

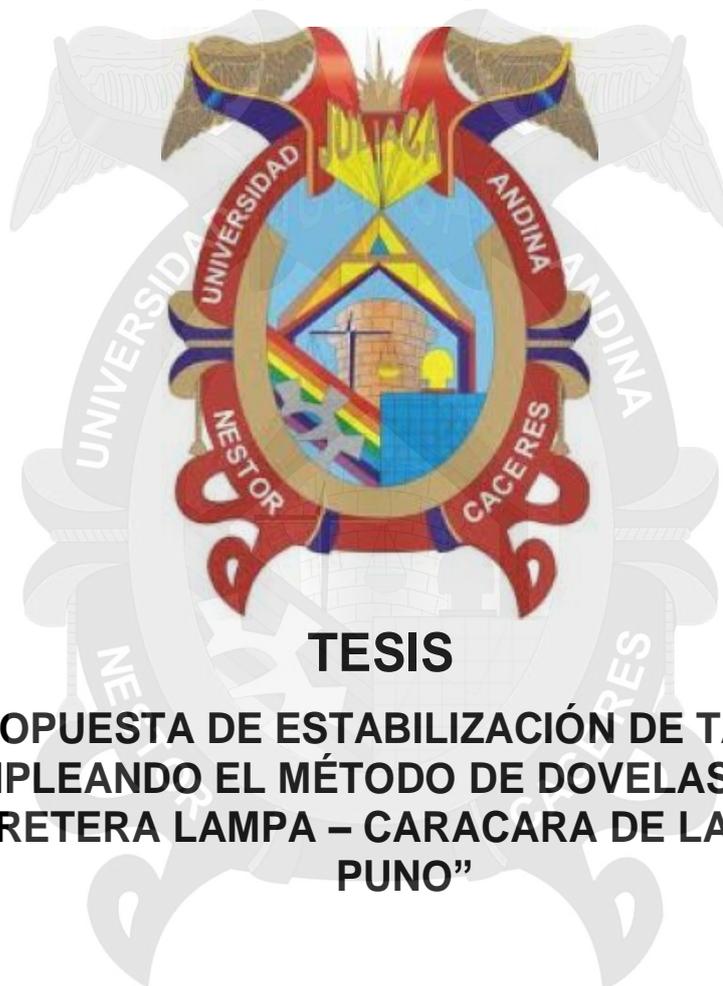


TESIS UANCV



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

**UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"**
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**"PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES
EMPLEANDO EL MÉTODO DE DOVELAS EN LA
CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGIÓN
PUNO"**

PRESENTADO POR

Bach. I.C. Dany Evangelina Alave Chata

**PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**JULIACA - PERÚ
2,017**



**UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"**
FACULTA DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**"PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES
EMPLEANDO EL MÉTODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA
LAMPA – CARACARA DE LA REGIÓN PUNO"**

PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

POR LA MODALIDAD DE TESIS

MIEMBROS DEL JURADO

PRESIDENTE DEL JURADO:


Mgtr. Ing. Oscar V. Viamonte Calla

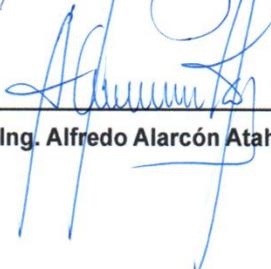
PRIMER MIEMBRO DEL JURADO:


Dr. Ing. Ángel M. Olazabal Guerra

SEGUNDO MIEMBRO DEL JURADO:


Mgtr. Ing. Hernán P. Martínez Ramos

ASESOR DE TESIS:


Mgtr. Ing. Alfredo Alarcón Atahuachi



UNIVERSIDAD ANDINA
NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ

RESOLUCIÓN DECANAL N° 265-2017-D-FICP-UANCV

Juliaca, 25 de agosto de 2017.

VISTOS.- El Informe N° 129-2017-D-EPIC-FICP-UANCV-J, del Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, el Informe N° 052-2017-FICP/EPIC/OVC del Presidente del Jurado dictaminador del Trabajo de Tesis, RESOLUCIÓN DECANAL N° 202-2015-D-FICP-UANCV, y con el acta de calificación de Perfil de tesis de fecha 18 de agosto de 2015, y el acta de calificación del Borrador de Tesis de fecha 23 de agosto de 2017, para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil, con el tema titulado: "PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EMPLEANDO EL MÉTODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA-CARACARA DE LA REGIÓN PUNO".

CONSIDERANDO:

Que, el(los) Bachiller(es): **ALAVE CHATA, DANY EVANGELINA**, ha presentado su Trabajo de Tesis Titulado: "PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EMPLEANDO EL MÉTODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA-CARACARA DE LA REGIÓN PUNO".

Que, habiendo procedido de acuerdo al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, el presidente de la Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías, nominó como Jurado a los siguientes Docentes:

- * **Presidente** : **Mgr. Ing. OSCAR VICENTE VIAMONTE CALLA**
- * **1er Miembro** : **Dr. Ing. ANGEL MANUEL OLAZABAL GUERRA**
- * **2do Miembro** : **Mgr. Ing. HERNAN PEDRO MARTINEZ RAMOS**

Que, el Jurado Dictaminador ha aprobado en su integridad el Trabajo de Tesis titulado: "PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EMPLEANDO EL MÉTODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA-CARACARA DE LA REGIÓN PUNO".

Estando en la opinión favorable por el Presidente de la Comisión de Grados y Títulos, en concordancia al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria 30220, ley de creación de la UANCV 23738 y modificación, Resolución de Institucionalización 1287-92-ANR D.L. 739, y el Estatuto de la UANCV, el Decano de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

SE RESUELVE:

ARTICULO PRIMERO.- APROBAR, el TRABAJO DE TESIS, de el(los) Bachiller(es): **ALAVE CHATA, DANY EVANGELINA**, para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil, con el Tema Titulado: "PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EMPLEANDO EL MÉTODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA-CARACARA DE LA REGIÓN PUNO".

La misma que deberá proceder a la impresión de su borrador de Tesis en limpio, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras - Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

ARTICULO SEGUNDO.- La Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional Ingeniería Civil, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y Cs. PURAS
Alfredo Zegarra Butrón
Mg. Ing. ALFREDO ZEGARRA BUTRÓN
DECANO
CIP: 32590

C.c.
Interesado
Arch



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y Cs. PURAS
Carlos A. Cáceres Vargas
Ing. Carlos A. Cáceres Vargas
SECRETARIO ACADÉMICO
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
CIP: 72725

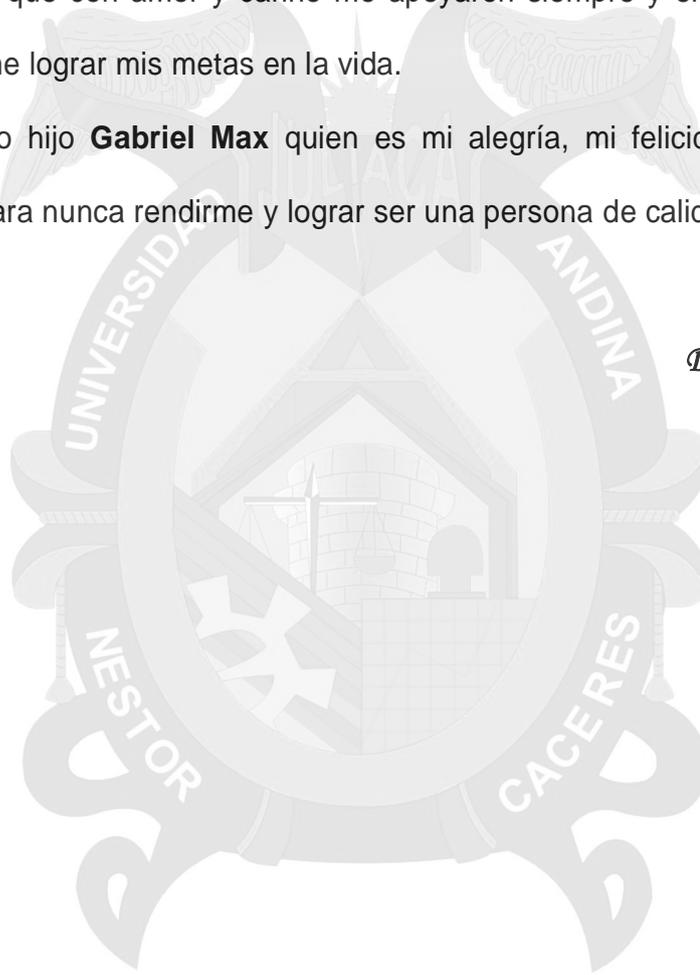


DEDICATORIA

A mis queridos padres Don Justo Manuel Alave Zarate y Doña Gregoria Chata de Alave, por haberme dado la vida y por inculcado los valores de la verdad, justicia y honestidad que con amor y cariño me apoyaron siempre y en todo momento permitiéndome lograr mis metas en la vida.

A mi adorado hijo **Gabriel Max** quien es mi alegría, mi felicidad y mi mayor motivación para nunca rendirme y lograr ser una persona de calidad.

Dany Alave Chata





AGRADECIMIENTOS

A Dios, por su infinito amor, por mis logros, por sus bendiciones y por regalarme la luz del día.

A cada uno de los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por sus años dedicados a la enseñanza y su esmero por difundir la investigación. Y en especial consideración a los **Ingenieros Miembros del Jurado** por su participación y orientación en este importante logro de mi vida profesional; De la misma manera mi agradecimiento al asesor de tesis Ing. Alfredo Alarcón.

A mis amigos y familiares que colaboraron y participaron en la realización del presente proyecto de tesis.

A mis padres por ser la fuente de mi inspiración y apoyo constante.

A mi hijito **Gabriel Max**, por su inmenso amor, apoyo y comprensión.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
ÍNDICE.....	iii
RESUMEN.....	iv
NOTACIÓN.....	v
LISTADO DE FIGURAS	vi
LISTADO DE TABLAS	vii
INTRODUCCIÓN.....	viii

CAPITULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	Pág. 1
1.1. CARACTERIZACIÓN DEL PROBLEMA	Pág. 2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	Pág. 3
1.2.1. Planteamiento del Problema General	Pág. 3
1.2.2. Planteamiento de los problemas específicos	Pág. 3
1.3. FORMULACIÓN DE LOS OBJETIVOS	Pág. 4
1.3.1. Objetivo general.	Pág. 4
1.3.2. Objetivos Específicos.	Pág. 4
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL ESTUDIO	Pág. 5
1.4.1. Justificación teórica	Pág. 5
1.4.2. Justificación Práctica	Pág. 6
1.4.3. Justificación Metodológica	Pág. 6
1.4.4. Justificación económica	Pág. 6
1.5. LIMITACIONES DEL ESTUDIO	Pág. 7
1.6. HIPÓTESIS DE TRABAJO.....	Pág. 7
1.6.1. Hipótesis General.....	Pág. 7
1.6.2. Hipótesis Específicas	Pág. 7
1.7. VARIABLES E INDICADORES DE LAS VARIABLES DE ESTUDIO.....	Pág. 7
1.7.1. Hipótesis General.....	Pág. 8
1.7.2. Hipótesis Específicas	Pág. 8
1.7.3. Operacionalización de las Variables.....	Pág. 9

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO	Pág. 10
2.1. NOMENCLATURA Y CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS.....	Pág. 11
2.1.1. Talud	Pág. 12
2.1.2. Deslizamiento	Pág. 12
2.1.2.1. Partes de un Deslizamiento.....	Pág. 13



2.1.2.2.	Dimensiones de los movimientos.....	Pág. 15
2.1.2.3.	Volumen de un Deslizamiento.....	Pág. 16
2.1.2.4.	Ángulo de Desplazamiento.....	Pág. 16
2.1.2.5.	Ángulo y longitud de recorrido.....	Pág. 17
2.2.	CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS.....	Pág. 19
2.2.1.	Caído	Pág. 19
2.2.2.	Inclinación o Volcamiento	Pág. 20
2.2.3.	Reptación ("Creep").....	Pág. 22
2.2.4.	Reptación de formaciones de roca	Pág. 23
2.2.5.	Soliflucción.....	Pág. 24
2.2.6.	Deslizamientos en Masa (Traslacionales y Rotacionales)	Pág. 24
2.2.6.1.	Deslizamiento Rotacional	Pág. 25
2.2.6.1.1.	Curvatura de la superficie de falla.....	Pág. 26
2.2.6.2.	Deslizamiento de Traslación	Pág. 28
2.2.6.2.1.	Influencia de la estructura sobre los deslizamientos de traslación.....	Pág. 29
2.2.6.3.	Deslizamientos de traslación en suelos residuales.	Pág. 30
2.2.6.4.	Diferencia entre los movimientos de rotación y de traslación.....	Pág. 31
2.3.	MECANISMOS DE FALLA.....	Pág. 31
2.3.1.	INTRODUCCIÓN.....	Pág. 31
2.3.2.	Modelos Conceptuales y Determinísticos	Pág. 32
2.3.3.	ELABORACIÓN DE MODELOS CONCEPTUALES.....	Pág. 33
2.3.3.1.	Procedimiento para la Elaboración de Modelos Conceptuales	Pág. 34
2.3.4.	MECANISMO DE FALLA	Pág. 34
2.3.4.1.	Condiciones Originales del Talud (Susceptibilidad).....	Pág. 34
2.3.4.2.	Equilibrio o Desequilibrio de Fuerzas (Factor de seguridad).....	Pág. 34
2.3.4.3.	El Deterioro (Modificación de las condiciones originales)	Pág. 35
2.3.4.4.	Factores Detonantes (Activación del movimiento).....	Pág. 36
2.3.4.5.	Fallamiento	Pág. 37
2.3.4.5.1.	La Falla Progresiva.....	Pág. 38
2.3.4.5.2.	Formación de la Superficie de Falla.....	Pág. 41
2.4.	RESISTENCIA AL CORTANTE	Pág. 42
2.4.1.	Ecuación de Coulomb para Suelos Saturados	Pág. 43
2.4.2.	Ecuación de Coulomb para Suelos No saturados	Pág. 43
2.4.3.	PARÁMETROS FUNDAMENTALES	Pág. 44
2.4.3.1.	Ángulo de Fricción.....	Pág. 44
2.4.3.2.	Cohesión.....	Pág. 45
2.4.3.3.	Resistencias Pico y Residual	Pág. 46
2.4.3.3.1.	Resistencia máxima o resistencia pico	Pág. 46
2.4.3.3.2.	Resistencia residual	Pág. 47
2.4.3.4.	Presión de Poros	Pág. 48



