

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE TITULACIÓN  
EXTRAORDINARIA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DEL  
TALUD SUPERIOR DEL KM. 17+200 AL KM  
18+600 DEL PROYECTO CARRETERA RUTA N° 10,  
TRAMO: HUAMACHUCO - PUENTE PALLAR -  
JUANJUI, SECTOR: HUAMACHUCO - SAUSACOA  
- PUENTE PALLAR**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. DIAZ IPENZA, DARWIN MARLON  
Bach. VIDAL COLCHADO, AMERICO**

**ASESOR: Mg. Ing. GUILLERMO LAZO LAZARO**

**LIMA - PERÚ  
AÑO : 2015**

### **DEDICATORIA:**

A mis queridos padres David y Violeta como testimonio de mi eterno agradecimiento; a mi querido hermano David, por el apoyo; a mis amigos, personas especiales y familiares.

**“Darwin M. Diaz Ipenza”**

### **DEDICATORIA:**

A MIS PADRES:

Que me apoyaron desde el comienzo económicamente y alentándome a seguir adelante, para poder concentrarme en mis estudios.

A MI ABUELA:

Euvegilda que partió este año dejándonos un inmenso vacío y fue la persona que hizo una mejor persona con todas sus enseñanzas.

**“Américo Vidal Colchado”**

## **AGRADECIMIENTO:**

A Dios

A mis Padres, hermano y familia.

A todos mis amigo(a)s involucrado(a)s en este proceso.

A nuestro asesor y profesores que compartieron sus conocimientos en nuestro proceso de formación.

A los profesionales que de alguna manera se involucraron en la culminación de este gran logro.

**“Darwin M. Diaz Ipenza”**

## **AGRADECIMIENTO:**

A las instituciones que me formaron educativamente y a la Universidad Ricardo palma que me formo como un profesional responsable.

A nuestro asesor Mg. Ing. Guillermo Lazo por su guía y aportes de sus conocimientos para completar la investigación.

**“Américo Vidal Colchado”**

## INDICE

RESUMEN	XI
ABSTRACT	XII
INTRODUCCION	1
<b>CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES</b>	
1.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.2 OBJETIVO ESPECIFICO	2
1.3 JUSTIFICACIÓN	3
1.4 METODOLOGÍA	3
<b>CAPITULO 2: MARCO TEORICO FUNDAMENTAL</b>	
2.1 INTRODUCCIÓN	4
2.2 DEFINICIÓN DE TALUDES	4
2.3 TIPOS DE TALUDES	5
2.4 TIPOS DE LOS MOVIMIENTOS DE MASA	6
2.4.1 Influencia del Tipo de Material	7
2.4.2 Tipos de Movimientos – Desprendimientos	9
2.4.2.1 Vuelcos	11
2.4.2.2 Deslizamientos	12
2.4.2.3 Coladas	16
2.4.2.4 Movimientos Complejos	19
2.4.3 Factores Condicionantes y Desencadenantes	20
2.4.3.1 Factores Naturales	21
2.4.3.2 Actividad Humana	26
2.5 ESTABILIDAD DE TALUDES	27
2.6 FACTORES QUE INFLUENCIAN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	28
2.6.1 Parámetros Geométricos	29
2.6.2 Parámetros Geológicos	31
2.6.3 Parámetros Hidrogeológicos	32
2.6.4 Parámetros Geotécnicos	33
2.7 INVESTIGACIÓN GEOTECNICA	36
2.7.1 Prospecciones	36
2.7.2 Ensayos de Campo	38

### **CAPITULO 3: MARCO TEORICO ESPECÍFICO**

3.1	VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES	40
3.1.1	Definición	40
3.1.2	Tipos de Fallas más Comunes	40
3.1.3	Factor de Seguridad	42
3.1.4	Métodos de Diseño para la Verificación de la Condición de Estabilidad de Taludes	44
3.1.4.1	Método del Equilibrio Limite	44
3.1.4.2	Método del Análisis Limites	50
3.1.4.3	Métodos Probabilísticos	50
3.1.4.4	Método de las Líneas de Deslizamientos	51
3.1.5	Método del Equilibrio Limite	51
3.1.5.1	Fellenius	53
3.1.5.2	Janbú	55
3.1.5.3	Bishop	56
3.1.5.4	Morgestern – Price	57
3.1.5.5	Spencer	58
3.2	METODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	60
3.2.1	Disminución de las Presiones Hidrostáticas	60
3.2.2	Disminución de los Esfuerzos Cortantes Solicitantes	61
3.2.3	Introducción de Fuerzas Resistentes	65
3.2.4	Mejoría de las Propiedades del Suelo	71
3.2.5	Incorporación de Disminuidores de Energía de Caída	79

### **CAPITULO 4: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

4.1	DATOS GENERALES	82
4.2	ESTUDIO DE SUELOS	85
4.3	DISEÑO DE PAVIMENTO	87
4.4	ESTRUCTURAS DE DRENAJE PROPUESTAS	103
4.5	GEOLOGIA Y GEOTECNIA	111

<b>CAPITULO 5: DESARROLLO DEL TEMA</b>	
5.1 RECONOCIMIENTO E IDENTIFICACION DEL SITIO	123
5.2 CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS DEL SECTOR EN EVALUACION	124
5.3 INESTIGACION DE CAMPO Y TOMA DE MUESTRAS	126
5.4 INVESTIGACION DE LABORATORIO	127
5.4.1 Ensayos Estándar	127
5.4.2 Ensayos Especiales	129
5.4.2.1 Ensayo Triaxial	130
5.4.2.2 Ensayo de Corte Directo	133
5.4.2.3 Ensayo de Comprensión Simple	135
5.5 MODELAMIENTO GEOTECNICO	136
5.5.1 Análisis de Estabilidad	138
5.5.2 Aplicando el Método Simplificado de BISHOP	141
5.5.2.1 Calculo Manual	141
5.5.2.2 Calculo con Software	147
<b>CAPITULO 6: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS</b>	<b>155</b>
CONCLUSIONES	169
RECOMENDACIONES	170
BIBLIOGRAFÍA	171
ANEXO 1: CONTROL DE CALIDAD	172
ANEXO 2: PLANOS	177

## INDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1	Talud Natural
FIGURA 2.2	Talud Artificial
FIGURA 2.3	Tipos de Desprendimientos
FIGURA 2.4	Vuelcos
FIGURA 2.5	Deslizamientos Rotacional
FIGURA 2.6	Deslizamientos Traslacional
FIGURA 2.7	Deslizamiento por Cuña
FIGURA 2.8	Pandeos (Buckling)
FIGURA 2.9	Extensiones Laterales
FIGURA 2.10	Extensiones Laterales
FIGURA 2.11	Reptación
FIGURA 2.12	Debris Flow
FIGURA 2.13	Mud Flow
FIGURA 2.14	Movimiento Rotura
FIGURA 2.15	Movimiento Fluido
FIGURA 2.16	Movimiento Complejo
FIGURA 2.17	Ubicación de Perforaciones
FIGURA 3.1	Estabilización de talud con Bermas de corte
FIGURA 3.2	Proceso de corte empleando Bermas
FIGURA 3.3	Muro de contención
FIGURA 3.4	Contrapeso de un deslizamiento activo
FIGURA 3.5	Inyección de terraplenes para rellenar y cementar grietas internas
FIGURA 3.6	Mallas para detener rocas
FIGURA 3.7	Sistema de barrera metálica con cables de acero
FIGURA 3.8	Cubierta de protección contra caídas de roca, flujos o avalanchas

## INDICE DE GRAFICOS

GRAFICO 3.1	División de la masa deslizante en fajas verticales o dovelas
GRAFICO 3.2	Sistema de fuerzas actuantes en una dovela
GRAFICO 3.3	Método de Fellenius
GRAFICO 3.4	Método de Janbú
GRAFICO 3.5	Método de Morgenstern – Price
GRAFICO 3.6	Análisis del Angulo Inclinado – Método de Spencer
GRAFICO 3.7	Análisis de Fuerzas por Dovelas – Método de Spencer
GRAFICO 4.1	Detalle de Zanja de Coronación
GRAFICO 4.2	Detalle de Cuneta de Banqueta
GRAFICO 5.1	Sección Km. 17+200
GRAFICO 5.2	Sección Km. 17+410
GRAFICO 5.3	Sección Km. 17+600
GRAFICO 5.4	Sección Km. 17+950
GRAFICO 5.5	Circulo de Mohr y envolvente de falla de un Ensayo Triaxial
GRAFICO 5.6	Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de Corte Directo
GRAFICO 5.7	Falla Circular
GRAFICO 5.8	Distribución de Fuerzas para la Ecuación de Bishop
GRAFICO 5.9	Circulo Crítico
GRAFICO 5.10	Gráfico de aplicación Bishop
GRAFICO 5.11	Dovelas
GRAFICO 5.12	Diagrama de Cuerpo Libre
GRAFICO 5.13	Angulo de inclinación
GRAFICO 5.14	Datos para el modelamiento
GRAFICO 6.1	Análisis Sin Sismo Km. 17+200 – Antes y Después de Retaludamiento
GRAFICO 6.2	Análisis Con Sismo Km. 17+200 – Antes y Después de Retaludamiento
GRAFICO 6.3	Análisis Sin Sismo Km. 17+410 – Antes y Después de Retaludamiento
GRAFICO 6.4	Análisis Con Sismo Km. 17+410 – Antes y Después de Retaludamiento
GRAFICO 6.5	Análisis Sin Sismo Km. 17+600 – Antes y Después de Retaludamiento
GRAFICO 6.6	Análisis Con Sismo Km. 17+600 – Antes y Después de Retaludamiento
GRAFICO 6.7	Análisis Sin Sismo Km. 17+950 – Antes y Después de Retaludamiento
GRAFICO 6.8	Análisis Con Sismo Km. 17+950 – Antes y Después de Retaludamiento



## INDICE DE IMAGEN

IMAGEN 4.1	Tramo del Km. 0+000 al Km. 8+000
IMAGEN 4.2	Tramo del Km. 8+000 al Km. 11+000
IMAGEN 4.3	Tramo del Km. 11+000 al Km. 28+323.45
IMAGEN 4.4	Tirante Badén Km. 15+105 y Km. 17+980
IMAGEN 4.5	Tirante Badén Km. 3+530 y Km. 24+153
IMAGEN 4.6	Tirante Badén Km. 27+040
IMAGEN 4.7	Vista panorámica, se observa morfología accidentada típica de zonas andinas
IMAGEN 4.8	Vista panorámica, donde se observa una morfología de zonas de poco accidentadas
IMAGEN 4.9	El cono deyectivo del río Olichoco característico de un valle fluvial tipo "V"
IMAGEN 5.1	Detalle de la celda para el Ensayo Triaxial
IMAGEN 5.2	Detalle de la caja para el Ensayo de Corte Directo
IMAGEN 5.3	Definición del área
IMAGEN 5.4	Definición de la Escala
IMAGEN 5.5	Definición de la Malla
IMAGEN 5.6	Subir puntos de la sección
IMAGEN 5.7	Generar región
IMAGEN 5.8	Elección del Método de Bishop en el programa Geoslope
IMAGEN 5.9	Definición del material del talud a modelar
IMAGEN 5.10	Generar Grid
IMAGEN 5.11	Generar Radius
IMAGEN 5.12	Boceto por donde se modelara la Línea deslizamiento

## INCIDE DE CUADRO

CUADRO 4.1	Definición de CBR y Mr por Subsector
CUADRO 4.2	EAL del Estudio
CUADRO 4.3	SNdiseño a 20 años
CUADRO 4.4	Estructura del Pavimento por Subsectores a 20 años
CUADRO 4.5	SNdiseño a 10 años
CUADRO 4.6	Estructura del Pavimento por Subsectores a 10 años
CUADRO 4.7	$N_{1,5}$ a 10 años
CUADRO 4.8	$N_p$ por Subsector a 10 años
CUADRO 4.9	$SN_{eff}$ por Subsector a 10 años
CUADRO 4.10	$SN_r$ por Subsector del año 10 al año 20
CUADRO 4.11	$SN_r$ por Subsector a 20 años
CUADRO 4.12	CBR y Mr
CUADRO 4.13	EAL
CUADRO 4.14	Espesores por Subsector
CUADRO 4.15	Espesores por Subsector - Alternativa
CUADRO 4.16	Badén
CUADRO 4.17	Defensa Ribereña
CUADRO 5.1	Calculo del FS por el Método de Bishop Simplificado
CUADRO 6.1	Parámetros Geotécnicos
CUADRO 6.2	Zonificación Geotécnica
CUADRO 6.3	Resumen de Análisis

## RESUMEN

Este documento presenta la base metodológica para determinar la Estabilidad de taludes, en una de las carreteras de penetración con mayor crecimiento de tránsito vehicular; por ello su importancia en la construcción de una vía asfaltada para conectar los pueblos de esta parte norte del Perú.

Asimismo, exponemos los diferentes procesos de desprendimientos o movimientos de masa que ocurren en los taludes; además de los factores que influyen en el análisis de Estabilidad de Taludes, pasando a los Métodos de Diseño para la verificación de la condición de estabilidad y los posibles Métodos de Estabilización.

Finalmente, se realizó un análisis de Estabilidad de Talud al Sector del Km. 17+200 al Km. 18+600 del Proyecto a través del Método seleccionado; hemos considerado como base los parámetros y características: morfológicas, litológicas, climatológicas, del suelo, vegetación de la zona en Estudio. Mostrando que nuestros resultados son de aplicación directa al Proyecto.

### **Palabras Claves**

Deslizamientos, Fallas, Litología, Angulo de Fricción, Cohesión, Factor de Seguridad, Estabilización de Taludes, Probabilidad de Falla, Talud.

## **ABSTRACT**

This document presents the methodological basis to determine the stability of slopes, in one of the roads of penetration with increased growth of vehicular traffic; for this reason their importance in the construction of a paved to connect the peoples of the northern part of the Peru.

We also expose the different processes of landslides or mass movements that occur on the slopes; In addition to the factors that influence the analysis of slope stability, to design methods for the verification of the condition of stability and possible methods of stabilization.

Finally, an analysis of stability of slope to the Sector of the Km. 17+200 Km. 18+600 of the project will be through the method selected; We have considered as base parameters and characteristics: morphologic, lithological, weather, soil, vegetation in the study area. Showing that our results are directly applicable to the project.

### **Key words**

Landslides, faults, lithology, friction angle, Cohesion, Factor of safety, stabilization of slopes, probability of failure, Slope.

## INTRODUCCIÓN

El proyecto Mejoramiento y Construcción de la Carretera Ruta 10, Tramo: Huamachuco – Puente Pallar – Juanjuí, Sector: Huamachuco – Sausacocha – Puente Pallar del Ministerio de Transportes y Comunicaciones a través de PROVÍAS NACIONAL, ha encargado la ejecución del Estudio Definitivo al Consorcio Motlima – Elí Córdova, a fin de desarrollar el Expediente Técnico para la ejecución de la Obra referida de 28,300 Km. a nivel de asfaltado.

El proyecto en referencia declarada de necesidad y utilidad pública, es una de las más importantes carreteras de penetración y de integración de los pueblos de: Trujillo, Huamachuco, Puente Pallar, y Juanjuí.

El Estudio se realizó con la finalidad de establecer las características geológicas y geotécnicas a lo largo de este tramo; identificando las diferentes características Morfo-Estructurales, estratigráficas y los diversos procesos geodinámicas de carácter externo; para luego realizar las recomendaciones del caso, para efectos de dar su manejo adecuado y/o su mitigación correspondiente.

Finalmente, esta tesis de estudio aspira dar un aporte al proyecto proporcionando un método de análisis que considere la seguridad de la Transitabilidad de la vía en términos de: optimización de comportamiento estructural de los Taludes de corte del sector crítico del Km. 17+200 al Km. 18+600 (Conocido como “Potrerillo”), las mismas condicionan el grado de estabilidad o comportamiento del talud, etc., los cuales repercutirán de manera directa en el desarrollo de la construcción de la Obra.

## **CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES**

### **1.1 OBJETIVO GENERAL**

1.1.1 VERIFICAR LA CONDICION DE ESTABILIDAD ACTUAL DEL TALUD SUPERIOR DE LA VÍA ENTRE LAS PROGRESIVAS KM. 17+200 AL KM. 18+600 DEL PROYECTO CARRETERA RUTA N° 10, TRAMO: HUAMACHUCO – PUENTE PALLAR – JUANJUI, SECTOR: HUAMACHUCO – SAUSACOCHA – PUENTE PALLAR.

### **1.2 OBJETIVO ESPECIFICO**

1.2.1 VERIFICAR EL METODO DE ANALISIS USADO PARA DETERMINAR LOS TALUDES DE CORTE EMPLEADO.

1.2.2 DETERMINAR LAS CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES QUE CONFORMAN EL TALUD SUPERIOR DE LA VÍA ENTRE LAS PROGRESIVAS KM. 17+200 AL KM. 18+600 DEL PROYECTO CARRETERA RUTA N° 10, TRAMO: HUAMACHUCO – PUENTE PALLAR – JUANJUI, SECTOR: HUAMACHUCO – SAUSACOCHA – PUENTE PALLAR.

1.2.3 IDENTIFICAR E INTERPRETAR LAS CARACTERISTICAS MORFORLOGICAS Y ESTRATIGRAFICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.

1.2.4 IMPLEMENTAR UN METODO DE ESTABILIZACION DE TALUDES A FIN DE REMEDIAR LA CONDICION DE INESTABILIDAD.

### **1.3 JUSTIFICACIÓN**

1.3.1 IDENTIFICAR Y MITIGAR EL FENOMENO DE GEODINAMICA EXTERNA PRESENTE ENTRE LAS PROGRESIVAS KM. 17+200 AL KM. 18+600 DEL PROYECTO CARRETERA RUTA N° 10, TRAMO: HUAMACHUCO – PUENTE PALLAR – JUANJUI, SECTOR: HUAMACHUCO – SAUSACOCHA – PUENTE PALLAR; A TRAVES DE ESTE ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES, LA CUAL NOS PERMITIRA ADOPTAR UNA MEDIDA TECNICA Y ECONOMICAMENTE VIABLE.

### **1.4 METODOLOGÍA**

1.4.1 TEORICO - EXPERIMENTAL

## **CAPITULO 2      TEORÍA DE LA ESTABILIDAD GLOBAL DE TALUDES**

### **2.1      INTRODUCCIÓN**

Para la Estabilización de taludes es importante entender las causas de la inestabilidad. Las causas más comunes son: talud muy empinado por corte o relleno, exceso de presión de poros causado por niveles freáticos altos o interrupción de la trayectoria de drenaje, socavación debido a la erosión de agua superficial y pérdida de resistencia con el tiempo debido a procesos de reptación e intemperismo.

Un estudio geológico-geotécnico concienzudo y un programa detallado de exploración del subsuelo son necesarios para determinar la causa del deslizamiento y planificar las medidas correctivas. La superficie de falla puede determinarse con sondajes e inclinómetros más allá de la línea de falla.

### **2.2      DEFINICIÓN DE TALUDES**

Un talud es cualquier superficie inclinada con respecto a la horizontal adoptando esa posición de forma temporal o permanente; con estructura de suelo o de roca, bien sea en forma natural o por intervención del hombre en una Obra de Ingeniería.

Al no ser la superficie del terreno horizontal, una componente de la gravedad ocasionara que el suelo se mueva hacia abajo. Si esta componente es suficiente grande ocurrirá falla del talud, deslizándose parte de la masa del suelo, habiendo la fuerza actuante vencido a la fuerza resistente, esta última conformado por el esfuerzo cortante que ofrece el suelo.



Esta situación conlleva a tener que efectuar cálculos para verificar la seguridad de los taludes naturales, taludes de corte: Excavación y taludes de terraplenes compactados.

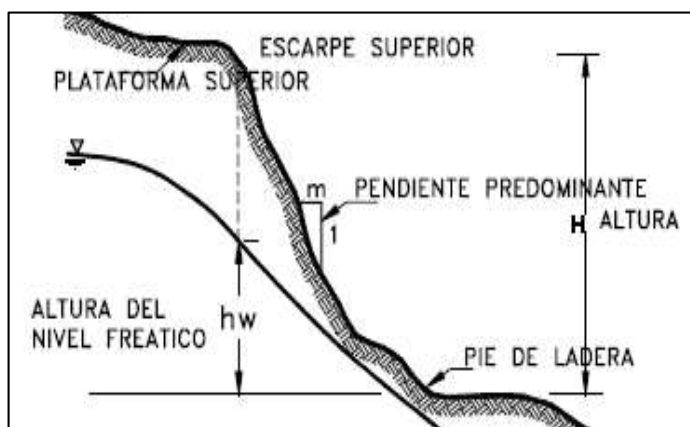
## 2.3 TIPOS DE TALUDES

Para efectos de estudio y literatura técnica, los taludes pueden ser llamados “ladera”; y su conformación actual tuvo como origen un origen natural o cuando se conformó artificialmente:

- **Naturales:** son formados por la naturaleza a través de la historia geológica (Ver Figura N° 2.1).
- **Artificiales:** necesitan de la intervención del hombre (taludes, cortes, terraplenes, etc.) y son ejecutados para construir: carreteras, represas, ferrocarriles, etc. (Ver Figura N° 2.2)

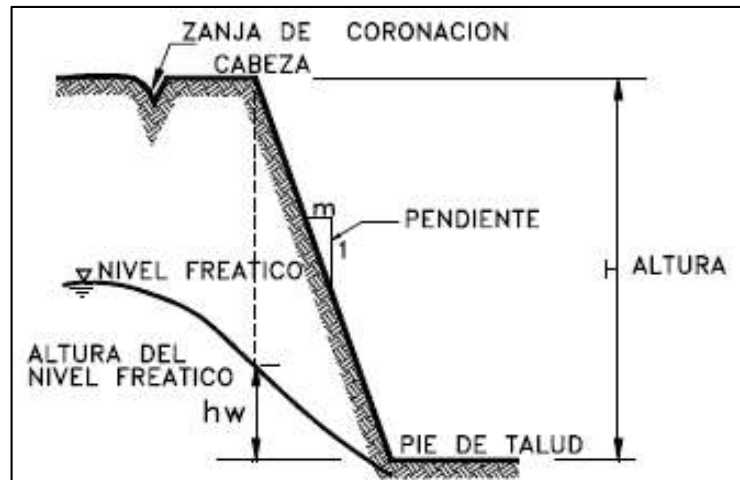
*“Cuando se va a construir taludes en presas de enrocamiento o de tierra, es de gran cuidado el diseño de talud, ya que si la represa falla las poblaciones aguas abajo corren peligro”.*

Figura N° 2.1: Talud Natural



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Fig 1.1.

Figura N° 2.2: Talud Artificial



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Fig 1.1.

## 2.4 TIPOS DE LOS MOVIMIENTOS DE MASA

En la superficie terrestre, la gravedad empuja continuamente los materiales hacia niveles inferiores. Los problemas que presenta la estabilidad de taludes, tanto naturales como excavados, han sido objetos de análisis en varios dominios de la actividad humana y con especial atención en la Ingeniería Civil.

El término más comúnmente usado para designar los movimientos producidos en los taludes es el de deslizamiento. Dicho términos implica movimientos de taludes formados por diferentes clases de materiales (roca, suelo, rellenos artificiales o combinación de ambos) a través de una superficie de rotura o falla determinada.

Dada la diversidad de inestabilidad que se producen, parece más adecuado utilizar el término movimiento de taludes, para englobar todos los tipos de roturas o fallas que puedan sufrir estos.

## 2.4.1 INFLUENCIA DEL TIPO DE MATERIAL

La naturaleza intrínseca del material mantiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse, condicionando y pudiendo estimarse de antemano la susceptibilidad de cada material, a que se desarrolle un movimiento determinado.

- **Macizos rocosos:**

La distinta naturaleza de las rocas que forman los macizos rocosos, implica una problemática determinada en su comportamiento ante la estabilidad de taludes.

Un macizo rocoso constituye un medio discontinuo; lo cual deduce que son de naturaleza anisótropa.

El Comportamiento de un macizo rocoso generalmente está dado por las características de las *Discontinuidades* (Estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, línea de debilidad, etc.) que presentan, así como la *Litología* de la roca matriz y su *historia Evolutiva*.

En las discontinuidades ha de considerarse el tipo y origen, distribución espacial, tamaño y continuidad, espacio, rugosidad, naturaleza del relleno, presencia de agua, etc.

Roca matriz ha de conocerse su naturaleza, características resistencia, meteorización, alteración, etc.

Los tipos de roturas que se producen en medios rocosos siguen superficies preexistentes, cuando están fuertemente fracturados pueden desarrollar nuevas superficies de corte similares a las producidas en suelos

El conocimiento del conjunto de características mencionadas constituye el paso previo en el análisis de estabilidad de taludes.

- **Suelos:**

Su Comportamiento se diferencia a los rocosos, como: Conjunto de partículas sólidas, sueltas o poco cementada, más o menos consolidadas, de naturales mineral, fragmento de roca, materia orgánica.

El Comportamiento del Suelo, se asemejan al de un medio continuo y homogéneo. Las superficies de rotura se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente.

Según su génesis se diferencian:

- Transportados: Coluviones, aluviones, glaciares, etc.
- In situ: Eluviales

Según su tipo de gradación desde el punto de la Ingeniería Civil se diferencian:

- Derrubios: Superficiales, alto contenido de material grueso.
- Depósito de barro: Poco grueso, cuya fracción fina oscila entre arenas no plásticas y arcillas de alta plasticidad.

Según su dinámica dependen de las propiedades características del agregado:

- Tamaño: Forma y redondez de las partículas más gruesas.
- Proporción de arenas y/o arcillas.
- Nivel freático.

Toda esta serie de características confieren a los suelos una resistencia intrínseca que constituye el factor dominante de su estabilidad.

- **Material de relleno:**

Todos aquellos depósitos artificiales, realizados por la demanda de ciertas actividades, como construcción de obra civil (Terraplenes, presas de tierra, etc, o bien como cúmulo de materiales de desecho, sobrantes, estériles (Vertederos y escombreras).

El comportamiento, tiene semejanza con el de los materiales tipo suelo.

Los movimientos que se producen siguen la pauta de los que tienen lugar en los suelos, desarrollándose a través del material, según una superficie no determinada previamente.

Dicho comportamiento puede modificarse en determinados casos, cuando las características de los materiales en contacto difieran considerablemente. Tal es el caso de los terraplenes a media ladera, en los que pueden producirse movimientos en el contacto de los materiales que constituyen el núcleo y cimiento del terraplén respectivamente.

También pueden existir movimientos condicionados por materiales de distintas características, en el caso de presas de tierra con núcleos inclinados, vertederos no controlados, etc.

## **2.4.2 TIPOS DE MOVIMIENTOS**

La inestabilidad de taludes se traduce en una serie de movimientos, que pueden ser clasificados sobre la base de distintos criterios.

Se presentan a continuación los tipos de movimientos, comúnmente conocidos como Desprendimientos, que se originan con mayor frecuencia, de acuerdo con los mecanismos que se producen en diferentes materiales y los intervalos de tiempo en que tienen lugar.

## DESPRENDIMIENTOS

Son fallas (Vuelcos, Deslizamientos, Basculamientos, etc. - Ver Figura N° 2.3) repentinas de taludes verticales o casi verticales que producen el desprendimiento de un bloque o múltiples bloques que descienden en caída libre. La volcadura de los bloques generalmente desencadena un desprendimiento.

- En suelos, los desprendimientos son causados por socavación de taludes debido a la acción del hombre o erosión de quebradas.
- En macizos rocosos son causados por socavación debido a la erosión. En algunos casos los desprendimientos son el resultado de meteorización diferencial (Suelos débiles a moderadamente fuertes y en macizos cosos fracturados).
- Generalmente antes de la falla ocurre un desplazamiento, el cual puede ser identificado por la presencia de grietas de tensión.

Figura N° 2.3: Tipos de Desprendimientos



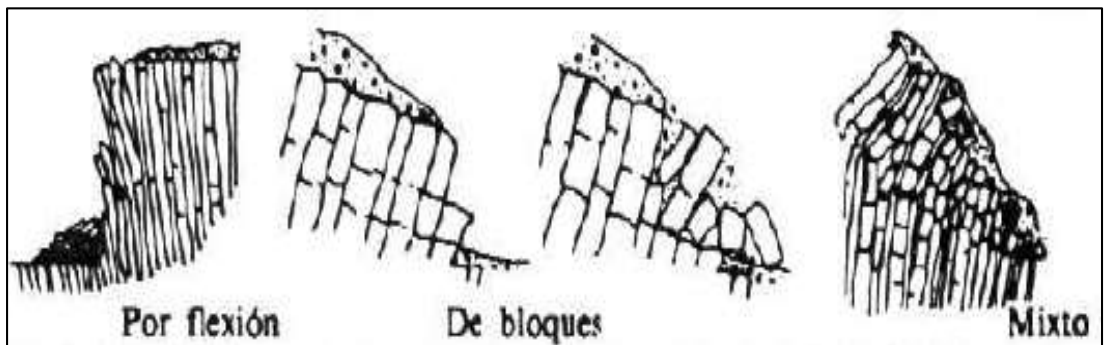
Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

### 2.4.2.1 Vuelcos

Este movimiento implica una rotación de unidades con forma de columna o bloque, bajo acción de gravedad y fuerzas ejercida por unidades adyacentes o por acción del agua en las discontinuidades. Se consideran exclusivamente de medios rocosos. Se tiene:

- Vuelco por Flexión: Se desarrolla bajo un mecanismo compuesto por flexiones pseudocontinuas del material, individualizado en columnas, debido a una serie de movimientos acumulados a lo largo de las discontinuidades; originando grietas de tracción con profundidad y anchura variables (Ver Figura N° 2.4).
- Vuelco de bloques: Se da en macizos rocosos con sistemas de discontinuidades ortogonales, dando lugar a una geometría de columnas divididas en bloques.  
El empuje de los bloques inferiores origina un desplazamiento, la cual progresa hacia la parte superior del talud (Ver Figura N° 2.4).
- Vuelco mixto: Participa de los dos anteriores; se produce cuando los bloques son alargados, debido a flexiones en el pie del talud y movimientos relativos de las distintas unidades (Ver Figura N° 2.4).

Figura N° 2.4: Vuelcos



Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

#### 2.4.2.2 Deslizamientos

Son movimientos que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tiene lugar a lo largo de una o varias superficies o a través de una franja relativamente estrecha del material.

La superficie deslizamiento es visible o pueden deducirse razonablemente.

La velocidad que se desarrolla estos movimientos es variable, dependiendo de la clase de material involucrado en los mismos.

La masa desplazada puede deslizar a una distancia variable de la superficie original de rotura, solapándose con el terreno natural y marcando este una superficie de separación bien definida.

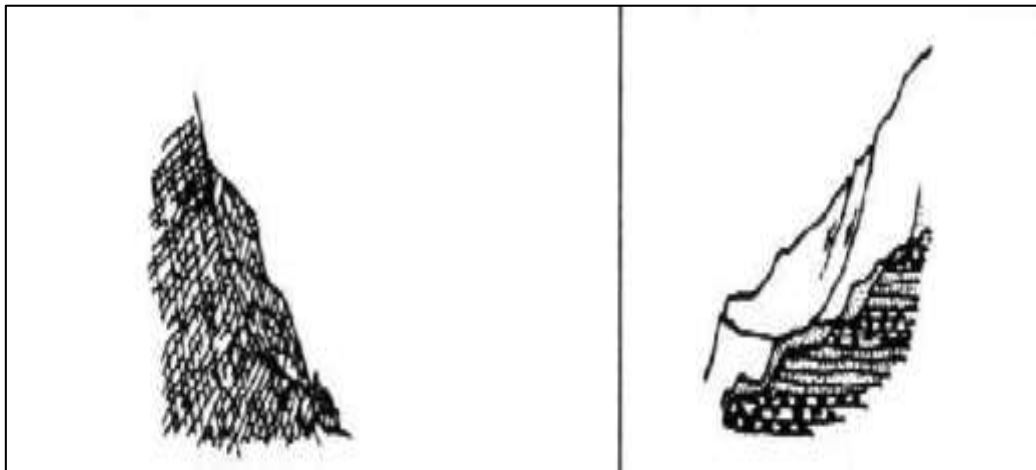
Sobre los flancos y superficies sobre la que se produce el movimientos se originan estrías indicativas de la dirección del movimiento.

Deslizamiento rotacional: A lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava. El movimiento tiene una naturaleza más o menos rotacional, alrededor de un eje dispuesto paralelamente al talud (Ver Figura N° 2.5); la salida de las superficies circulares donde se produce la rotura se puede dar en tres partes diferentes del talud: Por encima de su pie, se denomina superficie de rotura del



talud; por el pie del talud y por encima de la base de dicho talud, se denomina superficie de rotura de pie de talud. Bajo el pie del talud con salida en la base del mismo y alejada del pie, se denomina superficie de rotura de base del talud.

Figura N° 2.5: Deslizamiento Rotacional



Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

Deslizamiento traslacionales: La masa del terreno se desplaza hacia afuera y abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada, con pequeños movimientos de rotación; generalmente se desarrollan en macizos rocos, con discontinuidades bien marcadas.

Dentro del deslizamiento traslacional pueden existir varias unidades pseudo-independientes, denominándose entonces deslizamiento quebrado o planares (Ver Figura N° 2.6).

Cuando la masa deslizada consta de una unidad no muy deformada o varias unidades se denominan tipo bloque.

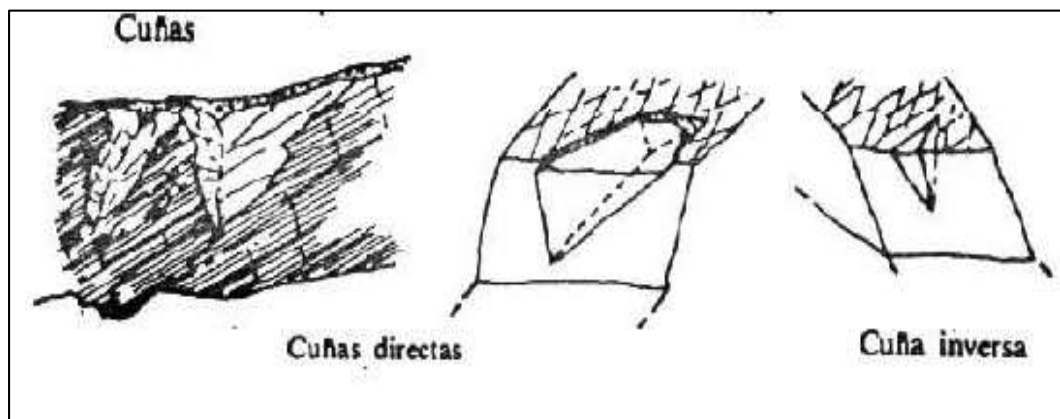
Si 2 superficies de diferente tamaño se inclinan en sentido diferente, se denominan cuñas directas (Ver Figura N° 2.7); cuando la inclinación es hacia el mismo sentido, se denomina cuñas inversas (Ver Figura N° 2.7). Cuando coinciden una serie de condiciones estructurales y geométricas determinadas, en un macizo rocoso, pueden aparecer deslizamientos peculiares denominados pandeos (Buckling – Ver Figura N° 2.8). Generalmente en los deslizamientos de tipo traslacional, el movimiento se produce de forma rápida.

Figura N° 2.6: Deslizamiento Traslacional



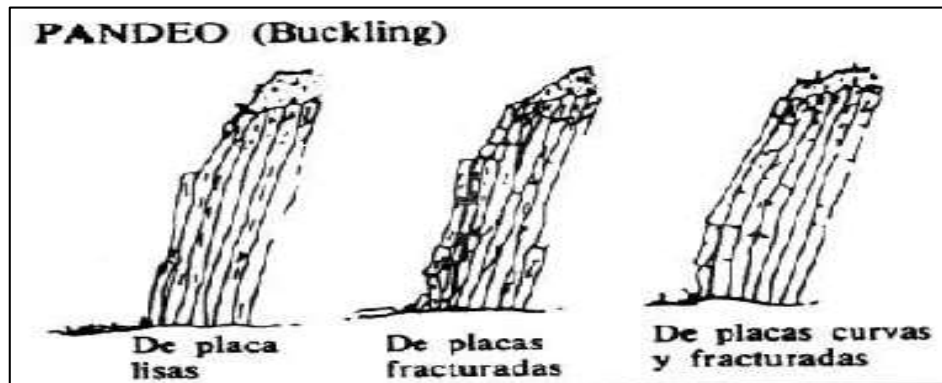
Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

Figura N° 2.7: Deslizamiento por Cuña



Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

Figura N° 2.8: Pandeos (Buckling)

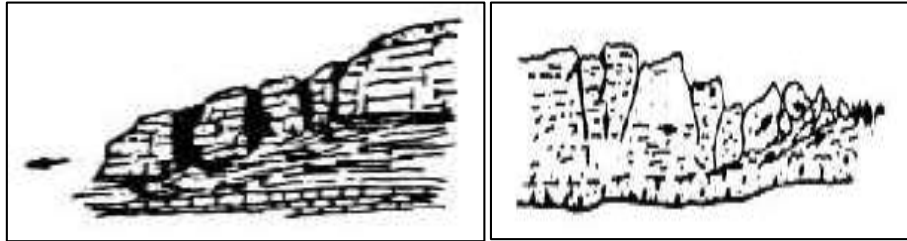


Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

Extensiones laterales: Este movimiento no es frecuente, aparecen cuando concurren determinadas características geológicas complejas. El movimiento consiste en una extensión lateral controlada por superficies de corte y/o fracturas de tensión. Pueden aparecer sobre macizos rocosos con diferentes competencias o bien sobre materiales de carácter de suelo; el mecanismo de rotura suele ser complejo, pudiendo comprender formas de traslación, rotación, flujo y licuación del material (Ver Figura N° 2.9 y N° 2.10). Cuando estos mecanismos se desarrollan en macizos rocosos son de velocidad lenta, por el contrario en materiales de tipo suelo son rápidos o muy rápidos, iniciándose súbitamente.

Simultáneamente en los materiales superiores pueden producirse fenómenos de subsidencia, traslación, rotación e incluso licuación y flujo, dependiendo de la naturaleza intrínseca del material.

Figura N° 2.9 y N° 2.10: Extensiones Laterales



Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

### **2.4.2.3 Coladas**

Son movimientos producto de una continua deformación bajo esfuerzos imperceptibles que implica una distribución de velocidades variables, de velocidades extremadamente lentas a rápida.

Este movimiento en macizos rocosos son menos frecuentes, que en materiales de tipo suelo, en la cual este movimiento son en sentido estricto.

