilote () 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, aun suponiendo que éstos resistiesen.

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 () muestra un croquis con una aplicación práctica del mismo.

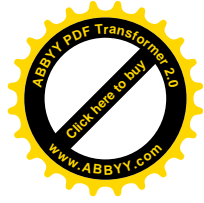
J. Empleo de Contrapesos al Pie de la Falla

Basta mencionar en este lugar que algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resultado 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 sus será más sencillo en terraplenes que en cortes.

K. Empleo de Vegetación

Se trata ahora de un método preventivo y correctivo da 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 asilada 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.



4. APLICACIÓN DE LOS TALUDES EN EL TRAMO PROPUESTO DE ESTUDIO

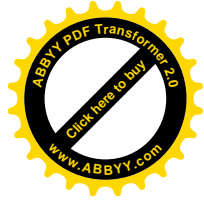
4.1. DATOS GENERALES

En la actualidad el tramo del camino entre “Caraparí - Bermejo”, considera un sector que requiere apertura, el resto del camino es deficiente e intransitable, principalmente en la época de lluvias.

El proyecto que existe y se está construyendo a la fecha del tramo indicado pertenece a la Red Vial de los siguientes Municipios: Caraparí y Bermejo.

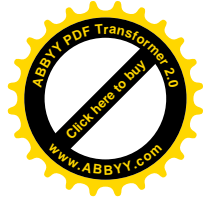
Es considerado prioritario para la integración y de desarrollo del Departamento de Tarija debido principalmente a los siguientes factores:

- La integración física que tiene Bolivia con los países vecinos, principalmente con la República de Argentina. Ya que la carretera considerada en el presente estudio unirá las Rutas F001 y F009 de la Red Fundamental.
- Un aspecto importante es la estratégica ubicación geográfica del camino en relación con proyectos de desarrollo binacionales, entre ellos es referido al manejo de Cuencas del Río Bermejo y de la vinculación caminera internacional con perspectivas asegura de convertirse en un Corredor de Exportación.
- Las zonas productoras en el triángulo de Bermejo, los Valles y planicies del Gran Chaco son zonas agropecuarias y productivas por excelencia y se constituyen en verdaderos potenciales de desarrollo por las condiciones climáticas y edafológicas de las mismas.
- La necesidad de vincular diferentes zonas productoras con los principales centros de consumo de las provincias y el departamento.



- La necesidad de integrar zonas potencialmente productivas a la economía de la región.
- La necesidad de integración departamental que tiene Tarija, ya que el tramo carretero permitirá vincular la Provincia Gran Chaco con las Provincias Arce, O'Connor y la Capital del Departamento.
- La necesidad que tiene Bolivia de mejorar las condiciones de infraestructura vial para la exportación de productos no tradicionales que permitirán el incremento y diversificación de la producción creando nuevas fuentes de trabajo, en el contexto de la evolución de la economía, más aún si tomamos en cuenta que esta carretera se constituirá en un corredor de comercio importante para el sur del País.
- Además por encontrarse en una zona con un gran potencial en diversos recursos como ser: Ganadero, agrícola y principalmente Hidrocarburífero, esta situación provoca intensa actividad por parte de las empresas petroleras que operan en la zona. Y por tanto surge la necesidad de contar con una vía que garantice la transitabilidad durante todo el año.
- Las restricciones y dificultades a las que se ve sometida la carretera, debido a las características actuales; ancho de plataforma, superficie de rodadura, radios de curvatura insuficientes, deficiencias en los sistemas de drenaje, sectores importantes intransitables, no existencia de obras de arte mayor, etc.
- La urgencia de mejorar las condiciones de vida, a través de la comunicación e integración de los grupos de bajos ingresos económicos del sur Boliviano, incorporándoles a la economía nacional.
- La necesidad de mejorar las condiciones de ocupación e integración territorial.

La solución a todos estos aspectos y demandas se verá plasmada con la construcción y el mejoramiento del camino.



Por la importancia que tiene este tramo vial, se realizaron anteriormente algunos estudios y algunos trabajos de mejoramiento

4.2. UBICACIÓN DE LA ZONA

La zona donde se encuentra ubicado el presente estudio está localizada en el departamento de Tarija, en la provincia Gran Chaco, Segunda Sección – Caraparí, a 98 Km de la ciudad de Caraparí.

Las actividades de la gente del lugar son la agricultura y la actividad pecuaria y gozan de un clima apto para este fin.

El único acceso que existe es por la vía terrestre que va desde la ciudad de Caraparí hasta la ciudad de Bermejo, este camino que todavía está en construcción en ciertos tramos.

Por lo tanto la necesidad de tener un camino que se encuentre en óptimas condiciones y sobre todo transitable todo el año es fundamental, ya que como se indico es un zona productiva, por lo cual es de mucha importancia dar estabilidad a los taludes que se encuentran presentes a lo largo del tramo en estudio, taludes que son de diferentes tipos y diferente geometría.

El tramo que se pretende estudiar con este trabajo es el tramo entre el sector llamado La Plaqueta hasta Cañaverál, que como se podrá ver más adelante en el registro fotográfico este tramo presenta taludes muy pronunciados de hasta 18 mts. Por lo que se tiene que definir un ángulo adecuado de corte para de esa manera evitar los deslizamientos que siempre se hace frecuente cuando se tiene cortes pronunciados en la construcción de caminos.