2.4.3.4.1.	Parámetros de Presión de Poros	Pág. 50
2.4.3.4.2.	Condiciones Drenadas y No-drenadas	Pág. 51
2.4.3.4.2.1.	Condición Drenada	Pág. 52
2.4.3.4.2.2.	Condición No-drenada	Pág. 52
2.4.3.5.	Esfuerzos Totales y Efectivos	Pág. 52
2.4.3.5.1.	Esfuerzo Efectivo	Pág. 53
2.4.3.5.2.	Esfuerzo Total.....	Pág. 54
2.4.3.6.	Resistencia Drenada y No-drenada	Pág. 54
2.4.3.6.1.	Resistencia no-drenada.....	Pág. 54
2.4.3.6.2.	Resistencia drenada.....	Pág. 55
2.4.4.	CÍRCULO DE MOHR	Pág. 55
2.4.4.1.	Envoltentes de Falla	Pág. 56
2.4.4.2.	Envoltente de falla no lineal.....	Pág. 57
2.4.4.3.	Trayectoria de Esfuerzos.....	Pág. 58
2.5.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	Pág. 60
2.5.1.	Herramientas Disponibles	Pág. 61
2.5.1.1.	Tablas o ábacos	Pág. 61
2.5.1.2.	Análisis gráficos.....	Pág. 61
2.5.1.3.	Cálculos manuales	Pág. 61
2.5.1.4.	Hojas de cálculo	Pág. 61
2.5.1.5.	Uso de "Software".....	Pág. 61
2.5.2.	METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD	Pág. 62
2.5.3.	CARACTERÍSTICAS DEL ANÁLISIS DE LÍMITE DE EQUILIBRIO	Pág. 64
2.5.3.1.	Concepto de Factor de Seguridad (F. S.)	Pág. 64
2.5.3.2.	Concepto de Superficie de Falla	Pág. 64
2.5.3.3.	Formas de la superficie de falla	Pág. 65
2.5.3.4.	Análisis de superficies planas	Pág. 66
2.5.3.5.	Análisis de superficies curvas	Pág. 66
2.5.4.	MÉTODOS DE LÍMITE DE EQUILIBRIO.....	Pág. 66
2.5.5.	TABLAS PARA ANÁLISIS RÁPIDOS	Pág. 69
2.5.5.1.	TABLA DE TAYLOR.....	Pág. 70
2.5.5.2.	TABLAS DE JANBÚ	Pág. 71
2.5.6.	MÉTODO DEL TALUD INFINITO	Pág. 72
2.5.7.	ANÁLISIS DE BLOQUES O CUÑAS	Pág. 72
2.5.7.1.	Método del Bloque Deslizante.....	Pág. 73
2.5.7.2.	Método de la Cuña Simple	Pág. 74
2.5.7.3.	Método de la Cuña Doble.....	Pág. 74
2.5.7.4.	Método de Bishop.....	Pág. 74
2.5.7.5.	Método de Janbú	Pág. 81
2.5.8.	MÉTODOS DE DOVELAS - FELLENIUMS	Pág. 83



CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION Pág. 98

3.1 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN Pág. 98

3.1.1 Tipo de Investigación..... Pág. 98

3.1.2 Diseño de la investigación..... Pág. 98

3.2 DESCRIPCION DEL AMBITO DE LA INVESTIGACION Pág. 99

3.2.1 Ubicación del área de estudio Pág. 99

3.2.2 Límites Pág. 99

3.2.3 Altitud Pág. 100

3.2.4 Clima Pág. 100

3.2.5 Población Beneficiaria Pág. 100

3.2.6 Vías de Comunicación..... Pág. 101

3.2.7 Temperatura Pág. 103

3.3 POBLACION Y MUESTRA Pág. 103

3.4 TRABAJOS DE CAMPO Pág. 104

3.4.1 Estudio Topográfico..... Pág. 104

3.4.1.1 Caracterización Topográfica de los taludes en estudio Pág. 104

3.5 ESTUDIOS DE SUELOS Pág. 110

3.5.1 Toma de muestras de suelo en el campo Pág. 110

3.6 ESTUDIO GEOLOGICO Pág. 112

3.6.1 Geología del área de estudio Pág. 112

3.6.1.1 Características Geomorfológicas Pág. 112

3.6.1.2 Geodinámica externa Pág. 113

3.6.1.3 Geodinámica interna Pág. 113

3.6.1.4 Formaciones Geológicas..... Pág. 114

3.7 ENSAYOS DE LABORATORIO Pág. 118

3.7.1 Clasificación de suelos Pág. 120

3.7.1.1 Clasificación de suelos según AASTHO Pág. 120

3.7.1.2 Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS) Pág. 121

3.8 ANALISIS DEL TALUD INESTABLE POR EL METODO DE DOVELAS HACIENDO USO DEL PROGRAMA SLIDE V 06..... Pág. 136

3.8.1 Descripción de la clasificación geotécnica del terreno de fundación para la estabilidad de taludes Pág. 125

3.8.2 Análisis de estabilidad de taludes de taludes por el método de dovelas Pág. 133

3.9 ANALISIS DEL TALUD INESTABLE POR EL METODO DE DOVELAS HACIENDO USO DEL PROGRAMA SLIDE V 06..... Pág. 136

3.10 TECNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCION DE DATOS Pág. 143



3.10.1 Técnica Pág. 143
3.10.2 Instrumento Pág. 143
3.10.3 Equipos Pág. 143

CAPÍTULO IV

PROPUESTA DE ESTABILIDAD DE TALUDES Pág. 147
4.1 ANALISIS DE LOS ANTECEDENTES Y CARACTERIZACION Pág. 147
4.1.1 Caracterización Geotécnica del talud seleccionado para su análisis y propuesta de estabilización Prog. 14+610 Pág. 149
4.1.2 Análisis por el Método de Dovelas – Felleniums Prog. 14+610 de la carretera Lampa – Caracara (Puno) Pág. 151
4.2 PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES INESTABLES PROG. 14+610 .Pág. 153
4.3 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN Pág. 155
4.4 DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO Pág. 158

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES Pág. 164
5.1 CONCLUSIONES Pág. 164
5.2 RECOMENDACIONES Pág. 165

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

ESTUDIOS DE SUELOS

PANEL FOTOGRÁFICO

PLANOS



RESUMEN

La investigación "Propuesta de Estabilización de Taludes Empleando el Método de Dovelas en la Carretera Lampa – Caracara de la Región Puno" consiste en obtener toda la información posible sobre las características topográficas, geológicas y geotécnicas que nos permita un diagnóstico de los problemas lo más preciso y real que sea posible y un diseño efectivo de su solución o remediación. Para el propósito de investigación es necesario conocer cuáles son los parámetros básicos que afectan la estabilidad de los taludes y caracterizarlos plenamente.

El objetivo del presente trabajo de investigación es el análisis de los deslizamientos de taludes por el método de dovelas y su propuesta de estabilización haciendo muros de contención, específicamente en la carretera Lampa – Caracara de la Región.

En cuanto a los Métodos de las Dovelas, estos son usados en aquellos casos en que la superficie de rotura del terreno es del tipo circular. De esta manera, el problema se aborda bidimensionalmente, tomando una sección transversal representativa del talud y dividiéndola en franjas del mismo tamaño. A cada dovela se le analiza su nivel de estabilidad, lo que permite concluir acerca de la seguridad global del talud.

Se requiere examinar en particular tres aspectos para evaluar la estabilidad de los taludes en términos de ingeniería. Es decir establecer las ecuaciones de equilibrio entre las fuerzas que inducen el deslizamiento y las resistentes. Los análisis proporcionan el valor del FS del talud para la superficie analizada, referido al equilibrio estricto o límite entre las fuerzas que actúan.

Una vez evaluado el FS de la superficie supuesta, es necesario analizar otras superficies de rotura, cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que tenga un FS óptimo en la carretera Lampa - Caracara.

La misión del ingeniero civil, es de proveer la solución más apropiada a los



problemas detectados, con base en los beneficios técnicos, costos, constructividad, limitaciones ambientales, derechos de propiedad y seguridad pública.

Al finalizar la presente tesis de investigación concluiremos con las Propuestas de estabilización de taludes empleando el Método de Dovelas , basándonos en la búsqueda de la información necesaria sobre las características topográficas, geológicas, geotécnicas las mismas que nos permitan realizar una valoración de los parámetros geotécnicos de riesgo y vulnerabilidad de los taludes en evaluación y así proponer alternativas de solución o remediación haciendo uso de conocimientos teóricos y prácticos de tecnologías modernas y de bajo costo. Como es el caso de los muros de contención de concreto simple y concreto armado.





NOTACION

AF	: Separación entre los dos frentes de Intemperismo y humedecimiento
$[B]$: Matriz que relaciona deformaciones con desplazamientos nodales
c	: Cohesión
c_{ps}	: Cohesión en condiciones de deformación plana
c^*	: Cohesión minorada por el coeficiente de seguridad
c_0	: Cohesión inicial en un problema de Intemperismo y humedecimiento
c_F	: Cohesión mínima tras una fase de Intemperismo y humedecimiento
D	: Espesor de la capa de suelo inestable
$d1$: Avance del primer frente de Intemperismo y humedecimiento
$d2$: Avance del segundo frente de Intemperismo y humedecimiento
$[D^e]$: Matriz de rigidez elástica
$[D^{ep}]$: Matriz de rigidez elasto-plástica
E	: Módulo de elasticidad
E^*	: Módulo de elasticidad multiplicado por el espesor
E_c	: Módulo de elasticidad confinado
$f(\sigma)$: Función de plastificación
F	: Coeficiente de seguridad
F_0	: Coeficiente de seguridad deseado
F_a	: Coeficiente correspondiente a la máxima Intemperismo y humedecimiento
F_b	: Coeficiente de Intemperismo y humedecimiento de valor unidad
F_d	: Coeficiente de Intemperismo y humedecimiento
F_p	: Fuerza de pretensado de los anclajes
$[F]$: Vector de fuerzas nodales
$g(\sigma)$: función potencial plástico
G	: módulo de rigidez transversal
G^*	: Módulo de rigidez transversal multiplicado por el espesor
h_t	: Espesor de tongada en la construcción de un terraplén
H	: Altura de talud
H_c	: Altura de talud corregida por efecto de la cohesión



i	: Inclinación de talud
I_1, I_2, I_3	: Invariantes de tensiones
$[J]$: Matriz Jacobiana
$J'_1 J'_2 J'_3$	Invariantes de tensiones desviadoras
$[K]$: Matriz de rigidez
n	: Relación entre el módulo de elasticidad en la dirección y y en la dirección x
N_c	: Coeficiente para cálculo de carga de hundimiento
N_q	: Coeficiente para cálculo de carga de hundimiento
$N \square$: Coeficiente para cálculo de carga de hundimiento
N	: Fuerza normal efectiva
p_h	: Carga de hundimiento de una zapata
P_i	: Puntos para definición de la zona degradada
r^2	: Coeficiente de correlación
R	: Coeficiente de reducción por altura del talud
s	: Separación entre anclajes
T	: Fuerza tangencial
u	: Presión intersticial
U	: Fuerza debida a las presiones intersticiales
\bar{v}	: Vector que define la dirección para la corrección de tensiones
A	: Angulo de las líneas de corriente con la horizontal
B	: Inclinación del talud
$[\delta]$: Vector de desplazamientos nodales
δ_{cl}	: Flecha en el centro luz de una membrana con deformación semicilíndrica
δ_m	: Flecha en el centro de una membrana con deformación esférica
ε^e	: Deformaciones elásticas
ε^p	: Deformaciones plásticas
φ	: Angulo de fricción interna
φ_{ps}	: Angulo de fricción interna en condiciones de deformación plana
φ^*	: Angulo de fricción interna minorado por el coeficiente de seguridad
η_k	: Parámetros resistentes de un modelo de comportamiento
λ	: Angulo de salida de una cuña que desliza
μ	: Coeficiente de Poisson
μ^+	: Coeficiente relacionado con la dilatancia
μ^*	: Coeficiente relacionado con el ángulo de fricción interna
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensiones principales de Cauchy



- σ^* : Tensión normal multiplicada por el espesor
- σ' : Tensión normal efectiva
- $d\sigma^d$: Incremento de tensiones debidas a la Intemperismo y humedecimiento
- σ'_d : tensión normal efectiva sobre un plano de deslizamiento
- τ : Tensión tangencial
- ξ : Inclinación de anclajes respecto a la horizontal
- ψ : Angulo de dilatancia





TESIS UANCV



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"



LISTADO DE FIGURAS

FIGURA	DESCRIPCIÓN	Pág.
Figura 1.1	Efectos directos e indirectos derivados de la ocurrencia de los deslizamientos de tierra.	12
Figura 1.2	Áreas donde frecuentemente ocurren deslizamientos en el mundo. Se puede observar que las amenazas coinciden con las principales cadenas montañosas.	13
Figura 2.1	Nomenclatura de taludes y laderas.	12
Figura 2.2	Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento.	13
Figura 2.3	Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG Commission on Landslides (1990).	15
Figura 2.4	Ángulo de desplazamiento (α).	17
Figura 2.5	Longitud y ángulo de recorrido. (Hunter y Fell, 2003).	17
Figura 2.6	Efecto del volumen del deslizamiento en la longitud de recorrido. (Hunter y Fell, 2003).	18
Figura 2.7	Caído o desprendimiento de suelo.	19
Figura 2.8	Esquema de caídos de roca y residuos.	20
Figura 2.9	Procesos que conducen al Volcamiento o inclinación en materiales residuales.	21
Figura 2.10	Inclinación y caídos en un proceso de erosión.	22
Figura 2.11	El volcamiento puede generar un desmoronamiento del talud o falla en escalera, formando caídos o derrumbes	23
Figura 2.12	Esquema de un proceso de reptación.	24
Figura 2.13	Reptación de macizos rocosos	25
Figura 2.14	Deslizamientos en suelos blandos.	25
Figura 2.15	Deslizamiento rotacional típico.	26
Figura 2.16	Desplazamiento de rotación en una ladera.	27
Figura 2.17	Deslizamientos sucesivos dentro de un movimiento general de rotación.	27
Figura 2.18	Desplazamiento rotacional en suelos residuales	28
Figura 2.19	Efectos de la estructura en la formación de los desplazamientos a rotación.	28
Figura 2.20	Deslizamiento de traslación en la vía Tijuana - Ensenada (México).	28
Figura 2.21	Ejemplos de desplazamientos de traslación.	29
Figura 2.22	Relaciones D/L para deslizamientos de traslación y rotación (Abramson y otros, 2002).	30
Figura 2.23	El mecanismo de falla es la explicación técnica de la forma como un talud estable se convierte en inestable, por la acción del deterioro y los agentes activadores.	31
Figura 2.24	Equilibrio o desequilibrio de fuerzas en talud	35
Figura 2.25	El efecto de deterioro	35
Figura 2.26	Deformaciones de pre-falla en el deslizamiento de "Les grandes murailes" en Francia (Leroueil y otros, 1996).	36
Figura 2.27	Evolución de un deslizamiento en la roca fracturada al profundizarse en un cauce por erosión permanente.	38
Figura 2.28	Inicio de una falla progresiva.	38