Existen factores que tienden a diversificarlos; la granulometría del material y el contenido de agua son los más determinantes en el desarrollo de este movimiento

#### Coladas en Suelo

En sentido estricto debido a la semejanza de comportamiento con los fluidos viscosos. Las superficies de deslizamiento no suelen estar bien definidas y si se producen son efímeras. El límite entre la masa que se ha movido y la que pertenece "in istu" puede estar marcado por una estrecha franja, en la que se producen movimientos diferenciales o con una diferente distribución de la resistencia al corte. Su velocidad puede ser muy rápida, o casos de extrema lentitud. Comentamos los subtipos más representativos.

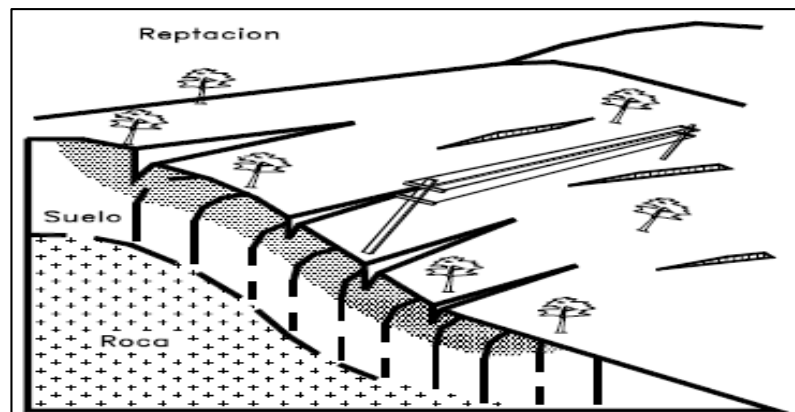
Reptaciones: Consiste en movimientos muy lentos a extremadamente lentos del suelo

subsuperficial sin una superficie de falla definida (Ver Figura N° 2.11).

Generalmente, el movimiento es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno. Se le atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en suelos, usualmente, muy blandos o alterados. Puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos.

Tradicionalmente se considera que estos movimientos presentan desplazamientos imperceptibles, sin embargo actualmente nuevos procedimientos de medida han podido determinar que realmente se producen movimientos perceptibles que preceden inmediatamente a la rotura catastrófica.

Figura N° 2.11: Reptación

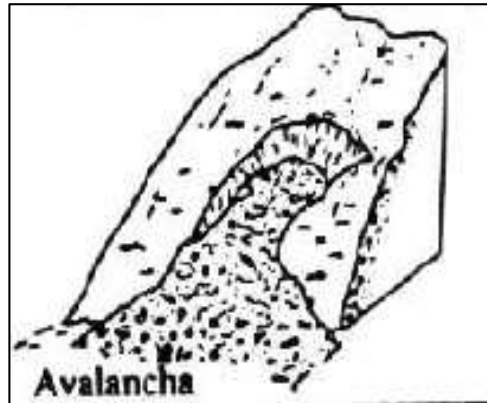


Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

Colada de derrubios (Debris flow): Característico de materiales con un elevado porcentaje de fragmentos gruesos. La masa que desliza se divide en pequeñas

partes con movimiento lento. Cuando éste es rápido y progresivo suele utilizarse el término *avalancha* (Ver Figura N° 2.12).

Figura N° 2.12: Debris flow



Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

Colada de barro (Mud flow): Se produce en materiales con al menos un 50% de fracción fina y con un contenido en agua suficiente para permitir fluir al material. Existe una diversidad de características influyentes en estos movimientos que permiten una amplia definición de los mismos. Así se habla de solifluxión cuando interviene el fenómeno hielo-deshielo en la parte más superficial de los suelos, coladas de materiales finos sin contenido en agua (Ver Figura N° 2.13), etc.

Figura N° 2.13: Mud flow



Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

#### 2.4.2.4 Movimiento complejos

Es el resultado de la combinación de más de un tipo de los diferentes movimientos descritos anteriormente (Ver Figura N° 2.16).

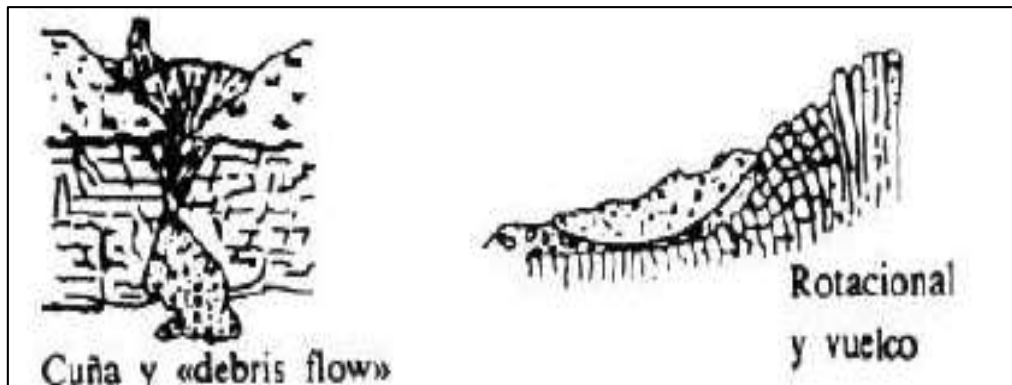
Se puede incluir la combinación múltiple de un mismo tipo de rotura (Ver Figura N° 2.14) y también aquellos movimientos en que la distribución interna de las velocidades de la masa que desliza, pueda o no asemejarse a un fluido viscoso (Ver Figura N° 2.15).

Figura N° 2.14: Movimiento rotura



Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

Figura N° 2.15: Movimiento fluido



Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

Figura N° 2.16: Movimiento Complejos



Fuente: ITGE 1987, Fig. 5.29.

### 2.4.3 FACTORES CONDICIONANTES Y DESENCADENANTES

En el análisis de los movimientos es de primordial importancia el reconocimiento de los factores que condicionan la estabilidad de los taludes y aquellos otros que actúan como desencadenantes de los movimientos. El reconocimiento de ambos factores permite una evaluación del peligro existente y, por tanto, las medidas necesarias para evitar o corregir los posibles movimientos.



La susceptibilidad de que se produzcan movimientos en los taludes está condicionada por la estructura geológica, la litología, las condiciones hidrogeológicas y la morfología propia de un área determinada.

La gran variedad de movimientos en los taludes es reflejo de la diversidad de factores que pueden originarlos. Se describen a continuación algunos de los factores más importantes que influyen en la estabilidad de taludes.

#### **2.4.3.1 Factores Naturales**

Fundamentalmente constituyen factores condicionantes cuando se trata de agentes que integran la meteorización, siendo los agentes erosivos los que tiene una mayor incidencia como factores desencadenantes, así como los fenómenos de carácter tectónico que influyen en la corteza terrestre. Existe una distribución geográfica en donde se da un predominio de unos u otros factores, que facilitan o producen determinadas inestabilidades. La orientación de los taludes hacia el N favorece que se produzcan determinados factores condicionantes de la estabilidad. Las áreas con una determinada climatología o ciertas condiciones de sismicidad y vulcanismo, constituyen entornos más proclives a que se desarrollen factores condicionantes y desencadenantes de los movimientos respectivamente.

##### **A. El agua**

Constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades. Describimos los efectos que produce según su procedencia:

Ríos y oleaje: Las corrientes de agua con su poder erosivo y el transporte constituyen un gran factor desencadenante, tendiendo a conseguir el perfil de equilibrio de las laderas de los valles por los que discurren. Pueden actuar de forma continua con desigual importancia según la intensidad de la corriente, produciendo socavaciones en el pie de los

taludes, que disminuyen o eliminan su soporte en la base e incrementan el esfuerzo de corte de los materiales.

La acción de los ríos se incrementa notablemente cuando se modifican las condiciones normales de caudal y geometría. Así durante las máximas avenidas aumenta su poder abrasivo y de socavación debido al carácter esporádico y tumultos.

El oleaje también contribuye al modelado de los acantilados costeros, actuando como un factor desestabilizador de los mismos. Durante los periodos de tormenta, el oleaje produce una socavación en el pie de los acantilados. También se producen vibraciones que pueden suponer un factor condicionante de la estabilidad a través de discontinuidades.

**Aguas subterráneas:** Se consideran como tales, las corrientes y niveles subterráneas y el agua distribuyen en el interior de la red de fracturación de un macizo rocoso o de forma intersticial en los suelos que condicionan la estabilidad de los mismos. Ejercen una serie de disoluciones y otros cambios físicos-químicos en el terreno, que disminuyen las características resistentes del mismo.

En regiones kársticas su progreso puede producir el hundimiento de cavernas afectando a los taludes más próximos. La absorción del agua de infiltración produce una continua expansión y contracción de los suelos, en periodo alternantes de lluvia y sequías, que varía las características resistentes de los mismo. Cuando el agua se halla confinada puede producir subpresiones en los materiales suprayacentes.

Puede originar la licuación de los suelos arenosos por un aumento de la presión intersticial, debido a bruscos cambios en el nivel freático. Cuando discurre entre las discontinuidades. Aumenta la presión entre las misas y actúa como lubricante según el contenido en minerales arcillosos.

Lluvia: Constituye un factor desencadenante de inestabilidades, contribuyendo a aumentar la acción de diversos factores condicionantes: meteorización, acción de aguas subterráneas, etc.

El impacto de las gotas de lluvia sobre suelos produce salpicaduras que levantan y dejan caer las partículas tendiendo a transportarlas hacia niveles inferiores de la vertiente. Consecuentemente, se origina una removilización superficial de los suelos, que puede disminuir la capacidad de infiltración del mismo, al taponar las partículas movidas las aberturas naturales del suelo.

Cuando el régimen de lluvias es torrencial, el agua caída aumenta las subpresiones del terreno al infiltrarse por discontinuidades y grietas, y produce una sobrecarga debida a su propio peso. Cuando se trata de materiales cohesivos, se puede dar una absorción de agua por los minerales arcillosos y producirse un hinchamiento de los mismos, incrementándose las presiones efectivas del terreno.

## B. El hielo y la nieve

Se pueden diferenciar cuantitativamente los efectos de las masas de hielo y nieve que forman los glaciares y los producidos por la acción hielo-deshielo del agua que contiene el terreno. Los glaciares en su recorrido modelan los valles, debido a los fragmentos rocosos que contienen y que

aumentan el poder abrasivo del hielo, originando escarpadas paredes rocosas.

El repentino crecimiento y fusión del hielo en que se transforma el agua intersticial del terreno y la contenida en las discontinuidades, produce una disgregación mecánica de la estructura del mismo. Esta se traduce en una reducción de la cohesión y ensanchamiento de las discontinuidades condicionando el terreno ante la acciones de otros factores.

También se produce una dificultad del drenaje del talud a través de su superficie. Las acumulaciones de nieve en algunos puntos producen sobrecargas y aumentan el contenido en agua del terreno durante la fusión, dando paso a la acción específica del agua.

#### C. Sismicidad y Vulcanismo

Constituyen factores desencadenantes de grandes deslizamientos, pudiendo ocasionar daños graves.

Cuando ocurre un sismo se generan una serie de vibraciones que se propagan como ondas de diferente frecuencia. La aceleración, vertical y horizontal asociada a esas ondas, originan una fluctuación del estado de esfuerzos en el interior del terreno afectando el equilibrio de los taludes. En las regiones sísmicamente activas, los terremotos son la causa predominante de los movimientos de aludes.

Los volcanes en actividad llevan asociados movimientos sísmicos de características específicas en cuanto a su intensidad frecuencia, etc. Originan modificaciones en las laderas que forman sus conos y en los materiales depositados sobre los mismos. El campo de esfuerzos existente en los conos volcánicos puede modificarse como resultado de una dilatación de las cámaras magnéticas, cambios en el nivel del magma de los mismos aumentos de los temblores armónicos que continuamente se dan. Dichos fenómenos alteran el equilibrio de los taludes que rodean a los cráteres, produciendo generalmente fallas y colapsos.

#### D. Actividad Biológica

Tienen especial interés las acciones que ejerce la vegetación en sus aspectos positivos y negativos.

La cubierta vegetal, a través de sus raíces ayuda a mantener la estabilidad de los taludes debido a que sirve de unión entre los componentes de los suelos.

También contribuye al drenaje absorbiendo parte del agua contenida en el terreno y atenúa a degradación superficial del mismo, dificultando la acción de otros factores. En su aspecto negativo, existen raíces capaces de disgregar el terreno y desplazar bloques de magnitud considerable, debido a sus efectos mecánicos de grietas y fisuras, actuando a modo de cuñas.

La deforestación de ciertos taludes incide adversamente en el régimen de agua en las capas más superficiales, contribuyendo a la actuación de otros factores desestabilizadores.

La actividad de organismos animales, contribuye en menor medida a crear terreno facilitando el desarrollo de otros factores.

#### E. Subsistencia regional

Son los desplazamientos verticales que se producen en los niveles del mar y de la tierra, en grandes áreas de la corteza terrestre.

También existen subsidencias estrechamente relacionadas con grandes accidentes tectónicos y otras que acompañan a movimientos más violentos y constituyen acciones de reajuste posterior.

El efecto que causa es un progresivo aumento del ángulo del talud, que contribuye a la aparición de algunos deslizamientos.

Produce un cambio de los esfuerzos existentes en el interior del terreno, alterando las condiciones de equilibrio por un aumento del esfuerzo de corte. Es necesario que el talud este próximo a condiciones de equilibrio límite, para que este pequeño y lento movimiento tengan efectos notables.

#### **2.4.3.2 Actividad Humana**

El desarrollo de los países incluye un conjunto de actuaciones adecuadas a crear una infraestructura que permita el progreso de los mismos.

Destacan los sectores dirigidos a procurar los recursos naturales y aquellos que permitan los servicios necesarios para su transformación y distribución. Dos de las parcelas más importantes son la minería y las obras civiles.

*Las actividades que se deriva constituyen una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de taludes.*

#### A. Excavaciones

Constituyen uno de los factores desencadenantes más extendidos, debido a la necesidad de las mismas en las obras civiles. Necesitan de un detallado estudio que garantice la estabilidad de los taludes creados. Producen una variación del estado de equilibrio del terreno, traduciéndose en subsidencias, descalces de potenciales superficies de deslizamiento, desequilibrio de masas, etc.

#### B. Voladuras

Los efectos inmediatos de las voladuras son los derivados de las características de la onda que se propaga y de los gases que se originan, como consecuencia se amplía la red de fracturación preexistente en el terreno, creando nuevas superficies potenciales de deslizamientos

#### C. Sobrecargas

Es un factor condicionante de los movimientos que modifican el entorno natural en el que se produce dicha acción. El efecto producido es, generalmente, un incremento del esfuerzo de corte del terreno y cuando se trata de suelos con alto contenido en arcilla, se origina un aumento de la presión intersticial.

#### D. Actividad Minera

Incluye la explotación de canteras, minería a cielo abierto y subterráneo. Se produce un aumento de la diferencia de altura en los niveles del terreno

y una relajación del mismo en las áreas de tensión que rodean a la subsidencia.

## **2.5 ESTABILIDAD DE TALUDES**

Un movimiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua. Por lo tanto, las fallas localizadas en un solo punto de la masa de tierra no indican necesariamente que la masa sea inestable. La inestabilidad se produce como resultado de la falla de esfuerzo de corte en una serie de puntos que definen una superficie, a lo largo de la cual se produce el movimiento (Falla Global).

Cualquier cosa que produzca una disminución de la resistencia del suelo o un aumento de los esfuerzos en el suelo, contribuye a la inestabilidad y deben tomarse en consideración, tanto en el proyecto de estructuras de tierra como en la corrección de fallas.

### **VIAS DE COMUNICACIÓN**

En el caso de que la vía o camino discorra por secciones a media ladera o en trinchera, en las que se conozca la existencia de desprendimientos, o se estime que pueden llegar a producirse, se procederá a evaluar la posibilidad de afección a la vía o camino.

Del mismo modo, puede ser necesario el refuerzo del pie de un talud de la vía o camino en determinadas zonas, de manera que no se comprometa su estabilidad en el periodo de vida del proyecto.

En general, las vías o caminos discurrirán sobre zonas en las que existía previamente una vía de comunicación (férrea, camino forestal, agrícola), en los que la sección transversal ya esté definida, a falta de concretar la

explanación y el terraplén del pavimento. La apertura de zonas de nuevo trazado y los movimientos de tierra asociados, serán necesarios únicamente en tramos de nueva construcción.

En algunos casos, además, puede ser conveniente completar las actuaciones de estabilización con actividades de revegetación, ya que las plantas protegen la superficie del suelo contra la erosión. El uso de plantas como material para estabilizar el suelo está frecuentemente asociado al empleo de materiales secundarios, cuya finalidad es ayudar a establecer unas condiciones físicas en las primeras fases de la implantación, cuando todavía el material vegetal no tiene prácticamente efectividad.

## **2.6 FACTORES QUE INFLUENCIAN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

Mediante el cálculo de un *FACTOR DE SEGURIDAD* se procede al análisis de la estabilidad de cada talud.

Para este procedimiento se vuelve necesario un estudio geológico y geomecánico de los materiales conformantes del talud, de los posibles mecanismos de rotura que pueden tener lugar y de los parámetros que influyen, condicionan y desencadenan las inestabilidades.

La estabilidad de un talud está determinada por los siguientes *PARAMETROS*:

- ✚ PARAMETROS GEOMETRICO (Topografía, altura en inclinación).
- ✚ PARAMETROS GEOLOGICO (Regional y local; presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía)
- ✚ PARAMETROS HIDROGEOLOGICOS (Nivel Freático, presencia de agua)



- ✚ PARAMETROS GEOTECNICOS (Cohesión, Angulo de Fricción y Peso Unitario; relacionados con el comportamiento mecánico del terreno).

Todos estos parámetros pueden determinar la condición de rotura a lo largo de una superficie de falla. La probabilidad de rotura y los mecanismos de esta están controlados principalmente por parámetros geológicos y geométricos, los cuales son intrínsecos a los materiales naturales.

### **2.6.1 PARAMETROS GEOMETRICOS**

La topografía actual es el producto de millones de años de desarrollo y modificación a lo largo de diferentes procesos geológicos. El relieve y la topografía, de un sector de estudio, están determinados por la geología del área de estudio, lo que permite estimar la susceptibilidad al movimiento en el nivel regional.

La conformación topográfica del talud: altura, pendiente, curvatura, largo y ancho, actuando en forma conjunta o separada, afectan la estabilidad de un talud, por cuanto determinan los niveles de esfuerzos totales y las fuerzas de gravedad que provocan los movimientos.

La topografía puede controlar la medida de meteorización y la medida de infiltración y movimiento de agua a través del material del talud, afectando la cantidad de agua disponible, lo cual determina la ocurrencia y características de los niveles freáticos.

El nivel de esfuerzos es también determinado por el volumen y ubicación de los bloques o masas de materiales, factores que dependen de las características topográficas.

La topografía representa una excelente fuente de información que permite conocer e identificar sectores potencialmente con problemas de deslizamientos, derrumbes, etc. Entre los parámetros topográficos a estudiar se pueden extraer los siguientes:

#### 1. Pendiente

Los perfiles más profundos de meteorización se encuentran en los taludes suaves más que en los empinados. Para cada formación, en un estado determinado de meteorización existe un ángulo de pendiente a partir del cual un talud es inestable.

Mientras algunos suelos residuales de origen ígneo permiten ángulos del talud superiores a  $45^\circ$ , en Lutitas meteorizadas saturadas éste no debe exceder los  $20^\circ$  y hasta valores de la mitad del ángulo de fricción.

Según Skempton, teóricamente en suelos granulares limpios y secos el ángulo de inclinación del talud con la horizontal no debe sobrepasar el del ángulo de fricción del material.

#### 2. Curvatura

Se define como concavidad o convexidad ya sea tanto en sentido longitudinal como transversal y afecta el equilibrio de la masa en sí, así como la capacidad de infiltración y de erosión por su efecto en la velocidad del agua de escorrentía.

#### 3. Largo - ancho

Entre más largo sea un talud, mayor recorrido tendrán las aguas de escorrentía sobre éste y por lo tanto el talud estará más expuesto a la erosión superficial.

#### 4. Áreas de infiltración arriba del talud

Es importante identificar áreas de concentración de agua arriba del talud, que coinciden con depresiones topográficas o zonas de regadío intenso. Entre más grande sea la zona que aporte agua al talud, será mayor la cantidad de agua que está afectando la estabilidad del talud.

## **2.6.2 PARAMETROS GEOLOGICOS**

La Geología representa un parámetro primordial en la estabilidad de un talud y existen muchos factores geológicos que ilustran el potencial deslizamiento de taludes.

La Geología generalmente, define las características o propiedades del suelo o roca.

La formación geológica determina la presencia de materiales duros o de baja resistencia y las discontinuidades pueden facilitar la ocurrencia de movimientos a lo largo de ciertos planos de debilidad.

Los elementos geológicos principales a estudiar son los siguientes:

### **1. Formación Geológica**

Los materiales de origen igneo-metamórfico poseen un comportamiento diferente a los suelos de origen sedimentario, aluviones, coluviones, etc.

### **2. Estructura y discontinuidades**

En los suelos residuales y rocas la estratificación y las discontinuidades actúan como planos de debilidad o como conductores de corrientes de agua subterránea y las características de estas pueden facilitar los movimientos.

### **3. Meteorización**

La descomposición física o química produce alteraciones en la roca o suelo, las cuales modifican substancialmente los

parámetros de resistencia y permeabilidad, facilitando la ocurrencia de deslizamientos.

Los suelos no estables se deslizarán a través de superficies de falla preferenciales.

### **2.6.3 PARAMETROS HIDROGEOLOGICOS**

Hallar el Nivel freático de los taludes es importante, dado que los suelos que forman un talud con la contribución del agua se vuelven inestables y por lo tanto tiende a moverse hacia la parte inferior ya sea por gravedad u otras fuerzas o cargas excéntricas al incrementarse o cuando la resistencia del suelo disminuyen de tal manera que las fuerzas que se oponen al movimiento en total, son menores que las que lo provocan y al ser de esa manera se produce la falla de talud.

Cuando hay deslizamiento se exige que se verifique la presencia o efecto del agua, es decir ver si existe poro presión con infiltración y verificar si el suelo está saturado porque cuando el suelo está saturado se producen movimientos progresivos de la masa.

Los cambios en el régimen de aguas subterráneas actúan como detonadores de movimientos en las laderas o taludes y estos se encuentran generalmente, relacionados con las lluvias y la hidrología superficial.

En un estudio de deslizamientos se deben tener en cuenta los parámetros relacionados con la hidrogeología y en especial los siguientes factores:

#### **1. Características de las lluvias**

La ocurrencia de períodos lluviosos intensos produce ascensos en los niveles piezométricos y la saturación disminuye las tensiones capilares.

## 2. Régimen de aguas subterráneas

Los niveles de agua freáticas pueden fluctuar de manera considerable con el tiempo y modificar la resistencia de los materiales y el estado de esfuerzos.

Es importante determinar las áreas de recarga y descarga, partiendo de la base del conocimiento del clima regional y análisis del terreno, incluyendo el tipo y distribución de la roca, fallas, fracturas, manantiales y humedales.

### 2.6.4 PARAMETROS GEOTECNICOS

Consiste en determinar un ángulo del talud para el cual en condiciones normales, bajo condiciones de agua, bajo un flujo de agua que se produzca sobre la masa de suelo o deformaciones provocadas por cortante de tal manera que el talud se mantenga en equilibrio plástico, esto será posible si en un punto dado se mantienen los esfuerzos del talud provocados dentro de la masa de talud, sean iguales o mayores que la resistencia del suelo.

#### Resistencia al Cortante

La resistencia al corte representa el esfuerzo resistente que posee el material que no ha fallado, la cual explica la oposición del suelo al deslizamiento.

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

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

### Permeabilidad

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

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

### Sensitividad

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

### Expansividad

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

La expansividad de un suelo se puede medir por medio de ensayos de presión de expansión o expansión libre o por su relación con los límites de plasticidad. La expansividad de

suelos arcillosos en los rellenos de juntas puede generar deslizamientos de rocas.

### Erosionabilidad

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

El análisis de talud debe hacerse tomando en cuenta las fuerzas resistentes como propiedad.

Un talud se considera estable si el ángulo de inclinación fuera menor dentro de cierto rango de seguridad que el ángulo calculado.

En la naturaleza existen:

**Suelos No cohesivos:** suelos granulares o arenas puras, la superficie de falla es plana. Los taludes construidos sobre macizos no cohesivos, serán estables si el ángulo de inclinación del talud es menor que el ángulo de fricción interna de la arena, o sea el ángulo de fricción interna natural de la arena en equilibrio plástico.

**Suelos Cohesivos:** superficie de falla es curva o circular por lo tanto el análisis en la estabilidad del talud se aplicarán los métodos de diseño de "estabilidad de talud". El ángulo de inclinación del talud es superior al ángulo de fricción interna  $\beta = f$ . La superficie de ruptura se profundiza indefinidamente.

En suelos cohesivos con taludes muy inclinados la falla ocurre a lo largo de superficies circulares restringidas a una zona superficial de espesor  $Z_1$ .

La superficie del talud puede tener planos de ruptura rectos, estos pueden ser sustituidos para el estudio práctico por superficies de ruptura circulares o de espirales logarítmicas

## **2.7 INVESTIGACIÓN GEOTECNICA**

Según lo descrito anteriormente, deberá obtenerse información necesaria para caracterizar mejor el subsuelo y conocer los parámetros que sirvan de base para el análisis de estabilidad y posterior solución del problema.

Para ese fin, se desarrollan programas de investigación geotécnica, para determinar las propiedades y características de los materiales mediante ensayos estándar o especiales, así como determinadas pruebas de resistencia in situ.

### **2.7.1 PROSPECCIONES**

Es así que las prospecciones más practicadas son:

#### **a) Perforaciones Diamantinas**

El objetivo principal es definir la litología del área o zona de estudio, tomar muestras para su posterior análisis en el laboratorio.

El número y ubicación de las perforaciones a realizar en un estudio dependen del tamaño y forma del área considerara.

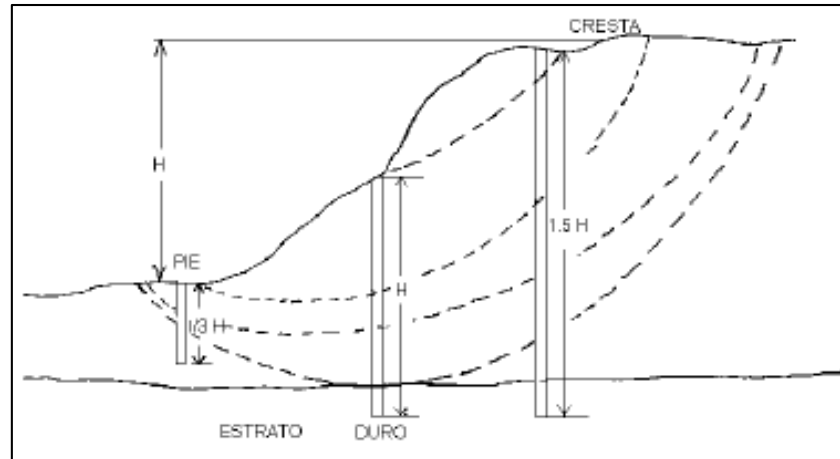
El criterio para determinar estas 02 características básicas varía considerablemente, sobro todo en áreas planas.

En el caso de taludes se recomienda hacer un mínimo de tres perforaciones. Se puede hacer una perforación en la cresta con una profundidad de 1.5 veces el tamaño del talud, otra perforación en la mitad del talud con una profundidad del mismo talud y una última



al pie del talud con una profundidad de  $1/3$  del talud (Ver Figura N° 2.17).

Figura N° 2.17: Ubicación de Perforaciones



Fuente: Cap. 03 Guía para Identificar problemas de Deslizamientos, Fig. 3.10

### **b) Calicatas**

El método de exploración más superficial que el anterior, es posible tomar muestras más voluminosas de material para tener una vista “interna” del suelo y detectar posibles planos de falla (sobre todo en material arcillosos). Estas generalmente se excavan a mano y miden 1.5x1.5x2.0 metros, aunque también puede usarse métodos mecánicos.

### **c) Trincheras**

Es una técnica y/o método geológico de campo para investigar las características o propiedades del subsuelo, la cual consiste en una excavación superficial de 0,8 a 3 metros de ancho o más, y de un (1) metro a 3,5 metros de profundidad, y longitudes variables. Las trincheras geológicas se proyecta en el terreno perpendicular a línea de falla o ramificación de la misma con un ángulo de proyección de  $45^\circ$  aproximadamente. Esto último permite la identificación de las unidades litológicas afectadas, visualización

del plano de falla, tipo de falla geológica, salto vertical y horizontal del mismo, entre otros.

Como fue expuesta antes, nos permite averiguar o investigar las condiciones geológicas, estratigráficas, estructurales y/o geotécnicas superficiales de un área geográfica considerada. Igualmente, constituye una técnica o método observación directa de campo de los materiales que se encuentran en el interior del terreno, y a su vez, se realiza a escala real, es decir, en un área determinada se proyecta en superficie una excavación con dimensiones establecidas.

## **2.7.2 ENSAYOS DE CAMPO**

Se busca obtener la mayor cantidad de información posible. Para lograr este objetivo es necesario realizar los ensayos que mejor se relacionen con el suelo en cuestión, ya que a partir de ellos y mediante correlaciones desarrolladas a lo largo del tiempo se pueden inferir ciertas propiedades de los materiales en estudio; algunos de los ensayos para la caracterización de suelos:

- a) ***Prueba de Penetración estándar – SPT (ASTM-1586)***: La información que provee este ensayo permite determinar la densidad relativa de los suelos granulares y la consistencia de los Suelos Cohesivos.
- b) ***Prueba de Penetración de Cono – CPT (ASTM D-3441)***: Este ensayo permite medir la resistencia a la penetración en el subsuelo, tanto de la parte inferior del cono como en las paredes de una extensión cilíndrica al mismo.

### **Tipo de Información Obtenida**

Entre estas destacan las principales:

- ✚ Estructurales (fallas, diaclasas, grado de fracturación, u afines)
- ✚ Litología (tipo y naturaleza de los materiales geológicos, si son volcánicos, sedimentarios, o vulcano-sedimentarios)
- ✚ Estratigrafía (secuencia estratigráfica vertical u horizontal, grado de meteorización, humedad, estructura sedimentaria, microfracturas, u otros afines)
- ✚ Geotécnica. Constituye un elemento adicional contenido en el Informe del Estudio por Fallamiento Superficial. Información útil exclusivamente para el ingeniero civil, ingeniero estructural, u otros

Durante el desarrollo de la investigación, se ejecutó un programa de investigaciones geotécnicas de campo consistentes en investigaciones mediante excavaciones manuales de calicatas con muestreo de suelos disturbados e inalterados.

## **CAPITULO 3: MARCO TEORICO ESPECÍFICO**

### **3.1 VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

#### **3.1.1 DEFINICIÓN**

La estabilidad de taludes es un problema de equilibrio plástico. Cuando la masa está a punto de fallar, las fuerzas que producen el movimiento han llegado a ser iguales a la resistencia que opone la masa al ser movida. Debido a la geometría irregular de la masa y al complejo sistema de

fuerzas que hay en un problema real, los métodos de análisis directo, como los que se usan para el empuje de tierras rara vez son aplicables.

En vez de esto es más provechoso emplear un sistema de tanteo para determinar el factor de seguridad (F.S.) en un proyecto tentativo o la falla potencial de un talud existente.

### 3.1.2 TIPOS DE FALLAS MÁS COMUNES

Falla en un talud: ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un sólido de cuerpo rígido que se desliza a lo largo de la falla.

Primero se supone una superficie de falla potencial y se calcula la resistencia al esfuerzo cortante que actúa a lo largo de ella; después se determinan las fuerzas que actúan en el suelo limitado por la superficie de falla y posteriormente se calcula el F.S. de ese segmento.

Si se prueban numerosos segmentos, aquel en que el F.S. hallado sea menor, será teóricamente el verdadero factor de seguridad de la masa de suelo.

Sin embargo en la práctica, el menor factor se halla analizando unos cuantos segmentos bien seleccionados de posible falla y esto es suficientemente exacto.

#### **Superficies de falla:**

- 1) *Superficies curvas*: propuesta por Collin en 1845 perfeccionado por Peterson en 1916 en Suecia y Fellenius en 1927 fue el creador del método Sueco que es el que más se acerca a la realidad.
- 2) *Superficies planas*: Coulomb

- 3) *Superficie de la espiral logarítmica*: fue propuesta en 1935 por Rendulio e inmediatamente después Taylor llegó a resultados iguales

**Tipos de falla:**

- ❖ **Falla por deslizamiento superficial:**  
Depende del tiempo y el clima.
  
- ❖ **Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes:**  
El más sencillo es el que aparece en laderas formadas por depósitos de talud sobre otros materiales firmes estratificados.
  
- ❖ **Falla por movimiento de talud:**  
Falla por rotación: es una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento de talud.  
  
Fallas por traslación: ocurre a lo largo de superficies débiles estos suelen ser horizontales o muy poco inclinados.
  
- ❖ **Flujo:**  
A semeja al flujo de un líquido viscoso pueden ocurrir en cualquier forma no cementada
  
- ❖ **Falla por erosión:**  
Se da en la superficie provocada por el arrastre del viento, agua, etc.
  
- ❖ **Falla por licuación:**

Se da cuando esta de una forma más o menos firme a la correspondiente a una suspensión.

❖ Falla por capacidad soportante:

Se da cuando una estructura u obra, ha sido construida y la capacidad terreno no soporta la carga sobredimensionada puesta.

### **3.1.3 FACTOR DE SEGURIDAD**

Es relación entre valores máximos que resisten (corresponden a la resistencia de los suelos) y las grandezas o valores que provocan el movimiento.

El factor de seguridad en un punto del talud depende del plano de falla considerado.

El FS a lo largo de una superficie de falla es el que toma en cuenta la tensión cortante disponible y la tensión cortante al equilibrio, es decir la suma de todas las fuerzas actuantes.

El factor de seguridad expresa la reducción que experimentan los índices de resistencia a cortante  $c$  y  $\tan \theta$ , para alcanzar un estado de equilibrio límite.

Los cálculos para el factor de seguridad dependen de:

- a) La precisión de los parámetros mecánicos del suelo obtenidos en los ensayos de laboratorio para los estados de carga que son necesarios para el diseño del talud.
- b) El método de análisis de estabilidad utilizado en el cálculo del factor de seguridad.

- c) El método elegido para el análisis de estabilidad y la forma en que se definan los valores de las presiones intersticiales a usar en cada uno de ellos.

### **FACTORES DEL FS:**

Valores de factores de seguridad:

- ❖ =1 Equilibrio.
- ❖ <1 Seguridad cuestionable.
- ❖ 1-1.25 Inestable.
- ❖ 1.25-1.40 Seguridad Relativa.
- ❖ =1.50 Satisfactorio para taludes.
- ❖ =>1.50 Satisfactorio para taludes de Obras de envergadura (Presas de tierra o enrocamiento, carreteras, etc.).

El FS para la superficie de falla, se compone con un  $FS_{min} = 1.5$

FS=1: equilibrio, tiende a la falla

FS>1: relativamente estable

FS<1: inestable

### **DISEÑO DE TALUDES**

Diseño límite o análisis límite para taludes:

1. Suponer una superficie de falla.
2. Aplicar los criterios de resistencia de material que está hecho el talud y compararlos para saber si con tal resistencia el mecanismo adoptado falla.

#### **3.1.4 METODOS DE DISEÑO PARA LA VERIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

### 3.1.4.1 EQUILIBRIO LIMITE

Los métodos de equilibrio límite son más utilizados que los métodos de cálculo en deformaciones a pesar de que esto proporciona un análisis mucho más complejo de la estabilidad de talud. Esto es debido a que los métodos de cálculo en deformaciones son mucho más largos y costoso en su ejecución, y a que los métodos de equilibrio límite están ampliamente contratados en la práctica y se conocen sus límites y grados de confianza.

En la casi generalidad de los métodos de equilibrio límite la seguridad de un determinado talud se cuantifica por medio del factor (o coeficiente) de seguridad (FC), que se define como el cociente entre la resistencia al corte de la superficie de deslizamiento y la necesidad para mantener el equilibrio estricto de la masa deslizante. En la obtención del factor de seguridad se le supone constante en toda la superficie de deslizamiento.

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

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

Cuando la superficie de rotura no es conocida (caso más frecuente) se calculan los factores de seguridad correspondientes a un cierto número de superficies y se define como factor de seguridad del talud el mínimo obtenido, lo que implica suponer que la diferencia entre ese valor y el



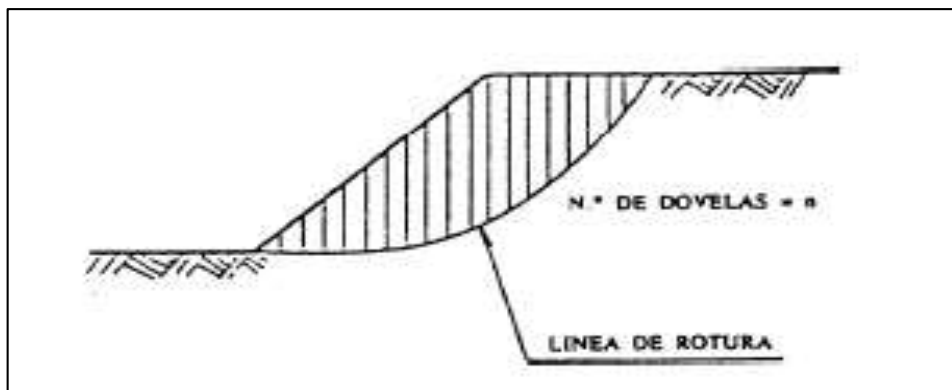
verdadero mínimo e de poca importancia. Para ello el cálculo se realiza mediante tanteos sucesivos que permiten ir delimitando la superficie de rotura pésima.

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

#### Método de Dovelas

Los métodos de dovelas consideran el problema bidimensional por lo que la estabilidad del talud se analiza en una sección transversal del mismo. La zona de terreno potencialmente deslizante se divide en una serie de fajas verticales estudiándose el equilibrio de cada una de ellas (Ver Gráfico N° 3.1).

Gráfico N° 3.1 – División de la masa deslizante en fajas verticales o dovelas



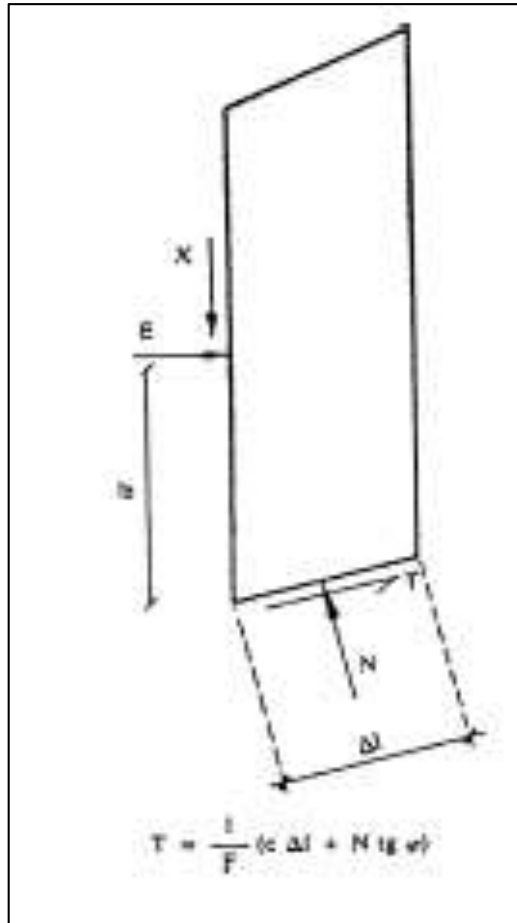
Fuente: ITGE 1987, Fig. 7.2.