Figura 21: Ubicación en el contexto Nacional

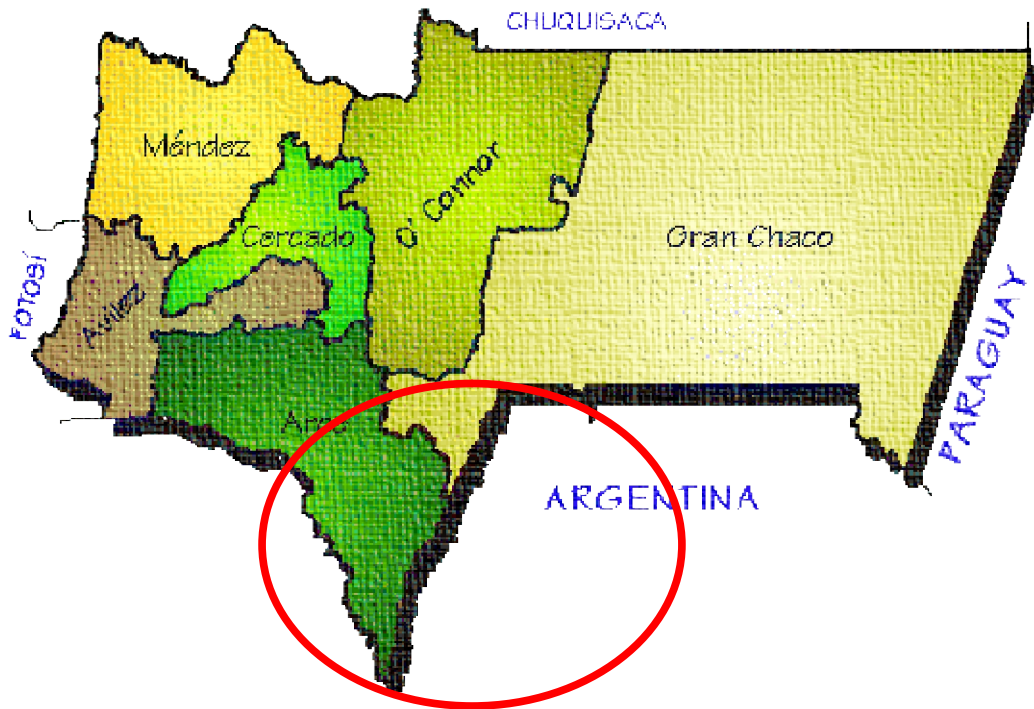


Figura 22: Ubicación en el contexto Departamental

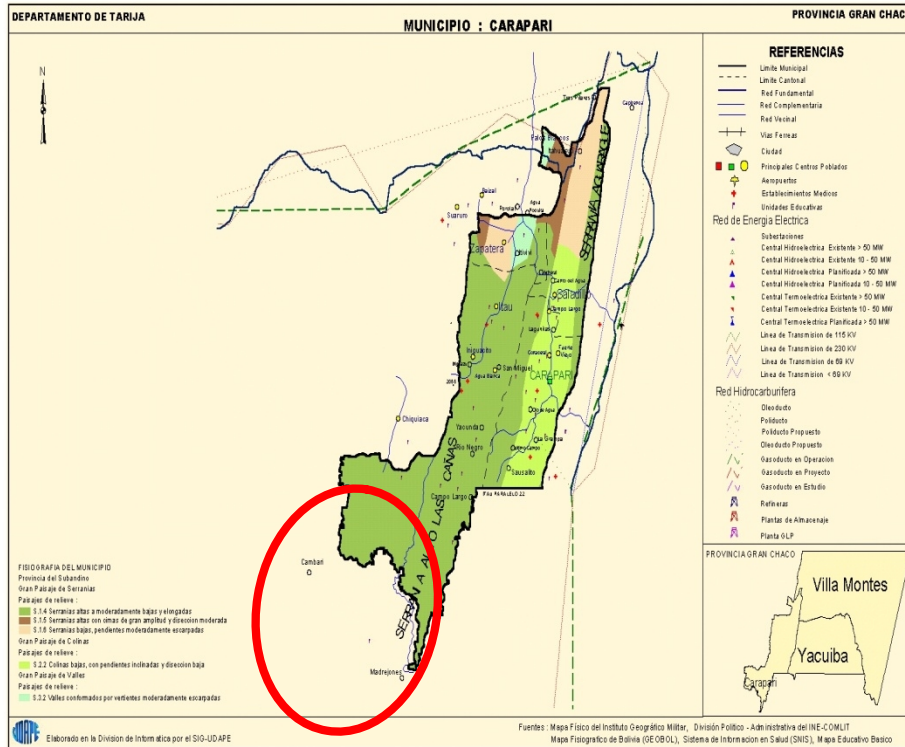
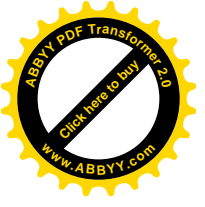


Figura 23: Ubicación en el contexto Regional

4.3. SITUACIÓN ACTUAL

El tramo que se pone en consideración para la aplicación del presente estudio es un camino de mucha importancia, si bien en la actualidad se viene ejecutando la construcción de la ruta Caraparí – Bermejo, existen zonas que se tiene que realizar un estudio más a fondo puesto en gran parte de la carretera propone variantes, con el fin de cumplir con las exigencias de categoría 1 de acuerdo a la categorización del Servicio Nacional de Caminos.