Figura 2.29	Deformaciones con el tiempo, de un talud en arcilla al realizar un corte analizada por elementos finitos (Leroueil y otros 1996).	39
Figura 2.30	Esquema de la generación de una falla progresiva en suelos que pierden resistencia al deformarse (Pathak y otros, 2008).	40
Figura 2.31	Explicación de las diversas etapas en un proceso de falla progresiva en arcillas (Petley y otros, 2005).	40
Figura 2.32	Se muestra la representación gráfica de la ecuación de Coulomb.	43
Figura 2.33	El ángulo de reposo coincide con el ángulo de fricción en una arena seca.	44
Figura 2.34	Curvas esfuerzo de corte-desplazamiento en un ensayo de Corte directo (Duncan y Wright, 2005)	46
Figura 2.35	Envoltentes de falla de las Resistencias Pico y Residual.	48
Figura 2.36	La presión de poros trata de separar las partículas y de esta forma, se disminuye la resistencia a la fricción.	49
Figura 2.37	Medición de la presión de poros.	49
Figura 2.38	Esfuerzos totales y efectivos. $\sigma'(\text{efectivo}) = \sigma(\text{total}) - \mu$	53
Figura 2.39	Dirección de los esfuerzos principales en la falla de un talud	56
Figura 2.40	Envolvente de falla y círculo de Mohr.	57
Figura 2.41	Envoltentes de resistencia al cortante para esfuerzos efectivos en arenas, gravas o enrocados. (Duncan y Wright, 2005).	57
Figura 2.42	Envolvente de falla no lineal de Maksimovic (1989).	58
Figura 2.43	Trayectoria de esfuerzos.	58
Figura 2.44	Trayectoria de esfuerzos en un ensayo de corte directo para condiciones drenadas y no-drenadas (Duncan y Wright, 2005).	59
Figura 2.45	Ejemplo de un análisis de estabilidad de taludes (U. S. Corps of Engineers, 2003)	78
Figura 2.46	Superficie de falla y dirección de la resistencia al cortante (U. S. Corps of Engineers, 2003).	83
Figura 2.47	Formas de la superficie de falla (U. S. Corps of Engineers, 2003).	84
Figura 2.48	Métodos de análisis de estabilidad de taludes.	88
Figura 2.49	Tipos de bloques o cuñas para análisis de estabilidad de los taludes.	93
Figura 2.50	Sección típica de una falla de doble cuña (Cornforth, 2005).	94
Figura 2.51	Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado (Duncan y Wrigth, 2005).	96
Figura 2.52	Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas (Duncan y Wright, 2005).	97
Figura 2.53	Diagrama de flujo de la adquisición de datos en la investigación y mapeo de deslizamientos.	162



LISTADO DE TABLAS

Tabla 2.1	Elementos fundamentales para tener en cuenta en la elaboración de modelos conceptuales de deslizamientos.	Pág. 33
Tabla 2.2	Valores típicos del parámetro Skempton	Pág. 51
Tabla 2.3	Metodologías utilizadas en la modelación de taludes	Pág. 81
Tabla 2.4	Se enumeran algunos de los métodos más utilizados.	Pág. 89
Tabla 2.5	Listado de tablas para el cálculo de la estabilidad de taludes disponibles en la tesis.	Pág. 90





INTRODUCCIÓN

INTRODUCCION

Los deslizamientos de tierra son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daños en las propiedades, por valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb y Hrod, 1989). Los deslizamientos producen cambios en la morfología del terreno, diversos daños ambientales, daños en las obras de infraestructura, destrucción de viviendas, puentes, bloqueo de ríos, etc.

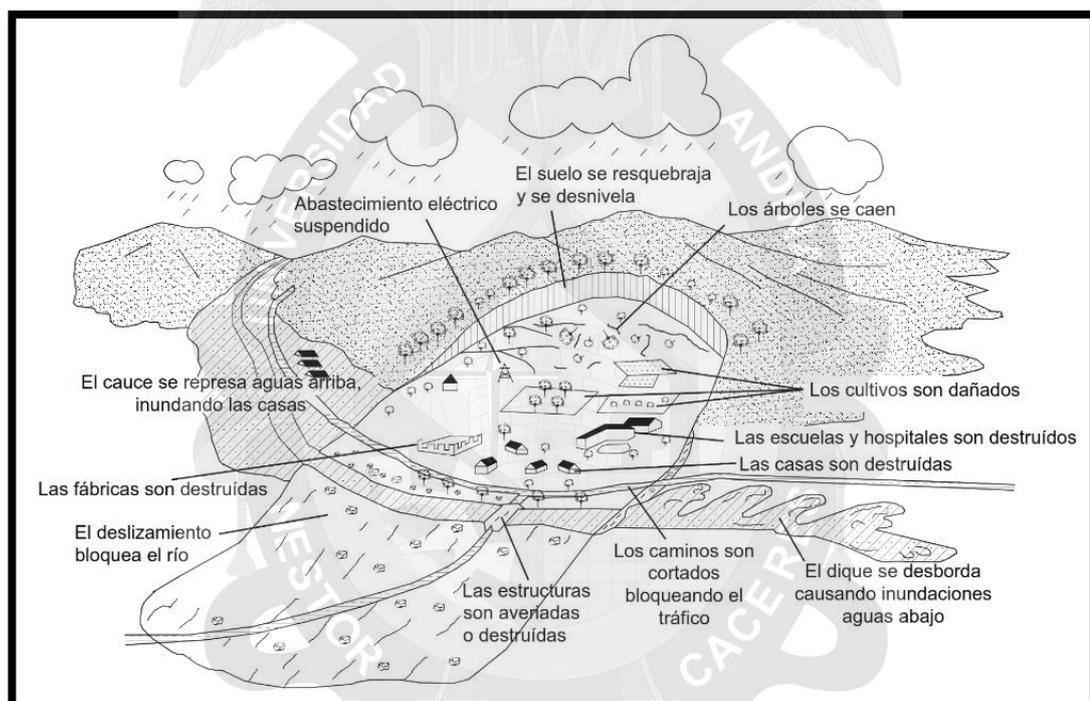


Figura 1.1 Efectos directos e indirectos derivados de la ocurrencia de los deslizamientos de tierra.

El volumen total de daños es superior al de los terremotos y las inundaciones. Sin embargo, un gran porcentaje de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se implementan las medidas de prevención o control. Los deslizamientos están relacionados con las montañas según se observa.



Figura 1.2 Áreas donde frecuentemente ocurren deslizamientos en el mundo. Se puede observar que las amenazas coinciden con las principales cadenas montañosas.

Aunque en todos los sistemas de montañas ocurren deslizamientos de tierra, algunas regiones son más susceptibles a las amenazas por movimientos del terreno. Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos de tierra, debido a que generalmente se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia tales como el relieve, la sismicidad, la meteorización y las lluvias intensas.

El presente tema de investigación intenta resumir el estado del conocimiento en el análisis de los deslizamientos de taludes y su propuesta de estabilización haciendo uso del método de Dovelas, específicamente en la carretera Lampa – Caracara de la Región.

El objetivo es determinar las propiedades geomecánicas de la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno y así proponer los métodos de estabilización de taludes; Empleando el Método de Dovelas.



CAPITULO I EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN



CAPITULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. CARACTERIZACIÓN DEL PROBLEMA

Los fenómenos de deslizamientos en taludes suelen ir asociados a la degradación de las propiedades físico mecánicas a partir de su superficie o por diferentes procesos o fenómenos que se presentan en la naturaleza como fenómenos meteorológicos, procesos de degradación, sismos, entre otros.

Los problemas de estabilidad de taludes, tanto naturales como los construidos por el hombre, han sido objeto de estudio, especialmente en el ámbito de la ingeniería civil, la mayoría de los esfuerzos se han centrado en el análisis de la estabilidad de los taludes, tanto a corto como a largo plazo, entendiéndose dicha estabilidad desde varios puntos de vista: roturas globales en las que se ve involucrado todo el talud, roturas profundas a través del talud, deslizamientos superficiales, etc.

Las zonas de la Región Alto Andina son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos de tierra debido a que generalmente, se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia tales como son la topografía, geología, sismicidad, meteorización y lluvias intensas.

Los deslizamientos son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daños en las propiedades por un valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb-1999); sin embargo, muy pocas personas son conscientes de su importancia. Hoy en día, el gran volumen de construcción lineal (carreteras, autopistas, puentes, etc.), hacen que sea necesario alterar constantemente la superficie del terreno, siendo unidades de obra comunes la excavación de desmontes y la construcción de terraplenes.



En ambos casos, se tiene una superficie creada de forma artificial, y que se verá sometida a la acción de diferentes agentes externos.

Siempre se habla del cálculo de la estabilización de taludes tratando de encontrar o estar dentro de los rangos de un factor de seguridad conocido como FS, olvidándonos que al romperse este valor por un mal cálculo o por factores que no son tomados en cuenta a la hora del cálculo se producen deslizamientos ya sean por errores naturales o producidos por la gente dentro del hábitat entre otros.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

La presente investigación es descriptiva cuya finalidad es investigar los deslizamientos en los taludes de la Carretera Lampa – Caracara en la Región Puno con el empleo del método de análisis o cálculos denominado DOVELAS. En la actualidad los fenómenos atmosféricos, así como las constantes modificaciones hechas por el hombre sobre los terrenos en el afán de expandirse y buscar nuevas zonas para habitar, así como la exploración de zonas para vías de comunicación para el traslado de materias primas y la comunicación de los pueblos y ciudades, han hecho que se vengán degradando las características morfológicas de los suelos produciéndose fallas en los mismos. En la actualidad muchos deslizamientos han causado la pérdida de vidas humanas, la devastación de zonas agrícolas, el bloqueo de vías entre otros, los cuales se traducen en pérdidas humanas y económicas. Por tanto es necesario detectar y prevenir los deslizamientos, así mismo es necesario obtener toda la información posible sobre las características topográficas, geológicas, geotécnicas y ambientales que permitan un diagnóstico de los problemas los más preciso y real que sea posible y un diseño efectivo para su solución o remediación.

Para el propósito de la presente investigación es necesario conocer cuáles son los parámetros y características geomecánicas de los taludes en la carretera Lampa – Caracara de la Región y así caracterizarlos



plenamente.

La presente investigación tendrá como propósito proponer la estabilización de taludes, habiendo analizado el mismo por el empleando el método de Dovelas y así plantear propuesta de estabilización del talud.

Considerando 03 aspectos importantes que son:

Primero; Definir en tres dimensiones las características de la masa de suelo o tierra inestable con referencia particular a las superficies de cortante y los planos de falla. (Topografía y geología)

Segundo; Analizar las propiedades y características de los materiales y los elementos activadores tales como régimen hidrológico y los eventos sísmicos. Haciendo uso del método de cálculo, de nombre Dovelas, obteniendo así un dato muy importante FACTOR DE SEGURIDAD.

Tercero; Caracterizar geotécnicamente el deslizamiento de suelos y así proponer alternativas de solución, como por ejm Muros de contención, tratándose de la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno. Y así obtener un talud estable, seguro y muy lejano a sufrir riesgos geológicos (deslizamientos).

1.2.1. Planteamiento del Problema General

Para la presente investigación se plantea el problema básico siguiente:

- A. ¿Cuál es el Método de análisis que nos permitirá una adecuada estabilización de taludes en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno?

1.2.2. Planteamiento de los problemas específicos

Para la presente investigación se definen los siguientes problemas específicos:



A.1 ¿Qué características geomecánicas obtendremos empleando el Método de dovelas para la estabilización de taludes en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno?

A.2 ¿Cuáles son los Factores de Seguridad que se obtendrán empleando el Método de Dovelas para la estabilización de taludes en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno?

1.3. FORMULACIÓN DE LOS OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general.

- a. Determinar las Alternativas de estabilización de taludes empleando el Método de Dovelas en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno.

1.3.2. Objetivos Específicos.

- a. Determinar las propiedades geomecánicas empleando el Método de Dovelas en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno.
- b. Determinar los factores de Seguridad empleando el Método de Dovelas en la Carretera Lampa – Caracara de la Region Puno.

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

1.4.1. Justificación teórica

Los deslizamientos de tierra son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daños de diferentes propiedades, por el valor de miles de soles al año. Los deslizamientos producen cambios en la morfología del terreno, diversos daños ambientales, daños en las obras de infraestructura, destrucción de viviendas, puentes, bloqueo de vías, ríos, etc.



El volumen de daños es superior a lo de los terremotos y las inundaciones, sin embargo un gran porcentaje de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se implementan las medidas de prevención o control. Siempre se han relacionado a los deslizamientos con las montañas, aunque en todos los sistemas de montañas ocurren deslizamientos de tierra, algunas regiones son más susceptibles a las amenazas por movimientos del terreno.

Las zonas montañosas son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamiento de tierra, debido a que generalmente se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia tales como el relieve, la sismicidad, la meteorización y las lluvias intensas.

La presente investigación intenta recolectar la mayor información sobre el análisis de los deslizamientos de suelos presentes en la carretera Lampa – Caracara y así proponer su estabilización de los taludes aplicando el Método de Dovelas.

1.4.2. Justificación Práctica

Es necesario conocer sobre el tema de deslizamientos puesto que en la carretera Lampa – Caracara, el deslizamiento de taludes es actualmente un problema activo y latente, por su misma formación geológica, geomorfológica, en la cual se han producido muchos deslizamientos, afectando la mencionada vía de comunicación.

La prevención es una de las prácticas que más se deben de tomar en cuenta por tanto es necesario establecer un análisis geotécnico y geomecánico de los componentes de los suelos de los taludes ubicados en la carretera Lampa – Caracara. Ya que frecuentemente se vienen presentando deslizamientos de los mencionados materiales, que a la fecha no han sido controlados ni mucho menos estudiados para evitar los riesgos geológicos en la mencionada vía de comunicación.



Es necesario proponer la estabilización de los taludes de suelos (finos), empleando el Método de Dovelas en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno, y no esperar a que se produzcan daños materiales o pérdidas humanas para actuar.

1.4.3. Justificación Metodológica

El presente trabajo de investigación es DESCRIPTIVA, ya que nos permite describir y caracterizar geotécnicamente el talud para su estabilización, haciendo uso de ensayos "in situ" de la zona de estudio sobre todo en las zonas donde se hayan producido deslizamientos.

Metodología analítica: Aplicación del Método de Dovelas, con el objetivo de analizar las condiciones de estabilidad de los taludes naturales, la seguridad y funcionabilidad de los taludes artificiales. En base a los resultados plantear métodos de mitigación o remediación adecuados.

1.4.4. Justificación económica

El comportamiento de los suelos en la zona de estudio afecta directamente a la vía de comunicación y al medio ambiente natural paisajístico, así como el deterioro de zonas declaradas como de riesgo.

1.5. LIMITACIONES DEL ESTUDIO

El desarrollo de la presente tesis tendrá las siguientes limitaciones:

- El estudio se limita dentro a la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno.
- Evaluación y propuestas de estabilización de taludes empleando el Método de Dovelas, siendo este un método solo para superficie de fallas circulares (suelos) en la carretera Lampa – Caracara, ubicada en la Provincia de Lampa de la región Puno.

El análisis y la evaluación del deslizamiento generalmente, requieren de experiencia del profesional encargado, sin embargo, la experiencia puede ser mala consejera porque lo que ocurrió en un sitio no es necesariamente lo que está ocurriendo en un sitio distinto, así, los factores exteriores lo



indiquen, en estabilidad de taludes son muchos los errores que se han cometido por falta de profundización en los estudios y por creer que la primera teoría planteada es la verdadera.

1.6. HIPÓTESIS DEL TRABAJO DE INVESTIGACION.

1.6.1. Hipótesis General.

H. El empleo del Método de Dovelas, es óptimo para determinar la estabilización de Taludes en la Carretera Lampa – Caracara de la Región Puno, por ser un método ordinario y confiable. Considerando que los deslizamientos son predecibles, evitables, calculables y manejables. Evitándose así daños materiales y las pérdidas humanas.