La gran utilización que tienen actualmente los métodos de dovelas se debe a que se pueden aplicar a una gran generalidad de problemas con un grado razonable de exactitud en la gran mayoría de los casos. Permiten considerar la acción de presiones intersticiales, la existencia de

cargas externas actuando sobre el talud, la existencia de materiales de diferentes características y, en muchos casos, son aplicables a superficies de rotura de cualquier forma.

En el Gráfico N° 3.2 se puede ver una dovela con el sistema de fuerzas que sobre ella actúa. En el supuesto que exista “n dovelas”, el número de incógnitas que aparece es:

Gráfico N° 3.2 – Sistema de fuerzas actuantes en una dovela



Fuente: ITGE 1987, Fig. 7.3

- n :valores de la fuerza N en las bases de las dovelas.
- n-1 :valores de la fuerza tangenciales X en as caras laterales de las dovelas.
- n-1 :valores de la fuerza normales E en las caras laterales de las dovelas.
- n-1 :valores de b que definen los puntos de aplicaciones de esas ultimas.
- I :valor del factor de seguridad FS.

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

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

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

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

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

La elección de la ley mencionada es el principal problema del método preciso.

Los principales métodos de dovelas son:

#### ✚ Métodos Aproximados:

- Método Ordinario de FELLENIUS (1927). Se basa en la suposición de que la resultante de las fuerzas laterales en las caras de las rebanadas actúa paralelamente a la base de las mismas. Solo satisface el equilibrio de momentos. Análogamente solo tiene aplicaciones a superficies de rotura circulares.
- Método de JAMBU (1954). Supone conocidos los  $n-1$  valores de  $b$ , posiciones de los empujes normales a las caras de las dovelas. Es la aplicación de líneas de rotura cualquiera. No cumple el equilibrio de momento y si el de fuerzas.
- Método Simplificado de BISHOP (1955). Supone que las fuerzas en las caras laterales son horizontales o, lo que es lo mismo, que los  $n-1$  valores de  $X$  son nulos. Solo satisface el equilibrio de momentos y no el de fuerzas horizontales. Es un método de aplicaciones de líneas de rotura circulares

#### ✚ Métodos Precisos:

- Método de MORGENSTERN-PRICE (1965). Es un método de aplicaciones a líneas de rotura cualesquiera. Se basa en la suposición de que la relación entre las fuerzas tangenciales y normales en las caras laterales de las dovelas se ajusta a una función que es preciso definir previamente, multiplicada por un parámetro. Este parámetro es la incógnita que completa el problema. El método satisface todas las ecuaciones de equilibrio.
- Método de SPENCER (1967). Análogo al anterior, considerando como función una constante, que constituye el parámetro necesario para completar el problema

### 3.1.4.2 ANALISIS LIMITE

Se fundamenta en la Teoría de la Plasticidad y desde que determinadas condiciones se cumplan, para que conlleven a soluciones racionales para problemas de estabilidad.

### 3.1.4.3 METODO PROBABILISTICOS

Una de las desventajas en el análisis de estabilidad es la alta variabilidad de las propiedades de los suelos. Esta heterogeneidad puede atribuirse a las diferentes condiciones de depositación de los suelos y las historias de esfuerzos a los que ha estado expuesto.

En los análisis probabilísticos los parámetros geotécnicos, que representan la mayor fuente de incertidumbre, son tratados como variables aleatorios.

Una variable aleatoria es un función matemática definida en un espacio que asigna una probabilidad a cada evento posible. En términos prácticos, es una variable cuyo valor preciso (o rango de valores) no pueden producirse con seguridad, solamente con una probabilidad asociada.

#### Métodos Probabilísticos

Para el análisis de estabilidad de taludes varían en suposiciones, limitaciones, capacidad de manejar problemas complejos y complejidad matemática. La mayoría de ellos pertenecen a dos categorías:

- ✚ Métodos Aproximados:                    1er Orden 2do Momento.  
Estimativos Puntales.  
Hasofer – Lind.
- ✚ Simulación de Monte Carlo:

### 3.1.4.4 METODO DE LAS LINEAS DE DESLIZAMIENTO

Este método supone que el deslizamiento se produce a través de una línea de forma dada (recta, círculo, espiral logarítmica, línea quebrada,

etc.) Consiste en ensayar con diversas superficies de la forma adoptada, suponiendo que a lo largo de cada una de ellas actúa la resistencia al esfuerzo tangencial del terreno minorada por el coeficiente de seguridad, y a partir de las condiciones de equilibrio se estima el coeficiente de seguridad  $F$ , como la relación entre la resistencia tangencial del terreno y la tensión tangencial movilizada.

Este planteamiento supone algunas simplificaciones, que en el caso particular de los taludes de arcilla consolidada y sobreconsolidada pueden conducir a resultados del lado de la inseguridad.

Se adopta la hipótesis de que la tensión tangencial es constante a lo largo de la línea de deslizamiento, lo cual implica un único factor de seguridad  $F$  para todo el talud, mientras que en la realidad  $F$  varía de unos puntos a otros de la superficie de deslizamiento. Además no se contempla el comportamiento con ablandamiento de las arcillas, lo que como se ha puesto de manifiesto puede resultar inseguro.

### **3.1.5 METODO DEL EQUILIBRIO LIMITE**

Los primeros cálculos analíticos de la estabilidad de taludes fueron realizados por Coulomb en el siglo XVIII (1785) al desarrollar un método mediante cuñas, el cual estaba enfocado al estudio de la estabilidad de muros, pero también podía ser utilizable en taludes desnudos.

Las construcciones de líneas férreas en el siglo XIX obligaron a realizar grandes movimientos de tierras, lo cual trajo como consecuencia la aparición de importantes deslizamientos, es por eso que surgió la necesidad de encontrar un método para calcular estos deslizamientos, para así poder prevenirlos. Pero no es hasta la primera mitad del siglo XX, cuando se puede hablar de métodos analíticos, los cuales han servido de base a los utilizados actualmente. Por el año 1910, Fellenius desarrolla el

método de las cuñas, mientras que en 1916 se utilizó por vez primera el método de las dovelas, pero solo para Suelos No Cohesivos.

Sólo 20 años después, se logra utilizar la misma metodología, tanto para suelos con cohesión, como para los que tienen fricción interna. Posteriormente, en esta metodología fue introducido el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926

Sin embargo, los métodos considerados modernos se iniciaron en 1954 con el Método de Bishop, el cual considera superficies de falla circulares; y en 1956 con el de Janbu, para superficies de falla no circulares

En sus inicios, la realización de los cálculos al utilizar estos métodos era demasiado compleja; más aún después de la sofisticación de éstos, con lo cual se hizo casi utópica su aplicación práctica, hasta que con la aparición de la computadora, metodologías consideradas antes casi imposibles, como la basada en los elementos finitos se convirtieron en una rutina. En la actualidad, existen en el mercado numerosos programas de cómputo, los cuales cubren las necesidades profesionales tanto para el análisis de equilibrio límite como para el análisis esfuerzo-deformación

## **PRINCIPALES MÉTODOS DE ANÁLISIS**

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, y arroja como resultado un factor de seguridad al comparar las fuerzas o momentos resistentes en la masa del suelo con respecto a las fuerzas o momentos actuantes. Sin embargo, este método no requiere información sobre las propiedades esfuerzo-deformación del suelo, dado que no considera este tipo de análisis. El método de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla, lo cual es equivalente a un factor de seguridad de 1.0.



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

Existen varios métodos para el análisis de estabilidad de taludes. El método de equilibrio límite supone que en el caso de una superficie de falla las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla, esta condición equivale a un factor de seguridad de 1.0. Los parámetros de resistencia cortante de los materiales utilizados en el análisis de estabilidad se han calculado mediante ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas en la exploración de campo.

#### **3.1.5.1 FELLENIUS**

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R.

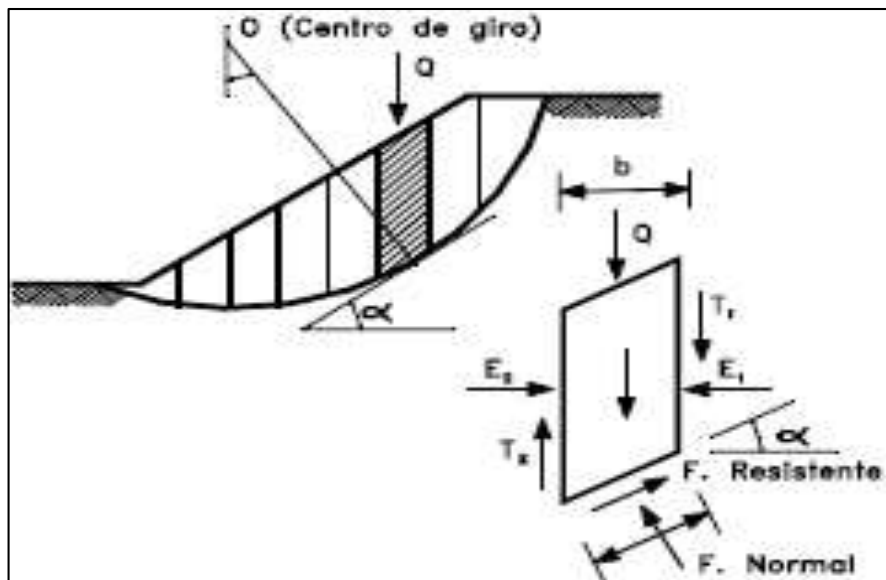
Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela (Ver Gráfico N° 3.3) son:

- a. El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- b. Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- c. Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius,

pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

Gráfico N° 3.3: Método de Fellenius



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Fig. 4.8.

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

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

- $\alpha =$  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
- $C', \varphi =$  Parámetros de resistencia del suelo.

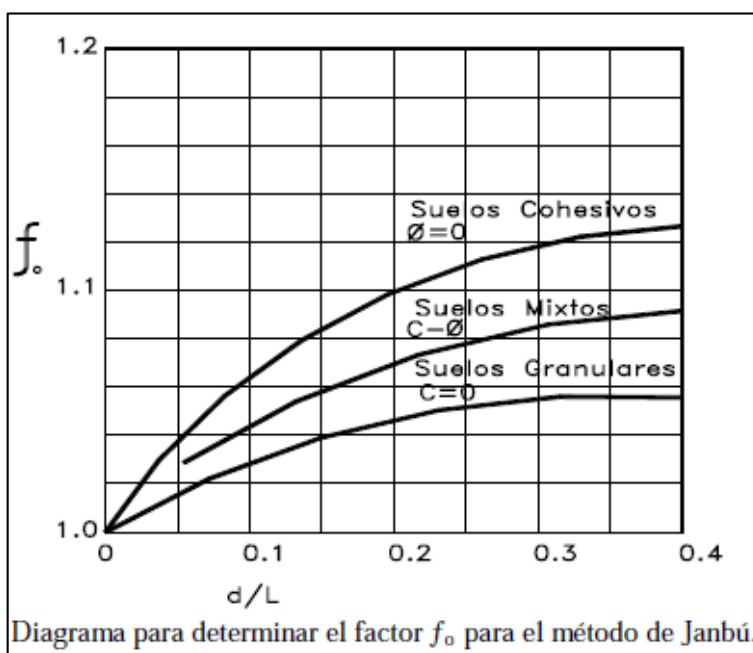
### 3.1.5.2 JAMBU

Janbú (1973) presenta un método de Dovelas para superficies de falla curvas, no circulares.

De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$F.S. = \frac{f_0 \sum \{ [c'b + (W - ub) \tan \phi] / \cos \alpha \}}{\sum W \tan \alpha}$$

Gráfico N° 3.4: Método de Janbú



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Fig. 4.9.

Donde  $f_0$  depende de la curvatura de la superficie de falla (Ver Gráfico N° 3.4).

### 3.1.5.3 BISHOP

El método de Bishop Simplificado es muy utilizado en la práctica de la ingeniería porque proporciona valores del factor de seguridad por el método de equilibrio límite muy cercanos a aquellos que proporcionan los métodos más rigurosos que satisfacen completamente las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos.

El método de Bishop considera un problema de deformación plana en donde la superficie de falla es circular, dividiendo la masa del suelo comprendida en la superficie de falla en una cantidad limitada de dóvelas verticales en las que los valores de cohesión, fricción y presión de poros permanecen constantes. En este método el factor de seguridad está definido como:

$$FS = \frac{\sum [c \cdot b + W_i - u_i \cdot b] \cdot \text{tg} \bar{\phi}}{\sum W_i \cdot \text{Sen} \alpha} \cdot \frac{1}{m_\alpha}$$

$$m_\alpha = \cos \alpha_i [1 + (\text{tg} \alpha_i \cdot \text{tg} \phi / FS)]$$

Dónde:

FS = factor de seguridad

c = cohesión del suelo

$\phi$  = ángulo de fricción intrna

b = ancho de la dovela

W= peso total de la dovela

U= presión de poros

$\alpha$ = ángulo de la base de la dovela con la horizontal

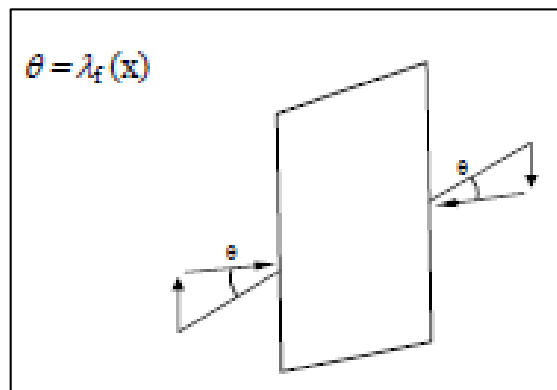
#### 3.1.5.4 MORGESTERN - PRICE

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas (Ver Gráfico N° 3.5).

Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer.

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo. Asume que la inclinación de las Fuerzas laterales sigue una forma determinada.

Gráfico N° 3.5: Método Morgestern - Price



Fuente: Trabajo Modelo de Análisis de Est. Taludes, Fig. 15-Venezuela. 2012.

### 3.1.5.5 SPENCER

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El procedimiento de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, o sea, que tienen el mismo ángulo de inclinación.

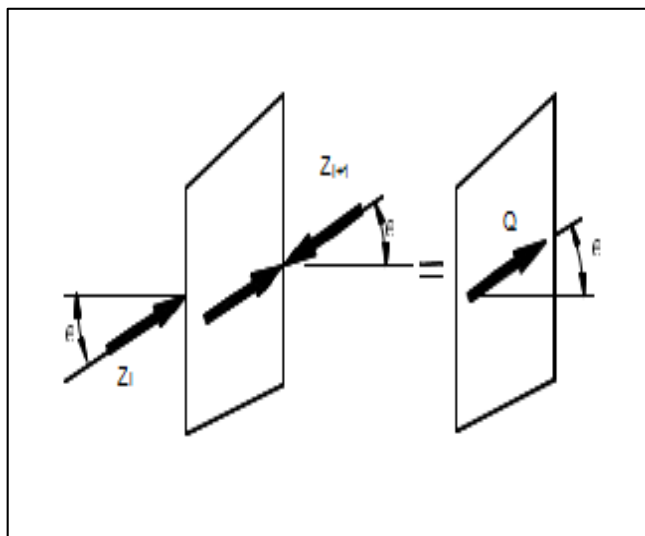
La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para

superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares. Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad  $F$  y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas  $\theta$ .

Para resolver las ecuaciones  $F$  y  $\theta$ , se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error (Ver Gráfico N° 3.6).

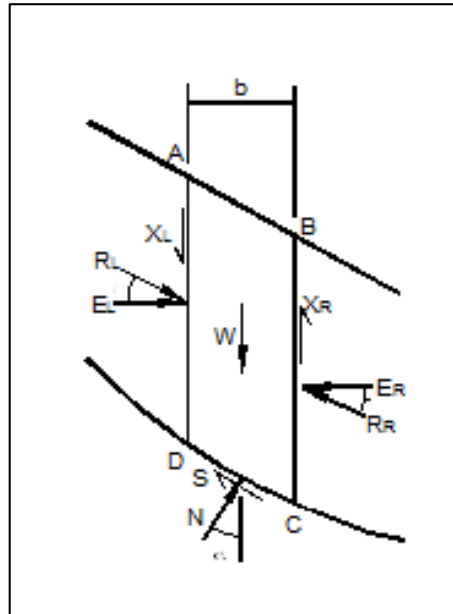
Una vez se obtienen los valores de  $F$  y  $\theta$  se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales (Ver Gráfico N° 3.7). El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal vez, el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad.

Grafico N° 3.6: Análisis del Angulo de Inclinación – Método de Spencer



Fuente: Trabajo Modelo de Análisis de Est. Taludes, Fig. 16-Venezuela.  
2012.

Gráfico N° 3.7: Análisis de Fuerzas por Dovelas – Método de Spencer



Fuente: Trabajo Modelo de Análisis de Est. Taludes, Fig. 17-Venezuela.  
2012.

### 3.2 METODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

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

Existen cuatro grupos de soluciones para lograr la estabilidad de un talud:

- 1) DISMINUCIÓN DE LAS PRESIONES HIDROSTATICAS.

- 2) DISMINUCIÓN DE LOS ESFUERZOS CORTANTES SOLICITANTES.
- 3) INTRODUCCIÓN DE FUERZAS RESISTENTES.
- 4) MEJORIA DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO.
- 5) INCORPORACIÓN DE DISMINUIDORES DE ENERGIA DE CAIDA

### **3.2.1 DISMINUCIÓN DE LAS PRESIONES HIDROSTATICAS**

Las presiones hidrostáticas acumuladas en el talud disminuyen las presiones efectivas, afectando la resistencia del material para el caso de taludes en suelo. Para el caso de taludes en roca, las presiones hidrostáticas disminuyen las presiones normales actuantes, afectando su resistencia por cortante. En ambos casos se perjudica la estabilidad del talud, la cual puede reestablecerse incorporando soluciones de drenaje superficial y/o drenaje profundo al talud. El método específico será seleccionado por el Profesional Responsable, y estos pueden ser:

#### **Drenaje Superficial**

Canaletas, zanjas de coronación, revestimientos vegetales; complementado por impermeabilización superficial (revestido de concreto o asfalto) para evitar el ingreso de agua por infiltración.

#### **Drenaje Profundo**

Gaviones, drenes radiales, drenes de arena, geotextiles filtrantes; otorga gran mejoría en la seguridad del talud. Son perforaciones alcanzando la profundidad hasta la cual se desea rebajar el nivel de lagua (drenes subhorizontales profundos).



### 3.2.2 DISMINUCIÓN DE LOS ESFUERZOS CORTANTES SOLICITANTES

Se obtendrá suavizando la inclinación del talud, teniendo el profesional responsable que seleccionar la alternativa adecuada, que entre otros, podría uniformizar el talud a una pendiente específica, incorporar un sistema de berma de equilibrio, o cortar la creta del talud, aliviando peso, o también rellenando con material en la base del mismo, aplicando peso.

#### Métodos de elusión

Indiscutiblemente constituyen los medios más seguros para eliminar los problemas derivados de deslizamientos y fallas pero no siempre se puede utilizar. En otras ocasiones solo se podrá emplear parcialmente, en el sentido de que no se podrá evitar por completo una zona inestable, pero que un ligero cambio de alineamiento haga posible eludir su peor parte o mucha de la longitud de la vía dentro de la zona, en estos casos este tipo de soluciones pueden ser todavía más valiosos

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

En donde no sea posible evitar una zona de deslizamiento potencial o en la que haya ocurrido un deslizamiento, es a veces una buena solución evitar el problema por la construcción de un viaducto que se cimiente en las zonas firmes a ambos lados de la problemática

#### Métodos de excavación

Este va desde excavaciones menores hecha solo en la cabeza de la falla, hasta la remoción total del material inestable, a través de las Bermas y/o Banquetas de Corte.

La remoción de material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma hasta llegar a la remoción total, es un método que en la práctica solo se puede emplear en falla 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 excavaciones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras balancear la falla, las remociones totales eliminan la causa de raíz.

La remoción de material suele dar lugar a soluciones bastantes permanentes, cuando si cuidan en forma conveniente los aspectos de drenaje en la excavación que se efectuó. Son métodos mejores para prevenir que para corregir, pues los costos unitarios de los movimientos de tierra relativamente grandes que implican son menores en construcciones nuevas que en trabajos de reparación.

Cuando una remoción se hace bien debe mejorar las condiciones de drenaje en la zona. El método se puede utilizar prácticamente en todo tipo de deslizamiento, pero es eficiente sobre todo en lo del tipo rotacional. Dejando a un lado consideraciones de costo, que puede ser alto en fallas grandes, su principal desventaja estaba en que el material que se escava se ha de desperdiciar y esto pudiera ser difícil y peligroso en algunos casos, aparte de la repercusión que tale maniobras tendrán en el costo de la solución. También contribuye a incrementar este último el hecho de que la excavación tenga que empezar en la parte más alta y progresar ladera abajo.

El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta

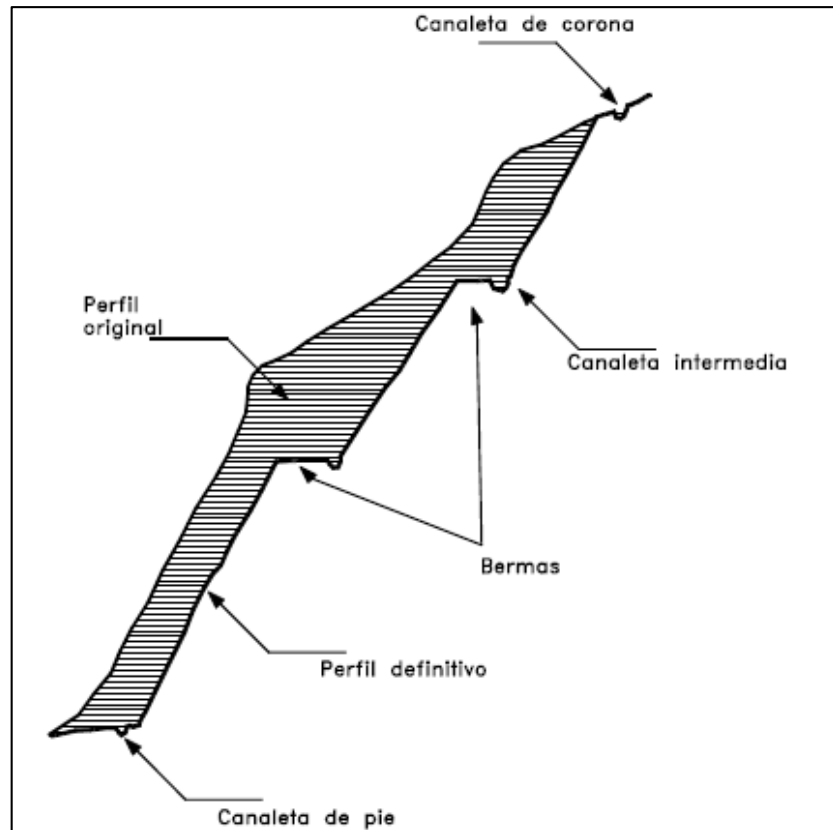
forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo aumentándose el factor de seguridad.

#### *Terrazas o Bermas o Banquetas*

Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. El terraceo se le puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación. La altura de las gradas es generalmente, de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial (Ver Figura N° 3.1). El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía.

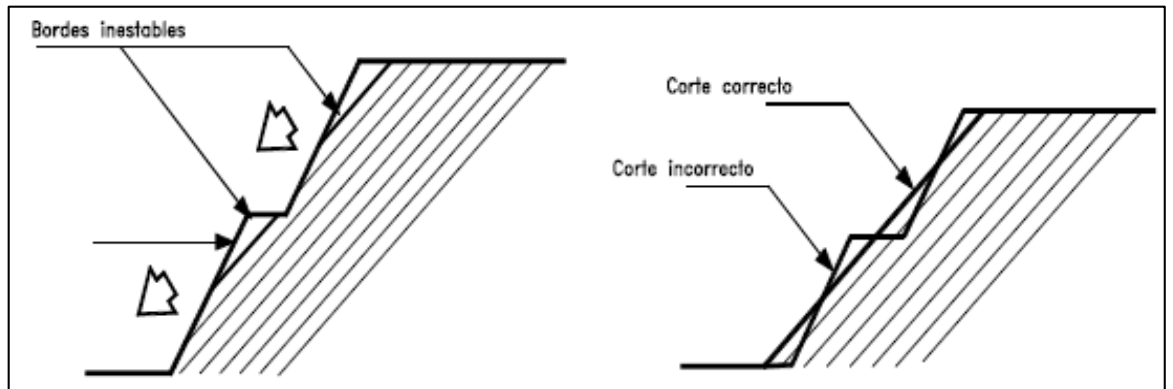
Uno de los objetivos principales del área de la estabilidad de taludes, es el diseño de taludes topográficamente estables sin bordes inestables (Ver Figura N° 3.2). Este tipo de problema se le presenta al Ingeniero en el trazado de vías, explanaciones, exploraciones mineras, urbanizaciones, etc. El diseño comprende las decisiones de tipo topográfico y estabilización que se requiere presupuestar, previamente a la construcción de la obra civil.

#### Figura N° 3.1: Estabilización de talud con Bermas de Corte



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 12.27

Figura N° 3.2: Proceso de Corte empleando Bermas



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 12.28

### 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. De hecho este es el primer punto a tomar en cuenta respecto a esta solución; 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.

Un segundo punto que se debe comentar desde un principio es que cuando se considere un abatimiento de talud en un proyecto o en una falla que se presente en el campo, se debe tener muy presente que el talud abatido es diferente del original, con todo lo que ello implica. Por ejemplo, si al talud original se lo había determinado un círculo crítico por los procedimientos estudiados, el talud abatido tendrá otro círculo crítico y en consecuencia, el factor de seguridad, ligado a un círculo crítico.

### **3.2.3 INTRODUCCIÓN DE FUERZAS RESISTENTES**

En zonas inestables del talud, es posible incorporarle fuerzas resistentes externa que se integren internamente al talud, logrando compensar la deficiencia de estabilidad encontrada en la etapa de evaluación de la condición de estabilidad, cuya selección es responsabilidad del profesional responsable.

Empleo de estructuras de retención

El uso de los muros en celosía, tablestaca 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.

El funcionamiento mecánico de esta solución es claro y probablemente no necesita mayor abundamiento; sin embargo, los resultados de su empleo

han sido decepcionantes en muchos casos, razón por la cual conviene comentar algunos aspectos de su uso.

En primer lugar debe comprenderse que la estructura de retención ha de contener a la superficie de falla formada o por formarse; si esta contiene al muro, el efecto de este será nulo en la estabilidad general. Lo anterior lleva con frecuencia a muros muy altos, que han de enterrarse mucho en el terreno con la consiguiente elevación del costo de la solución.

Otra fuente común del mal funcionamiento ha sido el descuido del drenaje de la propia estructura de retención. Si este es siempre de fundamental importancia, resulta vital, por razones obvias, cuando el muro se relaciona con problemas de estabilidad de taludes.

Se debe tener en cuenta que una estructura de retención de costo razonable no incrementa demasiado la resistencia al deslizamiento del conjunto; si las fuerzas resistentes, la construcción del muro puede ser apropiada, pero si el desequilibrio es fuerte, lo más probable es que el muro no baste para crear la seguridad que se requiere.

La estructura de retención se construye por lo general al pie de los taludes de terraplenes que no podrían ligarse convenientemente con el terreno de cimentación, sobre todo en laderas inclinadas (Ver Figura N° 3.3). También se construyen al pie de cortes para dar visibilidad o para (y este es quizás uno de sus usos más deficientes) disminuir la altura de cortes en materiales cuya resistencia sea predominante o puramente cohesiva, en los que, como en repetidas ocasiones se mencionó, la estabilidad es una función muy sensible de la altura.

Las estructuras de retención tiene la ventaja general de exigir poco espacio para su erección. El volumen de excavación para su cimentación depende mucho de la naturaleza del suelo existente en el lugar y este es, por cierto, una de las circunstancias que con más cuidado se deben sopesar antes de decidir la utilización de la solución que se comenta, pues

un terreno de cimentación débil puede producir movimientos muy indeseables en el muro, los que en combinación con los propios de la falla pueden con facilidad llegar a generar situación no rara en terraplenes.

Otras veces los muros de retención se usan con éxito para confinar el pie de fallas en arcillas y lutitas, impidiendo la abertura de grietas y fisuras para expansión libre.

En general los muros de retención altos y largos son muy caros, de manera que es difícil que compitan con otras soluciones alternativas, requieren de todo un conjunto de obras auxiliares, tales como subdrenaje, ademado, desagües, etc., que se han de atender cuidadosamente y que elevan en forma considerable el costo total.

Los muros de celosía pueden tener ventajas adicionales en relación a los muros de retención común, ligada por lo general a la rapidez de su erección y a su facilidad para soportar asentamientos. Difícilmente soportan grandes empujes.

Dentro de este grupo se trataran métodos de recubrimiento que incrementaran la estabilidad del talud a base de proteger los materiales contra los efectos de erosión e intemperismo. En esta línea de acción quedan comprendidos los recubrimientos con mampostería seca, mampostería gunites, concretos lanzados, losas delgadas de concreto (muchas veces sujetas con anclajes), riegos asfálticos, etc.

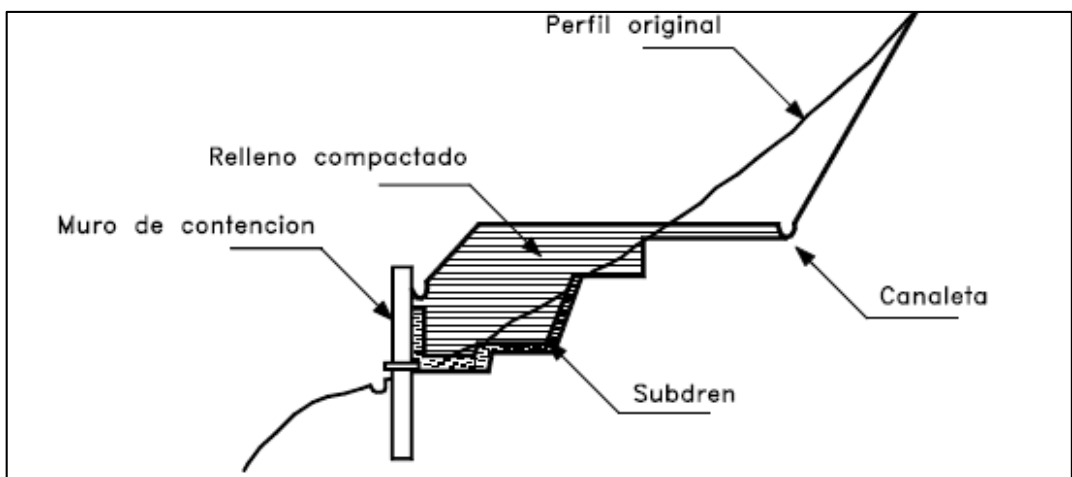
Las soluciones a base de riegos de recubrimiento (asfáltico, concretos lanzados, etc.), que con frecuencia han fracasado por haberse hecho sin ninguna consideración del flujo de agua en el cuerpo del talud; si el agua rompe la unidad entre esta y el material y la solución falta por desprendimientos. Cuando sospeche la existencia de flujo interno, se deberán tomar las precauciones correspondientes de subdrenaje, por alguno de los métodos que se han detallado.

Respondiendo a criterios similares se usan mallas de acero o de plástico, para detener derrumbes u caídos. La malla se ancla en la corona del corte y se sujeta al talud de este con grapas o anclaje.

Muchos problemas de estabilidad se han resuelto con el uso de falsos túneles. Se trata de secciones en túnel de concreto reforzado a las que se dota de un techo suficiente de suelo, de manera que cualquier derrumbe posterior no dañe a la estructura.

La condición de su uso es que el túnel falso no quede involucrado en la zona de falla, por lo que difícilmente pueden adaptarse a la solución de grandes masas con superficie de deslizamiento definido; más bien su utilización está ligada a zonas de caídos, derrumbes o flujos. El túnel falso es caro, pero ofrece solución radical.

Figura N° 3.3: Muro de Contención



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 12.36

Empleo de pilotes.

Constituye la solución más controvertible entre las que son más usuales para estabilizar mecánicamente deslizamientos de laderas y taludes; sin



embargo, se han reportado algunos éxitos espectaculares, logrados a costos comparativamente bajos. En casi todos los casos de éxito se instalaron dos o tres hiladas de pilotes, y algunas veces su uso ha sido reportado como solución mas bien restrictiva, en el sentido que se instala una hilera de pilotes o dos para frenar un movimiento y se van instalando hileras sucesivas, a medida que el material se adapta a la restricción y los movimientos vuelven a comenzar; en tales condiciones, existen fallas que se han estado piloteando a lo largo de 20 años.

Es probable que el método solo sea 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 estos resistiesen. En abundamiento de lo anterior debe pensarse que en los deslizamientos superficiales los pilotes resultaran costosos, aun cuando se ancle lo necesario; en cambio, en cual se deberá fijar en cada caso.

La solución solo se puede intentar en roca o materiales duros, pues los suelos blandos fluirán fácilmente en torno al pilote reduciendo mucho su eficiencia. Cuando la fricción a lo largo de la superficie de falla potencial sea muy importante, el pilotaje constituye una medida de prevención digna de tomarse en cuenta porque puede incrementar los efectos de fricción. En ocasión se complementa la acción de los pilotes colocando losas de concreto reforzada entre ellos.

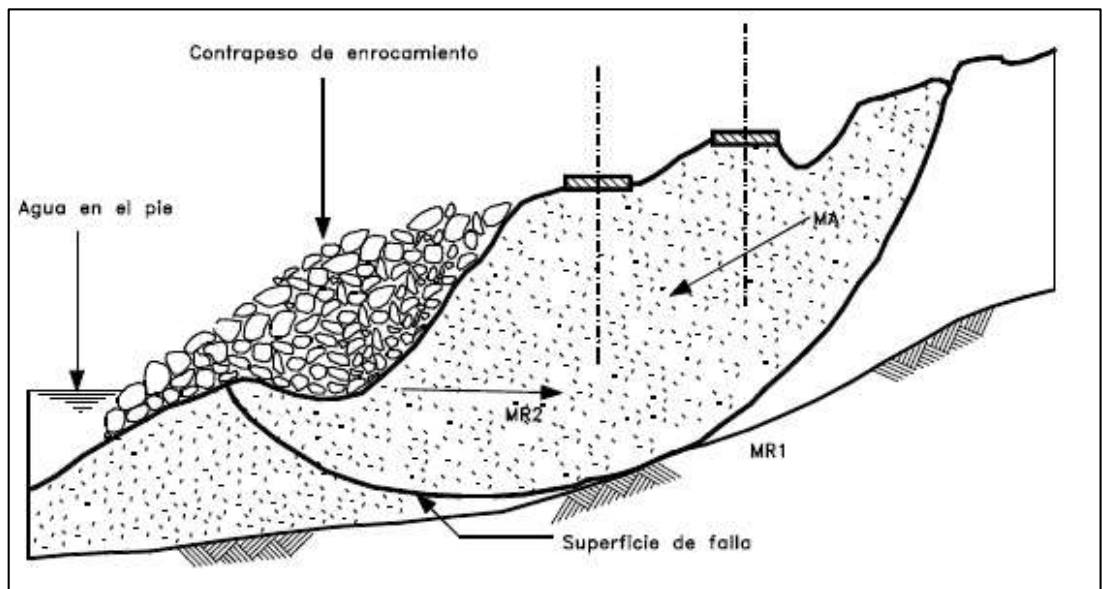
#### Empleo de Contrapesos al Pie de la Falla

Esta busca dos efectos; en primer lugar balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como hace una berma, a la que equivalen en algunos aspectos; en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando este es de naturaleza friccionante (Ver Figura N° 3.4).

Una apropiada forma de la superficie de falla (de preferencia que tienda a elevarse bajo el contrapeso) y que el terreno en la zona de colocación tenga suficiente resistencia para soportar el peso que le impone, son probablemente las dos condiciones básicas para que pueda pensarse en el empleo de esta solución.

El método consiste en si en colocar un peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla.

Figura N° 3.4: Contrapeso de un deslizamiento activo



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 12.34

### Anclajes

Algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resuelto con técnicas de anclaje en suelos con costos muy razonables.

Una variante de los métodos de anclaje que se ha usado poco en las vías terrestres, pero que con seguridad es merecedora de mayor preferencia por parte de los proyectistas, es la utilización de tirantes de anclaje en

estructuras de retención, especialmente cuando estas han de cimentarse en suelos poco resistentes, con presiones de contacto mayores que la capacidad de carga; en retenciones a base de pilotes, el anclaje de estos puede dar muy buenos resultados cuando el estrato resistente en que se afianzan no ofrece suficiente garantía de que los pilotes no lo penetren lateralmente.

Los anclajes suelen consistir en cables de acero unidos a muertos y sólidamente ligados a la estructura de retención.

### **3.2.4 MEJORIA DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO**

Para alcanzar pendientes mayores que el Angulo de reposo, en general terraplenes, se deberá mejorar los parámetros geotécnicos del material, incorporando aditivos químicos, enzimas biológicas, insertando vegetación, raíces y otros seleccionados adecuadamente por el profesional responsable.

#### **ESTABILIZACION DE SUELOS MEDIANTE METODOS QUIMICOS**

Se aplican métodos químicos en la estabilización de suelos, en casos que:

- No cumpla con los requisitos mínimos e resistencia o deformación para sustentar obras de ingeniería civil.
- No puede ser empleado en condiciones naturales.
- No pueda ser eliminado o reemplazado por otro.

Para aplicar métodos químicos, el profesional responsable deberá sustentar previamente mediante un estudio técnico, que el suelo alcanzara estabilidad volumétrica, adecuada resistencia, permeabilidad, comprensibilidad y durabilidad.

Tanto la técnica, como los insumos empleados, no deben generar riesgo para el hombre, otros seres vivos y el ambiente, o por lo que debe desarrollarse un EIA.

Los productos deberán estar fabricados a base de enzimas o compuestos multi enzimáticos que trabajen en forma eficiente para el beneficio del medio ambiente según el trabajo técnico del banco mundial N°140 “libro de consulta para la evaluación ambiental” y solo requerirán de agua para su dilución y aplicación.