Actualmente una parte del camino se encuentra en regular estado, tienen problemas por falta de mantenimiento, en la mayoría de los tramos, pero por el ancho de la calzada que es de aproximadamente 7 mts., hace que sea un camino amplio para que pueda transitar las moviidades con tranquilidad, y a la vez estas obligan realizar cortes de mucha consideración sobre todo en las variantes señaladas, ocasionando un



desequilibrio con la estabilidad de los materiales de la zona de trabajo, por lo que debido a este factor es que es de vital importancia un estudio para poder estabilizar los taludes y de esa manera en un futuro cercano y a largo plazo estas puedan consolidarse y de esa manera tener un camino que se pueda transitar en toda época del año.

4.4. CARACTERÍSTICAS DE LOS TALUDES EN LOS TRAMOS DE ESTUDIO

Los taludes se encuentran ubicado en la formación geológica Chaco, dicha formación se compone por areniscas arcillosas de coloración marrón a rojiza, en este talud se puede apreciar la presencia de rocas de mala y muy mala calidad, intercalan areniscas, limonitas, lutitas, conglomerados y arcilla, que producen grandes deslizamientos de bloques al humedecerse.

En el tramo de estudio predominan los materiales de arcilla y los conglomerados como se los podrá apreciar en las fotografías y los análisis que se hizo en las diferentes partes del estudio, existiendo mantos de sedimentos lacustre del cuaternario de aproximadamente 150 m. de espesor depositado horizontalmente, constituidos principalmente de arcillas, limos y de arenas finas y gravas, que descansa sobre un lecho rocoso, la variación de colores existentes en la zona van desde marrón claro a gris.

Debido a las precipitaciones pluviales existe deterioros en los taludes en gran parte del camino ocasionando en los taludes suelos erosionados, las arcillas inorgánicas plásticas constituyen el material predominante.

Se observa grietas por retardación 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.

En los respectivos ensayos se podrá ver más claramente las particularidades de los taludes de estudio.

A continuación se podrá ver en las siguientes fotografías el estado de los taludes que se pone a consideración para el respectivo trabajo que se pretende realizar:



Fotografía 3: Talud 1

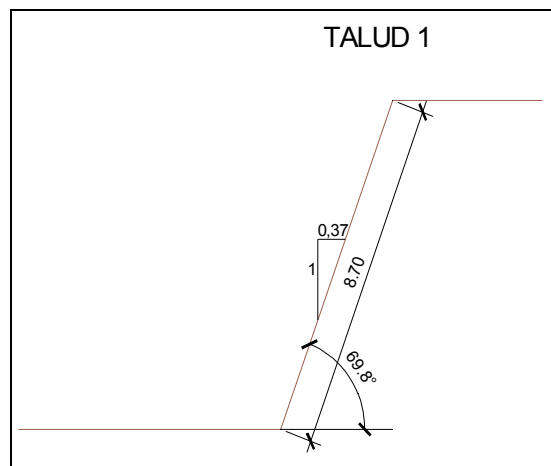


Figura 24: Geometría del Talud 1



Fotografía 4: Talud 2

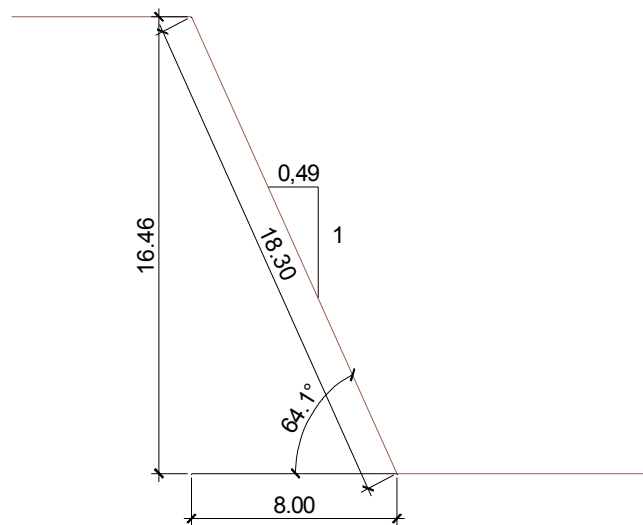


Figura 25: Geometría del Talud 2



Fotografía 5: Talud 3

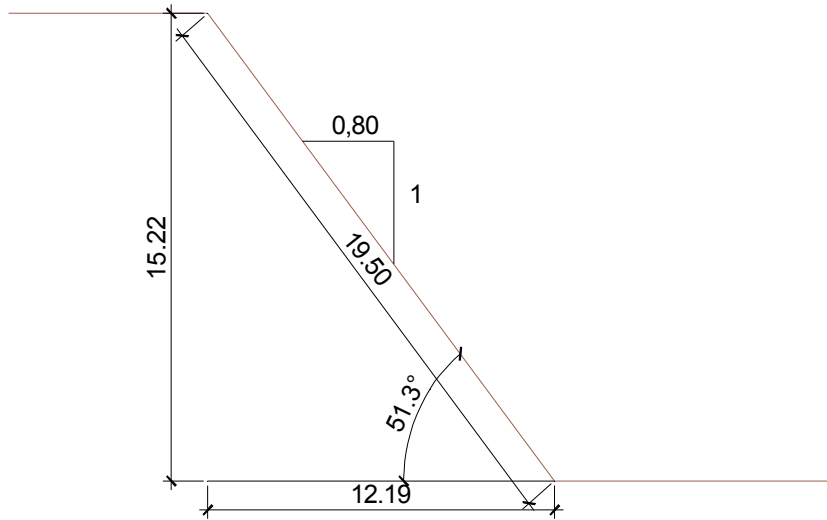
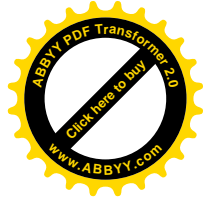