1.6.2. Hipótesis Específicas

- a) Los taludes se caracterizan por estar compuestos de propiedades geomecánicas (suelos, rocas) siendo estos un factor muy predominante para la estabilización de taludes de la Carretera Lampa – Caracara de la Región Puno.
- b) Los factores de seguridad empleando el Método de Dovelas son adecuados para la estabilización de taludes en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno.

1.7 VARIABLES E INDICADORES DE LAS VARIABLES DE ESTUDIO

1.7.1. Variables independientes

Método dovelas

Indicadores

- Peso específico de suelos
- Cohesión
- Angulo de fricción
- Porcentaje de humedad



- Grado de inclinación
- Nivel freático

1.7.2. Variables dependientes

Estabilidad de talud

Indicadores

- Propuesta de estabilidad de taludes.
- Factor de seguridad

1.7.3 Operacionalización de las Variables





VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADOR	VALORIZACIÓN
VARIABLE INDEPENDIENTE	Peso específico de suelos	Densidad	g/cm 3
MÉTODO DOVELAS	Cohesión	Adherencia	Kg/cm 2
	Angulo de fricción	Rozamiento	0°
	Porcentaje de humedad	Presencia de agua	%
	Grado de inclinación	Pendiente	°grados
	Nivel freático	Agua subterránea	m.
VARIABLE DEPENDIENTE	Propuesta de estabilidad de taludes	Muros de contención.	Adimencional
ESTABILIDAD DE TALUD			
	Factor de seguridad	Seguridad de deslizamiento	Adimencional



CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO



CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. NOMENCLATURA Y CLASIFICACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS

Suarez (2013) Sostiene: "Los taludes y sus procesos son estudiados por una gran variedad de disciplinas del conocimiento tales como: La geología, la geomorfología, la geotecnia, las ciencias del suelo, la hidrología, las ciencias forestales, etc. Además, muchas otras disciplinas tienen relación con los taludes y sus efectos o implicaciones: la arquitectura, la planeación urbana, la ingeniería en todas sus especialidades, la agricultura, el turismo, etc" (Pag. 2).

Suarez (2013) Sostiene: " El resultado es la presencia de múltiples ciencias en las cuales se utiliza gran variedad de términos para describir procesos similares. En el presente capítulo, se establece la nomenclatura básica que se recomienda sea utilizada para el estudio de los taludes y los deslizamientos de tierra y se define la clasificación de los diferentes tipos de movimientos, desde el punto de vista geotécnico" (Pag. 2).

Suarez (2013) Sostiene: " La nomenclatura más comúnmente utilizada en las ciencias geotécnicas, se basa en los sistemas de clasificación propuestos por Hutchinson (1968) y por Varnes (1958 y 1978). Este último sistema fue actualizado por Cruden y Varnes en el "Special Report 247" del Transportación Research Board de los Estados Unidos (1996) y es el sistema de nomenclatura y clasificación más utilizado en el mundo. A esta clasificación se le agregaron a algunos elementos nuevos e importantes, aunque en términos generales, se mantuvieron los principios básicos de la clasificación del TRB, complementándolos con otros vocablos términos, los cuales no se encontraban en la terminología original del TRB. Por otra parte, en cada país o región se utilizan algunos vocablos propios. Los términos básicos más aceptados universalmente son el de "talud" para identificar una superficie con relieve inclinado y el de "deslizamiento" para

los movimientos del talud" (Pag. 2).

2.1.1. Talud

Suarez (2013) Sostiene: "Un "talud" o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura. En la literatura técnica se define como "ladera" cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y "talud" cuando se conformó artificialmente (Figura 2.1). Los taludes se pueden agrupar en tres categorías generales: los terraplenes, los cortes de laderas naturales y los muros de contención. Se pueden presentar combinaciones de los diversos tipos de taludes y laderas" (Pag. 3).

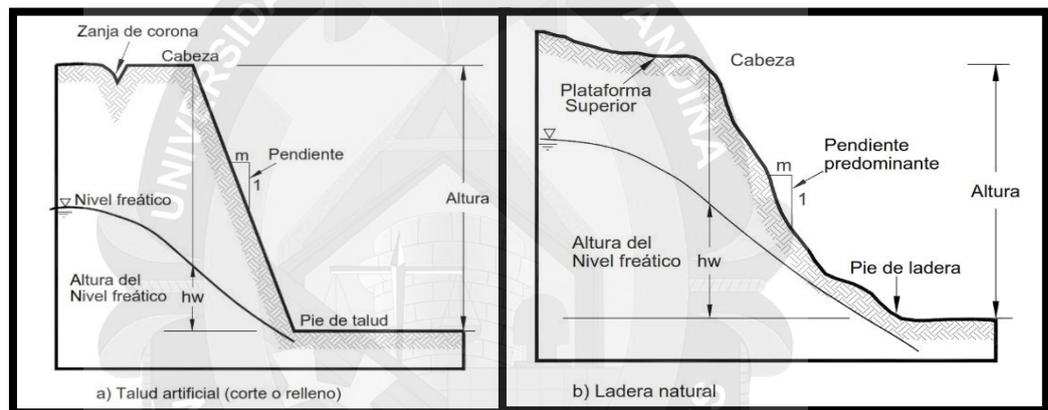


Figura 2.1 Nomenclatura de taludes y laderas.

Suarez (2013) Sostiene: "Las laderas o taludes que han permanecido estables por muchos años, pueden fallar debido a cambios topográficos, sísmicos, a los flujos de agua subterránea, a los cambios en la resistencia del suelo, la meteorización o a factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad. Un talud estable puede convertirse en un "deslizamiento" (Pag. 3).

2.1.2. Deslizamiento

Suarez (2013) Sostiene: "Los deslizamientos ("Landslides") consisten en "movimientos de masas de roca, residuos o tierra, hacia abajo de un talud" (Cruden 1991). En el término "deslizamiento" se incluyen tanto los procesos de erosión como los procesos denudacionales. La naturaleza precisa del proceso no está incluida en la definición e incluye procesos que son

producto de la acción de las fuerzas gravitacionales, hidráulicas, etc. En la presente tesis no se utiliza la denominación "Fenómeno de remoción en masa" (Mass Wasting), por considerarlo poco universal. Sin embargo, en algunos países, este término es utilizado regularmente. Algunos países utilizan otros nombres autóctonos como "deslaves" (Pag. 5).

Suarez (2013) Sostiene: " Los movimientos ocurren generalmente a lo largo de las superficies de falla, por caída libre, movimientos en masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera, pueden moverse hacia abajo mientras otros se mueven hacia arriba. Los fenómenos de inestabilidad incluyen, generalmente, una combinación de procesos erosionales y denudacionales interrelacionados entre sí y a menudo mezclados (Pag. 5). Suarez (2013) Sostiene: " Por ejemplo, la erosión en ríos es un fenómeno activador de movimientos en masa y los dos fenómenos actúan conjuntamente en el proceso de inestabilidad. Los procesos denudacionales pueden activar procesos erosionales y viceversa. Los procesos de erosión actúan generalmente sobre las capas más subsuperficiales del perfil y los denudacionales o de "remoción en masa" afectan el perfil a una profundidad considerable (Pag. 5).

2.1.2.1. Partes de un Deslizamiento

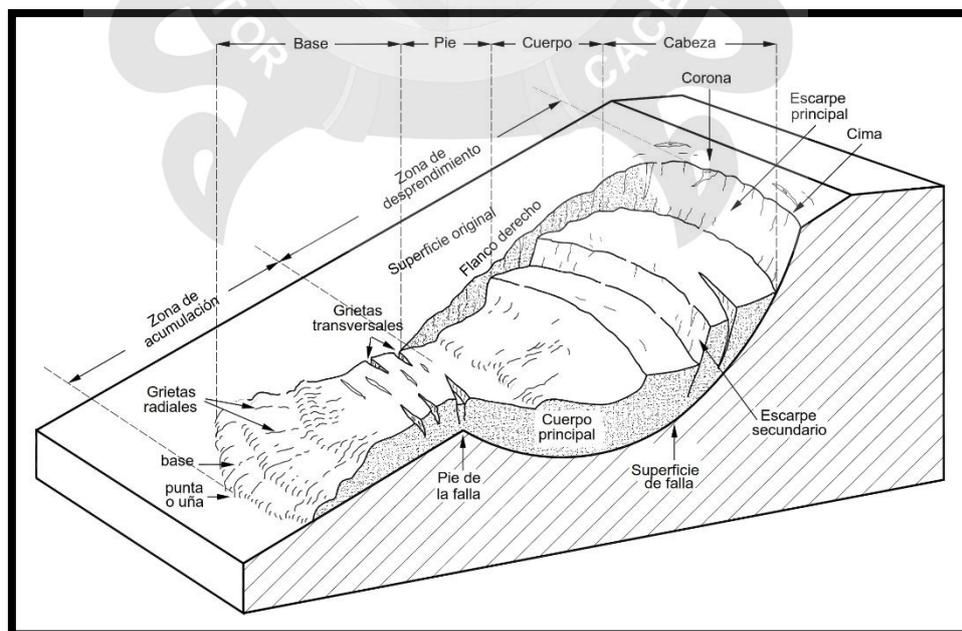


Figura 2.2 Nomenclatura de las diferentes partes que conforman un deslizamiento.



En la figura 2.2 se muestra un deslizamiento típico o desplazamiento en masa. Las partes principales son las siguientes:

Cabeza. Parte superior de la masa de material que se mueve. La cabeza del deslizamiento no corresponde necesariamente a la cabeza del talud. Arriba de la cabeza está la corona.

Cima. El punto más alto de la cabeza, en el contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

Corona. El material que se encuentra en el sitio, (prácticamente inalterado), adyacente a la parte más alta del escarpe principal, por encima de la **cabeza**.

Escarpe principal. Superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de la falla.

Escarpe secundario. Superficie muy inclinada producida por el desplazamiento diferencial dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios.

Superficie de falla. Área por debajo del movimiento y que delimita el volumen del material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de la falla no se mueve, mientras que el que se encuentra por encima de ésta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla.

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

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

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

Cuerpo principal del deslizamiento. El material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla. Se pueden presentar varios cuerpos en movimiento.

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

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

diferenciar el flanco derecho y el izquierdo.

Derecha e izquierda. Para describir un deslizamiento se recomienda utilizar la orientación geográfica (Norte, Sur, Este, Oeste); pero si se emplean las palabras derecha e izquierda, deben referirse al deslizamiento observado desde la corona hacia el pie.

2.1.2.2. Dimensiones de los movimientos

Para definir las dimensiones de un movimiento se utiliza la terminología recomendada por el IAEG (Figura 2.3):

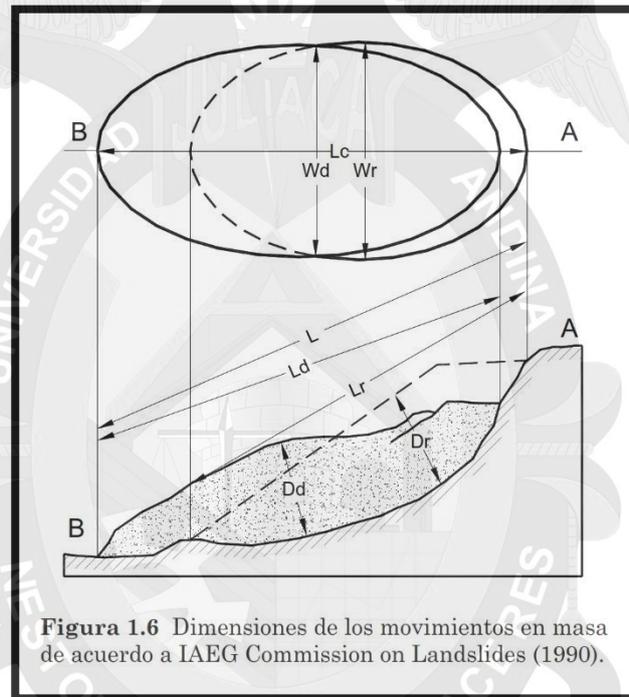


Figura 2.3 Dimensiones de los movimientos en masa de acuerdo a IAEG Commission on Landslides (1990).

Ancho de la masa desplazada W_d . Ancho máximo de la masa desplazada, perpendicular a la longitud L_d .

Ancho de la superficie de falla W_r . Ancho máximo entre los flancos del deslizamiento perpendicular a la longitud L_r .

Longitud de la masa deslizada L_d . Distancia mínima entre la punta y la cabeza.

Longitud de la superficie de falla L_r . Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.

Profundidad de la masa desplazada D_d . Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por W_d y L_d .

Profundidad de la superficie de falla Dr. Máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, Medida perpendicularmente al plano conformado por W_r y L_r .

Longitud de la línea central Lc. Distancia que hay desde la punta (o uña) hasta la corona del deslizamiento, a lo largo de los puntos ubicados sobre la superficie original y equidistantes de los bordes laterales o flancos. Igualmente, se deben medir alturas del nivel freático, alturas de los escarpes, radios de rotación del movimiento, pendientes de la superficie antes y después de la falla. En los deslizamientos la escala horizontal debe ser igual a la vertical. Se recomienda que las dimensiones sean identificadas en planos en planta y perfil del deslizamiento.

2.1.2.3. Volumen de un Deslizamiento

El volumen del deslizamiento se mide en metros cúbicos después de la falla. El volumen aproximado de un desplazamiento de rotación puede calcularse utilizando la expresión:

$$Vol_{des} = \left(\frac{1}{6} \pi D_r x W_r x L_r \right) F_{ex}$$

Donde F_{ex} : Factor de expansión del suelo al ser perturbado.

El volumen de material medido antes del deslizamiento, generalmente aumenta con el movimiento debido a que el material se dilata.

El término "Factor de expansión" puede ser utilizado para describir este aumento en volumen, como un porcentaje del volumen antes del movimiento.

Este factor es comúnmente de 1.25 a 1.30. En algunas ocasiones, como en el caso de la roca el factor de expansión puede ser hasta de un 70% ($F_{expansión} = 1.7$).

El volumen del deslizamiento es importante para determinar la amenaza y el riesgo en los flujos y avalanchas. De acuerdo con el volumen y la concentración de sedimentos se puede determinar la velocidad del flujo.

2.1.2.4. Ángulo de Desplazamiento

El ángulo de desplazamiento α determina el volumen de material de un flujo y su velocidad (Figura 2.4). A menor α , el volumen total puede ser mayor,

pero la velocidad del movimiento tiende a ser menor. Sin embargo, la velocidad también depende de la pendiente de la zona de desprendimiento y la longitud del recorrido.

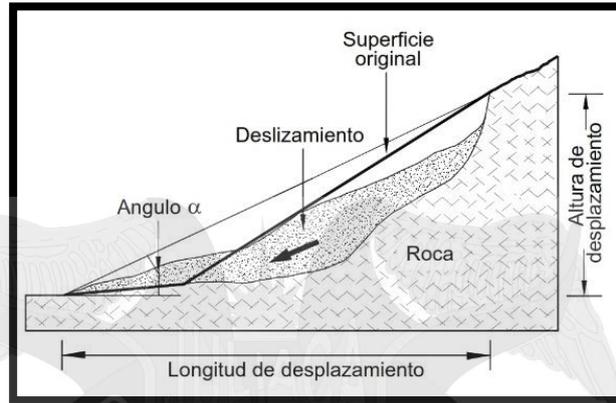


Figura 2.4 Ángulo de desplazamiento (α).