#### ADITIVO ESTABILIZADOR

Sin ser limitativo, el aditivo estabilizador debe emplearse en el tratamiento de superficies de suelos con materiales orgánicos o de granulometrías muy finas (por ejemplo, en zonas de selva tropical, zonas de lluvias torrenciales, zonas pantanosas, etc.).

El aditivo estabilizador, debe cumplir normas internacionales de certificación ISO, el aditivo debe ser capaz de mezclarse íntima y homogéneamente con el suelo y curarse de acuerdo a especificaciones técnicas propias del producto.

Los métodos, dosificaciones y pruebas de control, deberán ser verificados por el profesional responsable junto al proveedor del aditivo, antes de su empleo.

El producto terminado de suelo con aditivo, deberá presentar mejores características de resistencia, con control volumétrico y de polvo superficial, tanto en la etapa de construcción como de servicio.

El profesional responsable debe utilizar el aditivo apropiado de acuerdo a las condiciones geográficas y climáticas, tales como: la temperatura, humedad., dirección velocidad del viento.

Se debe emplear aditivos que reduzcan el agua contenida entre las partículas del suelo aumentando los vacíos y facilitando su compactación.

De requerirse mejoras en el comportamiento estructural, debe emplearse aditivos en suelos que contengan más de 25% de finos cohesivos, estos aditivos también deben ser controladores de polvo.

En caso que el estabilizador sea líquido soluble en agua se debe tener en cuenta la evaporación, observando la pérdida de humedad en el suelo, su solidificación y el aumento de la cohesión y resistencia.

La efectividad de los agentes estabilizadores debe cumplir con lo indicado en el siguiente cuadro:

TIPO DE SUELO	Arcillas Finas	Arcillas Gruesas	Limos finos	Limos Gruesos	Arenas Finas	Arenas Gruesas
Tamaño de partícula (mm)	< 0,0006	0,0006 - 0,002	0,002 - 0,01	0,01 - 0,06	0,06 - 0,4	0,4 - 2,0
Estabilidad volumétrica	Muy pobre	Regular	Regular	Bueno	Muy bueno	Muy bueno
CAL	SI	SI	SI			
CEMENTO	NO	NO	NO	NO	SI	SI
ASFALTO					SI	SI

### ESTABILIZACION CON CAL

La dosificación depende del tipo de arcilla. Se agregara de 2% a 8% de cal por peso seco de suelo. Este porcentaje debe determinarse en el laboratorio, siguiendo los pasos siguientes:

- Estimar el porcentaje de cal en función del PH
- Elaborar especímenes para el ensayo de compresión no confinada a la humedad óptima y máxima densidad seca.
- Determinar el incremento de la resistencia del suelo estabilizado con cal.

- Si el incremento de resistencia con el porcentaje de cal elegido es mayor a 3.5 kg/cm<sup>2</sup>, determinar la variación en la resistencia para especímenes elaborados con +2% de cal.
- Determinar el contenido de cal para el cual la resistencia no aumenta en forma importante.
- Elaborar una gráfica de resistencia y % de cal.

En todo documento técnico o análisis técnico. Deberá adjuntarse los gráficos y sustento técnico que ilustren objetivamente las mejoras obtenidas con cal hidratada, indicando claramente los porcentajes de participación y valores alcanzados con ello. Además se debe reportar resultados de la capacidad de soporte según la metodología “california bearing ratio – CBR” (Relación de soporte de california), para evidenciar las mejoras.

Por ningún motivo se debe emplear más de 8% de cal en el suelo, ya que se aumenta la resistencia pero también la plasticidad.

Los suelos que se usen para la construcción de suelo-cal deben estar limpios y no deben tener más de tres por ciento (3%) de su peso de materia orgánica. Además la fracción del suelo que pasa la malla N° 40 debe tener un índice de plasticidad comprendido entre 10 y 50.

El tamaño máximo del agregado grueso que contenga el suelo no debe ser mayor de 1/3 del espesor de la capa compactada de suelo-cal.

La cal que se use para la construcción de suelo-cal puede ser cal viva o hidratada y debe satisfacer los requisitos establecidos en la especificación AASHTO M-216 o NTP N° 334.125.2002 cal viva y cal hidratada para estabilización de suelos.

El agua que se use para la construcción de bases de suelo- cal debe estar limpia, no debe contener materia orgánica y debe estar libre de sales, aceites, ácidos y álcalis perjudiciales. Los ensayos para determinar el

porcentaje de cal y los demás requisitos que debe satisfacer la mezcla de suelo-cal deben ser ejecutados con los materiales que se vayan a usar, incluyendo el agua de mezclado. La aplicación de la cal puede variar entre 2% y 8% en peso, de los materiales.

#### ESTABILIZACION CON CEMENTO

La adición de cemento, debe mejorar las propiedades mecánicas del suelo, sin llegar a condiciones de rigidez similares a morteros hidráulicos (Ver Figura N° 3.5).

El profesional responsable debe verificarse que los finos pasantes al tamiz N°200, en el suelo, se encuentre entre 5% y 35%, antes de ser mezclados con cemento.

Se pueden utilizar todos los tipos de cementos, pero en general se recomienda los de fraguado y endurecimiento normales.

En casos de querer contrarrestar los efectos de la materia orgánica, se empleara cementos de alta resistencia.

En zonas con bajas temperaturas, los suelos se mezclaran con cementos de fraguado rápido o con cloruro de calcio como aditivo.

La capa estabilizada con cemento tendrá un espesor mínimo de 10cm, pudiendo recibir capas de coberturas (tratamiento superficial asfáltico) de poco espesor (1.5 cm) para tránsito ligero a medio o podrá servir de apoyo a un pavimento rígido o flexible de alta calidad, en el cual el suelo no debe contener materias perjudiciales al fraguado o la resistencia.

El suelo se deberá controlar con ensayos de granulometría, verificando que el límite líquido sea menor de 50% y el índice de plasticidad menor de 25%.

Los contenidos de cemento se determinaran mediante ensayos de compactación, durabilidad y comprensión simple.

Para obtener una estabilización del tipo flexible, el porcentaje de cemento debe variar entre 1% a 4%, permitiendo disminuir la plasticidad e incrementar levemente la resistencia. Se controla mediante pruebas de laboratorio semejantes a las empleadas en materiales estabilizados con cal.

Para obtener una estabilización del tipo rígida, el porcentaje de cemento debe variar entre 6% a 14%, logrando mejorar el comportamiento de las bases, reflejado en el incremento de su módulo de elasticidad evitando fracturas de la capa de superficie. El porcentaje optimo a emplear, se debe calcular con pruebas de laboratorio con diferentes contenidos de cemento. El profesional responsable debe seleccionar y verificar el tipo de cemento, para los suelos de mediana o alta plasticidad.

Por la poca resistencia al desgaste, se debe emplear capas superficiales de protección.

Solo si el PH (potenciales de hidrogeno) del selo es mayor de 12 y la cantidad de sulfatos menor que 0.75% se requerirá estabilizarse con cemento.

La fracción inferior del tamiz N°40, debe presentar un límite liquido menor a 40 y un índice plástico menor a 18, determinados según normas de ensayo MTC E110 y MTC E 111.

La proporción de sulfatos del suelo, expresada como SO<sub>4</sub> no debe exceder de 0.2%, en peso.

El agua debe ser limpia y estar libre de materia orgánica, álcalis y otras sustancias deletéreas. Su PH (potencial de hidrogeno), medido según norma NTP N° 334.113.2002 método de ensayo para la determinación del cambio de longitud de barras de mortero debido a la reacción entre el



cemento portland y los agregados álcali – reactivos, debe estar comprendido entre 5.5 – 8.0 y el contenido de sulfatos, expresado como SO<sub>4</sub>” y determinado según norma NTP N° 341.127:1975 planchas gruesas de acero al carbono para servicio a temperaturas medianas y bajas para recipientes a presión, no debe ser superior a un gramo por litro (1g/l).

La mezcla se debe diseñar mediante los ensayos de resistencia a la compresión simple y humedecimiento-secado en testigos, según las normas MTC E 1103 y MTC E 1104, en el primero de ellos, se debe garantizar una resistencia mínima de 1.76 MPa (18 Kg/cm<sup>2</sup>), a los siete (7) días de curado húmedo, mientras que en el segundo, el contenido de cemento deberá ser tal; que la pérdida de peso de la mezcla compactada, al ser sometida al ensayo de durabilidad (humedecimiento-secado) no supere los límites mostrados en el siguiente cuadro.

**PÉRDIDA EN TESTIGOS DE COMPRESIÓN**

Suelo por Estabilizar	Perdida Máxima (%)
A-1; A-2-4; A-2-5; A3	14
A-2-6; A-2-7; A-4; A5	10
A-6; A-7	7

Clasificación AASHTO	Descripción
A-7-5 y A-7-6	Materiales orgánicos y arcillosos de alta compresibilidad
A-6	Materiales orgánicos de baja compresibilidad y limos de alta compresibilidad
A-5	Arcillas y limos de baja compresibilidad
A-4	Arenas arcillosas
A-3	Arena de pobre gradación
A-2-6 y A-2-7	Arenas limosas
A-2-4 y A-2-5	Arenas bien gradadas
A-1-b	Gravas de pobre gradación
A-1-a	Gravas bien gradadas

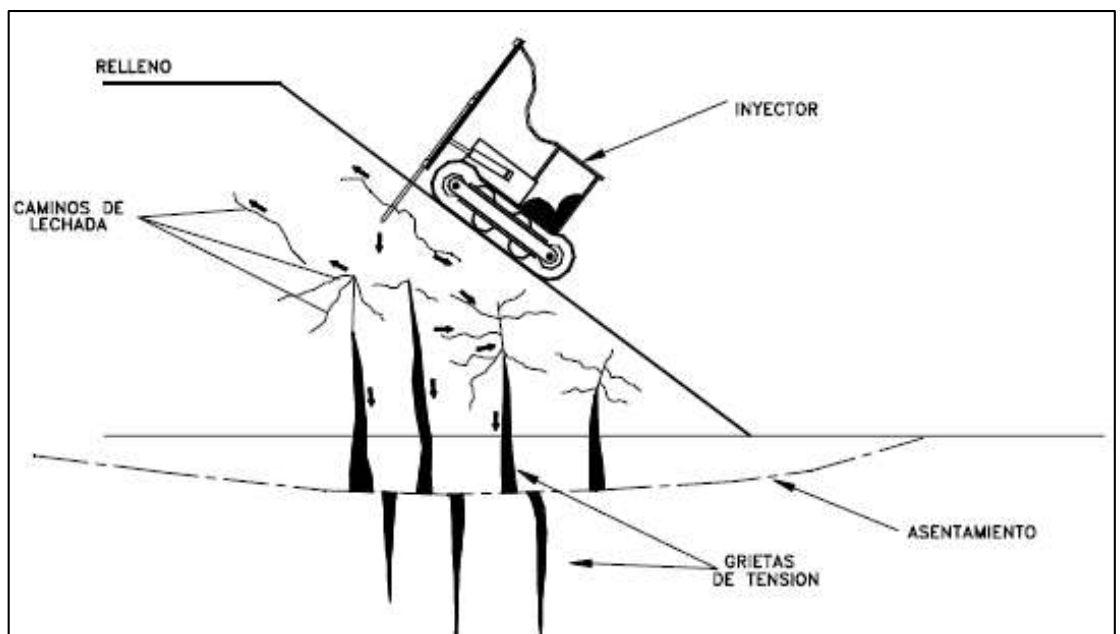
Fuente: Método de clasificación "American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)".

Si el material por estabilizar es totalmente de aporte, antes de proceder con la estabilización, se comprobara que la superficie que va a servir de apoyo tenga la densidad de 95% del ensayo de laboratorio según MTC E115.

Los trabajos de compactación deberán ser terminados en un lapso no mayor de dos (2) horas desde el inicio de la mezcla. Si durante dicho plazo no se logran las condiciones de compactación exigidas más adelante (compactación) de esta especificación, el tramo se pondrá en observación y se considerara separadamente a los fines de los controles del supervisor. La compactación deberá ser el 95% como mínimo. Del ensayo proctor modificado.

Las estabilizaciones con cemento solo se podrán llevar a cabo cuando la temperatura ambiente, a la sombra, sea superior a diez grados Celsius (10°C) y cuando no haya lluvia.

Figura N° 3.5: Inyección de terraplenes para rellenar y cementar grietas internas



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 12.12

#### ESTABILIZACION CON ASFALTO

Se emplearan asfalto o bitumen, para lograr propiedades impermeabilizantes, adhesivas y de preservación en el suelo, en suelos

friccionante puede considerarse, además de la química, estabilización mecánica.

La estabilización de cada suelo, debe ser investigada en forma independiente, a partir de la granulometría, plasticidad, densidad y otras propiedades del suelo, para un peso específico del material igual a 1.64gr/cm<sup>3</sup>, le debe corresponder 10% de asfalto y para 1.75gr/cm<sup>3</sup>, no es necesaria su aplicación, tal como lo muestra a continuación el siguiente cuadro.

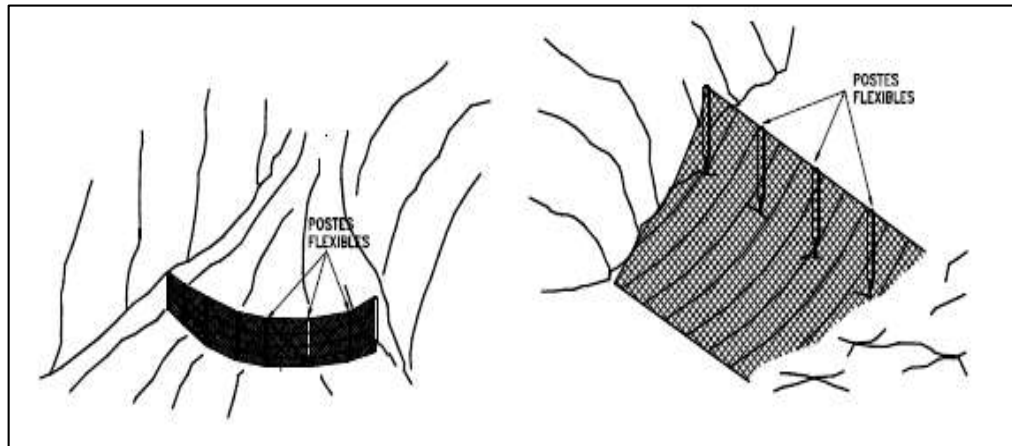
### **3.2.5 INCORPORACIÓN DE DISMINUIDORES DE ENERGIA DE CAIDA**

Dependerá del profesional responsable e o los métodos más apropiados a utilizar, pueden ser: Apoyos externos estructurales (específicamente para el caso de taludes en roca que presente bloques inestables o pendientes negativas, se pueden utilizar apoyos externos estructurales como columnas y vigas gigantes establecidos por el profesional responsable) o barreras de protección (Para el caso de taludes en roca, con la cara del talud muy fracturada, se pueden utilizar barrera de protección establecidas por el profesional responsable como las mallas metálicas, los muros de impacto, las cercas de retención, etc)

Existe una gran variedad de barreras de protección y sus características y dimensiones dependen de la energía de los caídos. Las barreras pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o cercas. La barrera generalmente, produce un espacio o trinchera en el pie del talud que impide el paso del caído.

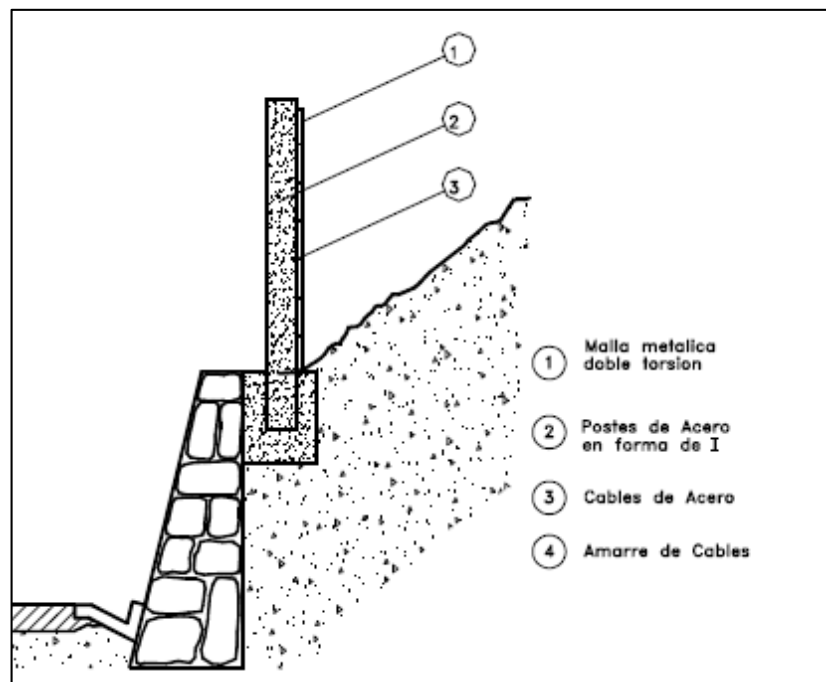
Actualmente en el mercado se consiguen mecanismos de cubiertas, geomallas, mallas especiales, etc. para la atenuación del impacto de los bloques de roca (Ver Figura N° 3.6, N° 3.7 y N° 3.8). La idea general es absorber la energía de los bloques.

Figura N° 3.6: Mallas para detener rocas



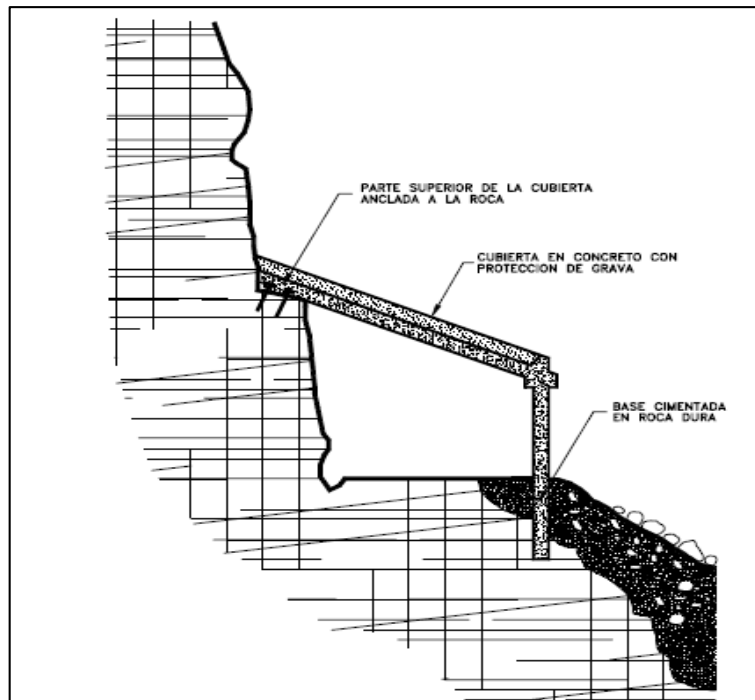
Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 12.8

Figura N° 3.7: Sistema de barrera metálica con cables de acero



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 12.9

Figura N° 3.8: Cubierta de protección contra caídas de roca, flujos o avalanchas



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 12.10

## CAPITULO 4: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### 4.1 DATOS GENERALES

## **Ubicación**

El proyecto “Estudio Definitivo del Mejoramiento y Construcción de la Carretera Ruta 10, Tramo: Huamachuco – Puente Pallar - Juanjui, Sector: Huamachuco – Sacsacocha – Puente Pallar, está localizado en la zona norte del país y pertenece a la ruta nacional N° PE – 10A de la Red Vial Nacional, siendo este sector, parte de la carretera Empalme 1N (Ovalo Industrial) –Dv. Otuzco– Huamachuco –Sacsacocha– Puente Pallar. Políticamente, la vía en estudio se desarrolla de acuerdo a la siguiente descripción:

- Región: La Libertad
- Departamento: La Libertad
- Provincia: Sánchez Carrión

Este tramo se inicia en la localidad de Huamachuco, con progresiva Km. 0+000 y a una altitud de 3,193 m.s.n.m., y se desarrolla en corte a media ladera, hasta llegar al Puente Pallar, presentando una longitud aproximada de 28.325 Km.

## **Plano de Ubicación**

Se adjunta el plano de Ubicación del Proyecto (Ver Anexo B)

## **Descripción del área de estudio**

La carretera materia de estudio se desarrolla en áreas cuya geomorfología está caracterizada por presentar áreas de relieves que varían de suaves declives a ondulados, y zonas escarpadas.

El trazo de la carretera actual en su mayor recorrido se acomoda a esta geomorfología siendo las pendientes observadas variables entre 4% y 7%, y las secciones entre 4 m y 9 m de ancho.

Imagen N° 4.1



Fuente: Expediente Técnico

La carretera se inicia en Huamachuco (km 0+000) y aproximadamente hasta el km 8+000, la topografía es ondulada a abrupta, con una pendiente longitudinal alta en ciertos sectores, encontrándose la carretera generalmente a media ladera. En los cortes se observa material de matriz arcillosa. La carretera se encuentra en mal estado de mantenimiento, siendo el material empleado en el afirmado una arena de color blanquecino (Ver Imagen N° 4.1).

En la superficie de rodadura se pueden observar fallas del tipo superficial, como la presencia de **encalaminados** (especialmente en las curvas), **baches**, pero principalmente la **erosión** de la superficie de rodadura por efectos del agua de escorrentía. Las secciones de las cunetas son inadecuadas e insuficientes para la cantidad de agua que discurre cuando llueve, encontrándose en la mayoría de los casos en estado colmatado. Esto ocasiona que en varios sectores el agua desborde hacia la calzada interrumpiendo muchas veces la circulación de los vehículos.

Desde el km 8+000 al km 11+000 la topografía es básicamente suave a ligeramente ondulada siendo la pendiente longitudinal mínima. La plataforma vial transcurre sobre rellenos. El estado de la carretera es de regular a bueno como se observa en la toma fotográfica debido a recientes trabajos de mantenimiento. Los suelos de la capa granular son de matriz limosa blanquecina lo que ocasiona el levantamiento de polvo cuando circulan los vehículos (Ver Imagen N° 4.2)

Imagen N° 4.2



Fuente: Expediente Técnico

Imagen N° 4.3



Fuente: Expediente Técnico

Desde el km 11+000 – km 28+323.45 la topografía de la zona se torna más agreste incrementándose la pendiente longitudinal de la carretera. La plataforma vial está a media ladera y la sección de la carretera es reducida en muchos casos a anchos de 4 m. El estado superficial de la carretera es malo, observándose fallas del tipo estructural y superficial. En la fotografía se aprecia una vista típica del sector (Ver Imagen 4.3)

Dada la alta pendiente longitudinal la falla principalmente ubicada es la erosión de la superficie de rodadura, así como también sectores con fuertes deformaciones por la presencia de agua acumulada sobre suelos finos arcillosos.



## **4.2 ESTUDIO DE SUELOS**

Este estudio se desarrolla con la finalidad de establecer, los tipos de suelos que se encuentran bajo el pavimento actual, así como su posible comportamiento durante el periodo de servicio. Involucra también el análisis de las características de los materiales del afirmado y la definición de su idoneidad para su empleo en el proyecto.

### **Método de estudio**

Los trabajos de campo consistieron en la ejecución de prospecciones en el suelo (calicatas), de donde se obtuvieron muestras representativas, las que fueron trasladadas al laboratorio geotécnico donde fueron objeto de estudio. Los resultados obtenidos han sido analizados en gabinete, de donde finalmente se establecieron las acciones técnicas para estructurar el pavimento.

Estos trabajos se efectuaron en tres etapas:

### **Trabajo de campo**

Para determinar las características físico-mecánicas de los materiales del terreno de fundación se ejecutaron pozos exploratorios a “cielo abierto” de 1,5 m de profundidad mínima, distanciadas como máximo en 250 m uno del otro; las que se distribuyeron en tres bolillos de tal manera que la información obtenida fuera representativa. Se llevó el registro de los espesores de cada una de las capas del sub-suelo, sus características de gradación y su estado de compacidad.

De los materiales encontrados en las calicatas se obtuvieron muestras alteradas, las que fueron descritas e identificadas con la ubicación, número de muestra y profundidad; luego fueron colocadas en bolsas de polietileno para su traslado al laboratorio.

### **Ensayos de laboratorio**

Las muestras representativas son sometidas a los siguientes ensayos:

- Análisis granulométrico por tamizado (MTC E107)
- Límites líquido (MTC E 110)
- Límite plástico e índice de plasticidad (MTC E 111)
- Clasificación SUCS (ASTM D-2487)
- Clasificación para vías de transportes (AASHTO) (ASTM D-3282)
- Contenido de humedad (MTC E 108)
- Proctor modificado (MTC E 115)
- California Bearing Ratio (CBR) (MTC E 132)

### **Labores de gabinete**

En base a la información obtenida durante los trabajos de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, se efectúa la clasificación de suelos de los materiales; para ello se ha empleado los sistemas SUCS y AASHTO, con la finalidad de análisis y correlación de acuerdo a sus características litológicas, lo cual también se consigna en el perfil estratigráfico.

### **Características de los materiales de fundación**

Los suelos de fundación de la carretera en estudio han sido ensayados en laboratorio, luego del cual se efectuó el análisis correspondiente para definir la sectorización de acuerdo al tipo de materiales y posible comportamiento ante las cargas que impondrá el tráfico de diseño. Se efectuaron en total 120 perforaciones en la carretera, ubicadas en forma de zig-zag (tres bolillos) y distanciadas una de la otra aproximadamente en 250 m.

El punto inicial (primera calicata) “**km 0+000**” se ubicó en las afueras de la ciudad de Huamachuco, mientras que el último punto a una distancia de **28,323.45** kilómetros, en el Puente Pallar.

### **4.3 DISEÑO DEL PAVIMENTO**

En este capítulo se define la estructura del pavimento a nivel de Carpeta Asfáltica en Caliente, empleando los métodos de diseño específicos requeridos en los Términos de Referencia, que se adaptan a las características ambientales y geomorfológicas señaladas así como a la disponibilidad de materiales existentes en la zona.

#### **Método AASHTO 1993**

Es el método de mayor difusión y empleo en nuestro medio. La Guía AASHTO empleada por muchos años fue la versión que se publicara en 1972, la cual fue revisada en 1981 efectuándose modificaciones al capítulo de pavimentos rígidos. En 1993 la AASHTO publica la “Guide for Design of Pavement Structures” en la cual se efectúan sensibles modificaciones a la versión de 1972. Las consideraciones que se toman en cuenta son:

- Confiabilidad,
- Valor soporte del suelo
- Coeficientes de capa (pavimentos flexibles)
- Drenaje
- Medio ambiente
- Erosión en la subbase
- Costos en los ciclos de vida
- Rehabilitación
- Gerenciamiento de pavimentos
- Valores de equivalencia de carga
- Tráfico
- Caminos de bajo volumen
- Procedimiento de diseño mecánico empírico

La ecuación básica de diseño empleada para pavimentos flexibles en la Guía AASHTO 93 es la siguiente:

$$\log W_{18} = Z_R S_O + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07$$

La expresión que relaciona el número estructural con los espesores de capa es:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_1 D_2 + a_3 m_2 D_3$$

Dónde:

$a_1 a_2 a_3$  = Coeficientes estructurales o de capa

$m_1 m_2$  = Coeficientes de drenaje

$D_1 D_2 D_3$  = Espesores de capa

## Parámetros de diseño

### Módulo resiliente

Para acceder a los Abacos de diseño AASHTO 93, es necesario que estos valores de CBR sean traducidos a Módulo Resiliente (Mr). Dada la escasa información existente en el medio sobre estos ensayos, se ha empleado una correlación entre CBRs versus Módulos de Resiliencia (para suelos granulares) publicada en FHWA-PL-98-029 :

$$M_r = 4326 \times \ln CBR + 241$$

Mientras que para suelos finos la expresión señalada por la AASHTO:

$$M_r = 1500 \times CBR$$

AASHTO indica que es para valores inferiores a 10% de CBR; sin embargo en investigaciones efectuadas se la considera aplicable para CBRs menores a 7,2%.

Así tenemos el Cuadro 4.1, donde se define el CBR y Mr por Subsector.

Cuadro N° 4.1: Definición de CBR y Mr por Subsector

<b>SUBSECTOR</b>	<b>CBR (%)</b>	<b>MR (psi)</b>
Subsector I: km 0+000 – km 2+300	14,1	11 683
Subsector II: km 2+300 – km 3+800	26,7	14 448
Subsector III: km 3+800 – km 7+900	26,3	14 377
Subsector IV: km 7+900 – km 26+350	31,4	15 155
Subsector V: km 26+350 – km 28+323.45	53,7	17 474

Fuente: Expediente Técnico

### **Tráfico**

Del “Estudio de tráfico y de carga”, se tienen los siguientes valores para los diferentes periodos de análisis en repeticiones de carga acumuladas en ejes simples equivalentes a 8,2tn (Ver Cuadro N° 4.2):

Cuadro N° 4.2: EAL del Estudio

<b>SUBSECTOR</b>	<b>EAL AÑO 2012</b>	<b>EAL AÑO 2021</b>	<b>EAL AÑO 2031</b>
Subsector I: km 0+000 – km 2+300	173 080	2 213 970	5 586 651
Subsector II: km 2+300 – km 3+800	173 080	2 213 970	5 586 651
Subsector III: km 3+800 – km 7+900	173 080	2 213 970	5 586 651
Subsector IV-A: km 7+900 – km 9+600	173 080	2 213 970	5 586 651
Subsector IV-B: km 9+600 – km 26+350	107 009	1 369 714	3 458 716
Subsector V: km 26+350 – km 28+323.45	107 009	1 369 714	3 458 716

Fuente: Expediente Técnico

Debido a que en el diseño se está empleando el procedimiento AASHTO para el diseño del pavimento, no se está considerando la influencia de la presión de inflado de llanta; así mismo como el EAL se ha calculado para cada sentido del tráfico, se está tomando el mayor de ambos.

## Confiabilidad

Para su determinación se empleó la Guía AASHTO (2.1.2 Traffic, Part II: Pavement Design Procedures for New Construction or Reconstruction). Se está tomando una confiabilidad de 90% (en conformidad con los Términos de Referencia), con el cual se obtiene una Standard Normal Deviate ( $Z_R$ ):

$$Z_R = -1,282$$

## Desviación estándar total

$$S_0 = 0,45$$

## Serviciabilidad

$$\text{Serviciabilidad Inicial } (p_i) = 4,2$$

$$\text{Serviciabilidad Final } (p_f) = 2,0$$

## Coefficientes estructurales de capas

Basados en lo señalado en el ítem 2.3.5 Layer coefficients, de la Guía de Diseño AASHTO, los coeficientes estructurales de capa considerados para el cálculo del número estructural de diseño son los siguientes:

$$a_1 = 0,44/\text{pulg.} \text{ ó } 0,17/\text{cm} \text{ (para carpeta asfáltica en caliente)}$$

$$a_2 = 0,14/\text{pulg.} \text{ ó } 0,056/\text{cm} \text{ (para agregados de CBR = 100\%)}$$

$$a_3 = 0,120/\text{pulg.} \text{ ó } 0,047/\text{cm} \text{ (para agregados de CBR = 40\%)}$$

## Coefficientes de drenaje

Para la elección del Coeficiente de Drenaje (Tabla 2.4 Valor de  $m_i$  recomendado para la modificación de coeficientes estructurales de base y subbase – AASHTO) se han tomado las siguientes consideraciones:

- Exposición en agua de las estructuras de drenaje, entre 5 y 25%.
- La condición de los sistemas de drenaje es Regular.

Por lo tanto se asume un Coeficiente de Drenaje,  $m_i = 1.0$ .

Se toma este valor en concordancia con lo observado en campo en abril del 2007 y octubre del 2010, así como la información estadística de precipitaciones pluviales.

### **Diseño del pavimento para 20 años (una etapa)**

La estructura del pavimento ha sido diseñada para soportar el peso de la densidad de tráfico proyectado para su ciclo de vida, altas presiones y esfuerzos, de tal manera que éstas lleguen satisfactoriamente a los suelos bajo el nivel de subrasante. Se consideró las características geotécnicas de los materiales que conformarán la estructura vial, con propiedades de resistencia y valor de soporte creciente a partir del suelo de fundación y de allí a la superficie del pavimento.

Aplicando el Nomograma y/o la Ecuación de Diseño se obtiene para los parámetros indicados y un **período de diseño de 20 años**, los siguientes valores contenidos en el Cuadro N° 4.3:

Cuadro N° 4.3: SNdiseño a 20 años

<b>SUBSECTOR</b>	<b>SN<sub>DISEÑO</sub></b>
Subsector I: km 0+000 – km 2+300	3,69
Subsector II: km 2+300 – km 3+800	3,43
Subsector III: km 3+800 – km 7+900	3,43
Subsector IV-A: km 7+900 – km 9+600	3,37
Subsector IV-B: km 9+600 – km 26+350	3,14
Subsector V: km 26+350 – km 28+323.45	2,99

Fuente: Expediente Técnico

Por lo tanto, se obtiene para el proyecto con un periodo de servicio de 20 años, la siguiente estructura contenida en el Cuadro N° 4.4:

Cuadro N° 4.4: Estructura del Pavimento por Subsectores a 20 años

<b>ESTRUCTURA</b>	<b>ESPESOR (cm)</b>					
	<b>SUBSECTOR I</b>	<b>SUBSECTOR II</b>	<b>SUBSECTOR III</b>	<b>SUBSECTOR IV-A</b>	<b>SUBSECTOR IV-B</b>	<b>SUBSECTOR V</b>
Carp. Asf. Caliente	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75
Base granular	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0
Subbase granular	30,0	25,0	25,0	25,0	18,0	15,0
<b>SN total</b>	<b>3,74</b>	<b>3,50</b>	<b>3,50</b>	<b>3,50</b>	<b>3,17</b>	<b>3,03</b>

Fuente: Expediente Técnico

**Diseño del pavimento para periodo del año 10 al año 20**



### **Etapa I (10 Años)**

Aplicando el Nomograma y/o la Ecuación de Diseño se obtiene para los parámetros indicados y un **período de diseño de 10 años**, los siguientes valores contenidos en el Cuadro N° 4.5:

Cuadro N° 4.5: SNdiseño a 10 años

<b>SUBSECTOR</b>	<b>SN<sub>DISEÑO</sub></b>
Sub Sector I: km 0+000 – km 2+300	3,21
Sub Sector II: km 2+300 – km 3+800	2,98
Sub Sector III: km 3+800 – km 7+900	2,99
Sub Sector IV-A: km 7+900 – km 9+600	2,93
Sub Sector IV-B: km 9+600 – km 26+350	2,73
Sub Sector V: km 26+350 – km 28+323.45	2,59

Fuente: Expediente Técnico

Por lo tanto, se obtiene para el proyecto con un periodo de servicio de 10 años, la siguiente estructura contenida en el Cuadro N° 4.6:

Cuadro N° 4.6: Estructura del Pavimento por Subsectores a 10 años

ESTRUCTURA	ESPEJOR (cm)					
	SUBSECTOR I	SUBSECTOR II	SUBSECTOR III	SUBSECTOR IV-A	SUBSECTOR IV-B	SUBSECTOR V
Carp. Asf. Caliente	8,75	8,75	8,75	8,75	7,5	7,5
Base granular	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0
Subbase granular	20,0	15,0	15,0	15,0	15,0	13,0
<b>SN total</b>	<b>3,27</b>	<b>3,03</b>	<b>3,03</b>	<b>3,03</b>	<b>2,82</b>	<b>2,73</b>

Fuente: Expediente Técnico

### **Etapas II (del año 10 al año 20)**

Para el diseño de refuerzo del pavimento desde el año 10 de servicio, hasta un nuevo periodo de 10 años, es decir el año 20, nos basaremos en la guía AASHTO 93, Capítulo 5, Rehabilitation methods with over lays.

Entre los métodos descritos en esta guía para el cálculo de refuerzo se encuentra el que está basado en la Vida Remanente del pavimento. La vida remanente para la determinación de la capacidad estructural sigue el concepto de agotamiento gradual del pavimento debido a las cargas que lo dañan, reduciendo el número de cargas adicionales que pueden soportar sin llegar al colapso. En cualquier tiempo determinado, puede haber algún indicio directamente notable de daño, existiendo una reducción en la capacidad estructural desde el punto de vista de la capacidad de carga futura. Esta capacidad de carga reducida debe considerarse en el refuerzo del diseño.

El concepto de la AASHTO de vida remanente se define con la siguiente expresión:

$$RL = 100 \times [ 1 - (N_p / N_{1.5}) ]$$

Donde:

RL = Vida remanente (%)

$N_p$  = Tráfico total para el periodo de diseño (EAL)

$N_{1.5}$  = Tráfico total para la falla del pavimento,  $p_f = 1,5$  (EAL)

Con el valor de RL determinado, se calcula el Factor de Condición (CF) desde el Abaco ubicado en la figura 5.2 de la guía AASHTO. CF permitirá obtener el número estructural residual ( $SN_{eff}$ ) con la siguiente expresión:

$$SN_{eff} = CF \times SN_0$$

Donde,  $SN_0$  es número estructural original.

### Diseño

Para obtener el valor de  $N_{1.5}$ , es decir el tráfico para que el pavimento falle, de acuerdo a la metodología AASHTO se está asumiendo los siguientes considerandos:

$$p_f = 1,5, \text{ y una confianza de } 90\% (Z_R = -1,282)$$

También se está considerando para ingresar los datos al abaco, el SN asumido para los 10 años y los demás parámetros inicialmente asumidos:  $M_R$ ,  $p_i$ .

Ingresando esta información al Abaco de diseño AASHTO se obtiene un Tráfico  $N_{1.5}$  (repeticiones de 8,2 tn) (Ver Cuadro N° 4.7).

Cuadro N° 4.7:  $N_{1.5}$  a 10 años

SUBSECTOR	$N_{1.5}$
Subsector I: km 0+000 – km 2+300	3 094 789
Subsector II: km 2+300 – km 3+800	2 947 876
Subsector III: km 3+800 – km 7+900	2 914 376

Subsector IV-A: km 7+900 – km 9+600	3 293 404
Subsector IV-B: km 9+600 – km 26+350	1 995 735
Subsector V: km 26+350 – km 28+323.45	2 221 493

Fuente: Expediente Técnico

Asumiendo como  $N_p$  los valores de tráfico de diseño a los 10 años, se obtiene el Cuadro N° 4.8:

Cuadro N° 4.8:  $N_p$  por Subsector a 10 años

PARÁMETROS	CARRETERA					
	SUBSECTOR I	SUBSECTOR II	SUBSECTOR III	SUBSECTOR IV-A	SUBSECTOR IV-B	SUBSECTOR V
RL (%)	28,5	24,9	24,0	32,8	31,4	38,3
CF	0,80	0,79	0,78	0,83	0,82	0,85

Fuente: Expediente Técnico

Por lo tanto el número estructural remanente  $SN_{eff}$  se muestra en el Cuadro N° 4.9:

Cuadro N° 4.9:  $SN_{eff}$  por Subsector a 10 años

PARÁMETROS	CARRETERA					
	SUBSECTOR I	SUBSECTOR II	SUBSECTOR III	SUBSECTOR IV-A	SUBSECTOR IV-B	SUBSECTOR V
$SN_{eff}$	2,62	2,39	2,36	2,51	2,31	2,32

Fuente: Expediente Técnico

El cálculo del número estructural requerido para el refuerzo se efectúa con la siguiente fórmula:

$$SN_R = SN_f - SN_{eff}$$

Donde:

$SN_R$  = Número estructural requerido para el refuerzo.