Figura 26: Geometría del Talud 3



4.5. OBTENCIÓN DE ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LABORATORIO

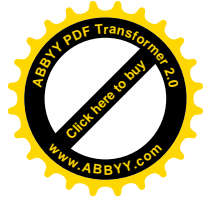
Para el presente trabajo se tomaran tres muestras de los taludes cada uno con sus propias características como a continuación de detalla:

ENSAYO N° 1

Para la obtención de las propiedades de los materiales del talud en estudio se realizó una serie de laboratorios a dos tipos de muestras obtenidas del mismo talud, de lo que se puede concluir lo siguiente:

- Después de realizar la granulometría del suelo se llegó a la siguiente clasificación:
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 4 es de 100,0 %.
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 10 es de 99,5 %.
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 40 es de 90,7 %.
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es de 50,5%.
 - Límite Líquido 17,8
 - Limite Plástico 11,7
 - El Índice Plástico 6,1
 - El Índice de Grupo 3
 - Por lo tanto nuestro suelo es un **A-4** correspondiente a un **Suelo Limoso**. (Anexo 2) según la Clasificación A.A.S.H.T.O.
- También se realizó la prueba para encontrar el peso específico del suelo, de donde de determino que el peso específico es de $2,04 \text{ gr/cm}^3$. (Anexo 3).
- Se realizó el ensayo de compresión no confinada de donde se pudo determinar la cohesión $15,5 \text{ Kg/cm}^2$ o $15,5 \text{ Tn/m}^2$, además del ángulo de fricción interna 20° . (Anexo 4).

Las muestras son obtenidas en campo como muestran las fotografías del Anexo 1 y realizadas por mi persona en Laboratorio de Suelos (Anexo 1).



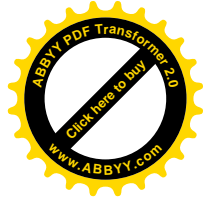
ENSAYO N° 2

Para la obtención de las propiedades de los materiales del talud en estudio se realizó una serie de laboratorios a dos tipos de muestras obtenidas del mismo talud, de lo que se puede concluir lo siguiente:

- Después de realizar la granulometría del suelo se llegó a la siguiente clasificación:
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 4 es de 100,0 %.
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 10 es de 67,6 %.
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 40 es de 57,8 %.
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es de 30,1%.
 - Por lo tanto nuestro suelo es un **A-2-4** correspondiente a **Gravas Limosas y Arcillosas**. (Anexo 5), según la clasificación A.A.S.H.T.O.
- Al realizar el ensayo de Límites de Consistencia se obtuvieron los siguientes datos.
 - El Límite Líquido es de 0
 - El Límite Plástico es de 0.
 - Por tanto no presenta Índice de Plasticidad.
- También se realizó la prueba para encontrar el peso específico del suelo, de donde de determino que el peso específico es de $2,04 \text{ gr/cm}^3$.
- Se realizó el ensayo de compresión no confinada de donde se pudo determinar la cohesión $15,5 \text{ Kg/cm}^2$ o $15,5 \text{ Tn/m}^2$, además del ángulo de fricción interna 20° .

ENSAYO N° 3

Para la obtención de las propiedades de los materiales del talud en estudio se realizó una serie de laboratorios a dos tipos de muestras obtenidas del mismo talud, de lo que se puede concluir lo siguiente:

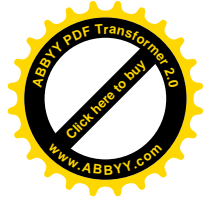


- Después de realizar la granulometría del suelo se llegó a la siguiente clasificación:
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 4 es de 100,0 %.
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 10 es de 96,4 %.
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 40 es de 88,8 %.
 - El porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es de 47,0%.
 - Por lo tanto nuestro suelo es un **A-4** correspondiente a un **Suelo Limoso**. (Anexo 6), según la clasificación A.A.S.H.T.O.

- Al realizar el ensayo de Límites de Consistencia se obtuvieron los siguientes datos.
 - El Límite Líquido es de 0
 - El Límite Plástico es de 0.
 - Por tanto no presenta Índice de Plasticidad.

- También se realizó la prueba para encontrar el peso específico del suelo, de donde se determinó que el peso específico es de $2,04 \text{ gr/cm}^3$ o $2,04 \text{ Tn/m}^3$.

- Se realizó el ensayo de compresión no confinada de donde se pudo determinar la cohesión $15,5 \text{ Kg/cm}^2$ o $15,5 \text{ Tn/m}^2$, además del ángulo de fricción interna 20° .