2.1.2.5. Ángulo y longitud de recorrido

En los movimientos de flujo, especialmente en los flujos rápidos, el ángulo y la longitud de recorrido, pueden determinar la magnitud del riesgo. El ángulo de desplazamiento inicial determina las condiciones al inicio del movimiento y el ángulo de recorrido (figura 2.5) afecta el proceso del flujo hasta que se detiene o alcanza su longitud total de recorrido.

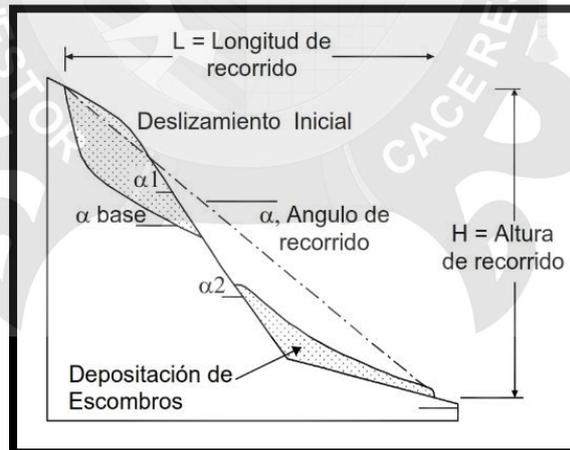


Figura 2.5 Longitud y ángulo de recorrido. (Hunter y Fell, 2003).

Esta longitud depende del ángulo de inclinación y geometría del talud, del tipo de material, del contenido de agua, del volumen del deslizamiento y del confinamiento del canal de flujo, entre otros factores. Por ejemplo, a mayor volumen del deslizamiento, mayor es la longitud de recorrido (Figura 2.6).

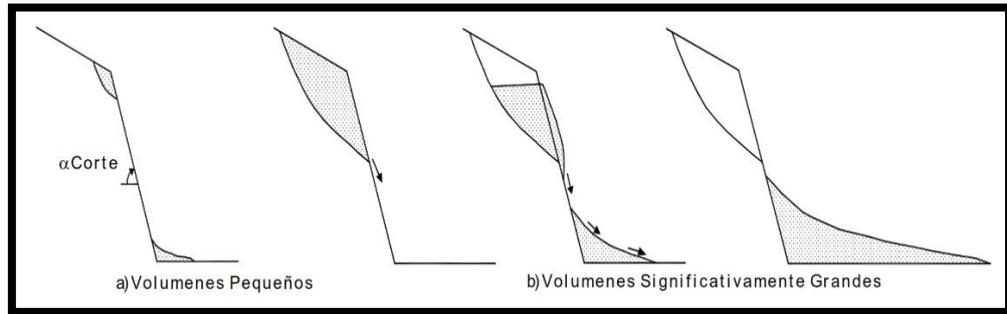


Figura 2.6 Efecto del volumen del deslizamiento en la longitud de recorrido. (Hunter y Fell, 2003).

Hunter y Fell (2003) indican algunas de las condiciones que influyen en la longitud de recorrido:

- La distancia de recorrido es significativamente mayor, cuando el canal de flujo es confinado.
- Los deslizamientos de menor volumen (menos de 500 m³), con canales de flujo no confinados, depositan los materiales a lo largo de la totalidad del recorrido independientemente del ángulo de desplazamiento. Si el ángulo de inclinación del canal de flujo es menor de 15°, la longitud de recorrido es relativamente corta.
- En los deslizamientos de gran volumen, con canales de flujo no confinados, parte del deslizamiento se deposita sobre el talud de origen y otra parte, a lo largo del canal de recorrido. En este caso las distancias de recorrido son significativas aún para pendientes pequeñas del canal de flujo.
- Los deslizamientos rápidos, a lo largo de canales parcialmente confinados, generalmente muestran características similares a aquellos de los canales no confinados.
- En los deslizamientos rápidos, a lo largo de canales confinados de gran pendiente, la longitud de recorrido es grande (independientemente del volumen del deslizamiento) debido a las presiones de aire dentro del flujo.

2.2. CLASIFICACION DE LOS MOVIMIENTOS

Suarez (2013) Sostiene: "Para la clasificación de los deslizamientos se presenta el sistema propuesto por Varnes (1978), el cual tipifica los principales tipos de movimiento. Para el propósito de la presente tesis, se presentan algunas adiciones a los procesos de movimiento identificados originalmente por Varnes. Algunos de estos movimientos están incluidos en la clasificación de los procesos de deterioro (previos a un deslizamiento) y es difícil identificar cuándo son procesos de deterioro y cuándo son componentes principales del movimiento del talud. Por ejemplo, la erosión se clasifica como un proceso y no como un tipo de movimiento" (Pag. 8).

2.2.1. Caído

Caído es el desprendimiento y caída de materiales del talud. En los caídos se desprende una masa de cualquier tamaño desde un talud de pendiente fuerte a lo largo de una superficie en la cual el desplazamiento de corte es mínimo o no se da.

Este desplazamiento se produce principalmente por caída libre, a saltos o rodando (Figura 2.8). Los caídos de suelo, en escarpes semi-verticales, representan un riesgo importante para los elementos que están debajo del talud (Figura 2.7).

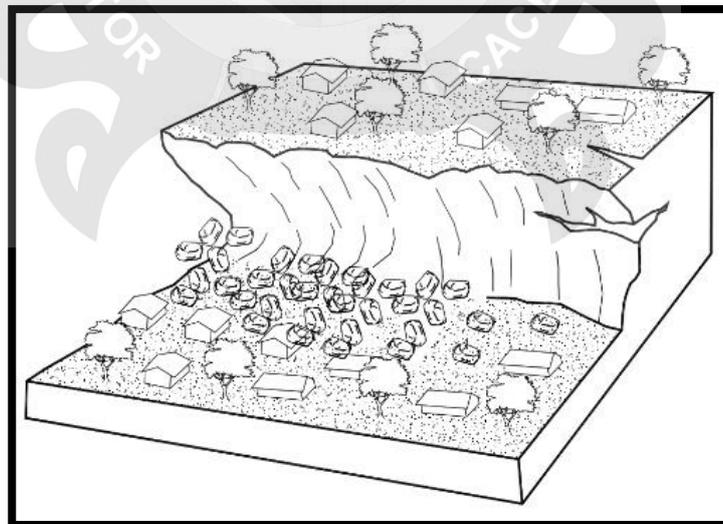
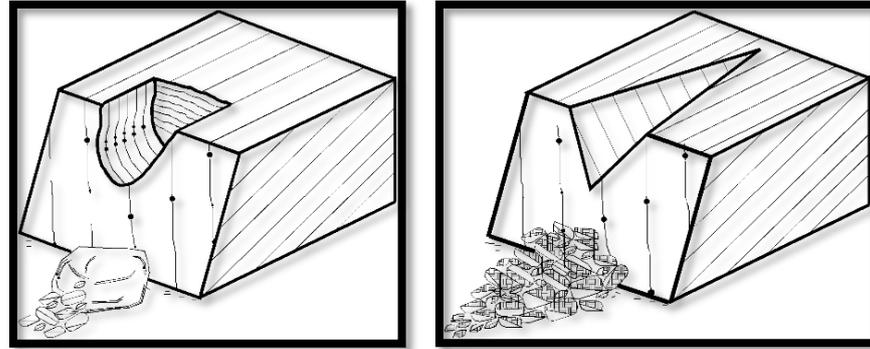


Figura 2.7 Caído o desprendimiento de suelo.



a) Caído de Roca

b) Caído de Residuos

Figura 2.8 Esquema de caídos de roca y residuos.

Suarez (2013) Sostiene: “Los caídos pueden incluir desde suelo y partículas relativamente pequeñas, hasta bloques de varios metros cúbicos. Los fragmentos son de diferentes tamaños y generalmente se rompen en el proceso de caído. Los “caídos de roca” corresponden a bloques de roca relativamente sana; los caídos de residuos o “detritos”, están compuestos por fragmentos de materiales pétreos y los caídos de tierra, corresponden a materiales compuestos de partículas pequeñas de suelo o masas blandas. Los caídos o desprendimientos de suelo ocurren en taludes de muy alta pendiente, especialmente en las terrazas producto de depósitos aluviales” (Pag. 9)

2.2.2. Inclinación o Volcamiento

Este tipo de movimiento consiste en una rotación hacia adelante de una unidad o unidades de material térreo con centro de giro por debajo del centro de gravedad de la unidad. Generalmente, los volcamientos ocurren en las formaciones rocosas, pero también, se presentan en suelos cohesivos secos y en suelos residuales (Figura 2.9). La inclinación puede abarcar zonas muy pequeñas o incluir volúmenes grandes hasta de varios millones de metros cúbicos.

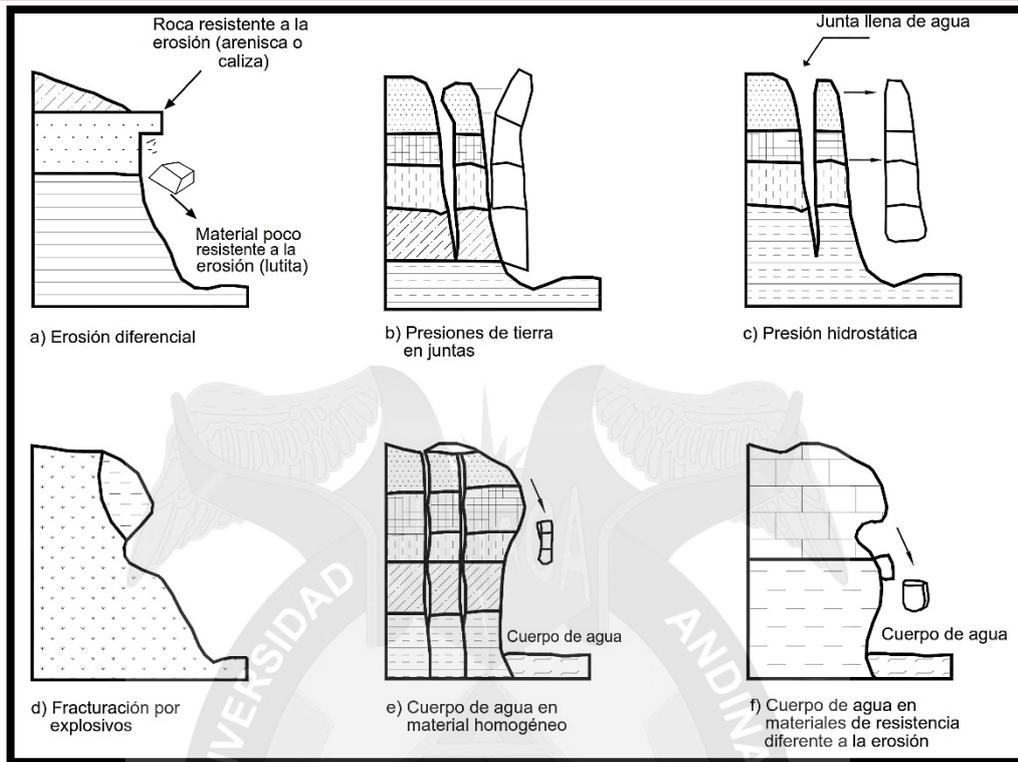


Figura 2.9 Procesos que conducen al Volcamiento o inclinación en materiales residuales.

Suarez (2013) Sostiene: “Las características de la estructura de la formación geológica determinan la forma de ocurrencia de la inclinación. Las características de buzamiento y estratificación de los grupos de discontinuidades definen el proceso, la naturaleza del proceso, la altura y el tamaño del bloque inclinado” (Pag. 9)

Dependiendo de las características geométricas y de la estructura geológica, la inclinación puede o no terminar en caídos o en derrumbes (Figura 2.10 y 2.11). Las fuerzas que producen el volcamiento son generadas por las unidades adyacentes, el agua en las grietas o juntas, las expansiones y los movimientos sísmicos. Las inclinaciones pueden variar de extremadamente lentas a extremadamente rápidas.

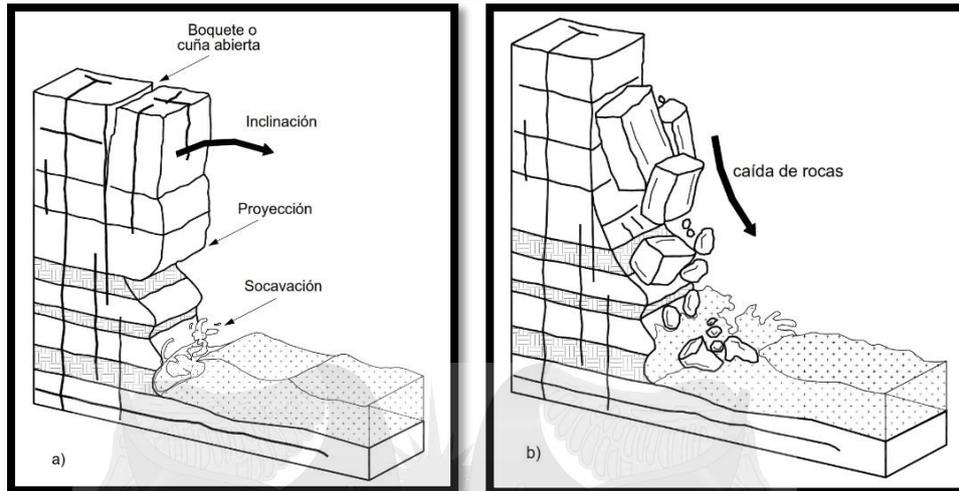


Figura 2.10 Inclinación y caídos en un proceso de erosión.

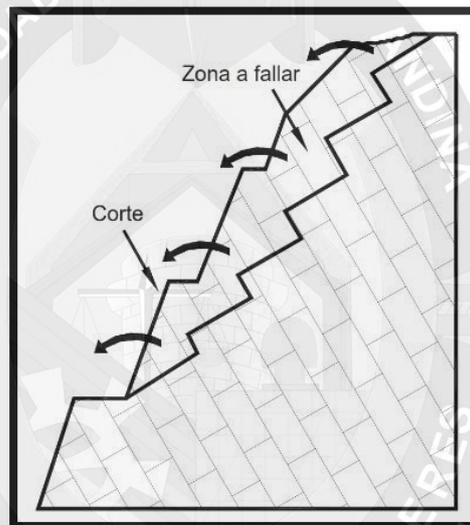


Figura 2.11 El volcamiento puede generar un desmoronamiento del talud o falla en escalera, formando caídos o derrumbes

2.2.3. Reptación ("Creep")

La reptación o "creep" consiste en movimientos del suelo subsuperficial desde muy lentos a extremadamente lentos sin una superficie definida de falla. La profundidad del movimiento puede ser desde pocos centímetros hasta varios metros. Generalmente, el desplazamiento horizontal es de unos pocos centímetros al año y afecta a grandes áreas de terreno (Figura 2.12).