$SN_f$  = Número estructural requerido para el tráfico de diseño de refuerzo.

$SN_{eff}$  = Número estructural efectivo del pavimento existente.

Para tal efecto se ha calculado el valor de  $SN_f$  para el periodo del año 10 al año 20 ( $EAL_{I, II, III, IV-A} = 3\ 181\ 493 - 1\ 533\ 332$ ;  $EAL_{IV-B, V} = 1\ 862\ 352 - 898\ 285$ ), obteniéndose el Cuadro N° 4.10:

Cuadro N° 4.10:  $SN_f$  por Subsector del año 10 al año 20

PARÁMETROS	CARRETERA					
	SUBSECTOR I	SUBSECTOR II	SUBSECTOR III	SUBSECTOR IV-A	SUBSECTOR IV-B	SUBSECTOR V
$SN_f$	3,42	3,18	3,18	3,13	2,91	2,76

Fuente: Expediente Técnico

Por lo tanto, el  $SN_R$  obtenido, con sus respectivos espesores en carpetas como refuerzo para 20 años se muestra en el Cuadro N° 4.11:

Cuadro N° 4.11:  $SN_R$  por Subsector a 20 años

PARÁMETROS	CARRETERA					
	SUBSECTOR I	SUBSECTOR II	SUBSECTOR III	SUBSECTOR IV-A	SUBSECTOR IV-B	SUBSECTOR V
$SN_R$	0,80	0,79	0,82	0,62	0,60	0,44
Espesor carpeta	4,7	4,6	4,8	3,6	3,5	2,6

Fuente: Expediente Técnico

Teniendo en consideración los efectos del medio ambiente, y con la finalidad uniformizar el comportamiento de la capa de refuerzo, así como del procedimiento constructivo, se recomienda colocar para el año 10 un espesor de refuerzo de 5,0 cm de mezcla asfáltica en caliente.

Previamente se deberá efectuar una evaluación estructural y de serviciabilidad con la finalidad de ratificar lo antes señalado, o de efectuar algunos ajustes.

### **Método del Instituto del Asfalto**

Se efectúa un diseño de pavimento comparativo empleando el Método del Instituto del Asfalto. Este método se desarrolla conforme a lo establecido en el Manual Series N°1 (MS-1) "Thickness Design, Asphalt Pavements for Highways & Streets" de febrero 1991.

El método se basa en dos condiciones específicas de esfuerzo-deformación. La primera condición es la aplicación de una carga sobre la superficie del pavimento, la estructura distribuye los esfuerzos reduciendo su intensidad a medida que profundiza en la subrasante. La segunda condición, es cuando la carga aplicada al pavimento, defleca la estructura, causando esfuerzos y deformaciones de tensión y compresión en la capa asfáltica.

El Instituto del Asfalto ha desarrollado un programa de cómputo denominado DAMA y una serie de nomogramas para facilitar el diseño. Estos últimos se han calculado para temperaturas de 7 °C, 15,5 °C y 24 °C.

### **Parámetros de diseño**

El método requiere de la siguiente información para efectuar el diseño (Ver Cuadro N° 4.12):

### **Módulo resiliente**

Cuadro N° 4.12: CBR y Mr

<b>SUBSECTOR</b>	<b>CBR (%)</b>	<b>M<sub>R</sub> (PSI)</b>	<b>MR (MPa)</b>
Subsector I: km 0+000 – km 2+300	14,1	11,683	80,6
Subsector II: km 2+300 – km 3+800	26,7	14,448	99,6
Subsector III: km 3+800 – km 7+900	26,2	14,377	99,1
Subsector IV: km 7+900 – km 26+350	31,4	15,155	104,5
Subsector V: km 26+350 – km 28+323.45	53,7	17 474	120,5

Fuente: Expediente Técnico

### **Tráfico**

El Instituto del Asfalto considera el efecto perjudicial de las presiones de contacto elevadas. Éste se emplea cuando la presión de los neumáticos indican valores por encima del valor de la condición de carga estándar (70 psi). El factor será finalmente multiplicado por el EAL.

Para el cálculo de la estructura del pavimento se ha tomado del estudio de tráfico la información antes señalada (Ver Cuadro N° 4.13).

Cuadro N° 4.13: EAL

<b>SUBSECTOR</b>	<b>EAL AÑO 2012</b>	<b>EAL SIN PRESIÓN DE INFLADO AÑO 2021</b>	<b>EAL CON PRESIÓN DE INFLADO AÑO 2021</b>
Subsector I: km 0+000 – km 2+300	177 224	2 213 970	2 267 071
Subsector II: km 2+300 – km 3+800	177 224	2 213 970	2 267 071
Subsector III: km 3+800 – km 7+900	177 224	2 213 970	2 267 071
Subsector IV-A: km 7+900 – km 9+600	177 224	2 213 970	2 267 071
Subsector IV-B: km 9+600 – km 26+350	109 608	1 369 714	2 298 014
Subsector V: km 26+350 – km 28+323.45	109 608	1 369 714	2 298 014

Fuente: Expediente Técnico

### **Diseño del pavimento**

El diseño se efectuará para 10 años. Empleando el Abaco Design Chart A-12, cuyas condiciones son el empleo de una Base Granular de 30 cm de espesor y una temperatura de 15,5 °C (Ver Cuadro N° 4.14).



Cuadro N° 4.14: Espesores por Subsector

ESTRUCTURA	ESPESOR (cm)					
	SUBSECTOR I	SUBSECTOR II	SUBSECTOR III	SUBSECTOR IV-A	SUBSECTOR IV-B	SUBSECTOR V
Carp. Asf. Caliente	24,0	22,5	22,5	21,0	10,0	10,0
Base granular	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0

Fuente: Expediente Técnico

Los espesores de la carpeta han sido considerados de la curva más próxima al punto obtenido entre la intersección entre el EAL y el Mr.

### **ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACIÓN DEL PAVIMENTO**

Para definir las alternativas de pavimentación se ha tomado en cuenta dos parámetros que han incidido preponderantemente: los tipos de materiales existentes en la zona, y el tráfico de diseño.

A continuación se detallan las estructuras de pavimento recomendados para el proyecto en el Cuadro N° 4.15:

Cuadro N° 4.15: Espesores por Subsector - Alternativa

ESTRUCTURA	ESPESOR (cm)			
	SECTOR 1 (km 0+000 – km 2+300)	SECTOR 2 (km 2+300 – km 9+600)	SECTOR 3 (km 9+600 – km 26+350)	SECTOR 4 (km 26+350 – km 28+323.45)
Carpeta Asfáltica Caliente	8,75	8,75	7,5	7,5
Base Granular	15,0	15,0	15,0	15,0
Subbase Granular	20,0	15,0	15,0	13,0

Fuente: Expediente Técnico

## ACTIVIDADES PARA EL MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA

Los trabajos de mejoramiento y rehabilitación de la carretera involucran diferentes actividades para su implementación. A continuación pasamos a enumerar las actividades que se desarrollarían con las alternativas recomendadas:

- Rellenos en los sectores donde se deban efectuar nivelaciones hasta llegar al nivel de la subrasante.
- En lo posible evitar cortes en la plataforma estabilizada por los materiales aportados y por el tráfico circulante.
- Construir las estructuras de drenaje y subdrenaje requeridas en el estudio correspondiente.
- Mejoramiento de la subrasante existente, en los sectores de carretera.
- Retirar el pavimento antiguo consistente en enrocados en sectores variables entre 20 m y 50 m, los cuales en muchos casos se encuentran asentados. Los espacios resultantes deben ser restituidos con materiales granulares de relleno, hasta el nivel de Subrasante.
- Conformación del nuevo pavimento.

### 4.4 ESTRUCTURAS DE DRENAJE PROPUESTAS

### **Alcantarillas**

Se están proyectando alcantarillas en reemplazo de las existentes, así como nuevas en lugares con deficiencia de drenaje. Para las alcantarillas de paso, (las que se encuentran en los sectores de las intercuenas), hidráulicamente se han considerado alcantarillas marco de concreto y alcantarillas TMC, verificando que se cumpla la condición.

$$Q_d > Q_m$$

Se ha proyectado un total de 97 de los cuales 47 son de 36", 32 de 48", 5 de 60" y 13 de Alcantarillas de marco de concreto.

### **Cunetas**

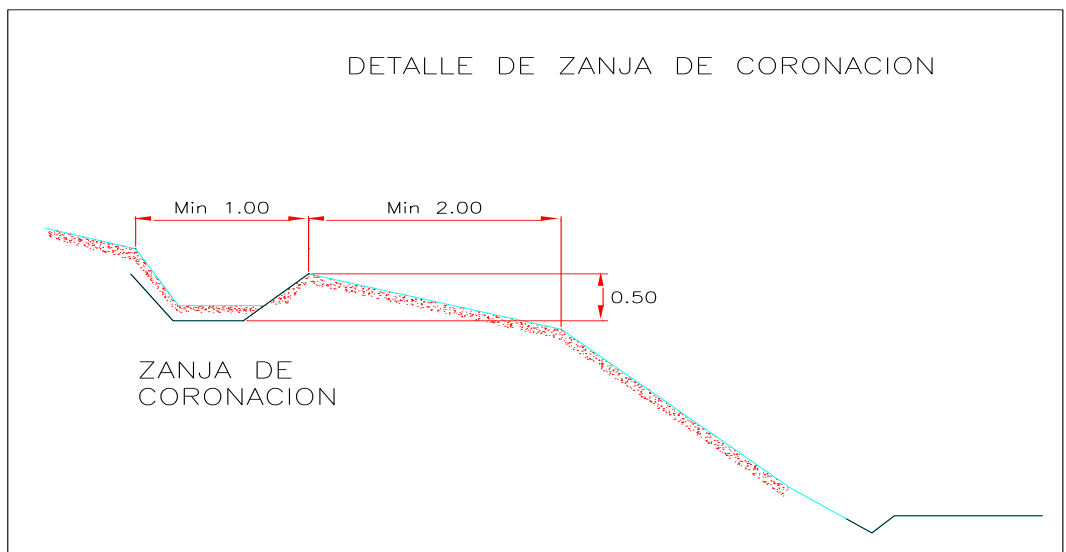
En el tramo no existen cunetas para el drenaje de la carretera. Se está proyectando cunetas de sección triangular con revestimiento en todo el tramo, con excepción de las zonas urbanas donde serán rectangulares con tapas de concreto armado.

El diseño hidráulico de la sección triangular es: 1.20 m de ancho y 0.30 m de profundidad con talud interno adyacente a la carretera de 3H:1V y talud externo 1H:1V, que puede ser variable de acuerdo a la topografía del terreno, los cuales se proyectan básicamente en los tramos en que la carretera se presenta en corte y cumplirán la función de evacuación del caudal de escorrentía. Las cunetas urbanas, serán de sección rectangular 0.40 x 0.50 m, con tapa de concreto armado. Esta cuneta tiene la misma área hidráulica que la cuneta triangular, el canal de riego también tendrá una sección rectangular 0.60x0.45m, y en lugares donde cruza la carretera tendrá una tapa de concreto armado (cuneta canal con tapa).

### **Zanja de Coronación.**

Si la pendiente es mayor que 2%, es necesario que la zanja sea de concreto simple o emboquillada. Para pendientes mayores, las zanjas deben ser escalonadas con emboquillado de piedra bajo la caída. Será de sección trapezoidal, la altura y la base de 0.50m y los lados no paralelos con talud de V:H=1:0.50, tal como se aprecia en el Gráfico N° 4.1:

Gráfico N° 4.1: Detalle de Zanja de Coronación



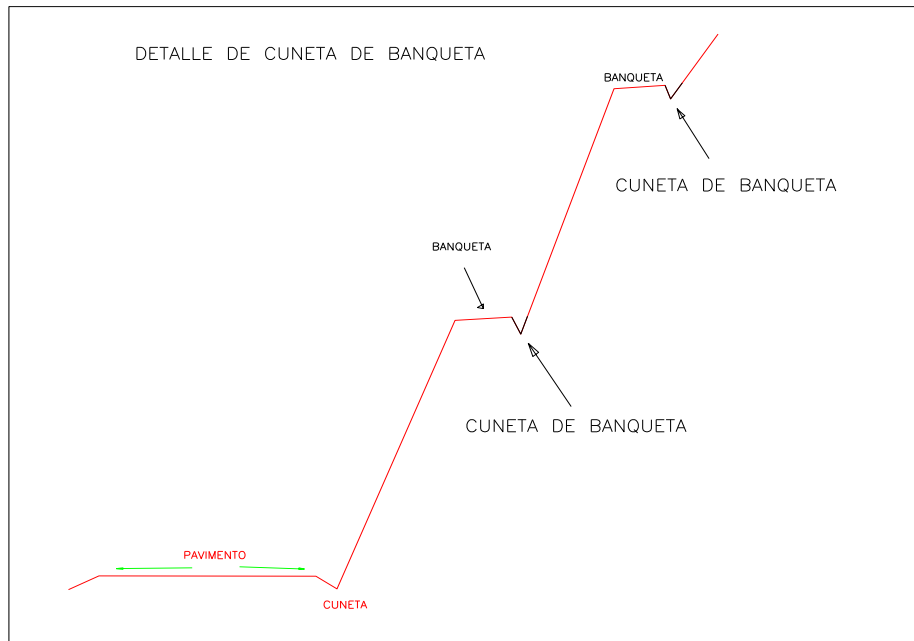
Fuente: Expediente Técnico

### **Cuneta de Coronación.**

Son aquellas que se construirán al pie del talud inclinado de cada banqueta, las mismas se construirán una serie de terrazas con la finalidad de estabilizar el talud (Ver Gráfico N° 4.2).

La cuneta tendrá una sección triangular, tal como se observa en la siguiente gráfica, y su descarga se efectuará hacia un curso natural o mediante caídas escalonadas hacia las cunetas.

Gráfico N° 4.2: Detalle de Cuneta de Banqueta



Fuente: Expediente Técnico

### Canal de riego

Hay tramos donde existe canal de riego que al ejecutarse la carretera será afectada, esta se construirá de 0.60x0.45, se adjunta en el cuadro N° 20B y en otros sectores cruza a la carretera, en este caso se construirá cuneta canal con tapa de 0.50x0.40.

### Zanjas de drenaje

Para la zanja de drenaje se adopta una sección trapezoidal, sin revestimiento, cuyas dimensiones son las siguientes:

Base: 0.30 m.

Altura: 0.50 m.

Talud:1.0H;1.0V.

### Subdrenes

El estudio de suelos del pavimento, reporta la presencia del nivel freático en profundidades, que no afectarían el pavimento, sin embargo como medida de seguridad se está proyectando subdrenes de TUBERIA CORRUGADA PERFORADA HDPE de 6".

## Puente y Pontones

Se ha proyectado un puente y dos pontones a lo largo del tramo en Estudio:

ESTRUCTURAS	DIMENSIONES	
	LUZ (m)	ALTURA (m)
Pontón Km. 2+647.960	8.60	3.50
Puente Potrerillo	14.50	18.00
Pontón Anamuella	7.50	3.80

## Badén

Las estructuras tipo badén son soluciones efectivas cuando el nivel de la rasante de la carretera coincide con el nivel de fondo del cauce del curso natural que intercepta su alineamiento, porque permite dejar pasar flujo de sólidos esporádicamente que se presentan con mayor intensidad durante períodos lluviosos y donde no ha sido posible la proyección de una alcantarilla o pontón.

El diseño hidráulico del badén debe adoptar pendientes longitudinales de ingreso y salida de la estructura de tal manera que el paso de vehículos a través de él, sea de manera confortable y no implique dificultades para los conductores y daño a los vehículos.

El diseño hidráulico del badén también debe contemplar mantener un borde libre mínimo entre el nivel del flujo máximo esperado y el nivel de la superficie de rodadura, a fin de evitar probables desbordes que afecten los lados adyacentes de la plataforma vial.

En el Cuadro N° 4.16, se indica la relación de badenes proyectados en el tramo, de los cuales los cuatro primeros tienen una longitud de 20 y 30 m.

En el río Olichoco, el cauce es mucho mayor. Se tiene un Caudal promedio de 48.52m<sup>3</sup>/s. La longitud del cauce de acuerdo al levantamiento topográfico es de 80 metros el cual ha sido considerado para fines la longitud del badén.

Cuadro N° 4.16: Badén

3+530.00	20 metros	CONCRETO ARMADO
15+105.00	30 metros	CONCRETO ARMADO
17+980.00	30 metros	CONCRETO ARMADO
24+153.00	20 metros	CONCRETO ARMADO
27+040.00	80 metros	CONCRETO ARMADO

Fuente: Expediente Técnico

Los caudales de cada uno de las quebradas de las cuales se toman el valor de 1.23m<sup>3</sup>/s de la quebrada Km. 17+980 con este valor se realizará el dimensionamiento del badén en las siguientes progresivas Km. 15+105 y Km. 17+980 y el peralte para ambos es 10% (Ver Imagen 4.4).

Se toma el valor de 1.07m<sup>3</sup>/s de la quebrada Km. 15+105 con este valor se realizará el dimensionamiento del badén en las siguientes progresivas Km. 3+530 y Km. 24+153 y cuyos peraltes es de 9% y 10% se tomará 9.5% de peralte (Ver Imagen N° 4.5).


A continuación se presenta los cálculos de tirantes de los 5 badenes.

Imagen N° 4.4

Lugar:	Km.15+105 y Km.17+980	Proyecto:	Huamachuco pte Pallar
Tramo:	Km.0+000 al Km.28+323.45	Revestimiento:	Concreto

<b>Datos:</b>			
Caudal (Q):	1.23	m <sup>3</sup> /s	
Ancho de solera (b):	0	m	
Talud (Z):	50		
Rugosidad (n):	0.014		
Pendiente (S):	.1	m/m	

<b>Resultados:</b>					
Tirante normal (y):	0.0921	m	Perímetro (p):	9.2101	m
Area hidráulica (A):	0.4240	m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.0460	m
Espejo de agua (T):	9.2083	m	Velocidad (v):	2.9012	m/s
Número de Froude (F):	4.3169		Energía específica (E):	0.5211	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

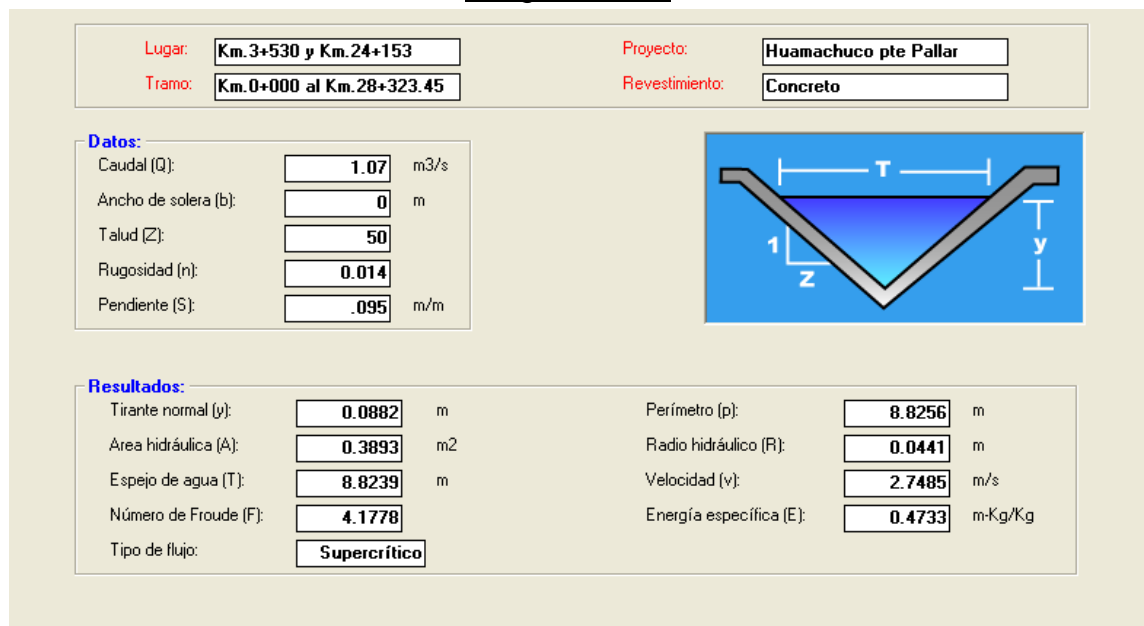
Fuente: Expediente Técnico

Generalmente, el borde libre se asume igual a la altura de agua entre el nivel de flujo máximo esperado, de acuerdo al cálculo realizado el tirante resulta 9cm. Por lo tanto el borde libre tendría 9cm, para un badén de 30m con un talud 1:50 la altura resulta 0.30m y es mayor a 18cm que resulta a la suma del tirante y al borde libre.

Para el segundo caso es para badén de 20m la altura resulta 0.20m que es mayor a 18cm. Que resulta a la suma del tirante y al borde libre.



Imagen N° 4.5



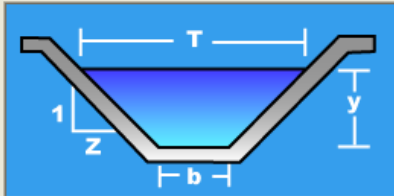
Fuente: Expediente Técnico

Imagen N° 4.6

Lugar:	<b>Km. 27+040</b>	Proyecto:	<b>Huamachuco-Puente Pallar</b>
Tramo:	<b>Km. 0+000 al Km. 28+323.45</b>	Revestimiento:	<b>Concreto</b>

<b>Datos:</b>			
Caudal (Q):	<b>48.52</b>	m <sup>3</sup> /s	
Ancho de solera (b):	<b>20</b>	m	
Talud (Z):	<b>50</b>		
Rugosidad (n):	<b>.014</b>		
Pendiente (S):	<b>.05</b>	m/m	

<b>Resultados:</b>					
Tirante normal (y):	<b>0.2711</b>	m	Perímetro (p):	<b>47.1110</b>	m
Area hidráulica (A):	<b>9.0947</b>	m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	<b>0.1930</b>	m
Espejo de agua (T):	<b>47.1056</b>	m	Velocidad (v):	<b>5.3350</b>	m/s
Número de Froude (F):	<b>3.8765</b>		Energía específica (E):	<b>1.7217</b>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<b>Supercrítico</b>				

Fuente: Expediente Técnico

Se toman el valor de 48.52m<sup>3</sup>/s de la quebrada Km. 27+040 con este valor se realizará el dimensionamiento del badén y cuyo peralte es de 5%. (Ver Imagen N° 4.6)

De acuerdo al cálculo realizado el tirante resulta 28cm. Por lo tanto el borde libre tendría 28cm, para un badén de 80m con un talud 1:50 la altura resulta 0.80m y es mayor a 56cm que resulta a la suma del tirante y al borde libre.

### Defensa Ribereña

Aguas arriba del Puente El Pallar margen izquierda, tramo Km 27+970 – Km 28+060 y Km 28+180 – Km 28+265, se propone proyectar obras de protección tipo gavión de altura 3.50m de igual manera para el tramo Km. 25+630 al Km. 25+690, para proteger las riberas adyacentes del cauce del río.

En el sector Km. 4+740 al Km. 4+860 y en la zona del río Olichoco se propone proyectar obras de protección tipo Muro de Concreto Ciclópeo de altura 1.50m para evitar la inundación de la plataforma. Se adjunta en el

Cuadro N° 4.17, los sectores donde se construirán las obras de defensa ribereña.

Cuadro N° 4.17: Defensa Ribereña

PROGRESIVA		LONGITUD	ALTURA	TIPO DE DEFENSA	UBICACIÓN
4+740.00	4+860.00	120.00	1.5	MURO CONCRETO CICLOPEO	LADO DERECHO DE LA CARRETERA
25+630.00	25+690.00	60.00	3.5	GAVION	MARGEN DERECHA
27+000.00		50.00	1.5	MURO CONCRETO CICLOPEO	AGUAS ARRIBA DEL BADEN, MARGEN DERECHA DEL RIO
27+000.00		50.00	1.5	MURO CONCRETO CICLOPEO	AGUAS ABAJO DEL BADEN, MARGEN DERECHA DEL RIO
27+080.00		75.00	1.5	MURO CONCRETO CICLOPEO	AGUAS ARRIBA DEL BADEN, MARGEN IZQUIERDA DEL RIO
27+080.00	27+120.00	40.00	1.5	MURO CONCRETO CICLOPEO	MARGEN IZQUIERDA DEL RIO
27+300.00	27+510.00	210.00	1.5	MURO CONCRETO CICLOPEO	MARGEN IZQUIERDA DEL RIO
27+970.00	28+060.00	90.00	3.5	GAVION	MARGEN IZQUIERDA RIO CHUSGON
28+180.00	28+265.00	85.00	3.5	GAVION	MARGEN IZQUIERDA RIO CHUSGON

Fuente: Expediente Técnico

## 4.5 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

### Aspectos Geomorfológicos.

El área materia del presente estudio se encuentra situado geográficamente en la vertiente Oriental de la Cordillera Occidental de los Andes Peruanos, conformada por una cadena de montañas por lo que todo su sistema de drenaje desagua a los ríos Olichoco y Chusgon.

Dentro de este panorama el rasgo geomorfológico que a consecuencia de los agentes geológicos modeladores se presenta como una topografía accidentada, con valles profundas encañonadas como la de la Sub cuenca de Olichoco y Chusgon; por donde discurre los ríos de Olichoco y Chusgon que van socavando más profundamente el valle.

Este paisaje peculiar y característico es el resultado de los diferentes agentes erosivos asociados con el levantamiento general de los Andes; iniciado en el Mesozoico, rellenado y cubierta posteriormente por materiales cuaternarios; desde luego después de haber realizado el diagnostico correspondiente en la zona se pudo diferenciar al nivel local tres Unidades geomorfológicas como:

A.- Superficie de Unidades de Laderas Accidentadas.

B.- Superficie de Unidades de Laderas poco Accidentadas.

C.- Superficie de Unidades de valle.

#### **A.- Superficie de Unidades de Laderas Accidentadas.**

Esta Unidad Geomorfológica constituye y/o se pudo diferenciar principalmente en la parte inicial de la carretera materia en estudio, vale decir; del inicio del tramo donde se ubica la cota más alta. La morfología de este sector se caracteriza por presentar zonas totalmente accidentadas, tal como se puede observar en las fotos que se adjunta en el presente estudio.

Morfológicamente está representado por una topografía y/o laderas bastante pronunciadas o accidentadas, donde sus pendientes están fluctuando entre 70 % a 80 %.

Desde el punto de vista Lito – Estratigráfico está conformada por materiales de areniscas interestratificado con las lutitas, y por materiales cuaternarios representados principalmente de depósitos Coluviales (Ver Imagen N° 4.7).

Imagen N° 4.7: Vista Panorámica, se observa morfología accidentada típica de zonas andinas



Fuente: Expediente Técnico

#### **B.- Superficie de Unidades de Laderas poco Accidentadas.**

Desde el punto de vista morfológico está conformado por una topografía poco accidentada con pendiente que fluctúa entre 30 % a 40 %.

Las mismas fueron originadas como producto de la acción mecánica de las aguas superficiales; esta morfología podemos observar y/o apreciar en la Imagen N° 4.8.

Imagen N° 4.8: Vista panorámica donde se observa una morfología de zonas de poco accidentadas, correspondiente al Estudio



Fuente: Expediente Técnico

Los materiales que las constituyen en esta unidad geomorfológicamente están conformados por depósitos cuaternarios representados por depósitos aluviales Eluviales y Coluviales.

### **C.- Superficie de Unidades de valle.**

Como consecuencia de la acción erosiva de los cursos de agua que nacen en las partes altas de la cordillera, se ha desarrollado una densa red hidrográfica que debido a su poder erosivo favorecido por el levantamiento general de los Andes, ha disectados y a profundizado a esta región originando un gran valle; por donde discurre los ríos de la zona que drena a esta zona; dejando como testigo las terrazas aluviales, tal conforme que se observa en la Imagen N° 4.9.

Imagen N° 4.9: El cono deyectivo del rio Olichoco característico de un valle fluvial tipo "V"



Fuente: Expediente Técnico

### **Aspectos Estratigráficos.**

En el área de estudio se hallan expuestas y/o están constituidas por unidades litológicas de carácter sedimentaria que cuyas edades están consideradas; desde el Mesozoico (Jurásico), representado por la Formación Chicama; la misma abarca hasta el cuaternario reciente; tal conforme que muestra en la columna estratigráfica generalizada del área de estudio y que se adjunta al presente.

### **Aspectos Estructurales.**

La morfología y disección del área no está controlado por sistema de estructuras locales, si no que pertenece a estructuras mayores de origen tectónica tales como el plegamiento y levantamiento de los Andes; las mismas generan fallamientos regionales y locales.

Los diaclazamientos y/o fracturamientos observados durante el proceso de trabajo de campo sobre las rocas que afloran en la zona presentan aberturas bastante notorias en superficie. Desde luego se ha considerado más de dos familias de diaclazamientos: Siendo la orientación del diaclazamiento principal con rumbo S – W case paralelo a las fallas regionales con ángulos variables de 30° – 60° y buzamiento de 20° – 50° NW.

Las estructuras geológicas de carácter tectónica caso de las fallas locales a un durante la evaluación de campo no se ha precisado, pero sin embargo por los rasgos morfológicos disectados por diversas quebradas que se tiene en la zona de estudio podemos suponer las mismas podrían ser considerados como fallas locales con orientaciones de S – E.

Adicionalmente, dentro de los grandes bloques delimitadas por las estructuras arriba indicadas se encuentran los planos de fractura o diaclasas cuya densidad y posición dentro de la masa rocosa varía en función de su proximidad a las estructuras de falla.

Si bien es cierto la determinación de los juegos de fracturas es importante para las previsiones a tomar en la ejecución de los cortes para la ampliación de la carretera y el diseño de las medidas de sostenimiento a aplicar, el carácter bastante errático de las mismas y su menor importancia con respecto a los

planos de estratificación, invalida cualquier caracterización que se pretenda esbozar para su utilización en los diseños de sostenimiento o de estabilización de los taludes en corte.

## **ASPECTOS GEODINAMICOS**

Se sabe que nuestro territorio Peruano está sometida a una fuerte actividad dinámica, como consecuencia del estado juvenil de la Cordillera Andina por su ubicación sobre la zona de subducción, así como por la presencia de la corriente Peruano y Ecuatorial del Niño, produciéndose fenómenos geodinámicos, cuyos frecuentes activamientos muchas veces son catastróficos traducidos en pérdidas humanas, destrucción de poblaciones; etc.

La ocurrencia de los procesos geodinámicos externos en la zona de estudio, se ve favorecida principalmente de las características morfológicas; donde las laderas de los cerros presentan pendiente bien pronunciadas muchos de ellos son casi verticales. De la misma forma contribuye el aspecto estructural, al estar la cuenca de los ríos de la zona de estudio controlada por fallas regionales.

Así mismo los aspectos litológicos que son conformantes a las formaciones líneas arriba descrita son principalmente de rocas de carácter calcáreo favorecen el desarrollo de estos procesos geodinámicos.

Del mismo modo debemos indicar que los efectos de los fenómenos geodinámicos de carácter externo cuya manifestación de mayor intensidad se da principalmente en épocas de altas precipitaciones pluviales; pero sin embargo no se puede dejar de lado que las mismas pueden desarrollarse como producto y/o inducido por el hombre la que puede ocurrir cualquier momento o fecha.

Las principales causas, factores y mecanismos para el desarrollo de los procesos de geodinámica externa; principalmente esta interrelacionado entre las condiciones topográficas, climáticas y lito – estructurales, de la misma forma a continuación hacemos en referencia de cuyos motivantes que permiten su desarrollo y son:



- Intensa precipitación pluvial cíclica y continua, que son propias de la región Andina; que la misma favorece a la filtración del agua sobre materiales del Insitu donde habrá una saturación masiva.
- La morfología de la zona donde los flancos de los micros cuencas que ubican en la zona de estudio y entre otras son totalmente accidentadas y en muchos sectores las laderas presentan pendientes hasta casi verticales.
- El carácter litológico de la zona en la cual atraviesa la carretera donde las mismas están totalmente fracturadas y así mismo están sufriendo los procesos de meteorización.
- Presencia de los grandes depósitos de materiales cuaternarios las que favorecen la percolación de las aguas meteóricas donde podrá incrementar el volumen, peso y generando de esta forma una gran presión hidrostática.
- La intervención y/o el acto inducido por la acción antrópica que desarrolla el hombre; donde su intervención puede ser de manera directa o indirecta durante la ejecución de los diferentes proyectos de ingeniería.

Teniendo como premisa los aspectos y/o condiciones morfológicas, litológicas, y de su carácter estructural del área las mismas asociados a las condiciones climáticas generan diversos procesos geodinámicos de carácter externo.

Desde luego por sus características, modalidades, procesos de desarrollo, formas y dimensiones se ha podido diferenciar diversos fenómenos de carácter externo y que a continuación se detalla cómo:

- Derrumbe.
- Huayco.
- Erosión.
- Desprendimiento de Materiales.

### **Derrumbes.**

Entendemos por derrumbe la que se trata de un fenómeno producido por los desplazamientos de una masa rocosa ó materiales incoherentes ò mezcla de ambos materiales provenientes del talud superior de la carretera y/o por los flancos de los cerros debidos principalmente a diferentes causas y factores que las condicionan para su ocurrencia.

De acuerdo a la evolución de campo propiamente dicha sobre este fenómeno se ha localizado, las progresivas que se indica más adelante, por la interpretación realizada se hace referencia que podrían ser probables derrumbes que pudieran desarrollarse durante el proceso de mejoramiento; luego se dará más adelante las recomendaciones del caso para su control.

De acuerdo a la evaluación realizada se pudo encontrar este fenómeno que de tal forma se muestra en las siguientes progresivas:

- 14 + 780 al 14 + 820
- 15 + 980 al 16 + 080
- 18 + 100 al 18 + 120
- 18 + 190 al 18 + 400
- 19 + 370 al 19 + 400
- 19 + 500 al 19 + 520
- 20+020 al 20+060
- 21+400 al 21 + 440
- 21+650 al 21+680
- 22+740 al 22+770
- 23+370 al 23+400

**Medidas correctivas para dar alternativas de solución del proceso de geodinámica de en referencia:**

- Realizar desquinces de los materiales inestables durante el proceso de la ejecución.

- Construir zanjas de coronación, la misma debe ser de concreto con los que deberá evitar la percolación de las aguas meteóricas sobre el talud de corte, con un aliviadero que se ubique en una zona estable.
- Así mismo se propone la realización de banquetas de acuerdo a los diseños que se adjunta en el presente estudio definitivo; así mismo el talud debe estar considerada de acuerdo que se establece en la tabla de la clasificación de materiales, para las progresivas en referencia.
- Posteriormente de haber realizado los trabajos líneas arriba indicada; se debe realizar el mantenimiento periódico para efectos de evitar el deterioro temprano de las mismas.

### **Huayco.**

Se trata de fenómenos que las mismas son corrientes de lodo de ocurrencia eventual que consiste de flujos rápidos o avenidas intempestivas de aguas turbias que transportan a su paso materiales de diferentes tamaños desde fino hasta enormes bloques de rocas, así como malezas, dependiendo fundamentalmente a su volumen y capacidad de transporte; las mismas se desplazan a lo largo de un cauce definido. En la parte final de este evento generalmente tienden a formar un cono o abanico.

Los materiales y los causantes para su desarrollo de este proceso; se sabe que la zona de estudio es parte de la zona Andina; desde luego las precipitaciones pluviales son intensos y cíclicas; de la misma forma favorece la morfología donde generalmente es accidentada, condiciones que de tal forma pueda coadyuvar con mayor o menor intensidad para la generación de las mismas.

Los efectos de la ocurrencia de estos procesos geodinámicas de carácter externo son vulnerables toda vez que en las progresivas definidas, de la carretera son interrumpidas para su normal acceso vehicular, se pudo localizar la manifestación de este agente geodinámica en las siguientes progresivas.

- 15 + 105
- 17 + 980

- 18 + 130
- 22 + 505
- 22 + 799
- 24 + 150
- 24 + 325
- 26+950 al 27+030

**Alternativas de solución para el proceso geodinámico externo en referencia.**

- En las zonas de derrumbes, como solución óptima se puede plantear la construcción de badenes de acuerdo a la topografía existente y al comportamiento particular de cada caso.
- Luego de cada temporada de lluvias, se debe realizar el mantenimiento periódico de la zona afectada a fin de tener la vía habilitada y sin restricciones.
- Evaluación y tratamiento para sector específico de quebrada Olichoco:  
Este sector ubicado en la progresiva Km. 26+950 – Km 27+030 representa un problema técnico por la Compilación que se produce en cada avenida de lluvias. El Tráfico Vehicular se interrumpe por la acumulación de material de arrastre (piedras gandes y medianas) dejando sin pase al público usuario de la Carretera debido a la magnitud del fenómeno geodinámico externo.

La Carretera actual cruza el río a través de aproximadamente 80 metros de cauce el cual se encuentra en el cono de eyección de la quebrada. Asimismo, se observa que en la línea de eyección se encuentran ubicadas cultivos y viviendas los cuales ya están localizados durante muchos años no habiendo tenido problemas mayores a la fecha salvo el desborde de las aguas del río el cual ha sido oportunamente controlado.

Luego de haber evaluado y analizado la problemática existente, se ha definido cual presente Estudio proyectar un badén de Concreto Armado de 80 metros de longitud y 9 metros de ancho con un espesor de 0.30 m. Con

ello debe quedar solucionado provisionalmente el problema del pase vehicular en el río Olichoco.

Como solución definitiva al problema de la quebrada Olichoco, se justifica proyectar un puente definitivo de 80 a 90 metros de longitud. Para ello, se debe realizar un Estudio Especial de la quebrada aguas arriba y también en las zonas aledañas donde se tenga en cuenta la solución o tratamiento integral de las riberas del río, reubicación de algunas viviendas y Estudio de los sucesos al puente de tal manera de lograr una solución integral a este fenómeno o proceso de geodinámica externo. Deberá tomarse las provisiones del caso para diseñar un puente que considere accesos que no afecten viviendas y se analice adecuadamente el encausamiento en algunos sectores de la quebrada.