5. ANALISIS TÉCNICO - ECONÓMICO

5.1. ANÁLISIS TÉCNICO

Los cálculos de estabilidad de taludes se realizaron con un Software llamado SLOPE programa para el análisis de taludes en tierra con los métodos del Equilibrio Limite (Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer, Morgenstern e Price) y el método DEM (Elementos discretos). Permite analizar superficies de rotura circular o de cualquier forma, en presencia de nivel freático, sismo y terreno pluriestratificado.

5.1.1. Método de Fellenius

Para la aplicación de los métodos se consideró los taludes más críticos de la zona en estudio.

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

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

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

W = Peso total de cada tajada.

u = Presión de poros = $\gamma_w h_w$

b = Ancho de la Tajada

C' = Cohesión del suelo

ϕ = Angulo de fricción

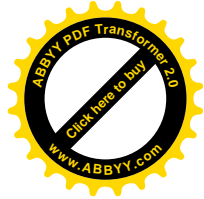
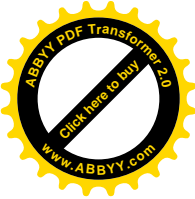


Tabla 6: Aplicación del Método de Fellenius TALUD 1

(ID=5) xc = 5,719 yc = 6,615 Rc = 6,364 Fs=1,485											
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	Ni (Kg)	Ti (Kg)
1	0,47	15,2	0,49	0,75	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,7	0,2
2	0,47	19,7	0,5	2,21	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	2,1	0,7
3	0,47	24,3	0,52	3,62	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	3,3	1,5
4	0,47	29,1	0,54	4,96	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	4,3	2,4
5	0,47	34,1	0,57	6,24	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	5,2	3,5
6	0,48	39,5	0,62	7,52	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	5,8	4,8
7	0,47	45,3	0,67	7,65	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	5,4	5,4
8	0,47	51,7	0,76	7,05	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	4,4	5,5
9	0,47	59,4	0,93	6,17	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	3,1	5,3
10	0,47	83,8	4,42	4,93	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,5	4,9

Los datos introducidos para el Talud 1 con el método de Fellenius, se muestran en el Anexo 7, los diferentes círculos de falla para este talud y el cálculo del factor de seguridad se muestran en el Anexo 8 y 9.

Tabla 7: Aplicación del Método de Fellenius TALUD 2

(ID=5) xc = 24,064 yc = 12,545 Rc = 11,578 Fs=1,853											
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	Ni (Kg)	Ti (Kg)
1	0,82	-85,2	9,72	19,68	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	1,7	-19,6
2	0,82	-56,7	1,49	21,02	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	11,6	-17,6
3	0,82	-49,8	1,27	19,69	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	12,7	-15,0
4	0,82	-43,9	1,14	17,88	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	12,9	-12,4
5	0,82	-38,5	1,05	15,72	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	12,3	-9,8
6	0,82	-33,4	0,98	13,3	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	11,1	-7,3
7	0,82	-28,7	0,93	10,65	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	9,3	-5,1
8	0,82	-24,2	0,9	7,81	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	7,1	-3,2
9	0,82	-19,8	0,87	4,8	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	4,5	-1,6
10	0,82	-15,5	0,85	1,64	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	1,6	-0,4

Los datos introducidos para el Talud 2 con el método de Fellenius, se muestran en el Anexo 13, los diferentes círculos de falla para este talud y el cálculo del factor de seguridad se muestran en el Anexo 14 y 15.

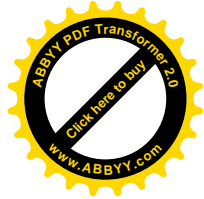
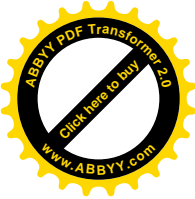


Tabla 8: Aplicación del Método de Fellenius TALUD 3

(ID=1) xc = 21,721 yc = 14,604 Rc = 12,974 Fs=1,428											
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	Ni (Kg)	Ti (Kg)
1	1,26	-78,5	6,36	15,89	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	3,2	-15,6
2	1,26	-58,9	2,45	24,54	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	12,7	-21,0
3	1,26	-49,3	1,93	25,05	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	16,4	-19,0
4	1,26	-41,3	1,68	24,0	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	18,0	-15,8
5	1,26	-34,2	1,53	21,95	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	18,2	-12,3
6	1,26	-27,7	1,43	19,15	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	17,0	-8,9
7	1,26	-21,5	1,36	15,75	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	14,6	-5,8
8	1,26	-15,6	1,31	11,82	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	11,4	-3,2
9	1,26	-9,9	1,28	7,42	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	7,3	-1,3
10	1,26	-4,3	1,27	2,58	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	2,6	-0,2

Los datos introducidos para el Talud 3 con el método de Fellenius, se muestran en el Anexo 19, los diferentes círculos de falla para este talud y el cálculo del factor de seguridad se muestran en el Anexo 20 y 21.

5.1.2. Método de Bishop

Bishop presento un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas.

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

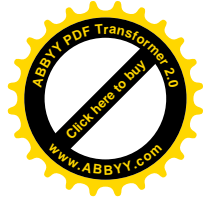
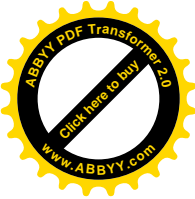
$$F. S. = \frac{\sum [C'b + (W - a \cdot b)] \tan \phi / ma}{\sum W \sin \alpha}$$

Dónde:

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

b = Ancho de la Dovela.