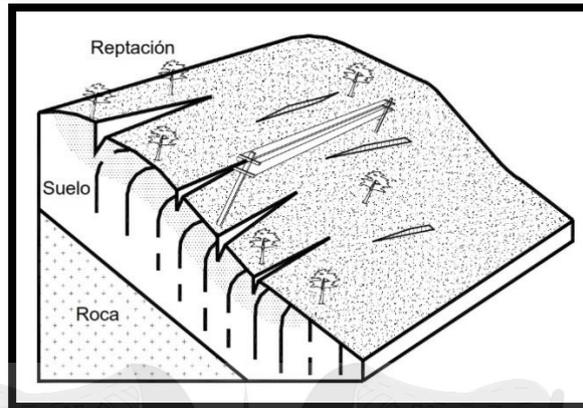


Figura 2.12 Esquema de un proceso de reptación.

La reptación puede preceder a movimientos más rápidos como los flujos o deslizamientos traslacionales. La reptación comúnmente ocurre en las laderas con pendiente baja a media. Se le atribuye a las alteraciones climáticas relacionadas con los procesos de humedecimiento y secado en los suelos, usualmente arcillosos, muy blandos o alterados, con características expansivas.

2.2.4. Reptación de formaciones de roca

La reptación de formaciones de roca consiste en movimientos extremadamente lentos, no acelerados, diferenciales, dentro de unidades relativamente intactas, en forma similar a un volcamiento a flexión en bloque. Los movimientos pueden ser a lo largo de las superficies de cortante que aparentemente no se encuentran conectadas.

Como resultado, se genera un bandeamiento o levantamiento que simula una reptación o "creep" parecida a los flujos viscosos de fluidos en términos de distribución de velocidades (figura 2.13). A la reptación de macizos de roca, comúnmente se le clasifica como inclinación.

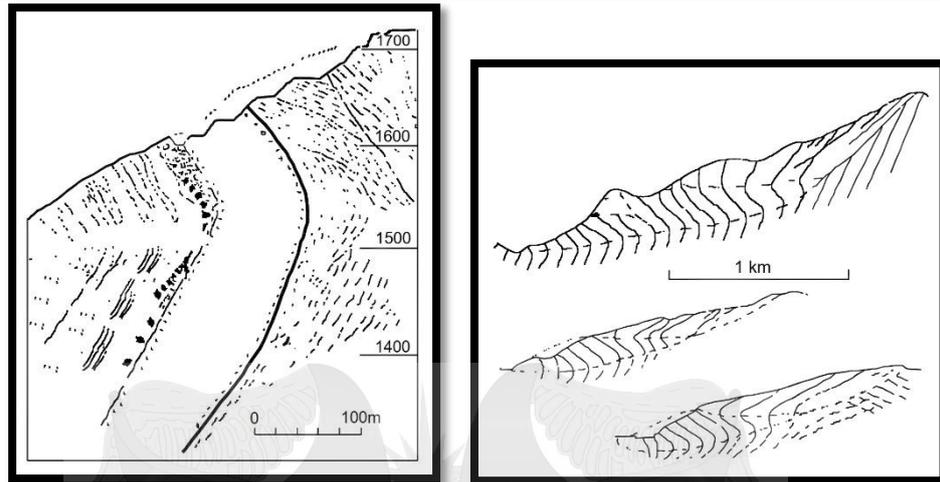


Figura 2.13 Reptación de macizos rocosos

2.2.5. Soliflucción

La soliflucción es un tipo especial de "creep" que ocurre en la parte más alta de las cordilleras donde se alcanzan temperaturas de congelación. Al descongelarse el agua de los poros en los materiales más subsuperficiales, se produce una reptación del terreno.

2.2.6. Deslizamientos en Masa (Traslacionales y Rotacionales)

El deslizamiento en masa consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden detectarse fácilmente o dentro de una zona relativamente delgada (Figura 2.14). Los deslizamientos en masa pueden ser de una sola masa coherente que se mueve, o pueden comprender varias unidades o masas semi - independientes.

El movimiento puede ser progresivo, o sea, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la que sería la superficie de falla, sino que se va generando en un proceso gradual. La superficie de falla es una zona de determinado espesor, en la cual se producen cambios volumétricos y desplazamientos relacionados con la falla o rotura, al cortante de los materiales.

Los desplazamientos en masa se pueden subdividir en subtipos denominados deslizamientos rotacionales, deslizamientos traslacionales o planares y deslizamientos compuestos de rotación y traslación. Esta

diferenciación es importante porque puede definir el sistema de análisis y el tipo de estabilización que se va a emplear.

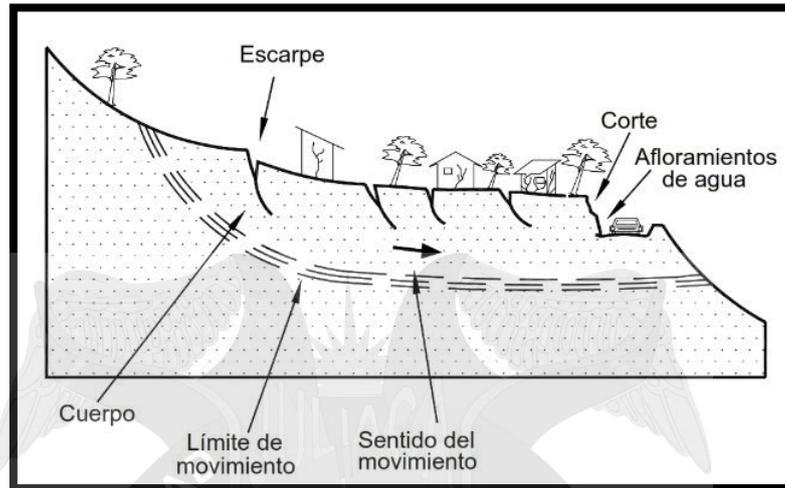


Figura 2.14 Deslizamientos en suelos blandos.

2.2.6.1. Deslizamiento Rotacional

En un deslizamiento rotacional, la superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto al eje paralelo a la superficie y transversal al deslizamiento. El centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento. Visto en planta, el deslizamiento de rotación posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento.

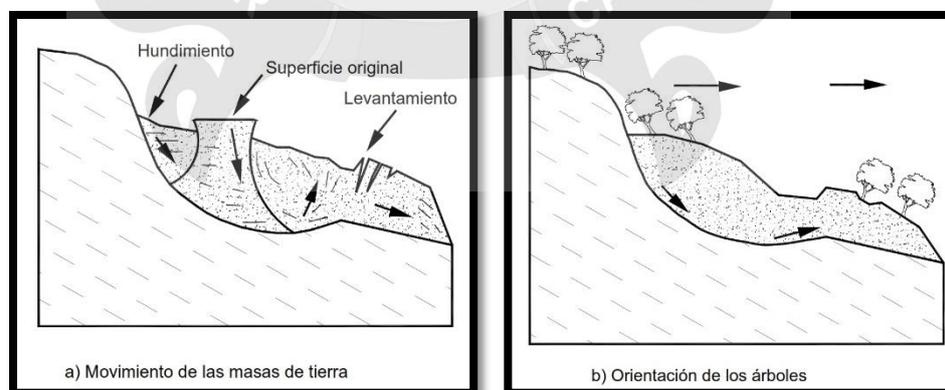


Figura 2.15 Deslizamiento rotacional típico.

El movimiento produce un área superior de hundimiento y otra inferior de deslizamiento, lo cual genera, comúnmente, flujos de materiales por debajo del pie del deslizamiento (Figura 2.15). La cabeza del movimiento bascula

hacia atrás y los árboles se inclinan, de forma diferente, en la cabeza y en el pie del deslizamiento.

2.2.6.1.1. Curvatura de la superficie de falla

Los deslizamientos rotacionales (círculos de falla) ocurren usualmente en suelos homogéneos, sean naturales o artificiales y debido a su facilidad de análisis son el tipo de deslizamiento más estudiado en la literatura

En las zonas tropicales cuando existe rotación, la superficie de falla generalmente es curva, pero no necesariamente circular, y está relacionada con la presencia de materiales residuales donde la resistencia al corte de los materiales aumenta con la profundidad. Sin embargo, en las zonas de meteorización muy profunda y en los rellenos de altura significativa, algunas superficies de falla se asemejan a círculos.

En la mayoría de los desplazamientos rotacionales se forma una superficie cóncava en forma de "cuchara" (Figura 2.16). Los desplazamientos rotacionales generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 (Skempton y Hutchinson, 1969).

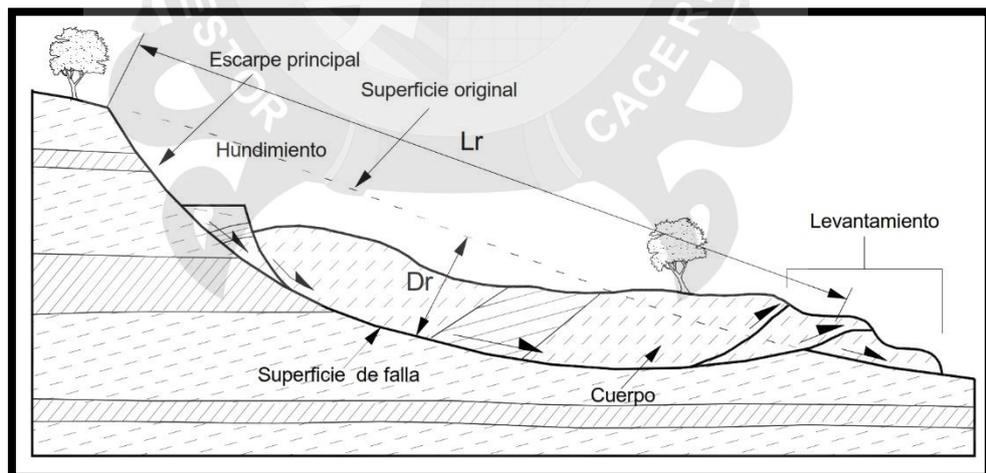


Figura 2.16 Desplazamiento de rotación en una ladera.

En la cabecera del movimiento, los desplazamientos aparentemente es semi-vertical y tiene muy poca rotación. No obstante, se puede observar que la superficie original del terreno gira en la dirección de la corona del

talud, aunque otros bloques giren en la dirección opuesta.

La formación de los escarpes semi-verticales en los deslizamientos de rotación facilita la ocurrencia de movimientos retrogresivos o progresivos hacia arriba.

Dentro del deslizamiento ocurren otros desplazamientos curvos que forman escarpes secundarios y ocasionalmente, ocurren varios desplazamientos sucesivos en su origen pero que conforman una zona de desplazamientos rotacionales independientes (Figura 2.17). Los casos más conocidos de deslizamientos de rotación, se presentan en suelos arcillosos blandos con perfil profundo y en suelos residuales con perfiles meteorizados de gran espesor (Figura 2.18). También se presentan con frecuencia en los terraplenes. Generalmente, la forma y localización de la superficie de falla está influenciada por las discontinuidades y juntas o planos de estratificación.

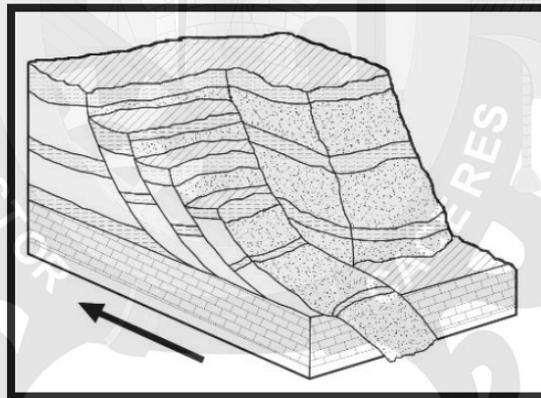


Figura 2.17 Deslizamientos sucesivos dentro de un movimiento general de rotación.

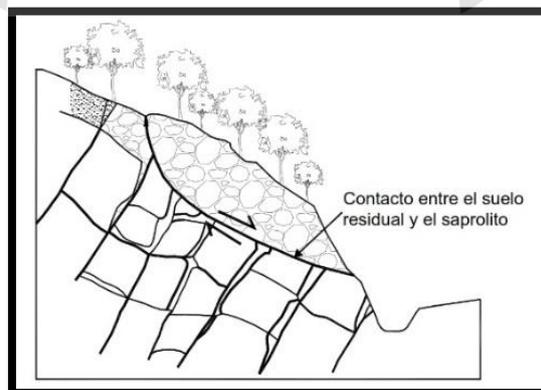


Figura 2.18 Desplazamiento rotacional en suelos residuales

El efecto de estas discontinuidades debe tenerse muy en cuenta en el

momento que se haga el análisis de estabilidad. Las superficies de falla pueden ser tangentes o secantes a esas zonas de debilidad (Figura 2.19).

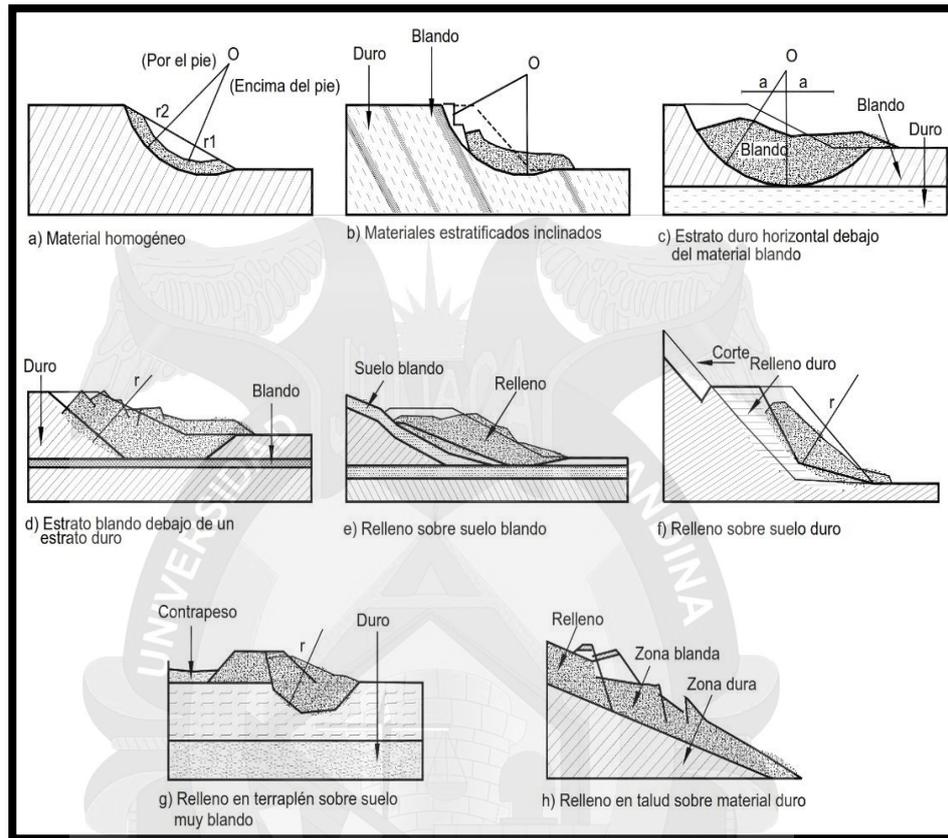


Figura 2.19 Efectos de la estructura en la formación de los desplazamientos a rotación.