En conclusión, se recomienda la ubicación de un puente definitivo en la quebrada Olichoco para superar el pase por el río del mismo nombre y provisionalmente se ha diseñado un badén de 80 metros de largo por 9 metros de ancho y espesor de 0.30m.

### **Erosión.**

Se entiende por erosión al desgaste mecánico y remoción de materiales por acción directa de las aguas cuando los flujos de las mismas actúan directamente sobre el material o suelo generalmente desprotegido de vegetación.

Como producto de la acción de este fenómeno, hay una tendencia al cambio morfológico del paisaje natural de la zona de Estudio, donde se observan zanjas o surcos en las laderas de escasa vegetación.

La causal para el desarrollo de este proceso es precisamente la precipitación pluvial típica de la zona Andina.

De acuerdo a la evaluación realizada se pudo encontrar este fenómeno que de tal forma a continuación se precisa las progresivas y se detalla cada una de ellas.

- 15 + 980
- 18+445/470
- 21 + 210
- 22 + 880
- 23 + 240

### **Desprendimiento de Materiales.**

Son caídas violentas de fragmentos de materiales de diversas características las mismas son de tamaños heterogéneas, que pueden ser fragmentos rocosos, materiales incoherentes, su accionar y/o formas pueden ser a manera de saltos, rebotes o rodamientos como producto de la pérdida de su cohesión.

Este fenómeno ocurre generalmente en zonas donde sus pendientes son bastante pronunciadas y cuyos materiales que las conforman se encuentren muy disturbadas y/o fracturadas.

En la zona de estudio el accionar de este proceso es muy frecuente donde la morfología favorece para que ocurra este fenómeno geodinámico de carácter externo.

- 17 + 700
- 17 + 910

Los causales de manera genérica para que ocurriera este proceso a continuación precisamos:

- Intensa precipitación pluvial.
- Fuerte pendiente de las laderas.
- Presencia de materiales bastante disturbadas y/o fracturadas.
- Pérdida de resistencia en los planos de discontinuidades como producto de la percolación de las aguas superficiales, y con el debido incremento de la presión hidrostática.
- Acción de la gravedad.
- Ocurrencia de actividades sísmicas.

Las medidas correctivas para los cuales a continuación precisamos son acorde a la realidad de la misma forma deben ser empleadas en su debida oportunidad a fin de resguardar y prestar la seguridad y son:

- Desquinche sistemático de bloques inestables.
- Muros de contención.
- Aplicación de la bio – Ingeniería.

## **CAPITULO 5: DESARROLLO DEL TEMA**

Para encontrar las causas y mecanismos de falla y poder cuantificar los parámetros que determinan la estabilidad de un talud, diagnosticar y plantear la metodología de estabilización de taludes; se realizó las siguientes etapas:

### **5.1 RECONOCIMIENTO E IDENTIFICACION DEL SITIO.**

El trabajo de campo permitió determinar que las laderas de la zona evaluada, por donde pasa la carretera donde se realizaran las actividades de ensanche de plataforma, está conformada por roca tipo sedimentaria y por material cuaternario, la roca se encuentra medianamente fracturada y presenta tres familias de diaclasas:

Diaclasas: Estas se presentan en la cara expuesta. Generalmente sus aberturas varían de 3.5mm hasta 1.5 cm. y recorren en longitud diferentes direcciones de la cara expuesta.

Primera.- La principal, porque esta familia ha formado la mayor parte de las caras planas estables de la ladera estudiada, de gran importancia en la estabilización de rocas:

Rumbo S-48°-W.

Buzamiento 76°NE.

Separadas por 2–4 m en forma casi paralela.

Segunda.- Otra familia de diaclasas tiene la siguiente:

Rumbo N-22°-E.

Buzamiento 74°NE.

Separaciones paralelas de 2 – 3 – 4 m. aproximadamente y por su posición casi horizontal es estable.

Tercera.- Familia de diaclasas tiene la posición siguiente:

Rumbo N – 80° - W

Buzamiento 60° al NE

Esta familia se le ve, en la parte baja, estable y de poca abertura.

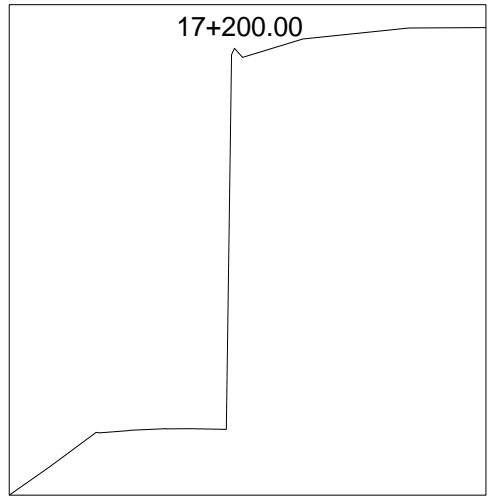
## **5.2 CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS DEL SECTOR EN EVALUACION**

A lo largo del Proyecto se identificó el sector del Km. 17+200 al Km. 18+600 con problemas de Geodinámica Externa (Derrumbes, Ahullamiento, Escurrimiento, etc.). Con apoyo de la Topografía del Proyecto, se ha muestreado 04 secciones representativas del sector en evaluación:

- ❖ Km. 17+200: Talud de más de 30.00 metros de altura (Ver Gráfico N° 5.1).

Gráfico N° 5.1: Sección Km. 17+200

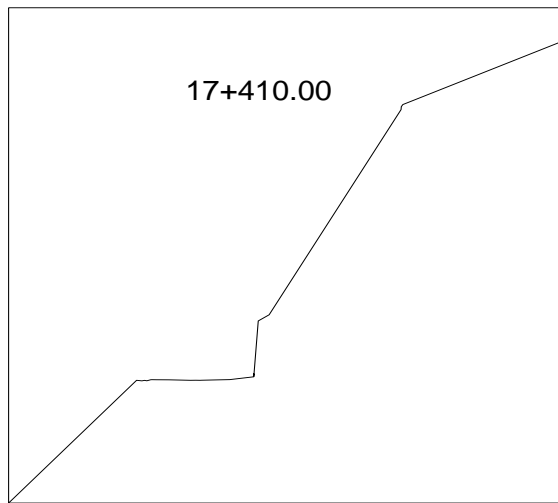




Fuente: Elaboración Propia

- ❖ Km. 17+410: Talud de más de 30.00 metros de altura (Ver Gráfico N° 5.2).

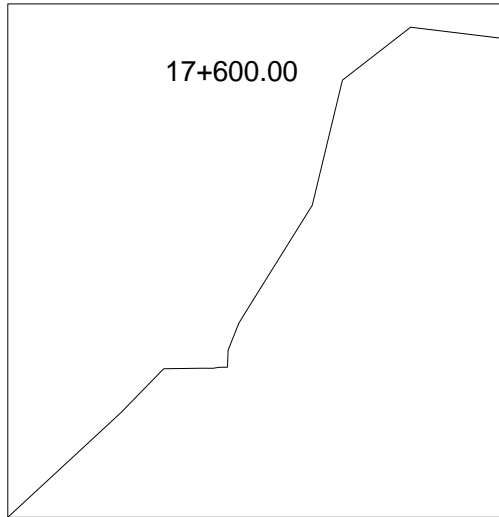
Gráfico N° 5.2: Sección Km. 17+410



Fuente: Elaboración Propia

- ❖ Km. 17+600: Talud de más de 30.00 metros de altura (Ver Gráfico N° 5.3).

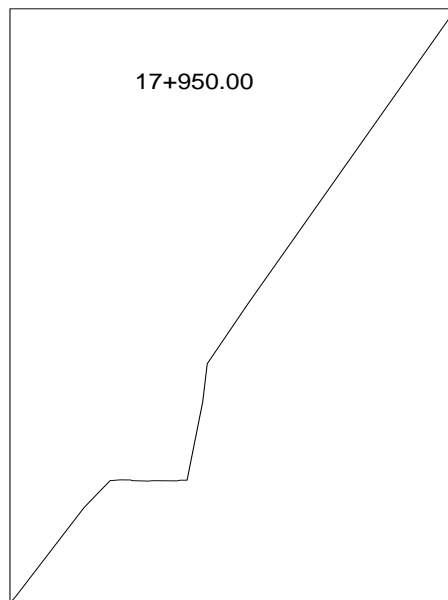
Gráfico N° 5.3: Sección Km. 17+600



Fuente: Elaboración Propia

- ❖ Km. 17+950: Talud de más de 30.00 metros de altura (Ver Gráfico N° 5.4).

Gráfico N° 5.4: Sección Km. 17+950



Fuente: Elaboración Propia

Las Secciones Transversales de la zona en Estudio se muestran en el Anexo B.

### **5.3 INVESTIGACION DE CAMPO Y TOMA DE MUESTRAS**

Se ubicaron puntos de muestreo del material representativo para los ensayos (Estándar, Especiales, etc.) de laboratorio, necesarios para el Análisis de Estabilidad de Taludes.

Muestreo

Se extrajo muestras representativas del Sector en Evaluación, así como bloque de roca representativa de la progresiva Km.17+770.

### **5.4 INVESTIGACION DE LABORATORIO**

De las muestras obtenidas, se ha podido realizar en laboratorio: Ensayos Estándar (Granulometría, Plasticidad, Humedad, Clasificación del Material, etc.), Ensayos Especiales (Resistencia al Cortante), Permeabilidad, etc.

#### **5.4.1 ENSAYOS ESTANDAR**

Sirve para cuantificar los parámetros físicos y mecánicos de los materiales (Gradación, Plasticidad, etc.) para emplearlos posteriormente en el análisis de estabilidad.

##### **a) Granulometría**

Consiste en el proceso de clasificar por tamaños los granos que componen un suelo. Con dicha distribución se puede determinar otras propiedades del mismo. Dependiendo de la composición del suelo el método a usar puede ser por tamices o por el hidrómetro, o una combinación de ambos.

Se dispone de dos opciones a la hora de clasificar suelos, siendo la AASHTO y la SUCS las alternativas a escoger. La primera es usada con frecuencia para el diseño de las capas de la estructura del Pavimento para carreteras y vías, por lo que para lo que a nosotros incumbe, usaremos la segunda como método de clasificación. De tal manera, las consideraciones de clasificación que indica la norma se muestran a continuación:

Suelo grueso. Se considera grueso si más de la mitad del material es retenido sobre el tamiz N<sup>o</sup> 200, y se divide en:

- Gravos: Si más de la mitad de los gruesos es retenido en el tamiz #4.
- Arenas: Si más de la mitad del suelo grueso pasa el tamiz #4.

Suelo fino. Se considera fino si más de la mitad de materia atraviesa el tamiz N<sup>o</sup> 200, el cual puede estar compuesto por limos y arcillas.

De tal manera, para este tipo de suelos se usará la Carta de Plasticidad para la clasificación de los finos.

Los ensayos granulométricos efectuados para la zona en evaluación, se muestran en el Anexo C.

#### **b) Límites de Atterberg**

Para bajos contenidos de agua el suelo se comporta como un sólido frágil. Por el contrario, cuando el contenido de agua es muy alto, éste se comporta como un líquido. Si el contenido de agua en una suspensión es muy elevado, ésta se vuelve muy concentrada y carece de resistencia estática al esfuerzo cortante. Si se pierde agua va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en el que el material se vuelve maleable. Al continuar con el proceso, el material llega a comportarse como un sólido pudiendo soportar relativamente grandes esfuerzos de compresión y tensión.

Por lo tanto, en función del contenido de agua presente en el material se le puede distinguir cuatro etapas básicas que dependen de la naturaleza de su comportamiento, siendo los estados sólido, semisólido, plástico y líquido. El contenido de agua, en porcentaje, en que se da el cambio de estado sólido a semisólido, se define como el límite de contracción. El contenido de agua en el punto de cambio de estado semisólido a plástico es el límite plástico, y de estado plástico a líquido es el límite líquido. A estos límites se les conoce como límites de Atterberg o de Consistencia.

*El límite líquido (LL)* está expresado como un porcentaje del contenido de agua en relación al peso seco que debe tener un suelo remoldeado, de manera que, al ser sometido al impacto de 25 golpes bien definidos según la práctica normada, se cierre la ranura de dimensiones estándar sin resbalar en su apoyo.

*El límite plástico (LP)* está fijado como el contenido de agua presente en una tira de suelo formada en laboratorio de aproximadamente 3.2mm de diámetro cuando ésta empieza a agrietarse; y que debe ser rodada sobre una superficie lisa que no absorba la humedad, como una placa de vidrio.

*El límite de contracción (LC)* es el contenido de agua que saturaría a un suelo contraído por secamiento de evaporación. Con la progresiva pérdida de agua se llega a un punto en el que ya no se produce cambios de volumen.

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo, o:

$$IP = LL - LP$$

Los ensayos efectuados para encontrar los límites de consistencia en la zona de evaluación, se muestran en el Anexo C

#### **5.4.2 ENSAYOS ESPECIALES**

El *Angulo de Fricción y Cohesión* de un material o fractura de roca, puede ser determinado en el laboratorio. Los datos más confiables son los obtenidos con muestras que tienen superficie plana y poco irregular que permite una fácil interpretación de los resultados. Cada muestra es generalmente, ensayada tres o cuatro veces con cargas normales mayores.

### **MEDICION DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE**

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

La resistencia al cortante depende del grado de saturación y este varía con el tiempo.

Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas.

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante se pueden realizar:

- I. Ensayos de resistencia en laboratorio: Triaxial, Corte Directo, etc.
- II. Ensayos de campo: Como penetración, veleta, etc.
- III. Correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos.

Describiremos los "*Ensayos de resistencia hallados en laboratorio*", más comunes:

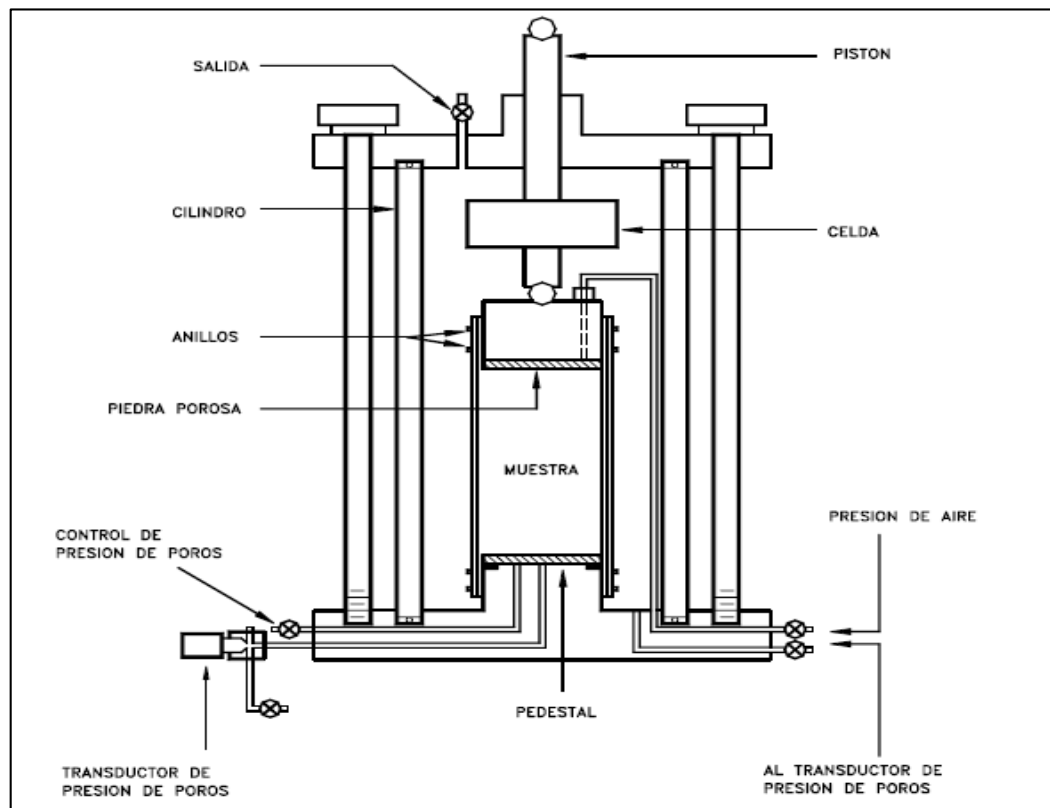
### 5.4.2.1 ENSAYO TRIAXIAL

El equipo de ensayo Triaxial (Ver Imagen 5.1) es muy versátil y permite realizar ensayos en una variedad de procedimientos para determinar la resistencia al cortante, la rigidez y características de deformación de las muestras. Adicionalmente, el ensayo puede realizarse para medir características de consolidación y permeabilidad.

Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra.

En algunos países del mundo el ensayo Triaxial es el más utilizado especialmente, por la posibilidad de modelar las condiciones de drenaje y la medición de presión de poros en suelos saturados.

Imagen N° 5.1: Detalle de la celda para el Ensayo Triaxial



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 3.6.

Generalmente existen tres formas de realizar el ensayo Triaxial:

**a) Ensayo Consolidado drenado**

El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros.

**b) Ensayo Consolidado no drenado, con medición de presión de poros**

Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Los ensayos no drenados deben realizarse a una rata que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una ecualización completa de la presión de poros a través de la muestra.

Se le emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud.

**c) Ensayo No consolidado - No drenado o ensayo rápido**

No se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador. Este ensayo se le utiliza para modelar, el caso de un terraplén o una carga colocada muy rápidamente sobre un manto de arcilla saturada, de muy baja permeabilidad.

**Variables del ensayo Triaxial**

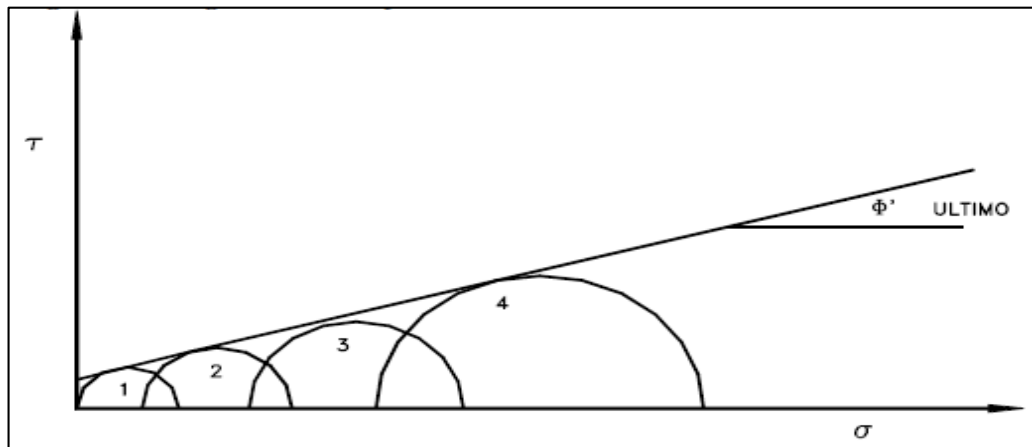
Los resultados que pueden ser obtenidos del ensayo Triaxial dependen del tipo de ensayo y del equipo disponible y se pueden obtener los siguientes resultados:



- a) La envolvente de falla con el ángulo de fricción y la cohesión pico (Ver Gráfico N° 5.5)..
- b) La respuesta de presión de poros al corte (Ensayos no drenado).
- c) La respuesta de cambio de volumen al corte (ensayo drenado).
- d) Módulos tangente y secante inicial o los correspondientes de descarga y recarga.
- e) Las características de consolidación.
- f) La permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento.
- g) De acuerdo al tipo de ensayo se obtiene un valor diferente de ángulo de fricción.

En general, el ensayo consolidado drenado presenta ángulos de fricción mayores, mientras el ensayo No consolidado - No drenado da los valores mínimos de  $\phi$ . (Winterkorn y Fang – 1991).

Gráfico N° 5.5: Circulo de Mohr y envolvente de falla de un Ensayo Triaxial



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Fig. 3.8.

#### 5.4.2.2 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

El ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos es el ensayo de Corte Directo, el cual es simple y económico de realizar pero presenta los inconvenientes del poco

control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

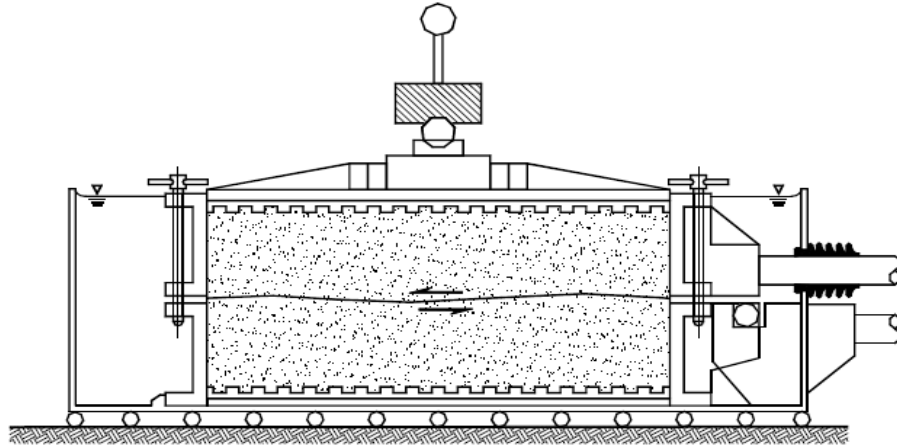
Las ventajas de los ensayos de Corte Directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una cantidad grande de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad.

El ensayo de Corte Directo es de obligatorio uso cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades.

En este ensayo la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una determinada orientación. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo, y por esta razón los valores de resistencia obtenidos tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales.

La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos, uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante (Ver Imagen N° 5.2). Las muestras no pueden saturarse completamente pero un grado de saturación relativamente alto se puede obtener sumergiendo la muestra en agua por un periodo largo de tiempo, antes del ensayo. Sin embargo, debe tenerse mucho cuidado con los efectos de saturación sobre algunos materiales, especialmente los suelos expansivos.

Imagen N° 5.2: Detalle de la caja para Ensayo de Corte Directo



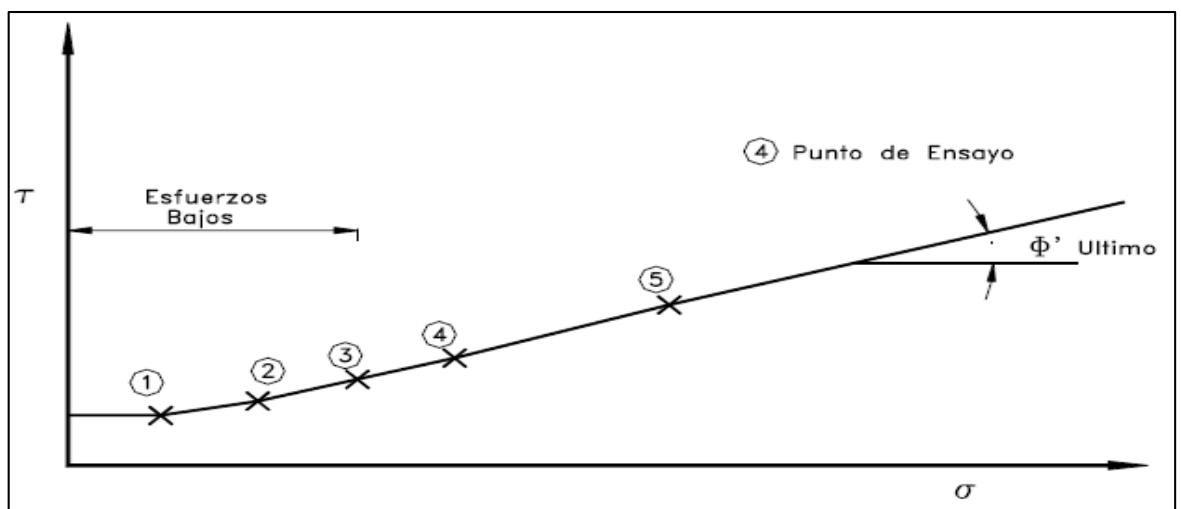
Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 3.9.

Se dibuja una curva esfuerzo-deformación para cada ensayo, en la cual se determinan los valores de la resistencia máxima y la resistencia residual (Ver Gráfico N° 5.6).

Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente los valores de cohesión y ángulo de fricción.

Se recomienda un mínimo de cinco pruebas para cada tipo de suelo.

Gráfico N° 5.6: Esfuerzo de falla y envolvente de un ensayo de Corte Directo



Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales,  
Fig. 3.10.

### 5.4.2.3 ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

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

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

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

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

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

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

Luego de la descripción de los parámetros necesarios para el Análisis de Estabilidad de Taludes y con las muestras obtenidas, se realizó en el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la Facultad de Ingeniería, el siguiente ensayo:

- Ensayo de Resistencia al Corte Directo – Norma ISRM (Internacional Society for Rock Mechanics).

## 5.5 MODELAMIENTO GEOTECNICO

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

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

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

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

Dónde:

$\tau$  = Esfuerzo de resistencia al corte

$c'$  = Cohesión o cementación efectiva

$\sigma$  = Esfuerzo normal total

$\mu$  = Presión del agua intersticial o de poros

$\mu_a$  = Presión del aire intersticial

$\phi'$  = Angulo de fricción interna del material

$\phi''$  = Angulo de fricción del material no saturado.

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

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

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

$\phi'$  = Angulo de fricción para presiones efectivas.

$c'$  = Cohesión para presiones efectivas.

### ***Angulo de Fricción***

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

Coeficiente de rozamiento =  $\tan \phi$

### ***Cohesión***

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

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

## **5.5.1 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

En la zona de evaluación se está considerando falla Circular. Este tipo de falla abarca el colapso de taludes en el cual los cuadros estructurales hacen que el deslizamiento ocurra con un rumbo transversal a la cresta del talud, a lo largo de la línea de intersección de dos planos.

Este tipo de falla se presenta en taludes de material suave suelo o roca muy fracturada, en estos materiales la falla ocurre a lo largo de una superficie en forma circular.

### **Método Cuantitativo**

El método inicial de análisis se conoce como el “convencional” o el de la “rebanada sueca”, tiene su fundamento en la siguiente expresión:

$$F = \frac{1}{\sum w \operatorname{sen} \alpha} \sum \{cl + (w \operatorname{cos} \alpha - ul) \operatorname{tan} \phi\}$$

Dónde:

F = factor de seguridad

W = peso de la rebanada

$\alpha$  = ángulo medido en el punto tangente de la superficie de falla (rebanada) entre la vertical y una perpendicular a dicho punto.

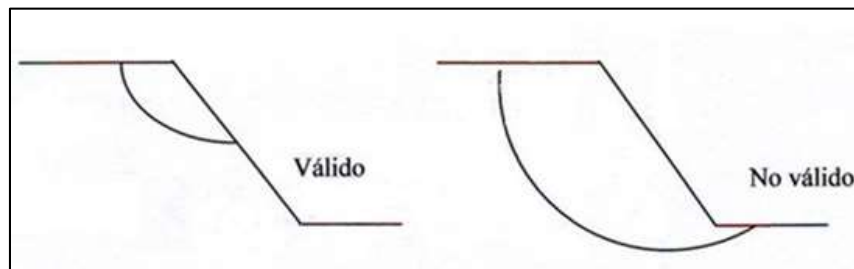
c = cohesión

u = presión de poro de agua

$\phi$  = ángulo de fricción interna efectiva =  $b \operatorname{sec} \alpha$

De la expresión anterior, se precisa que es errónea para superficies circulares profundas (Ver Gráfico N° 5.7).

Gráfico N° 5.7: Falla Circular



Fuente: Expediente Técnico

Esta imprecisión fue tomada en cuenta por Bishop (1955) quien a partir del método convencional desarrolla la siguiente ecuación de análisis.

$$F.S. = \frac{\sum [ C' b + (W - ub) \operatorname{Tan} \phi' / ma ]}{\sum W \operatorname{sen} \alpha}$$

$$ma = \operatorname{Cos} \alpha \left( 1 + \frac{\operatorname{Tan} \alpha \operatorname{Tan} \phi}{F.S.} \right)$$

Dónde:

F.S = factor de seguridad

W = peso de la rebanada o dovela

$\alpha$  = ángulo medido en el punto tangente de la superficie de falla (rebanada) entre la vertical y una perpendicular a dicho punto.

c = cohesión

b = espesor o ancho de la rebanada

u = presión de poro de agua

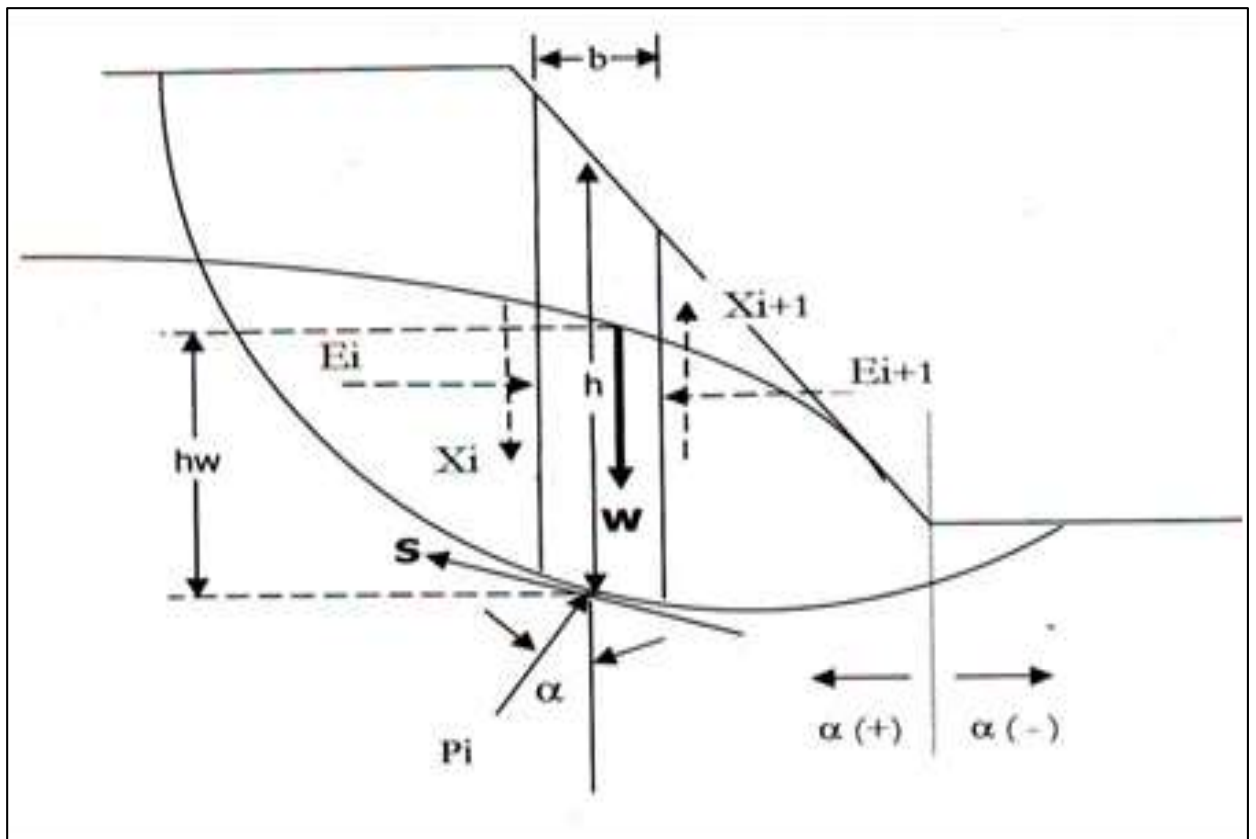
$\phi$  = ángulo de fricción interna efectiva

Esta ecuación se conoce con el nombre de Método Riguroso de Bishop y su solución se logra mediante aproximaciones sucesivas; lo cual con lleva al empleo de bastante tiempo por lo que generalmente se usa con el propósito de investigación.

La última ecuación se conoce como el método simplificado de Bishop el cual es ampliamente usado (Ver Gráfico N° 5.8).



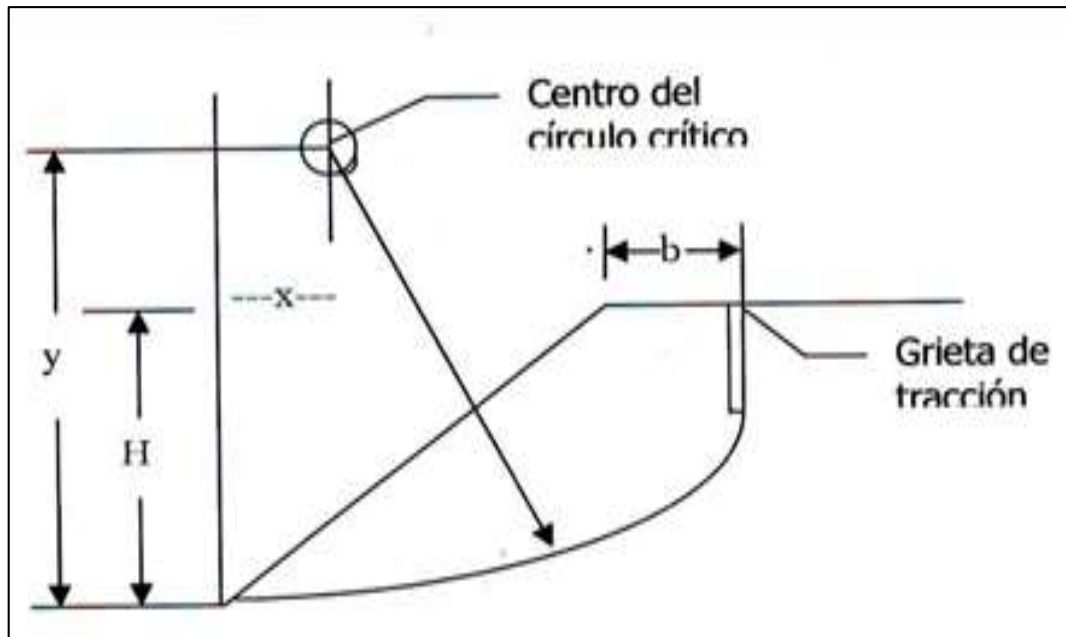
Gráfico N° 5.8: Distribución de Fuerzas para la Ecuación de Bishop



Fuente: Expediente Técnico

La ubicación del círculo crítico de falla es el punto de inicio de cualquier análisis de estabilidad de taludes que implique una falla circular. Esta se ve levemente influenciado por la posición de la napa freática y se halla a partir de nomogramas (Ver Gráfico N° 5.9).

Gráfico N° 5.9: Círculo crítico



Fuente: Expediente Técnico

## 5.5.2 APLICANDO EL METODO APROXIMADO DE BISHOP

### 5.5.2.1 CALCULO MANUAL

Entre los diversos métodos de equilibrio límite que existen, se tiene al Método de Bishop, el cual es uno de los más usados en el análisis de estabilidad de taludes.

Para resolver la problemática en torno a la estabilidad de taludes se deben realizar suposiciones enfocadas al Equilibrio Estático y del comportamiento del terreno para que la obtención del Factor de Seguridad sea factible. Para cada radio posible se puede obtener diferentes superficies de falla, por lo que el cálculo de dicho factor es una tarea tediosa y extensa.

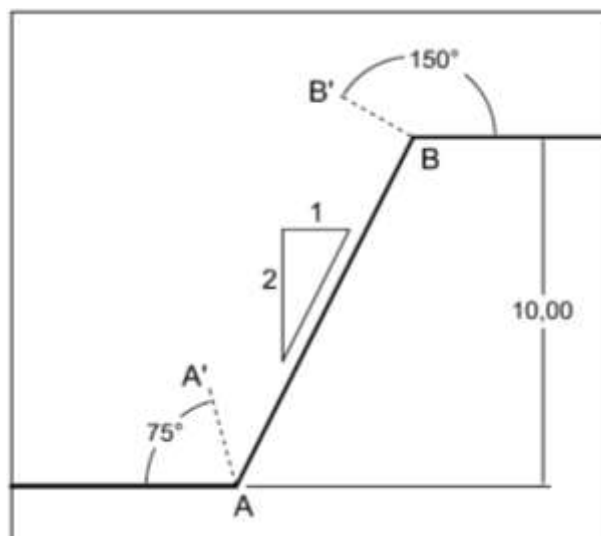
Este método tiene como base las siguientes hipótesis:

- El mecanismo de falla es circular
- La fuerza de corte entre dovelas es nula
- La fuerza normal actúa en el punto medio de la base de la dovela
- Para cada dovela se satisface el equilibrio de fuerzas verticales, pero no así el equilibrio de fuerzas horizontales, ni el equilibrio de momentos.
- Para la masa total deslizante se satisface el equilibrio de fuerzas verticales y de momentos, más no el equilibrio de fuerzas horizontales.

### Ejemplo

Se ha previsto calcular el Factor de Seguridad, desarrollando el Método Aproximado de Bishop, para el siguiente talud con las características mecánicas del suelo (Ver Gráfico N° 5.10): P.U = 1.85 ton/m<sup>3</sup>, Cohesión = 1.6 ton/m<sup>2</sup>, Angulo de Fricción  $\phi = 30^\circ$ .

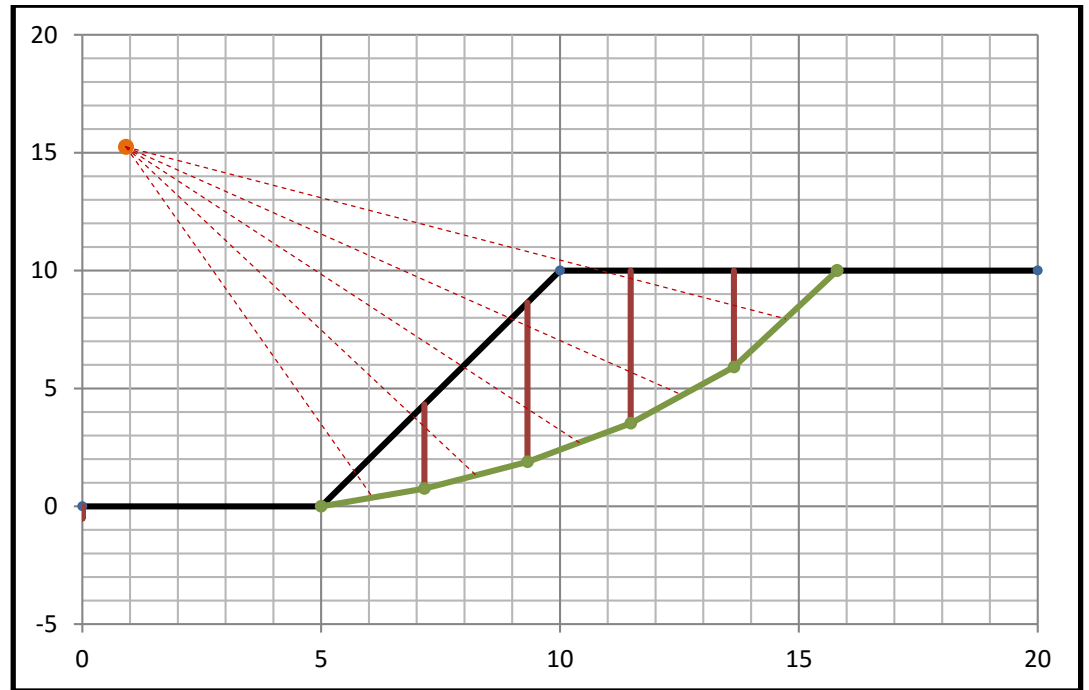
Gráfico N° 5.10: Gráfico de aplicación Bishop



Fuente: Elaboración Propia

- ✚ Dividimos el Talud en 05 Dovelas (Ver Gráfico N° 5.11), y graficamos la superficie de falla.