W = Peso de cada Dovela.



C', θ . = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada Dovelita = $\gamma_w h_w$.

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

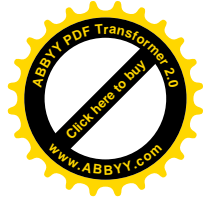
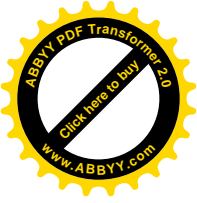
Tabla 9: Aplicación del Método de Bishop TALUD 1

(ID=39) $x_c = 5,843$ $y_c = 6,388$ $R_c = 6,379$ $F_s = 1,462$											
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh·Wi (Kg)	Kv·Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,49	13,1	0,51	0,82	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	-608,6	2612,0
2	0,49	17,7	0,52	2,42	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	-851,0	2670,4
3	0,49	22,4	0,53	3,97	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	-1132,2	2752,0
4	0,49	27,3	0,55	5,45	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	-1472,9	2863,0
5	0,49	32,4	0,58	6,85	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	-1906,7	3013,7
6	0,49	37,9	0,62	8,19	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	-2499,2	3228,6
7	0,49	43,7	0,68	8,49	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	-3346,8	3512,1
8	0,49	50,2	0,77	7,81	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	-4765,9	3976,5
9	0,49	57,8	0,93	6,91	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	-7591,7	4779,9
10	0,49	84,1	4,8	5,66	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0

Los datos introducidos para el Talud 1 con el método de Bishop, se muestran en el Anexo 10, los diferentes círculos de falla para este talud y el cálculo del factor de seguridad se muestran en el Anexo 11 y 12.

Tabla 10: Aplicación del Método de Bishop TALUD 2

(ID=14) $x_c = 26,45$ $y_c = 14,121$ $R_c = 13,893$ $F_s = 1,832$											
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh·Wi (Kg)	Kv·Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,87	-83,6	7,78	15,32	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,87	-63,3	1,93	20,0	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
3	0,87	-56,1	1,56	19,26	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,87	-50,1	1,35	17,77	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,87	-44,8	1,22	15,79	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,87	-40,0	1,13	13,46	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
7	0,87	-35,4	1,06	10,83	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
8	0,87	-31,2	1,01	7,98	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,87	-27,1	0,97	4,92	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
10	0,87	-23,1	0,94	1,68	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0



Los datos introducidos para el Talud 2 con el método de Bishop, se muestran en el Anexo 16, los diferentes círculos de falla para este talud y el cálculo del factor de seguridad se muestran en el Anexo 17 y 18.

Tabla 11: Aplicación del Método de Bishop TALUD 3

(ID=14) $x_c = 22,955$ $y_c = 13,944$ $R_c = 13,865$ $F_s = 1,428$											
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh*Wi (Kg)	Kv*Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	Ni (Kg)	Ti (Kg)
1	1,35	-79,6	7,49	20,84	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
2	1,35	-58,6	2,59	28,2	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
3	1,35	-49,0	2,06	28,71	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
4	1,35	-41,0	1,79	27,47	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
5	1,35	-34,0	1,63	25,11	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
6	1,35	-27,5	1,52	21,9	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
7	1,35	-21,4	1,45	18,0	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
8	1,35	-15,5	1,4	13,5	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
9	1,35	-9,7	1,37	8,47	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0
10	1,35	-4,1	1,35	2,95	0,0	0,0	15,5	0,0	0,0	0,0	0,0

Los datos introducidos para el Talud 3 con el método de Bishop, se muestran en el Anexo 22, los diferentes círculos de falla para este talud y el cálculo del factor de seguridad se muestran en el Anexo 23 y 24.

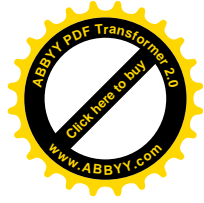
5.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El análisis del precio unitario se encuentra en el Anexo 25.

5.2.1. Precios Unitarios Materiales

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

La cantidad de materiales se determina mediante un estudio analítico en el cual se considera el INSUMO que arroja cada uno de sus componentes al que se adiciona las pérdidas producidas por corte resultantes de la colocación, rotura y



fractura durante el transporte o manipuleo y en general desperdicios que imposibilitan su empleo en la obra.

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

Los costos fueron tomados del mercado local e información de costos de la revista Presupuestos & Construcción.

5.2.2. Precios Unitarios Mano de Obra

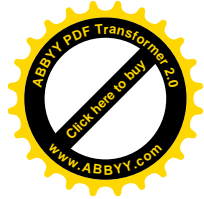
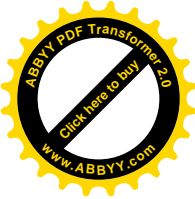
El rubro se halla condicionado a dos factores: el precio que se paga por ella o SALARIO y el tiempo de ejecución de la unidad de obra o RENDIMIENTO y a tres sistemas de trabajo: Jornal, Contrato y Destajo.

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

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

5.2.3. Precios Unitarios Herramientas, Maquinaria y Equipo

Este rubro es considerado generalmente como un porcentaje de la mano de obra, generalmente 6%. Este rubro está destinado a la reposición de herramientas y equipos que son propiedad de la Empresa proporcionados a los obreros para la ejecución de las obras y que debido al uso en primer lugar y luego a la obsolescencia, se hace en cierto momento inutilizables y es imprescindible contar con un fondo de reserva para sustituirlos por elementos nuevos y/o modernos.