2.2.6.2. Deslizamiento de Traslación

En el deslizamiento de traslación la masa se desliza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada y tiene muy poco o nada de movimiento de rotación o volteo (Figura 2.20). Los movimientos traslacionales generalmente, tienen una relación D_r/L_r de menos de 0.1.

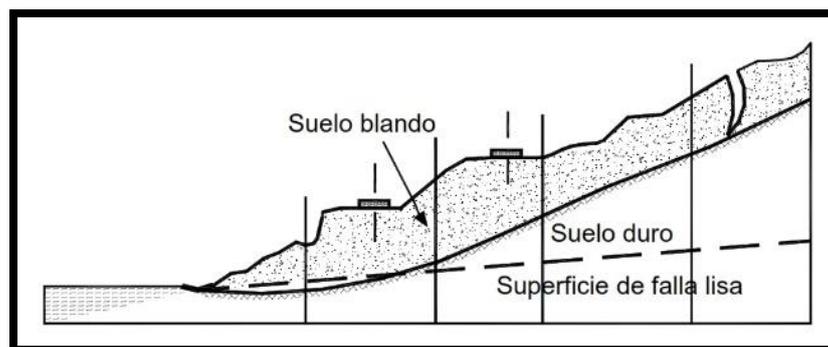


Figura 2.20 Deslizamiento de traslación en la vía Ti-juana - Ensenada (México). En muchos desplazamientos de traslación, la masa se deforma y/o se

rompe y puede convertirse en flujo, especialmente en las zonas de pendiente fuerte.

2.2.6.2.1. Influencia de la estructura sobre los deslizamientos de traslación

Los movimientos de traslación son comúnmente controlados por superficies débiles tales como fallas, juntas, fracturas, planos de estratificación, foliación, "slickensides" o por el contacto entre la roca y los suelos blandos o coluviones (Figura 2.21).

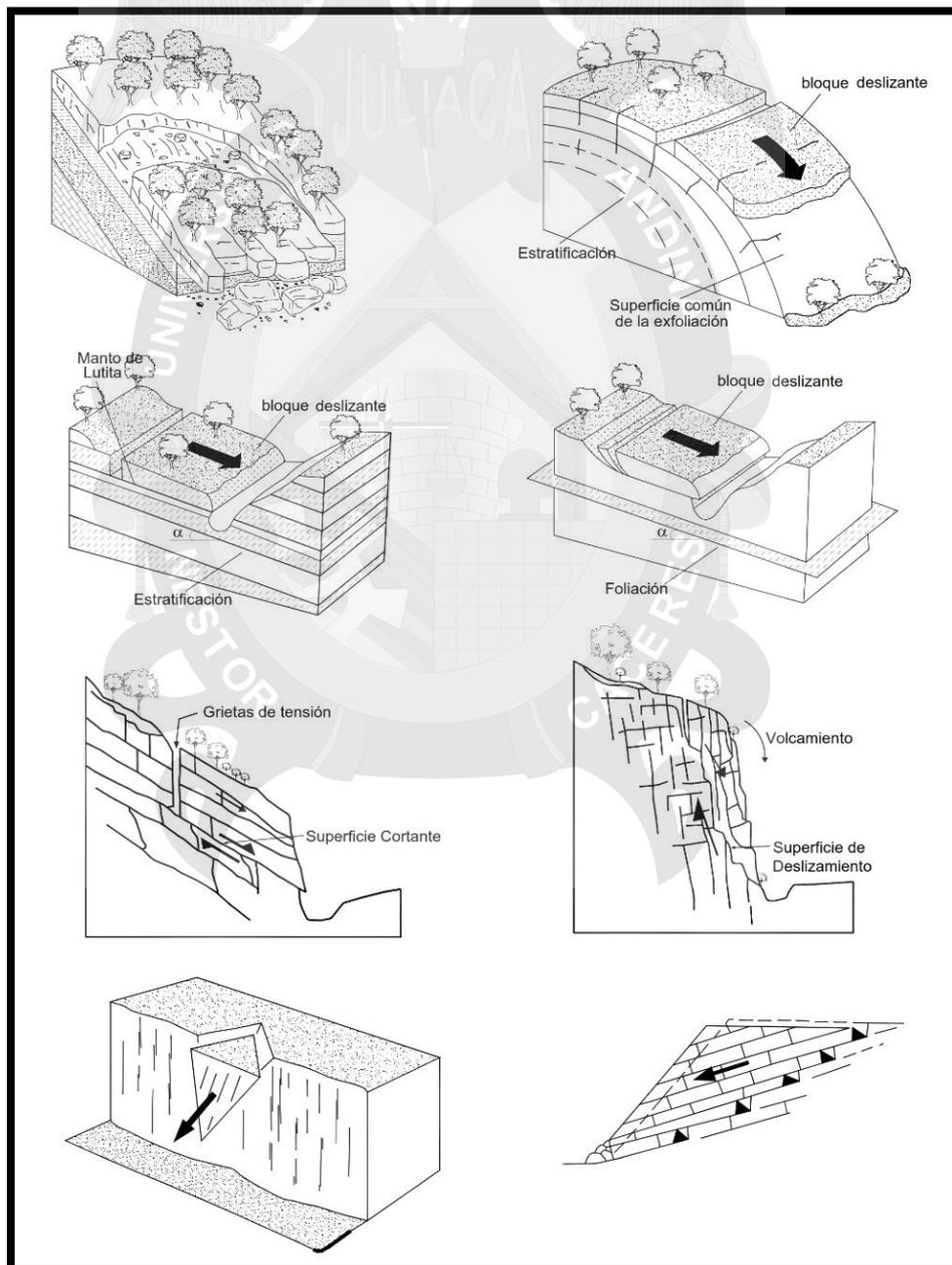


Figura 2.21 Ejemplos de desplazamientos de traslación.

A los movimientos sobre discontinuidades sencillas en roca, se les denominan deslizamientos de bloque, los cuales conforman unidades coherentes o grupos de unidades coherentes. Cuando ocurren a lo largo de dos discontinuidades, se les conocen como deslizamientos de cuña y cuando se presentan sobre varios niveles de una familia de discontinuidades, se les puede denominar falla en escalera.

2.2.6.3. Deslizamientos de traslación en suelos residuales.

En los suelos residuales las diferencias en la meteorización profundas propician la presencia de los deslizamientos de traslación.

Las superficies de falla generalmente coinciden con las zonas de cambio a la resistencia al cortante por efecto de la meteorización. Por ejemplo, en los suelos residuales de rocas ígneas y metamórficas con perfiles de meteorización profundos, son comunes los deslizamientos profundos sobre superficies de falla semi-planas. Los deslizamientos de traslación en suelos residuales, generalmente son rápidos y pueden terminar en flujos.

2.2.6.4. Diferencia entre los movimientos de rotación y de traslación.

En los movimientos de rotación la relación D/L es mayor de 0.15, mientras en los de traslación D/L es menor de 0.10. (Figura 2.22). En un movimiento de rotación, la masa trata de auto-estabilizarse, mientras en uno de traslación, puede progresar indefinidamente a lo largo de la ladera hacia abajo.

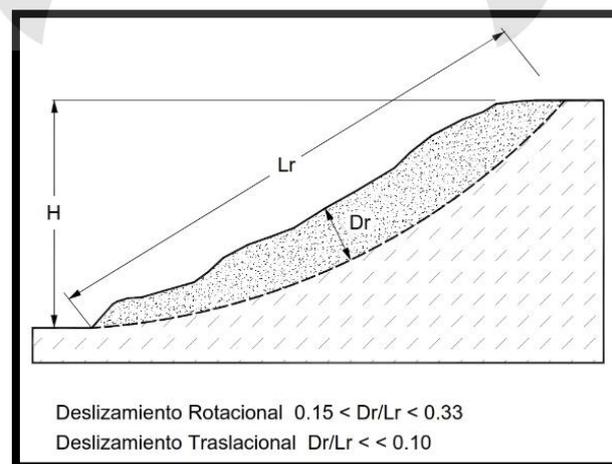


Figura 2.22 Relaciones D/L para deslizamientos de traslación y rotación (Abramson y otros, 2002).

La diferencia más importante entre los movimientos de rotación y traslación se relaciona con la aplicabilidad o no, de los diversos sistemas de estabilización. Algunos sistemas de estabilización no son efectivos en los deslizamientos de rotación o de traslación,

2.3. MECANISMOS DE FALLA

2.3.1. INTRODUCCIÓN

Suarez (2013) Sostiene: “La mayoría de los taludes son aparentemente estables y estáticos, pero realmente son sistemas dinámicos en evolución. Un talud estable puede desestabilizarse con el tiempo y la ocurrencia de un deslizamiento es un fenómeno propio de ese proceso (Figura 2.23). Por lo tanto, se requiere conocer detalladamente lo que ocurre dentro de un talud para poder diagnosticar correctamente su comportamiento. Este diagnóstico es un aspecto fundamental en la ciencia de la estabilidad de los taludes. Si el diagnóstico es equivocado, las medidas remediales y/o los procedimientos de estabilización fracasarían” (Pag.37).

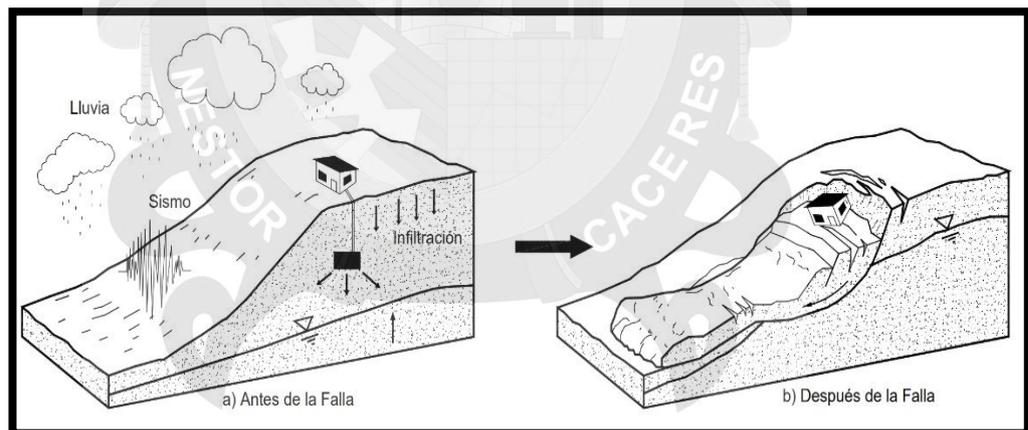


Figura 2.23 El mecanismo de falla es la explicación técnica de la forma como un talud estable se convierte en inestable, por la acción del deterioro y los agentes activadores.

Previamente al diseño de las medidas remediales, se debe tener un conocimiento completo de la magnitud de la amenaza, las causas y los mecanismos que la generan.

La elaboración del modelo conceptual del comportamiento o mecanismo de falla, es una de las actividades previas fundamentales para el diagnóstico y remediación de los problemas de deslizamiento,



especialmente en los suelos residuales de ambientes tropicales donde la heterogeneidad de los materiales y la variedad de los parámetros fundamentales, hacen que el análisis determinístico sea impreciso.

Para elaborar los modelos conceptuales se requiere el conocimiento de la geología, la mecánica de suelos, la hidrología, la morfología y las características ambientales del sitio, entre otros elementos fundamentales. El objetivo del presente capítulo es analizar la influencia de todos y cada uno de los diversos factores que determinan la estabilidad de un talud.

2.3.2. Modelos Conceptuales y Determinísticos

En el modelo conceptual se describen, analizan y valoran las causas y mecanismos que producen un fenómeno. El modelo conceptual explica cómo se comporta el talud de acuerdo con sus características físicas, químicas y ambientales y cómo actúan los mecanismos que producirían o están produciendo un determinado comportamiento. El modelo conceptual se puede representar gráficamente o en forma escrita.

Una vez elaborado el modelo conceptual, se puede realizar el análisis determinístico o cálculo de factor de seguridad.

El modelo determinístico debe ser la representación matemática del modelo conceptual. Los parámetros y condiciones de frontera que se van a utilizar en los análisis matemáticos, deben estar basados en el modelo conceptual. No se debe elaborar un modelo matemático si no se tiene previamente un modelo conceptual.

2.3.3. ELABORACIÓN DE MODELOS CONCEPTUALES

Suarez (2013) Sostiene: "Un modelo conceptual es una representación del comportamiento de la ladera o talud. El modelo puede incluir gráficas de planta y perfiles con sus respectivos textos o memorias descriptivas del efecto de todos y cada uno de los elementos fundamentales que afectan

la estabilidad del talud específico (Tabla 2.1)" (Pag.37).

Tabla 2.1 Elementos fundamentales para tener en cuenta en la elaboración de modelos conceptuales de deslizamientos.

Tema	Elementos Fundamentales para Estudiar
Litología y formación geológica	Tipo de formación. Tipo de roca parental. Proceso de formación del suelo. Mineralogía. Propiedades de cada uno de los materiales presentes en el talud.
Estructura geológica	Rumbo, buzamiento, abertura, rugosidad, relleno, separación, continuidad y características de las juntas, planos de estratificación, fallas y demás estructuras.
Geomorfología	Formas del terreno, patrones de drenaje, pendientes.
Estado de meteorización	Profundidad de meteorización. Tipo de meteorización variable con la profundidad. Materiales producto de la meteorización.
Tectónica y Fracturación	Elementos tectónicos presentes. Discontinuidades. Rumbo y buzamiento de cada una de las discontinuidades. Separación y abertura de cada discontinuidad. Aspereza y relleno.
Pendiente y Topografía	Altura, pendientes, curvatura, convexidad, presencia de gradas y cambios topográficos.
Clima e hidrología	Temperaturas. Vientos. Precipitaciones promedio. Lluvias máximas. Tipo de lluvia. Duración de las lluvias. Anomalías climáticas (El Niño y La Niña).
Hidrogeología	Áreas de infiltración. Recarga interna de agua. Conductividad hidráulica. Porosidad. Nivel freático.
Sismicidad	Fuentes sísmicas. Magnitud e intensidad. Aceleraciones y desplazamientos en los sismos esperados.
Vegetación	Tipo y características de la cobertura vegetal. Profundidad y densidad de raíces. Espesor de suelos orgánicos. Microflora y microfauna.
El efecto antrópico	Cambios inducidos por la acción humana. Uso de la tierra. Prácticas de agricultura. Irrigación.
El factor tiempo	Tiempo transcurrido desde la realización del corte, deforestación, sismo, etc. Presencia de fenómenos determinados por el tiempo.
Probabilidad de los factores detonantes	La probabilidad de que ocurran factores detonantes como lluvias extraordinarias o sismos con determinados períodos de retorno
Evolución de los movimientos	Magnitud probable de la amenaza, vulnerabilidad de los elementos en riesgo y magnitud probable del riesgo.
Alternativas de remediación	Posibles alternativas de manejo, control o estabilización, si los movimientos son remediables.