Gráfico N° 5.11: Dovelas



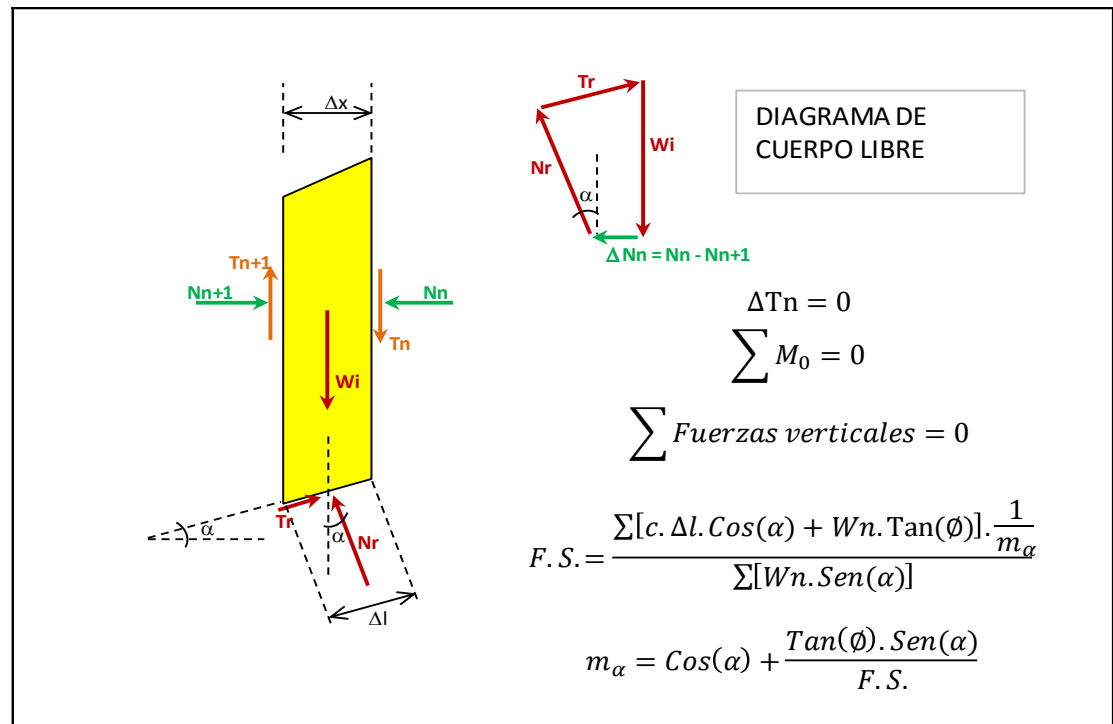
Fuente: Elaboración Propia

- ✚ La resultante total de las componentes de los empujes debe ser nula:  $\sum \Delta E = 0$  (Ver Gráfico N° 5.12).

La resultante total de las componentes tangenciales debe ser nula:

$$\sum \Delta T = 0 \text{ (Ver Gráfico N° 5.12).}$$

Gráfico N° 5.12: Diagrama de Cuerpo Libre

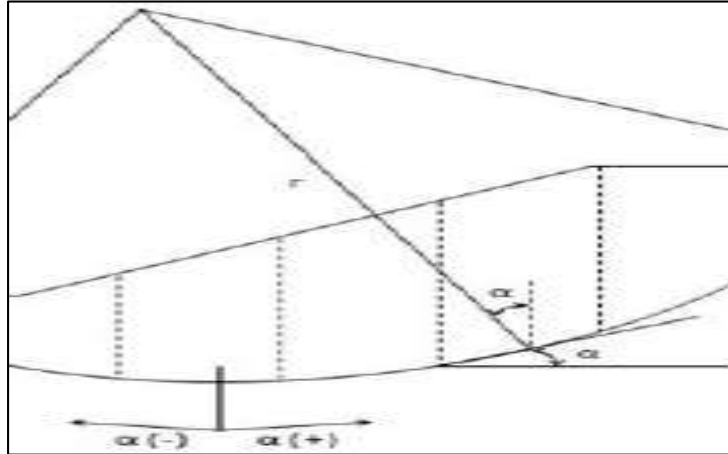


Fuente: Elaboración Propia

- ✚ Bishop propuso suponer que todas las fuerzas T son nulas:  $\Delta T = 0$   
(Ver Gráfico N° 5.12)
- ✚ Hallar el peso de cada Dovela (W); se obtiene de multiplicar el área de dovela, la altura promedio por la base de cada dovela, y el peso específico o unitario del terreno.

- ✚ Medir el ángulo de inclinación de la base de la Dovela ( $\alpha$ ) (Ver Gráfico N° 5.13).

Gráfico N° 5.13: Angulo de inclinación



Fuente: Elaboración propia

- ✚ Calcular la fuerza tangente de cada dovela:  $W \text{ sen } \alpha$  (Ver Cuadro N° 5.1)
- ✚ Hallar la Fuerza Solicitante o suma total de las fuerzas tangenciales:  $\sum W \text{ sen } \alpha$  (Ver Cuadro N° 5.1).
- ✚ Calcular la Fuerza Resistente (Ver Cuadro N° 5.1)

**CUADRO N° 5.1: CALCULO DEL FS POR EL METODO DE BISHOP SIMPLIFICADO**

DOVELA						Parámetros Geotécnicos				Wi (ton)	Cos αi	Sen αi	Ni = Wi.Cos αi (ton)	SOLICITANTE
N°	Ancho Δx (m)	Altura media (m)	Area (m2)	Espesor (m)	Δli	αi (°)	c (ton/m <sup>2</sup> )	φ (°)	PU (ton/m <sup>3</sup> )					Wi.Sen αi (ton)
1	2.16	1.79	3.86	1.00	2.29	19.15	1.60	30.00	1.85	7.13	0.94	0.33	6.74	2.34
2	2.16	5.16	11.15	1.00	2.44	27.74	1.60	30.00	1.85	20.63	0.89	0.47	18.26	9.60
3	2.16	6.62	14.29	1.00	2.71	37.10	1.60	30.00	1.85	26.44	0.80	0.60	21.09	15.95
4	2.16	5.29	11.42	1.00	3.22	47.88	1.60	30.00	1.85	21.12	0.67	0.74	14.17	15.67
5	2.16	2.05	4.42	1.00	4.63	62.16	1.60	30.00	1.85	8.17	0.47	0.88	3.82	7.23
Σ			45.14											<b>50.79</b>

DOVELA	Δli x espesor (m <sup>2</sup> )	Fuerzas resistentes de estabilización			
N°		c.Δx	Wi.tanφ	mα = Cosαi+(tanφ.Senαi)/F.S.	(c.Δx + Wi.tanφ)mα
1	2.29	3.46	4.12	1.10	6.90
2	2.44	3.46	11.91	1.10	13.95
3	2.71	3.46	15.27	1.08	17.36
4	3.22	3.46	12.19	1.02	15.40
5	4.63	3.46	4.72	0.88	9.30
Σ	15.28				<b>62.92</b>

FACTOR DE SEGURIDAD:

**F.S. = 1.24**

Fuente: Elaboración Propia

### **5.5.2.2 APLICACIÓN DE SOFTWARE PARA COMPUTADOR**

El auge que ha tomado en los últimos años el uso del computador prácticamente, ha obligado a su empleo para el análisis de estabilidad de taludes, en la mayoría de los casos. Este sistema ha permitido incorporar más información en los modelos de análisis y permite analizar situaciones que no eran posibles con los sistemas manuales.

Actualmente se conocen programas comerciales de software para computador, tales como SLOPE/W, STABLE y TALREN, los cuales permiten de una forma rápida y sencilla obtener los factores de seguridad de taludes o laderas con cierto grado de complejidad y por cualesquiera de los métodos de análisis. Algunos métodos emplean los elementos finitos, con muy poco éxito en la estabilidad de taludes específicos, y otros emplean análisis de equilibrio por interacción, siendo este último sistema muy empleado universalmente.

Como se mencionó anteriormente, la presente evaluación analizará la Estabilidad de los Taludes usando el programa GEOSTUDIO, desprendiéndose del mismo el aplicativo GEOSLOPE para que, sistemáticamente se calculen los Factores de Seguridad mínimos que regirán el comportamiento del Talud Superior del Sector Km. 17+200 al Km. 18+600.



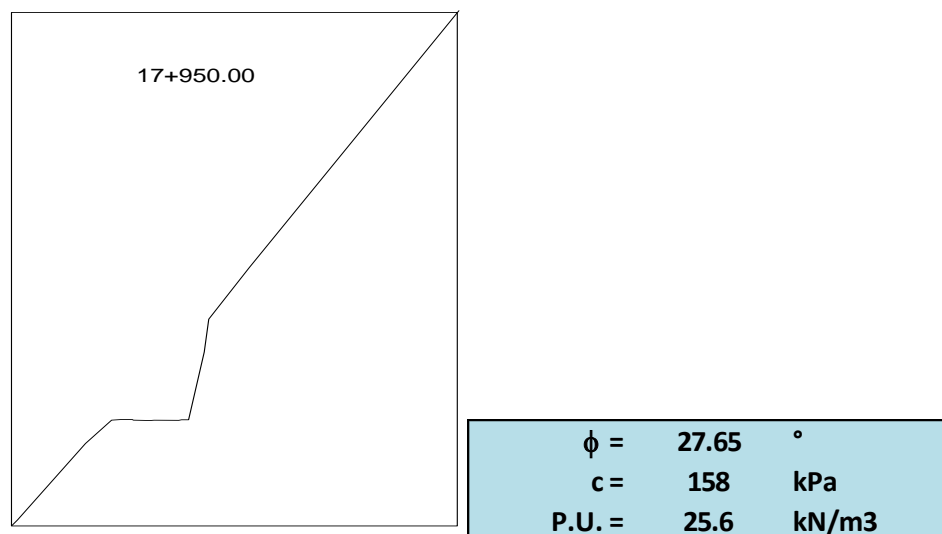
El aplicativo GEOSLOPE nos permite tratar el método de equilibrio límite de la mejor manera posible, resolviendo la complejidad cada vez mayor dentro de un análisis. Éste nos permite hacer frente a la estratigráfica compleja, la presión del agua intersticial en condiciones irregulares, modelos de resistencias al corte lineal y no lineal, casi cualquier tipo de forma de la superficie de deslizamiento, cargas concentradas, y el refuerzo estructural.

### Aplicación

A continuación, aplicaremos el software en una de nuestras secciones (Km. 17+950) primero en condición Estática (Gravedad) y segundo en condición Pseudoestático (Con Sismo); además con y sin solución del Método de Estabilización.

- Se tiene la sección del talud de la progresiva Km. 17+950, y los parámetros Geotécnicos necesarios para el modelamiento (Ver Gráfico N° 5.14).

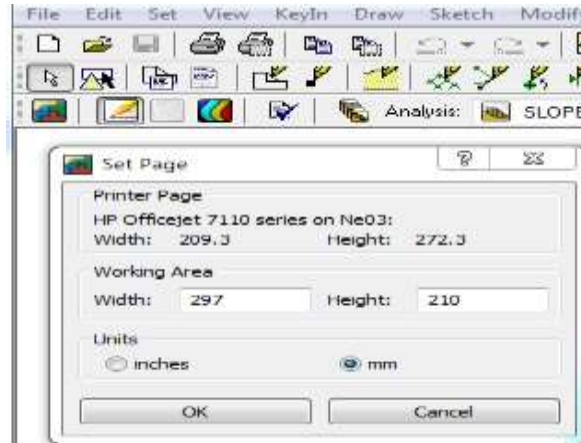
Gráfico N° 5.14: Datos para el modelamiento



Fuente: Elaboración Propia

- Establecemos el área del problema dentro del programa (Ver Imagen N° 5.3):

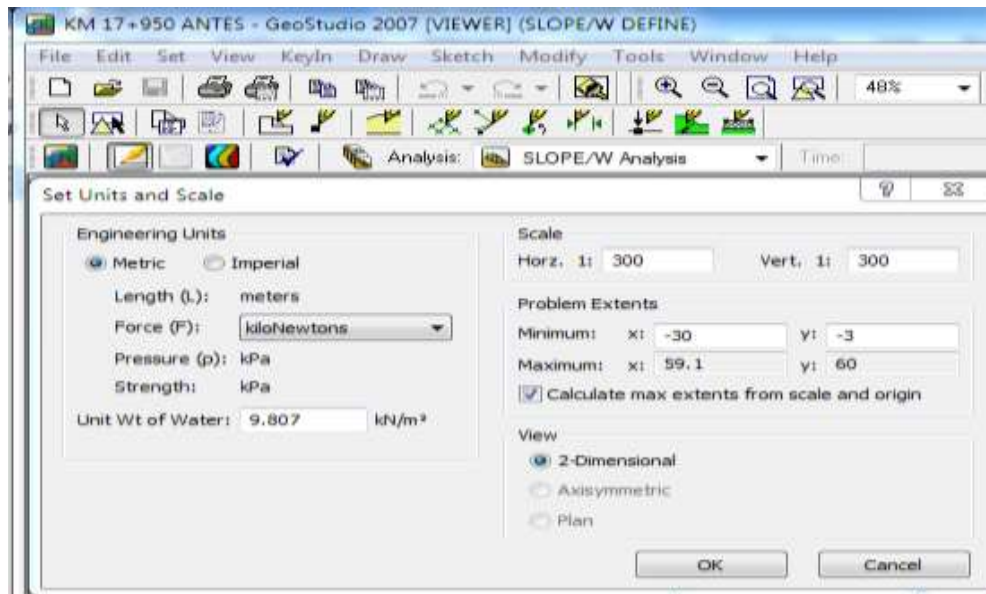
Imagen N° 5.3: Definición del área



Fuente: Elaboración Propia

- Definimos la escala dentro del programa (Ver Imagen N° 5.4):

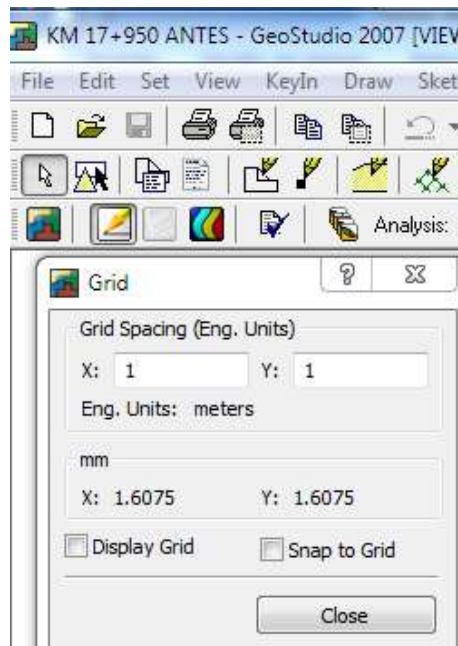
Imagen N° 5.4: Definición de la escala



Fuente: Elaboración Propia

- Definimos la malla (Ver Imagen N° 5.5):

Imagen N° 5.5: Definición de la malla

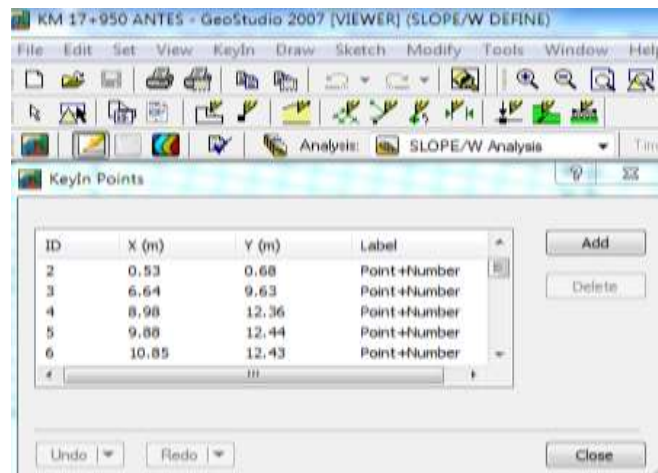


Fuente: Elaboración Propia

- Definimos la el boceto de la sección:

Se trabaja los puntos de la sección en un Excel, para luego ser cargados al programa a través del comando *KeyIn Points* (Ver Imagen N° 5.6); y con ello a través del comando *Draw Region* del menú desplegable *Draw* (Ver Imagen N° 5.7). Proseguimos a unir cada uno de los puntos para tener finalizado la región, que luego le definiremos los parámetros geotécnicos del mismo.

Imagen N° 5.6: Subir puntos de la sección



Fuente: Elaboración Propia

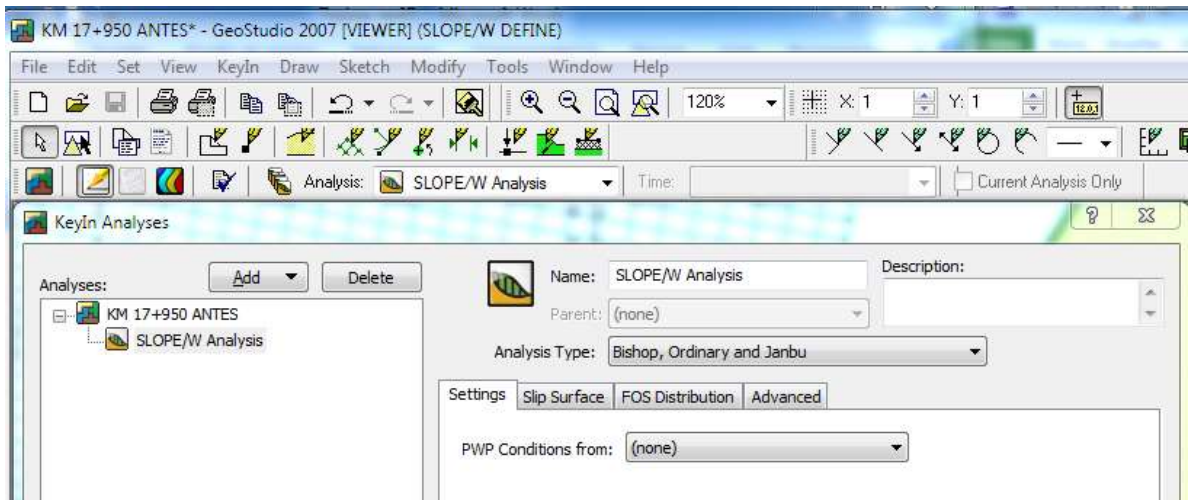
Imagen N° 5.7: Generar región



Fuente: Elaboración Propia

- Seleccionamos el Método de Análisis:  
En el menú desplegable *KeyIn*, seleccionamos *KeyIn Analysis* <Method>, seleccionamos “*Bishop, Rrdinary and Jambu*” (Ver Imagen N° 5.8)

Imagen N° 5.8: Elección del Método de Bishop en el programa Geoslope

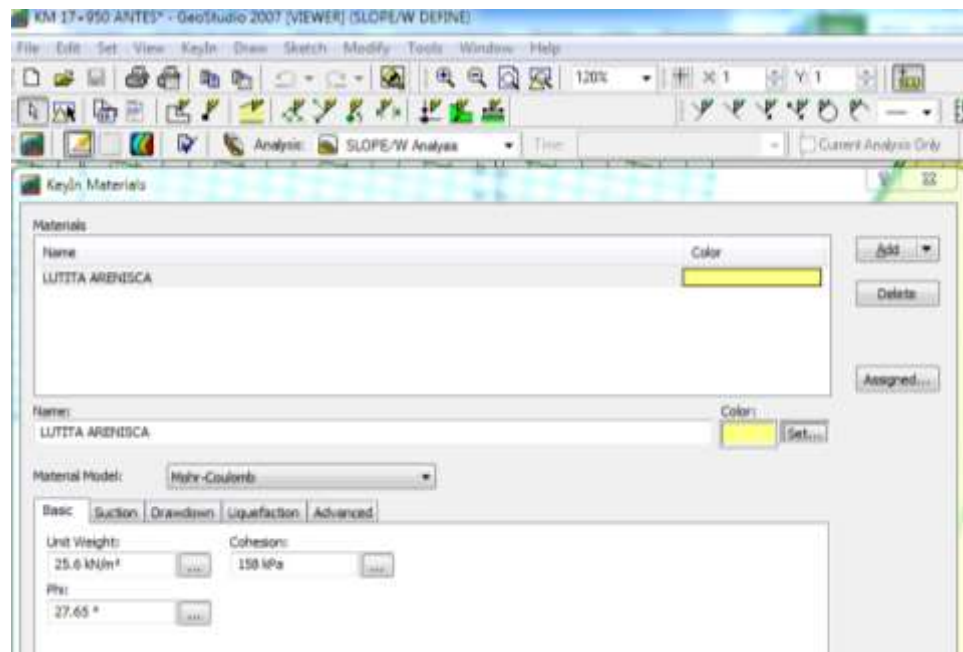


Fuente: Elaboración Propia

➤ Definimos el Material:

En el menú *KeyIn Materials*, se define los parámetros del material y le asignamos un color (Ver Imagen N° 5.9).

Imagen N° 5.9: Definición del Material del Talud a modelar

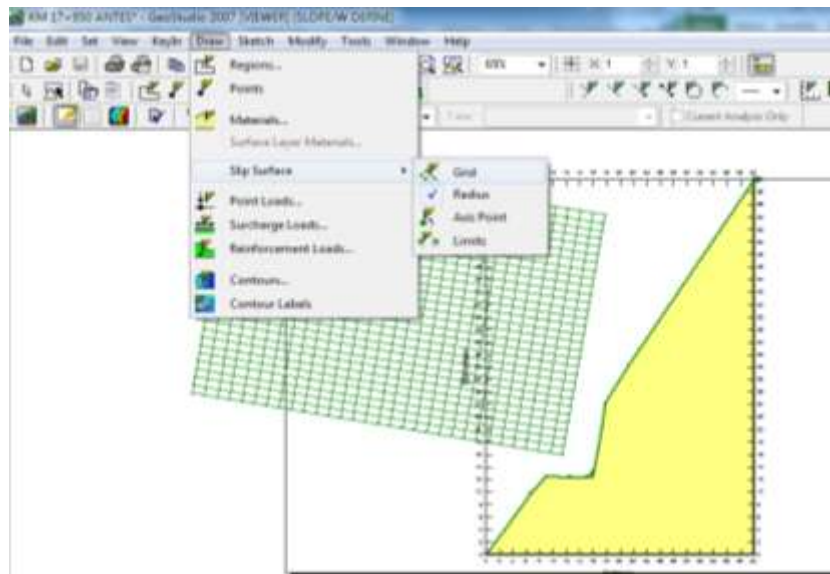


Fuente: Elaboración Propia

- Definimos las líneas de Deslizamiento:

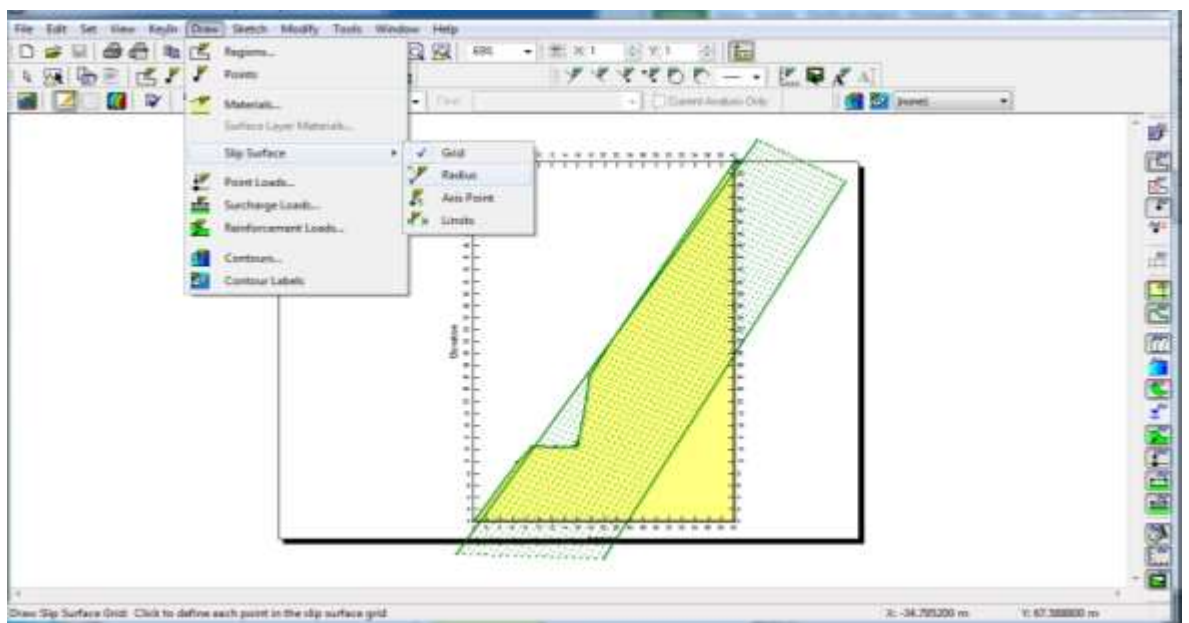
En el menú Draw <slip surface> se define a mano alzada el *Grid* y *Radius*, la cual formara, los radios que definen la línea de Deslizamiento del Talud (Ver Imagen N° 5.10 y N° 5.11).

Imagen N° 5.10: Generar el Grid



Fuente: Elaboración Propia

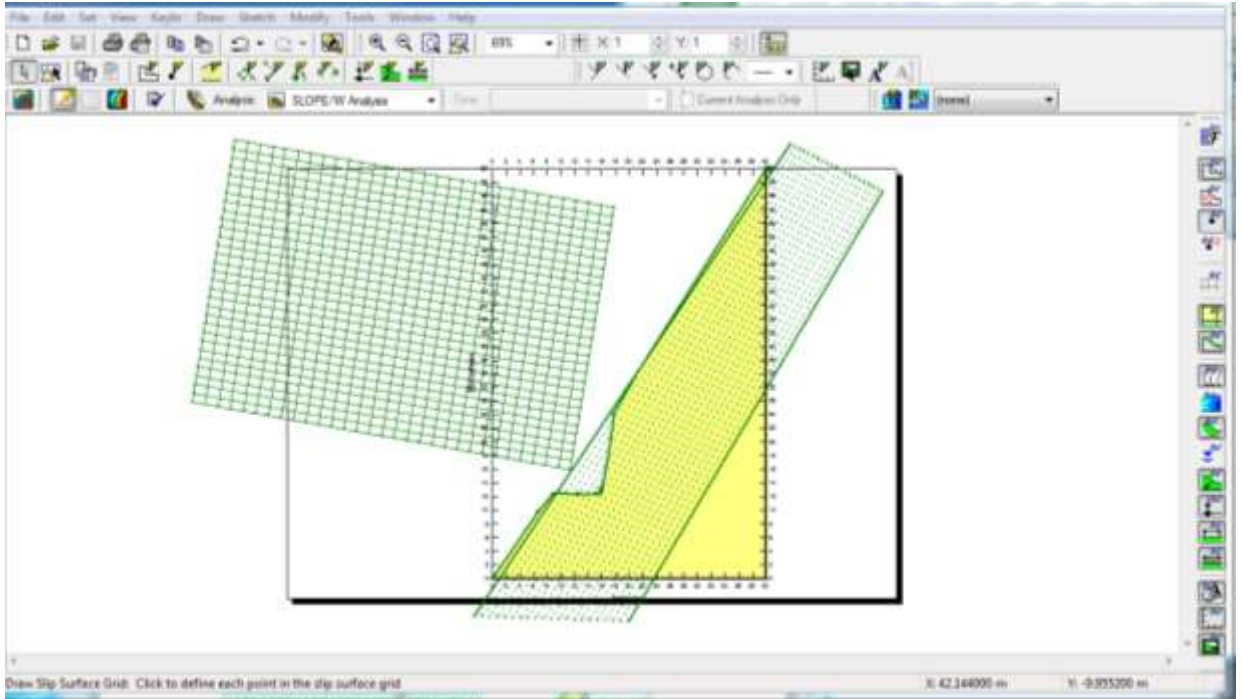
Imagen N° 5.11: Generar el Radius



Fuente: Elaboración Propia

➤ Boceto Final (Ver Imagen N° 5.12):

Imagen N° 5.12: Boceto Final por donde se modelara la Línea deslizamiento



Fuente: Elaboración Propia

Este procedimiento se repite para cada una de las Secciones, así como su análisis Estático y Pseudoestático (Con y Sin Método de Estabilización de Talud). Además el software nos permite obtener los siguientes resultados:

- ❖ Superficies de deslizamiento con su respectivo factor de seguridad.
- ❖ Superficies de contorno de los factores de seguridad.
- ❖ Disposición de fuerzas en cada una de las rebanadas.
- ❖ Diversos gráficos de los resultados del cálculo.

## CAPITULO 6: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En este capítulo trataremos los principales métodos para corregir problemas de laderas o taludes inestables o para reconstruir zonas falladas.

Todos los métodos correctivos siguen una o más de las siguientes líneas de acción:

1. Evitar la zona de falla
2. Disminuir el Esfuerzo Cortante y las Presiones Hidrostáticas (Reducción de 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, a la remoción total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes, tales como puentes, viaductos.

*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.

*Aumento de fuerzas resistentes*, se trata de la construcción de estructuras de sostenimiento, que sirven como barreras en el sentido del desplazamiento de la falla.

En nuestra problemática se ha tomado los cortes más representativos del sector en evaluación, como se muestra en el plano topográfico de secciones transversales.

Se ha tomado del Expediente Técnico “Estudio Definitivo del Mejoramiento y Construcción de la Carretera Ruta N° 10, tramo:



Huamachuco – Puente Pallar – Juanjui, Sector: Huamachuco – Sausacocha – Puente Pallar”, la ejecución de los estudios geotécnicos tomaron muestras representativas, de acuerdo a las observaciones geotécnicas de campo, tomando como base las características litológicas obtenidas de la información geológica local. Las muestras fueron analizadas en laboratorio obteniéndose los valores que se presentan en el siguiente Cuadro N° 6.1:

Cuadro N° 6.1: Parámetros Geotécnicos

<b>PUNTO DE MUESTREO (Km)</b>	<b>LITOLOGÍA</b>	<b>COHESION (C) KPa</b>	<b>ANGULO DE FRICCION (<math>\Phi</math>)</b>
16+040	Cuaternario	150.00	37.8°
20+180	Arenisca Cuarzosa	107.00	27.33°
15+040	Lutitas y Arenisca	158.00	27.65°
21+165	Cuaternario	180.00	29.8°

Fuente: Expediente Técnico

De acuerdo a los resultados de los análisis, con los valores geotécnicos y la litología obtenidos en el Expediente Técnico se elaboró la zonificación geotécnica que se muestra en el siguiente Cuadro N° 6.2:

La zonificación para el Análisis de Estabilidad de Taludes, se ha realizado de acuerdo al cuadro de clasificación de materiales y a los planos de secciones transversales de la zona en evaluación (Km. 17+200 al Km. 18+600), la misma se adjunta en el siguiente Cuadro N° 6.3:

Cuadro N° 6.2: Zonificación Geotécnica

<b>PROGRESIVA</b>	<b>CLASIFICACION</b>	<b>TALUD ( V : H)</b>	<b>ALTURA (m)</b>
Km. 17 + 200	Lutita y Arenisca	6 : 1	32.60
Km. 17 + 380	Lutita y Arenisca	6 : 1	23.85
Km. 17 + 410	Lutita y Arenisca	6 : 1	25.00
Km. 17 + 600	Lutita y Arenisca	6 : 1	26.50
Km. 17 + 800	Lutita y Arenisca	6 : 1	27.20
Km. 17 + 890	Lutita y Arenisca	6 : 1	25.16
Km. 17 + 900	Lutita y Arenisca	6 : 1	31.43
Km. 17 + 920	Lutita y Arenisca	6 : 1	41.13
Km. 17 + 940	Lutita y Arenisca	6 : 1	38.53
Km. 17 + 950	Lutita y Arenisca	6 : 1	44.42
Km. 18 + 300	Lutita y Arenisca	6 : 1	31.64
Km. 18 + 340	Lutita y Arenisca	6 : 1	27.86

Fuente: Expediente Técnico

Por lo tanto como nuestra zona de evaluación se tiene la Clasificación de Lutita y Arenisca, tomamos solo los valores de los Parámetros Geotécnicos hallados en el Cuadro N° 6.1 para la progresiva Km. 15+040.

### **METODO DE ESTABILIZACION**

Empleo de Bermas y/o Escalonamientos (banquetas) en el Talud

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

El peso de la berma aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo de cimentación en su parte friccionante.

El escalonamiento de taludes o banqueteo, es importante por la función que pueden cumplir los escalones (banquetas) para proteger el corte contra la erosión del agua superficial, pues reducen la velocidad ladere abajo y el gasto de escurrimiento. Para ello es preciso que los escalones

estén adecuadamente conformados; la mayor parte de las veces basta con que el escalón tenga una ligera inclinación hacia el corte, pero en terrenos muy erosionables pudiera llegar a convenir que se invirtiera su inclinación, haciéndola hacia la ladera y construyendo una cuneta impermeable en esa parte interna, que garantice la rápida eliminación de las aguas.

El escalonamiento cumple también la función de detener pequeños derrumbes y caídas que puedan llegar a presentarse en los diversos taludes.

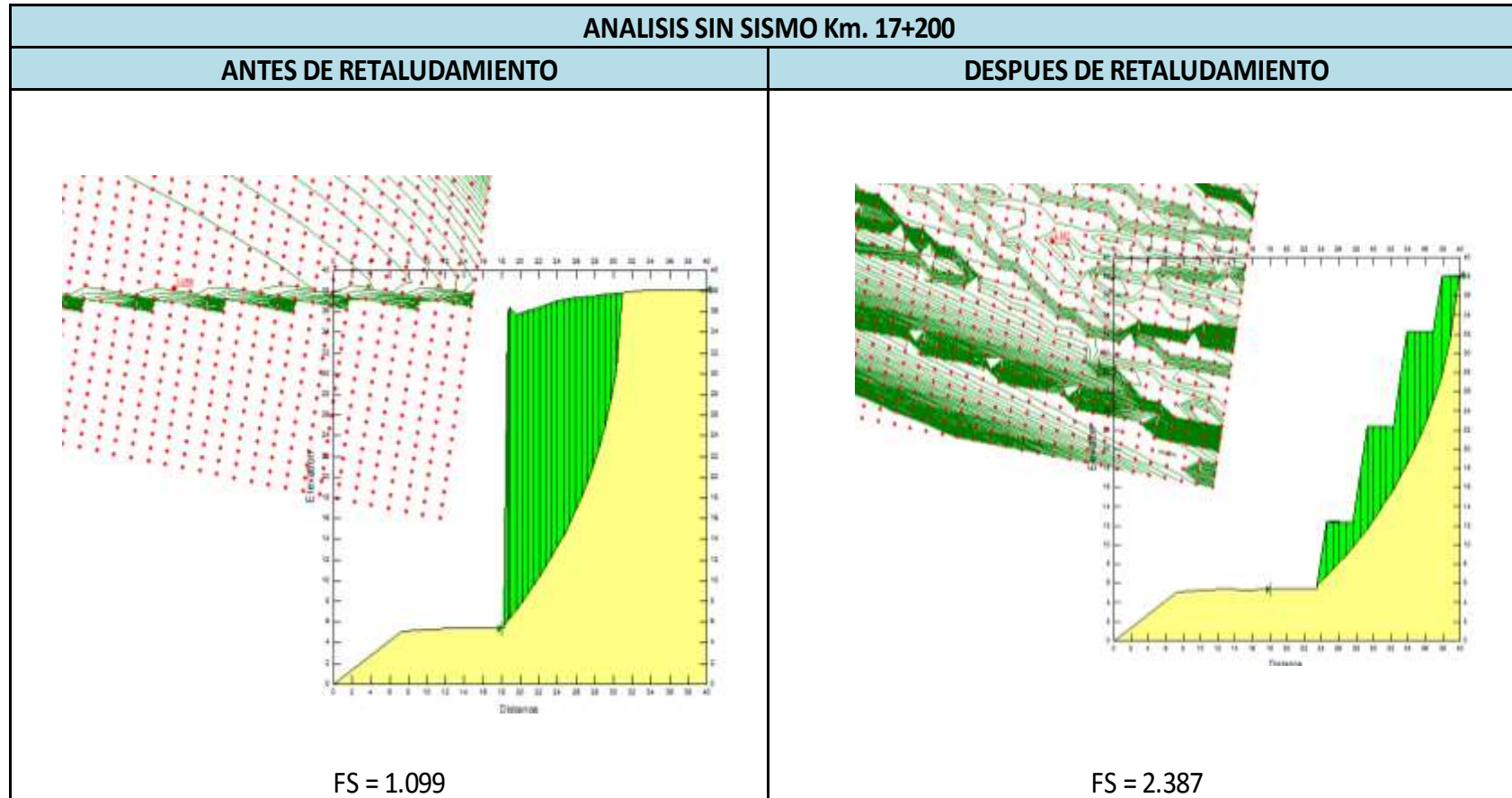
En el caso del escalonamiento en suelos puramente cohesivos (arcillas) lo que se busca es transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, pues en este tipo de suelos, éste es el factor determinante en la estabilidad. Por ello los escalones deberán tener huella suficientemente ancha como para que puedan funcionar prácticamente como taludes independientes. En el caso de taludes en suelos con cohesión y fricción, el escalonamiento se hace sobre todo para provocar un abatimiento del talud; recoger caídas y coleccionar aguas son funciones secundarias, pero a veces muy importantes, que se asignan también a los escalonamientos.

El escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y por el ángulo de los taludes intermedios.

Se ha realizado los análisis en condiciones estáticas y pseudoestáticas (Con y Sin Método de Estabilización) para cada progresiva seleccionada.