El equipo mayor tiene un costo en función del tipo y su rendimiento

5.3. OBTENCION DEL ÁNGULO ÓPTIMO Y SUS FACTORES DE SEGURIDAD

Para la obtención de precios unitarios desde la vista económico para la comparación de los métodos de Fellenius y Bishop se realizó una serie de cálculos con la ayuda de un programa de computación para la solución de taludes llamado (Slope), se obtuvo un ángulo de 55° con un F.S. = 2.3053 para el método de Fellenius y 50° con un F.S. = 2.3852 para el método de Bishop.

Para el método de Fellenius

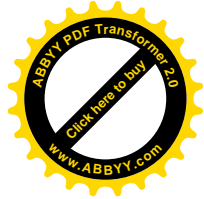
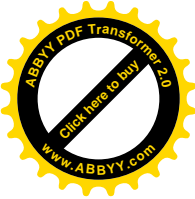
Dovela	Alfa	Peso	Presión	Ancho	Cohesión	Fricción
1	73°	3.750	1.000	1.500	15.5	20°
2	59°	17.813	1.000	2.500	15.5	20°
3	47°	26.250	1.000	2.500	15.5	20°
4	36°	25.625	1.000	2.500	15.5	20°
5	27°	18.484	1.000	2.500	15.5	20°

F. S. = 2.3053

Para el método de Fellenius

Dovela	Alfa	Peso	Presión	Ancho	Cohesión	Fricción
1	73°	11.744	1.000	2.500	15.5	20°
2	59°	22.156	1.000	2.500	15.5	20°
3	47°	21.500	1.000	2.500	15.5	20°
4	36°	19.800	1.000	2.500	15.5	20°
5	27°	10.740	1.000	2.500	15.5	20°

F. S. = 2.3852



5.4. RELACION TÉCNICA Y ECONÓMICA DE LOS MÉTODOS DE FELLENIUS Y BISHOP

Para la relación técnica – económica de los métodos de Bishop y Fellenius se realizó una serie de cálculos de círculos de fallas al azar.

Una vez encontrado el círculo crítico al azar, utilizando los dos métodos a comparar, se pudo evidenciar que es inestable para este ángulo de corte en que se encuentra nuestro talud.

Para la aplicación del ángulo ($\beta = 50^\circ$) y el factor de seguridad calculado para el método de Bishop, nos muestra un corte de un volumen de $41,72 \text{ m}^3$ con un costo de Bs.- 1.721,27 y para el método de Fellenius un ángulo de corte ($\beta = 55^\circ$) con un volumen de $50,88 \text{ m}^3$ con un costo de Bs.- 1.411,39. El precio unitario de excavación se muestra en el Anexo 25.

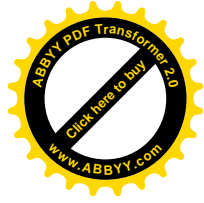
Para la ejecución de los movimientos de volúmenes de material en el talud y la aplicación de los ángulos calculados, se observa que el mayor ángulo de inclinación obtenido en los diferentes métodos, el de Fellenius es el más económico como muestra la Tabla 12 y 13, esto es por menor uso de equipo, maquinaria, menor tiempo de ejecución de los trabajos y menor movimiento de los volúmenes de suelo.

Tabla 12: Presupuesto Método de Bishop

PRESUPUESTO GENERAL					
Ítem	Descripción Ítem	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	Movimiento de tierra	m^3	50,88	33,83	1.721,27

Tabla 13: Presupuesto Método de Bishop

PRESUPUESTO GENERAL					
Ítem	Descripción Ítem	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	Movimiento de tierra	m^3	41,72	33,83	1.411,39



Una vez realizado el análisis de estabilidad del talud, se tienen varias alternativas para dar una solución a este problema, el cual será analizado desde el punto de vista técnico y económico, esto quiere decir que no siempre la mejor solución es la que se realiza, debido al factor económico.

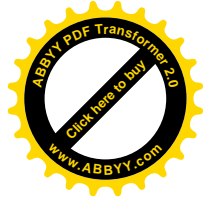
Lo primero que se plantea desde el punto de vista técnico es darle un nuevo ángulo al talud, sobre el cual se procedió a realizar pruebas de la estabilidad variando el ángulo del mismo, llegando a encontrar que el ángulo encontrado con el método de Bishop ($\beta = 50^\circ$), el cual técnicamente satisface la estabilidad de nuestro talud al tener menor volumen de corte, este ángulo técnicamente es el que garantizará la buena estabilidad del talud, el cual evitará los deslizamientos del terreno y la mejor duración contra los agentes externos a diferencia del ángulo de Fellenius.

5.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS

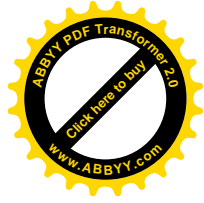
La realización del estudio ha logrado estimar la estabilidad en los taludes ubicados en el tramo de la carretera La Plaqueta – Cañaveral, mediante los métodos de Fellenius y Bishop, obteniéndose para ellos un factor de seguridad de la estabilidad de los taludes en estudio. Esto se debe principalmente a la pendiente del talud, el peso del talud, el coeficiente de fricción del suelo, la cohesión del suelo y la presión del suelo. El hecho de que no existan prácticas de control sobre la estabilidad de los taludes pone en riesgo la estabilidad del talud.

Debemos añadir que los taludes estudiados fueron aquellos más accesibles en su pendiente y con una posible inestabilidad, ya que en la zona son muchos los taludes, algunos de ellos con mayor inestabilidad que otros.

Para comparar los resultados de los métodos de Fellenius y Bishop, sirve para evaluar la estabilidad de estos taludes que tienen un factor de seguridad de 0,55 a 1,5 y que por lo tanto no garantiza en las condiciones actuales de estabilidad, los resultados obtenidos no coinciden en magnitud a los encontrados por ambos métodos sin embargo se pueden considerar que son más o menos coincidentes, la diferencia se



debe fundamentalmente a que son modelos matemáticos diferentes aunque tengan en su esencia los mismos parámetros de cálculo y sean las magnitudes de influencia de cada uno de estos parámetros los que hagan que los resultados sean diferentes. Los resultados de los métodos dependen de las características de resistencia que son la cohesión y fricción del suelo del talud y de las condiciones de la geometría y el peso de las dovelas que conforman el cuerpo del talud.

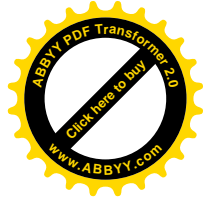


6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

El trabajo realizado en la zona de estudio permite extraer las siguientes conclusiones:

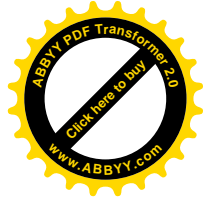
- Es válido mencionar que para la elaboración de este trabajo se utilizó la ayuda de un software que lleva el nombre de SLOPE, el cual nos ayudó con el cálculo para poder encontrar el círculo crítico y así también calcular el factor de seguridad de los taludes de estudio.
- El cálculo es muy laborioso para llegar a encontrar el círculo crítico y aún encontrar el ángulo óptimo para el talud en estudio, ya que se llega en base a pruebas y errores.
- Realizados una serie de cálculos se pudo obtener un ángulo óptimo de los métodos a comparar los cuales son confiables y que garantizan la buena estabilidad de los taludes.
- Se pudo evidenciar que la variación de la altura del cuerpo del talud origina una mayor presión y así también las cargas exteriores como ser las viviendas existentes en la cabeza del talud y por lo tanto, esa mayor presión de alguna manera tiene influencia en los resultados de los factores de seguridad de los taludes estudiados.
- Debido a la complejidad y sobre todo a la no disponibilidad de datos en la zona, el factor de seguridad de la estabilidad del talud, a sido evaluado con los métodos de Fellenius y Bishop, modelos generados en otros países pero que han dado resultados más o menos parecidos entre ellos, aplicando las características propias de cada talud.



- El talud estudiado, nos da un factor de seguridad no muy alto, teniendo un valor de 2,3053 y 2,3852 por ambos métodos respectivamente, atribuyendo esto en gran medida a las condiciones de los taludes estudiados.
- El análisis de estudio y los resultados obtenidos han podido evidenciar que los taludes con mayor cantidad de arena fina y limo son más susceptibles a la inestabilidad, debido a que presentan menos resistencia por una cohesión baja a nula aunque la fricción sea importante.
- Los causantes de los deslizamientos y las fallas en los taludes estudiados, es la falta de un ángulo apropiado de construcción, los agentes naturales como ser lluvias que ocasionan grietas en los taludes y así debilitando al mismo, ya que en períodos secos se encuentra estable y por el contrario en época de lluvia pasa a inestable.
- Los deslizamientos pequeños son peligrosos porque además de que pueden ocurrir cuando está transitando un vehículo, hacen que la superficie de rodadura se torne resbaladiza, lo que ocasiona otro tipo de peligro al tráfico vehicular.
- Para el estudio realizado de estabilidad de taludes, se llega a la conclusión general de que la solución más factible, técnica y económica, consiste en realizar los ángulos de cortes óptimos calculados y la construcción de cunetas adecuadas.

6.2. RECOMENDACIONES

- La zona necesita de estudios sobre la estabilidad de los taludes, ya que en un número importante existen taludes con tendencias inestables que para resguardar y plantear algunas acciones tendientes a buscar la estabilidad de estos taludes es necesario su estudio a más detalle, el estudio solo se ha referido a tres taludes tomando como estudio crítico a uno solo por ser el más crítico y el de mayor riesgo entre los tres elegidos del área siendo en realidad que existen una decena de taludes de las mismas características cuya estabilidad debe determinarse.



- En la zona de estudio existen tramos en los cuales solo requieren obras para garantizar que no se produzcan deslizamientos, para que no sean de gran trascendencia ni que sea un perjuicio los derrumbes o desprendimientos de materiales, que sin embargo, no representen la inestabilidad del talud, mientras otras zonas si evidencian que existen taludes con tendencia inestables los mismos que si requieren un estudio más completo y detallado, para dar mayor estabilidad a los taludes evitando deslizamientos.
- Luego de realizar el estudio en los taludes y analizando visualmente, se recomienda colocar gaviones para garantizar el no deslizamiento del material y la construcción de cunetas adecuadas en pie de talud.
- Es muy importante recomendar la buena recolección y manipulación de los datos obtenidos en campo, ya que de éstos depende todo el análisis.