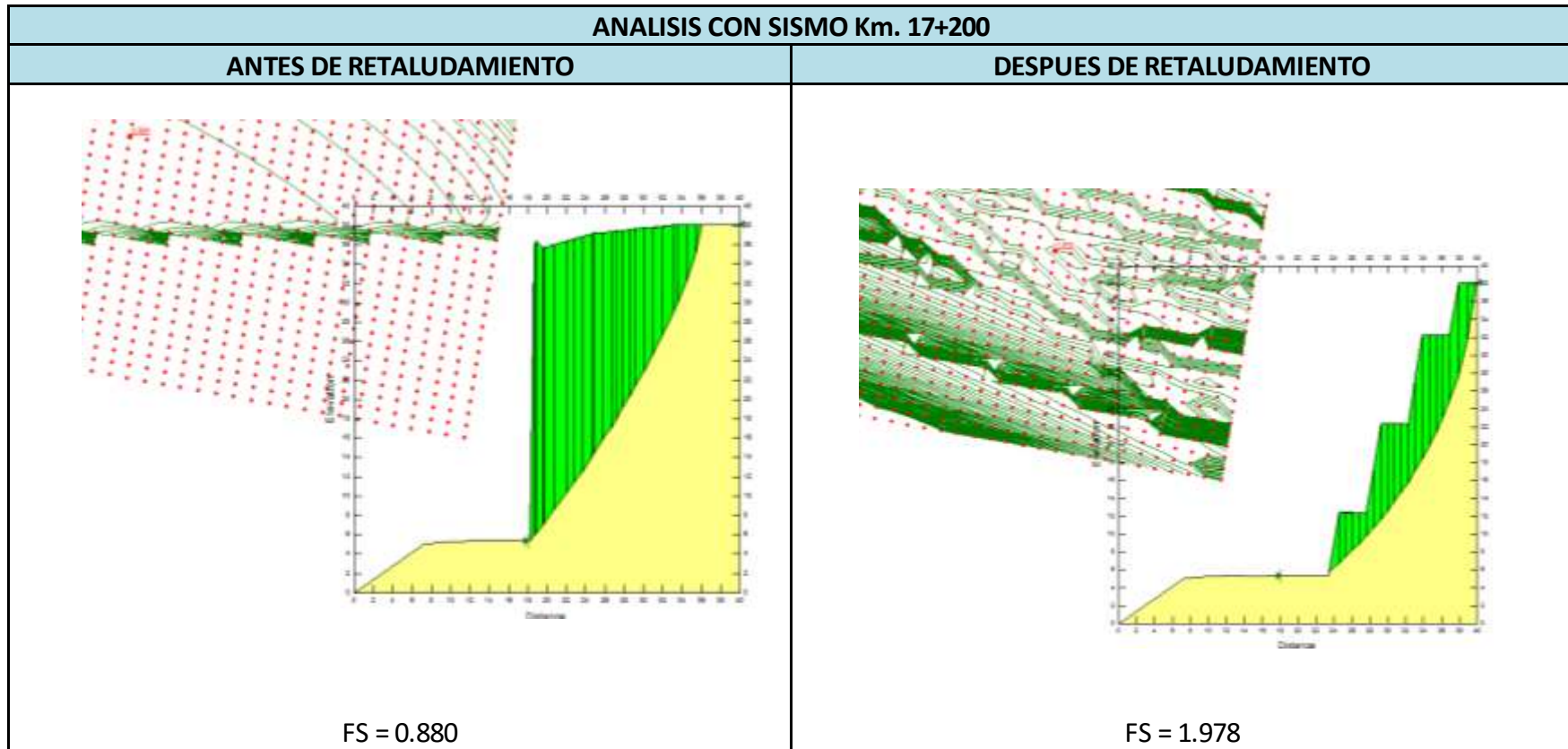
Se adjunta los Gráfico N° 6.1, N° 6.2, N° 6.3, N° 6.4, N° 6.5, N° 6.6, N° 6.7, N° 6.8, donde se muestra el resultado del Modelamiento de la Estabilidad de Taludes; además del cuadro resumen de resultados (Ver Cuadro N° 6.3).

Gráfico N° 6.1: Analisis Sin Sismo Km. 17+200 – Antes y Despues de Retaludamiento



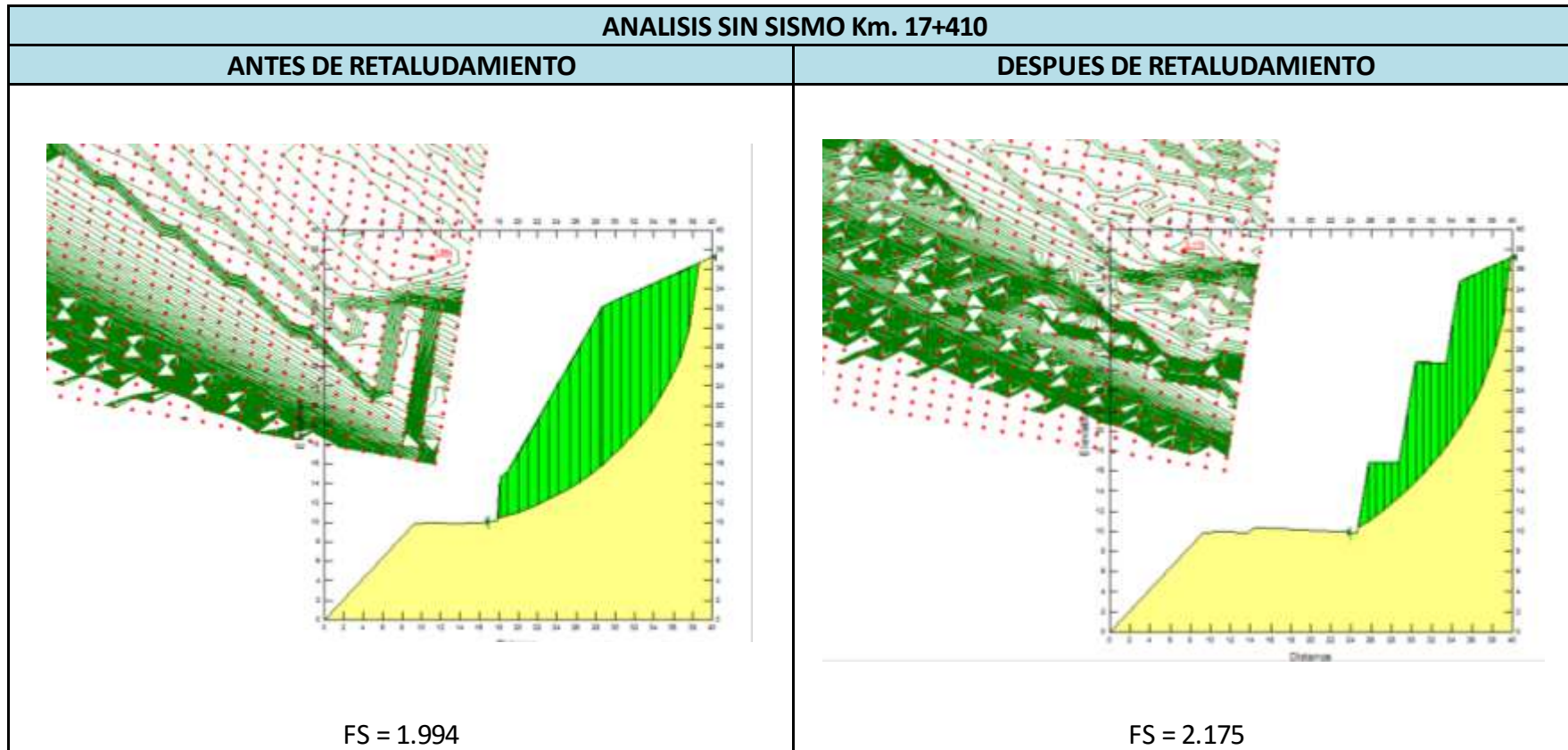
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico N° 6.2: Analisis Con Sismo Km. 17+200 – Antes y Despues de Retaludamiento



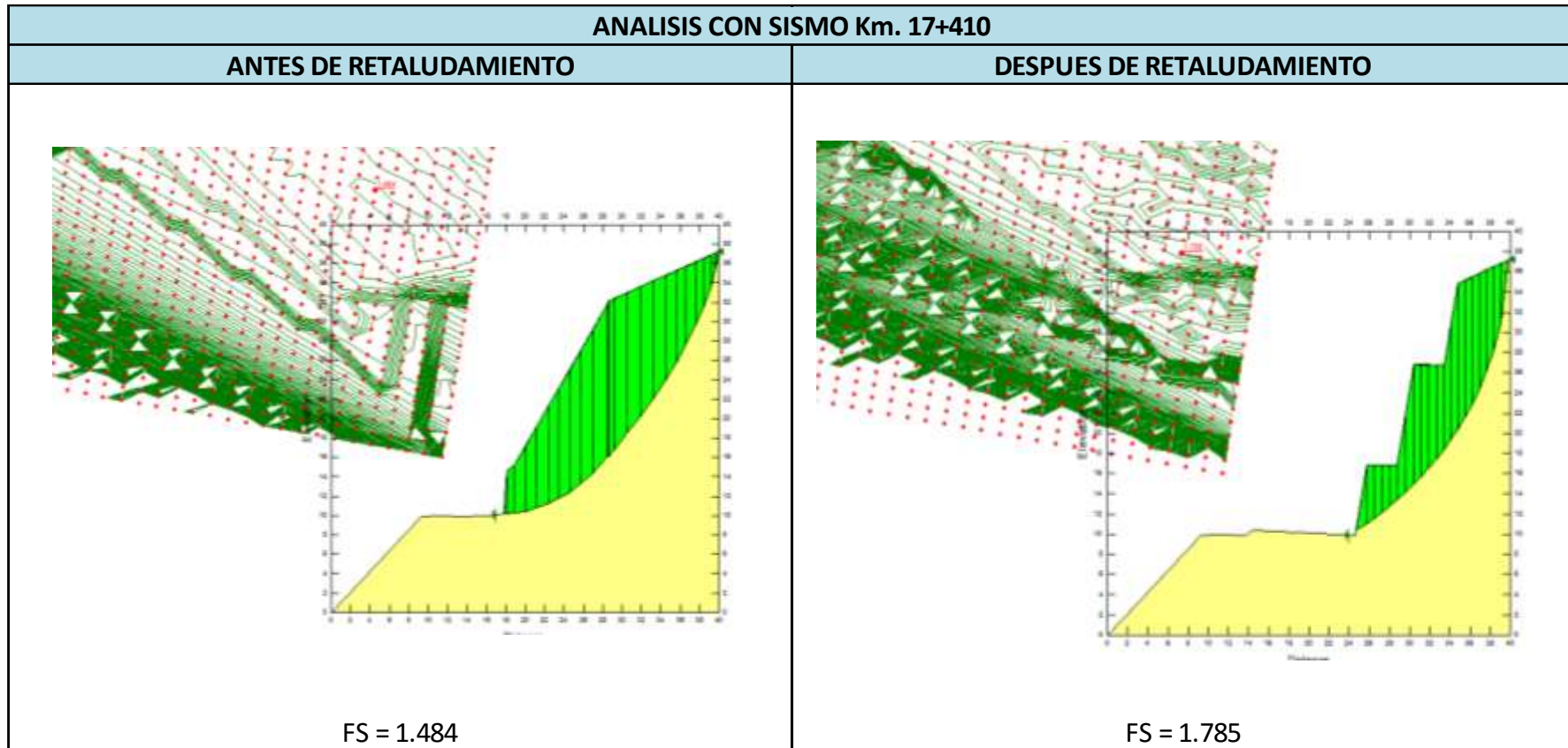
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico N° 6.3: Analisis Sin Sismo Km. 17+410 – Antes y Despues de Retaludamiento



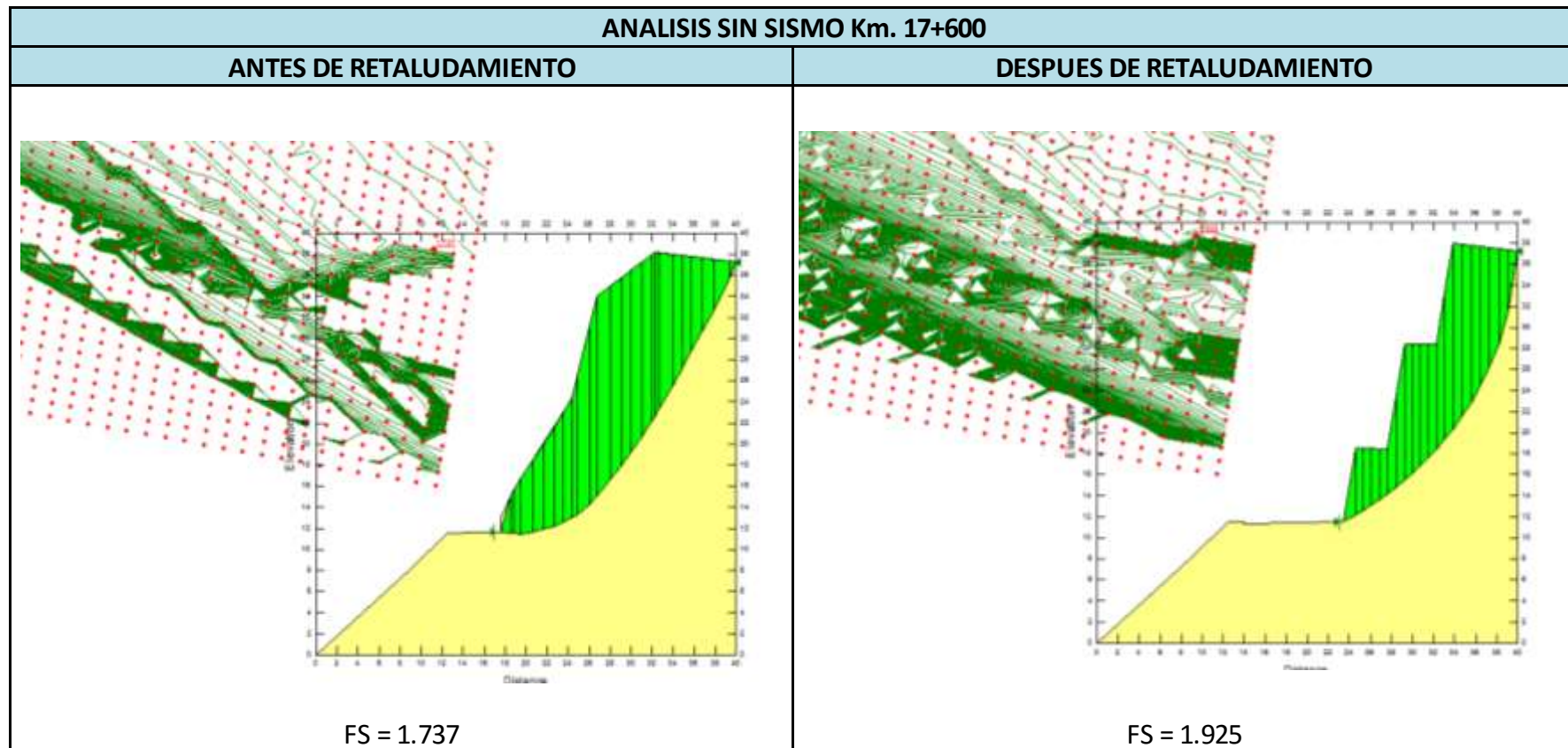
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico N° 6.4: Analisis Con Sismo Km. 17+410 – Antes y Despues de Retaludamiento



Fuente: Elaboración Propia

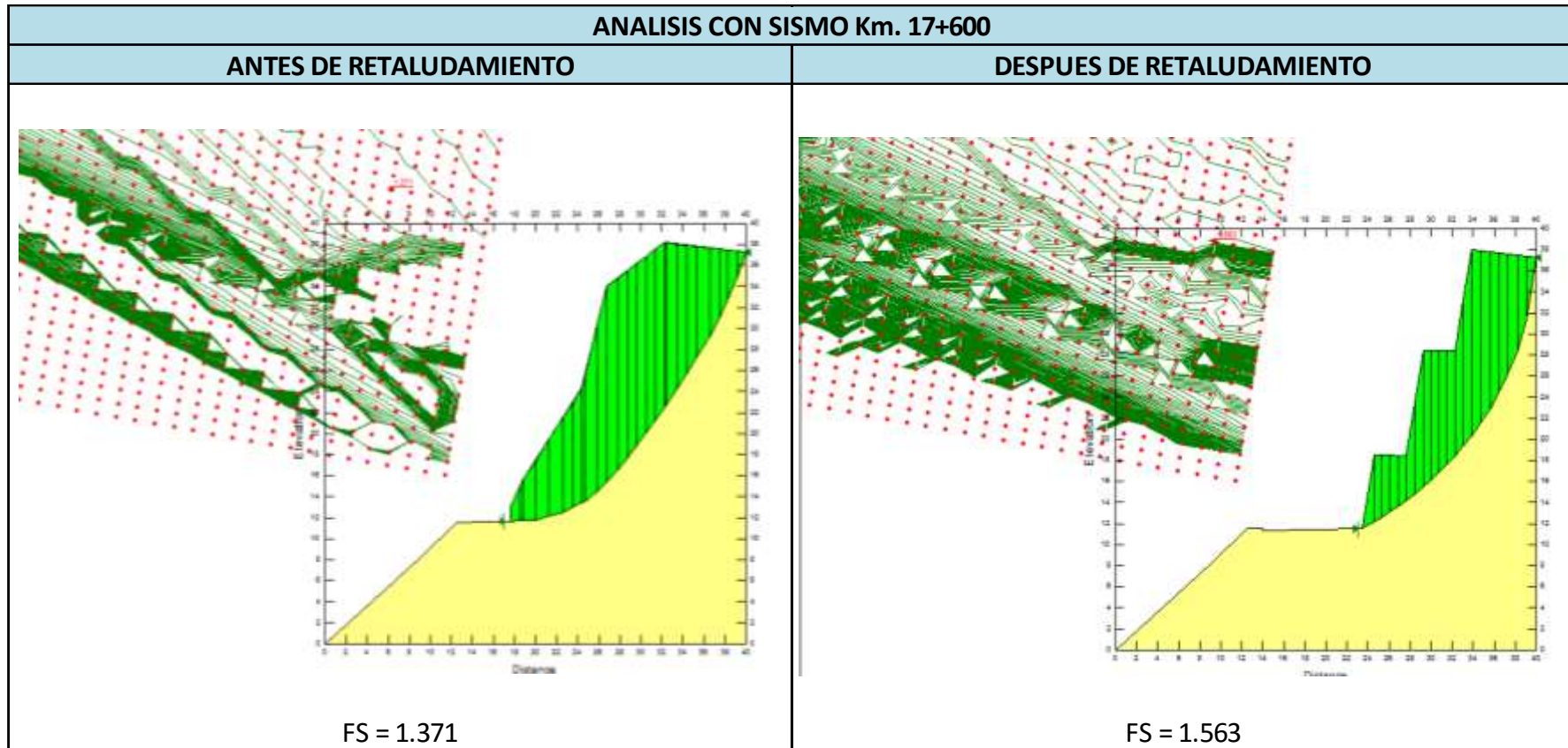
Gráfico N° 6.5: Analisis Sin Sismo Km. 17+600 – Antes y Despues de Retaludamiento



Fuente: Elaboración Propia

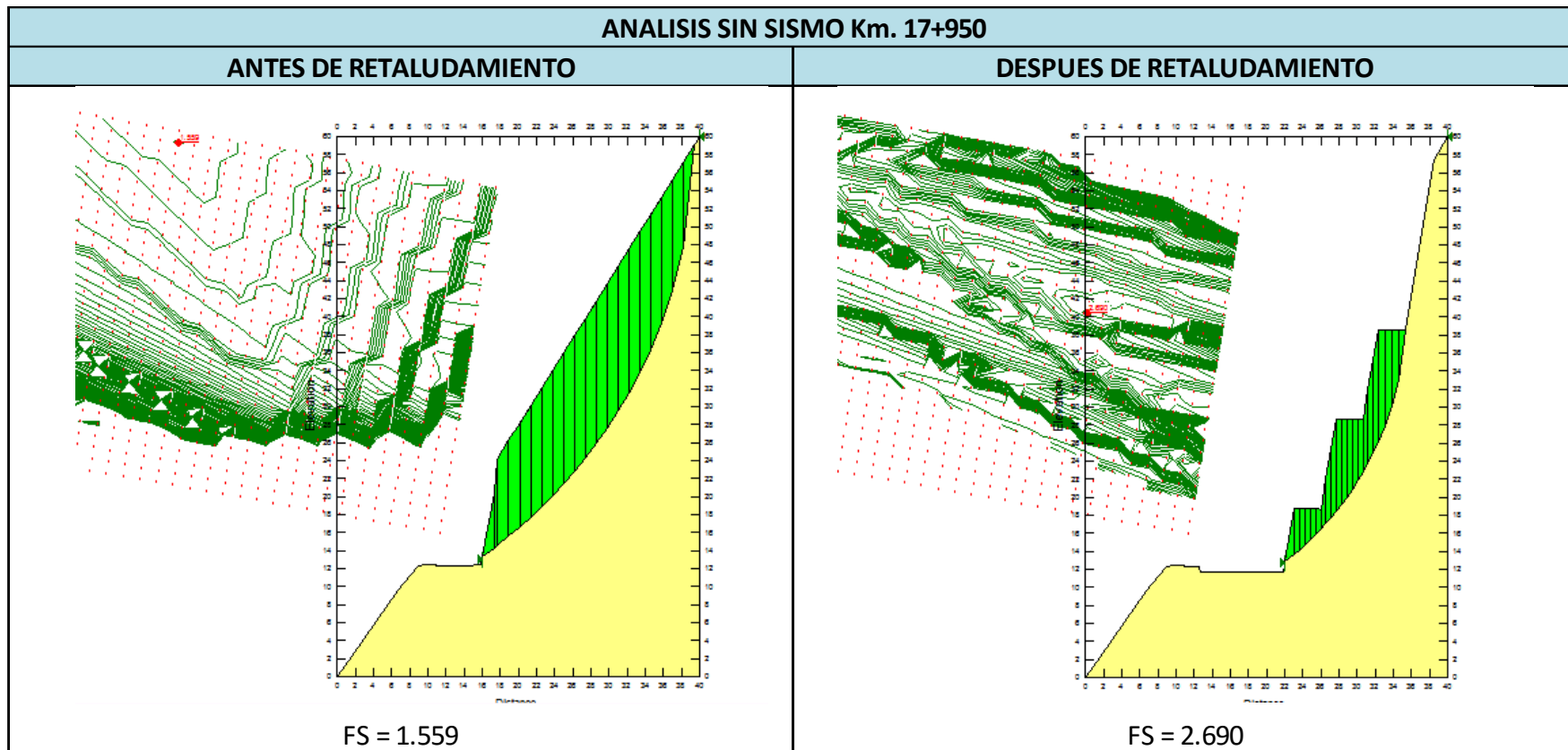


Gráfico N° 6.6: Analisis Con Sismo Km. 17+600 – Antes y Despues de Retaludamiento



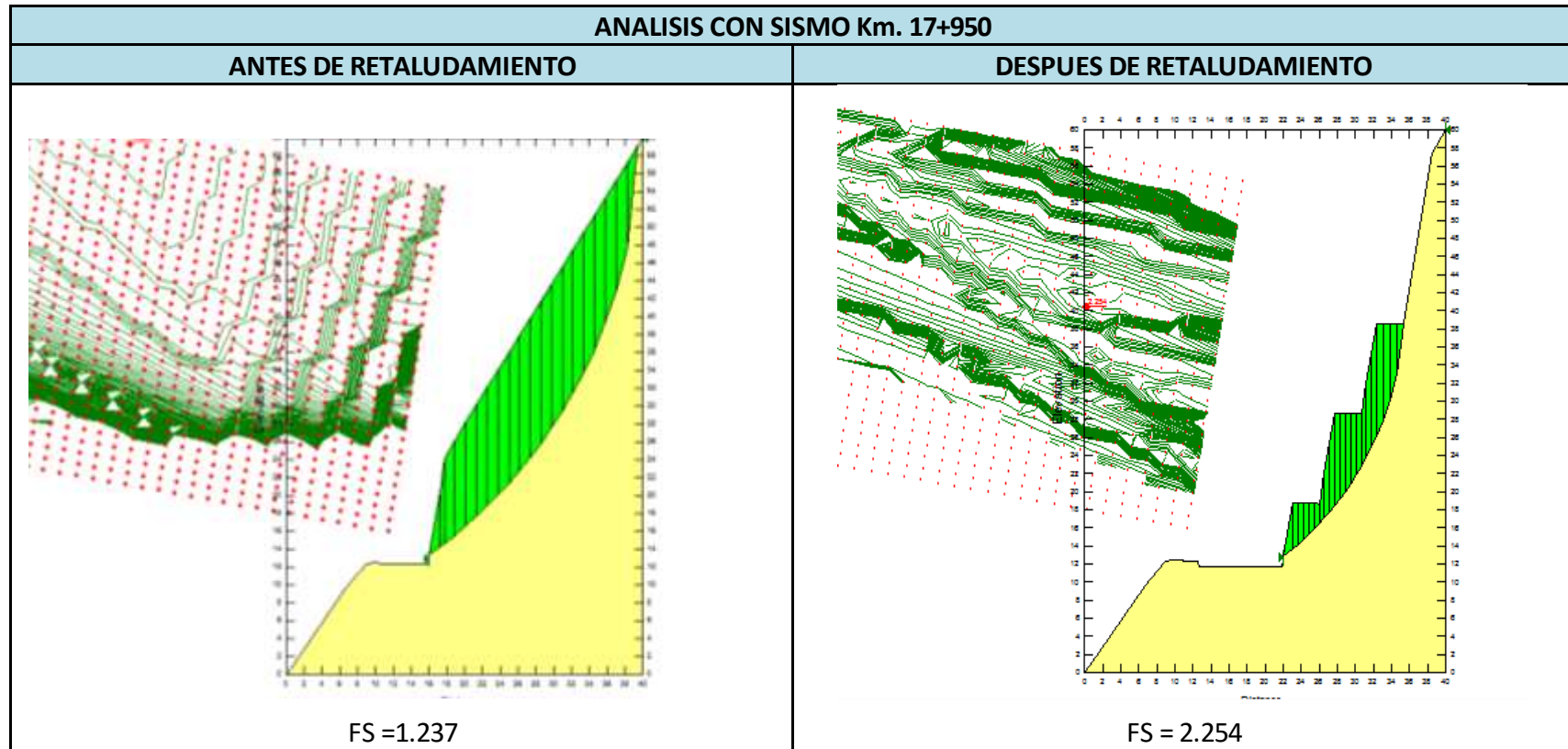
Fuente: Elaboración Propia

Gráfico N° 6.7: Analisis Sin Sismo Km. 17+950 – Antes y Despues de Retaludamiento



Fuente: Elaboración Propia

Gráfico N° 6.8: Analisis Con Sismo Km. 17+950 – Antes y Despues de Retaludamiento



Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 6.3: CUADRO RESUMEN DE ANALISIS

SECCIONES		PARAMETROS GEOTECNICOS			FACTOR DE SEGURIDAD			
					CARGA POR GRAVEDAD		CARGA SISMICA	
ITEM	PROGRESIVA	$\phi$ (°)	C (Kpa)	PU (Kn/m <sup>3</sup> )	ANTES: METODO DE ESTABILIZACION	DESPUES: METODO DE ESTABILIZACION	ANTES: METODO DE ESTABILIZACION	DESPUES: METODO DE ESTABILIZACION
1	17+200	27.65	158	25.6	1.099	2.387	0.88	1.978
2	17+410	27.65	158	25.6	1.994	2.175	1.484	1.785
3	17+600	27.65	158	25.6	1.737	1.925	1.371	1.563
4	17+950	27.65	158	25.6	1.559	2.69	1.237	2.254

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los análisis para las Progresivas Km. 17+7200, Km. 17+410, Km. 17+600, Km. 17+950, para condiciones Estáticas (Gravedad) y Pseudoestáticas (Sismo) se ha optado por estabilizar los taludes con el empleo del Método de DISMINUCIÓN DE LOS ESFUERZOS CORTANTES SOLICITANTES (Bermas y/o Banquetas de Corte).

Se puede apreciar que el empleo del método de solución ha logrado elevar el FACTOR DE SEGURIDAD de los taludes estudiados, las misma se muestran en los Gráficos (Ver Gráficos N° 6.1, N° 6.2, N° 6.3, N° 6.4, N° 6.5, N° 6.6, N° 6.7 y N° 6.8) mostrados y en Cuadro Resumen (Ver Cuadro N° 6.4).

Para que estos taludes se mantengan estables durante el tiempo, se hace necesario trabajos a través de *Métodos de Control de Erosión*.

## **CONCLUSIONES**

1. Se ha verificado la Estabilidad del Talud tanto para carga de gravedad y carga sísmica, para las cuatro secciones en evaluación.  
Se ha obtenido el diagnostico que para las secciones Km. 17+200 y Km. 17+950 el “*Factor de Seguridad*” no cumple con el mínimo valor requerido para Obras de Gran Envergadura.  
Para las secciones Km. 17+410 y Km. 17+600 sus verificaciones de Estabilidad con carga de gravedad *cumple*, pero con carga sísmica *no cumple*.
2. Aplicando el Método de Equilibrio Limite, exactamente las hipótesis del Método de Bishop Simplificado; se ha considerado la problemática de deformación plana en donde la superficie de falla es circular para las cuatro secciones en evaluación.
3. Se ha usado como facilitador el software “*Geostudio*” en la cual se ha modelado en el programa “*Geoslope*” las cuatro secciones en evaluación, y, hallar mediante el Método de Bishop Simplificado los Factores de Seguridad que indican la Estabilidad del Talud con el Método de Estabilización de Taludes propuesto.
4. Se concluye que el Método usado para la estabilización de Taludes por Disminución de las Esfuerzos Cortantes Solicitantes (Bermas y/o Banquetas de Corte), asegura un aumento en el FACTOR DE SEGURIDAD por encima del mínimo valor recomendado para Obras de gran Envergadura por la NORMA CE-020, tanto para Cargas de Gravedad y Cargas Sísmicas.  
El empleo de la solución de Bermas y/o Banquetas de Corte, es la solución Técnica y Económicamente más viable; para asegurar el ensanchamiento de plataforma existente.
5. Se concluye que los beneficios de optar esta solución minimiza futuros deslizamientos en la zona de evaluación; asegurando la Transitabilidad de los usuarios, da seguridad a la Vía, el impacto visual en la zona será moderado.

## RECOMENDACIONES

1. Para mantener en el tiempo la estabilización del sector en evaluación, se requiere implementar Métodos de Control de Erosión, básicamente Revegetación de Taludes.

La Revegetación del talud es una parte importante del mantenimiento.

En cualquier caso, la revegetación de árboles es un control efectivo de las fallas por erosión de los taludes.

Si bien los deslizamientos profundos no pueden ser controlados por la revegetación, sin embargo, tienen el efecto de reducir la infiltración del agua superficial en el talud.

2. Se recomienda a futuras investigaciones afinar los resultados obtenidos en el presente, con métodos Probabilísticos; las mismas son estudios modernos en la cual los parámetros geotécnicos son tratados como variables aleatorias.
3. En todos los proyecto Viales, donde se evidencie taludes inestables con posible riesgo de deslizamiento, debería presupuestarse partidas dirigidas a minimizar, controlar y mantener trabajos de Estabilización de Taludes.
4. Finalmente, en el Perú contamos con la Norma EC-020 la cual orienta a la solución dependiendo del tipo de falla y deslizamiento que se pueda evidenciar; pero al final lo que hace viable una solución es la experiencia del Profesional Responsable y la capacidad presupuestaria que se tenga para mitigar y dar solución a la problemática de Estabilidad de Talud.

## **BIBLIOGRAFÍA**

1. Alba, J. (1994). *Notas Sobre Estabilidad de Taludes*. Lima, Perú: FIC- UNI.
2. Alba, J. (2006). *Soluciones Geotécnicas en Estabilidad de Taludes de Carreteras*. Lima, Perú: FIC-UNI.
3. Gill, C. (1984). *Estabilidad Estática Dinámica de los Acantilados de Lima*. Lima, Perú: Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Civil.
4. Taype, V. (1980). *Estabilidad de Taludes en Obras de Ingeniería Civil. El Ingeniero Geólogo*, 17, 82-92. Lima, Perú.
5. Bishop, A. (1955). *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes-Geotechnique*, Vol. 5, 7-17. USA.
6. Das, Braja (2012). *Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica*. California State University, Sacramento: CENGAGE LERANING / THOMSON INTERNACIONAL. Séptima Edición.
7. Suarez, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.
8. Herrera, F. (2003). *VI Curso de Geotecnia*. Zaragoza, España: Colegio Oficial de Geólogos.
9. MTC, (2011). *Estudio Definitivo del Mejoramiento y Construcción de la Carretera Ruta N° 10, tramo: Huamachuco – Puente Pallar – Juanjui, Sector: Huamachuco – Sausacocha – Puente Pallar*. Lima, Perú.
10. EG, (2000). *Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras*. Lima, Perú: MTC.
11. EM, (2000). *Manual de Ensayos de Materiales para Carreteras*. Lima, Perú. *Volumen I*.
12. (1987). *Manual de Ingeniería de Taludes*. España: Instituto Tecnológico Geominero de España.
13. Varios. (2012). *Trabajo sobre Modelos de Análisis de Estabilidad de Taludes*. Caracas, Venezuela: Universidad Central.



## **ANEXO 1: CONTROL DE CALIDAD**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

---

***GRAFICOS***

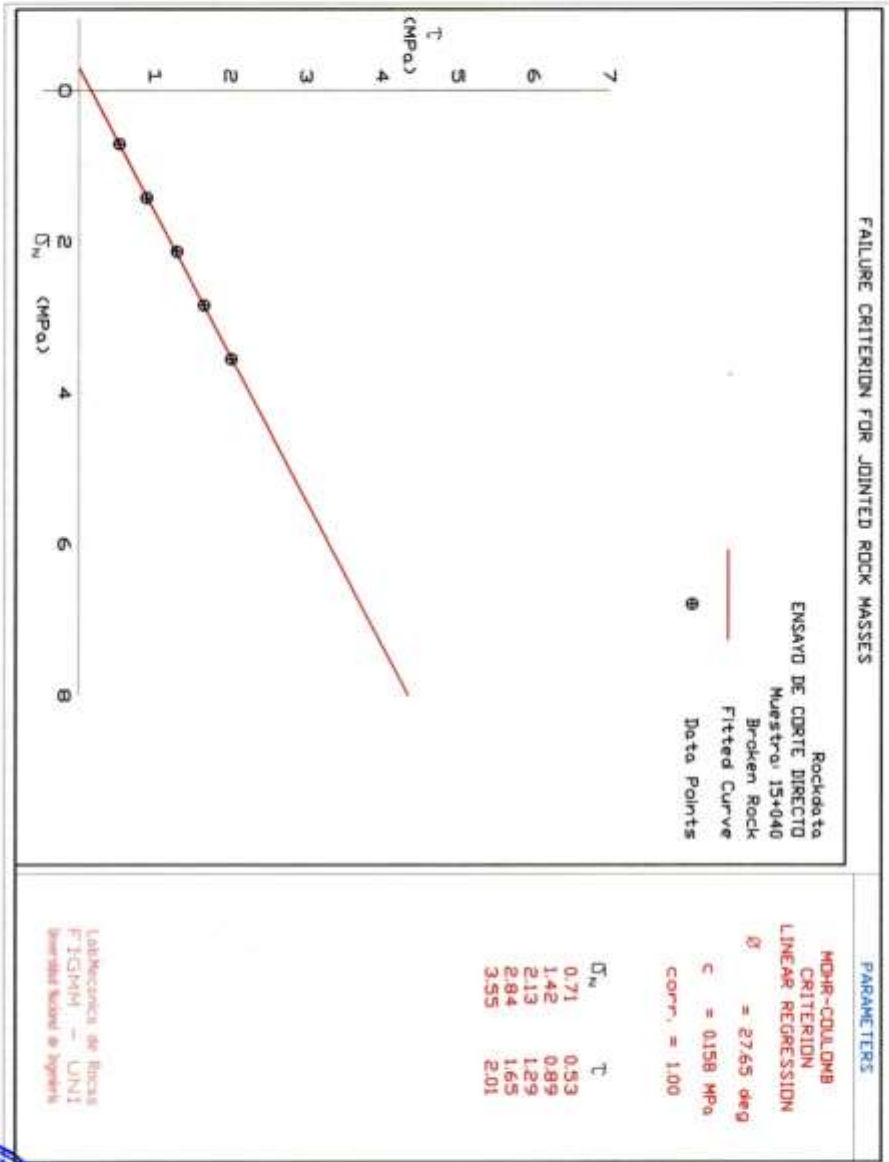
***CORTE DIRECTO***

Av. Túpac Amaru N° 210, - Lima 25, Apartado 1301 - Perú  
Telefax: (511) 382 4557, e-mail: [lmrfigmm@uni.edu.pe](mailto:lmrfigmm@uni.edu.pe)



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas



Av. Túpac Amaru N° 210, - Lima 25, Apartado 1301 - Perú  
 Telefax: (511) 382 4557, e-mail: lmrfigmm@uni.edu.pe



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

---

***FOTOS***

***CORTE DIRECTO***

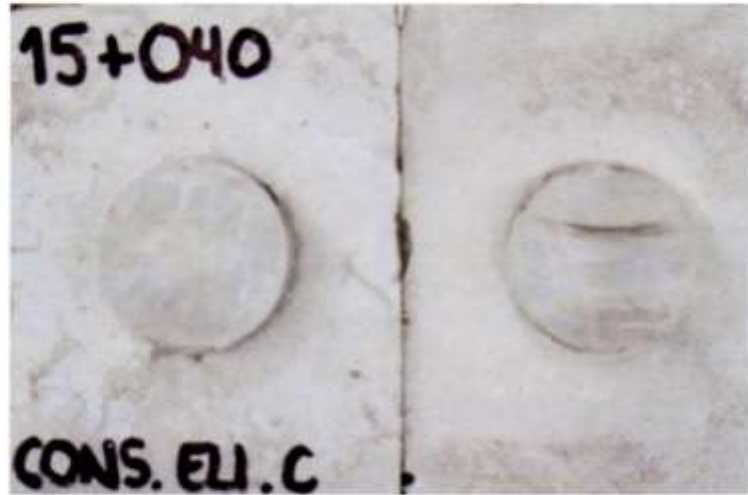
Av. Túpac Amaru N° 210, - Lima 25, Apartado 1301 - Perú  
Telefax: (511) 382 4557, e-mail: [lmrfigmm@uni.edu.pe](mailto:lmrfigmm@uni.edu.pe)



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica  
Laboratorio de Mecánica de Rocas

**ANTES**



**DESPUES**



Av. Túpac Amaru N° 210, - Lima 25, Apartado 1301 - Perú  
Telefax: (511) 382 4557, e-mail: [lmrfigmm@uni.edu.pe](mailto:lmrfigmm@uni.edu.pe)



## **ANEXO 2: PLANOS**