2.3.3.1. Procedimiento para la Elaboración de Modelos Conceptuales

Los modelos conceptuales involucran las siguientes actividades principales:

- Caracterización de todos y cada uno de los elementos fundamentales. Se deben caracterizar los factores que afectan tanto la susceptibilidad como la amenaza, incluyendo los factores detonantes.
- Representación gráfica y descripción escrita de las características de cada uno de los elementos.
- Elaboración de un modelo gráfico en planta y en perfil de todos los elementos, incluyendo la interacción entre ellos. El modelo debe indicar el comportamiento futuro del talud y las características de los movimientos esperados.
- Instrumentación del talud para validar en campo los resultados de los modelos.
- Elaboración de los modelos determinísticos para calibrar tanto el modelo conceptual como los parámetros del modelo determinístico.
- Calibración del modelo en campo analizando deslizamientos existentes.

2.3.4. MECANISMO DE FALLA

2.3.4.1. Condiciones Originales del Talud (Susceptibilidad)

Todo talud tiene unas propiedades o características físicas como son el relieve, geología, propiedades mecánicas de los materiales y perfiles, condiciones ambientales, cobertura vegetal, etc. Estas condiciones determinan una susceptibilidad al deterioro, a la acción de los factores detonantes y al fallamiento.

2.3.4.2. Equilibrio o Desequilibrio de Fuerzas (Factor de seguridad)

Suarez (2013) Sostiene: "En un talud estable hay un equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, entre las cuales es determinante la fuerza de gravedad. En la figura 2.24 se muestran las masas que tratan de producir el movimiento y las masas que tratan de contrarrestarla" (Pag. 46).

Suarez (2013) Sostiene: "Si se colocan cargas adicionales en la parte superior del talud o se remueven en el pie, se puede producir la inestabilidad de éste. Igualmente, la inestabilidad puede ocurrir por el aumento de la pendiente del talud" (Pag. 46).

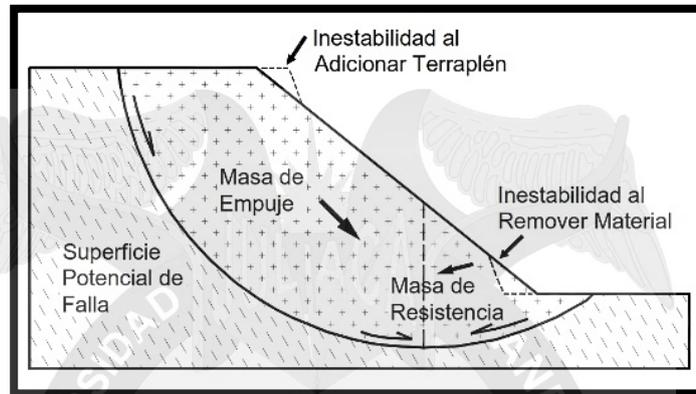


Figura 2.24 Equilibrio o desequilibrio de fuerzas en talud

2.3.4.3. El Deterioro (Modificación de las condiciones originales)

Suarez (2013) Sostiene: "El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción. Esto incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. Los efectos del deterioro pueden ser lentos o rápidos y se acumulan hasta producir la falla en forma progresiva (Figura 2.25)" (Pag. 46).

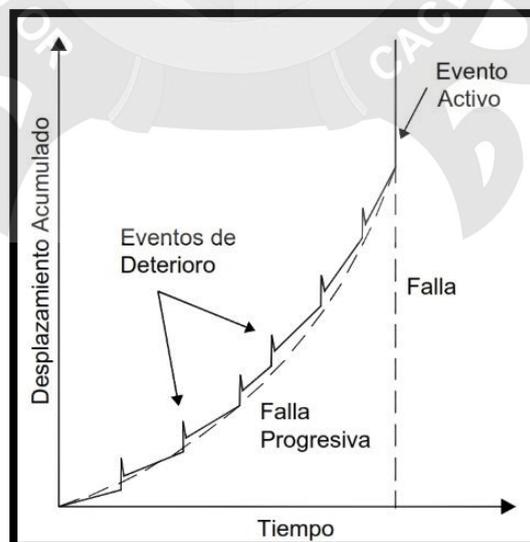


Figura 2.25 El efecto de deterioro.

Suarez (2013) Sostiene: "Cuando se corta un talud, para la construcción de una vía o de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los

esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiándose la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado. La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud" (Pag. 46).

Suarez (2013) Sostiene: "El resultado del deterioro es una disminución en la resistencia al cortante del material, falla progresiva por expansión o fisuración, deformación al cortante, inclinación, desmoronamiento, etc. Igualmente se puede producir descomposición por desecación, reducción de la cohesión, lavado y remoción de los cementantes, disolución, erosión interna o sifonamiento" (Pag. 46).

Suarez (2013) Sostiene: "Los factores de deterioro producen movimientos o agrietamientos en el talud, los cuales pueden ser detectados por medio de métodos geoacústicos o por inclinómetros (Figura 2.26). El deterioro, con el tiempo, da lugar a la necesidad de mantenimiento o construcción de obras de estabilización" (Pag. 46).

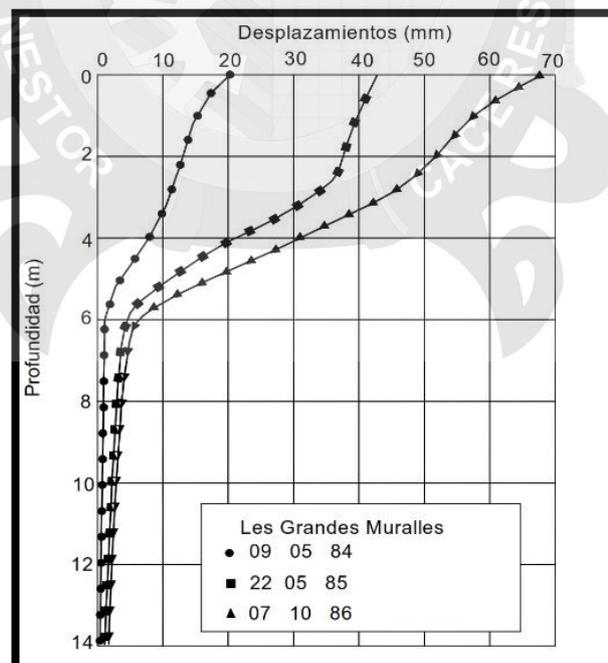


Figura 2.26 Deformaciones de pre-falla en el deslizamiento de "Les grandes murailles" en Francia (Leroueil y otros, 1996).

2.3.4.4. Factores Detonantes (Activación del movimiento)

Suarez (2013) Sostiene: "En el fenómeno de detonación o activación de un deslizamiento, actúa una serie compleja de procesos, los cuales, ocasionalmente, se traslapan con los factores de deterioro. Los deslizamientos pueden activarse en forma instantánea o en forma progresiva" (Pag. 46).

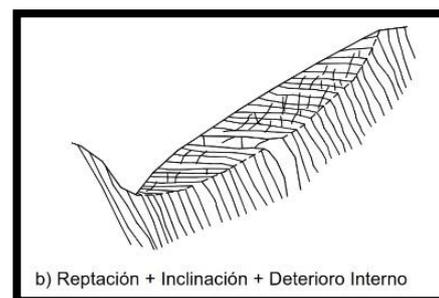
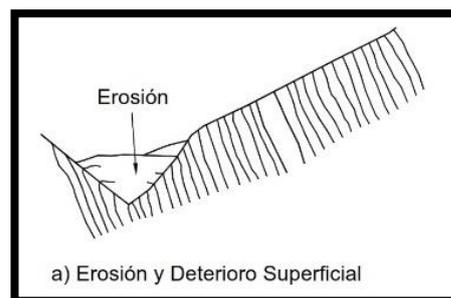
Los elementos externos más comunes que pueden generar la activación de un deslizamiento son los siguientes:

- Corte del soporte en el pie del talud por acción de la erosión o de actividades humanas, como la construcción de carreteras.
- Lluvias intensas o prolongadas y/o fluctuaciones fuertes del nivel de aguas subterráneas.
- Sismos o vibraciones fuertes.
- Colocación de cargas sobre el talud.
- Combinación de algunos de los elementos anteriores.

2.3.4.5. Fallamiento

Suarez (2013) Sostiene: "El proceso de fallamiento después de que interviene el factor detonante, por lo general es un fenómeno físico, en el cual las condiciones de esfuerzo y deformación juegan un papel preponderante" (Pag. 47).

Suarez (2013) Sostiene: Para el análisis de un deslizamiento o para la determinación de niveles de amenaza y riesgo, es esencial que se tenga claridad sobre los procesos de evolución que generan un deslizamiento (Figura 2.27), la susceptibilidad, los procesos de deterioro y los factores detonantes, así como el proceso de fallamiento propiamente dicho (Pag. 47).



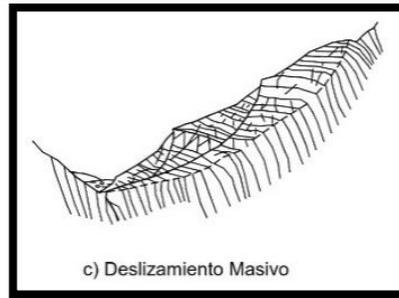


Figura 2.27 Evolución de un deslizamiento en la roca fracturada al profundizarse en un cauce por erosión permanente.

2.3.4.5.1. La Falla Progresiva

Suarez (2013) Sostiene: "Las fallas en la mayoría de los casos no ocurren en forma repentina sino que se toman un tiempo, el cual puede durar de minutos a años. El proceso se inicia con deformaciones o agrietamientos aislados, relacionados con la concentración de esfuerzos (Figura 2.28). Estas deformaciones que se producen por la actuación de los esfuerzos, generan a su vez disminuciones en la resistencia" (Pag. 47).

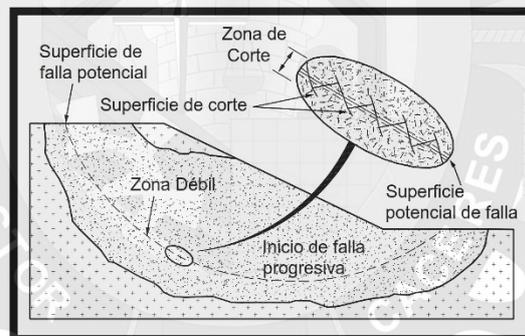


Figura 2.28 Inicio de una falla progresiva.

Suarez (2013) Sostiene: "Al inicio de movimiento, es muy posible que estas deformaciones progresivas afecten volúmenes aislados del talud, pero a medida que avanza el proceso de fallamiento, las principales deformaciones se concentran en una superficie o banda de falla, a lo largo de la cual se produce la rotura o falla del material (Superficie de falla). Esta superficie de falla con el tiempo va progresando en longitud (Figura 2.29)" (Pag. 47).

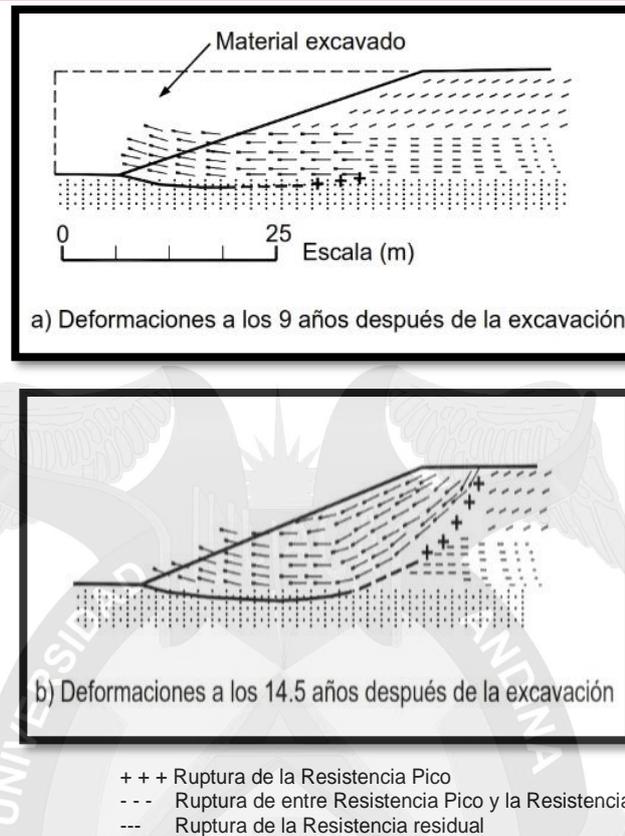


Figura 2.29 Deformaciones con el tiempo, de un talud en arcilla al realizar un corte; analizada por elementos finitos (Leroueil y otros 1996).

Si la resistencia se moviliza totalmente en cualquier punto de la superficie de falla, el suelo falla localmente. Al fallar el esfuerzo en el punto de falla, se reduce y los esfuerzos se transfieren a los puntos adyacentes, los cuales a su vez tratan de fallar (Pathak y otros, 2008; Cramer, 2003).

Suarez (2013) Sostiene: "En la falla progresiva cuando la resistencia pico es superada en el punto A (figura 2.30), la resistencia al corte disponible disminuye de la resistencia pico a la resistencia residual. Los esfuerzos relacionados con la diferencia entre la resistencia pico y la residual del punto A, es transferida a los puntos B. Esto puede ocasionar que los esfuerzos superen la resistencia pico en los puntos B y así sucesivamente, a los puntos C y en la totalidad de la superficie de falla" (Pag. 47).

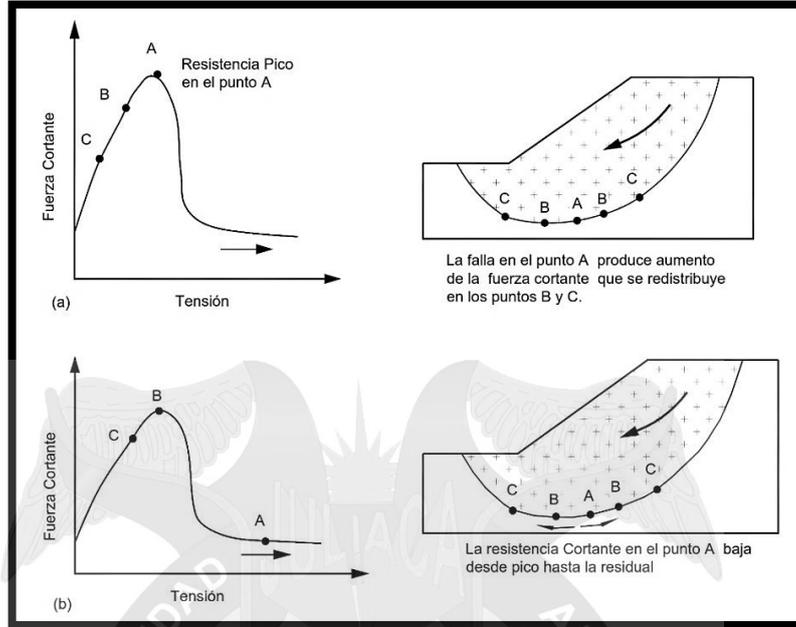


Figura 2.30 Esquema de la generación de una falla progresiva en suelos que pierden resistencia al deformarse (Pathak y otros, 2008).

Suarez (2013) Sostiene: "En el proceso de falla progresiva el factor de seguridad va cambiando con el tiempo como se ilustra en los diagramas de la figura 2.31. A medida que las presiones de poros aumentan o disminuyen, hay un factor crítico de seguridad en el cual se inicia una superficie de cortante mediante la formación o crecimiento de microfisuras que pueden estar distribuidas a lo largo de la superficie de falla o en puntos específicos (Diagrama A)" (Pag. 47).

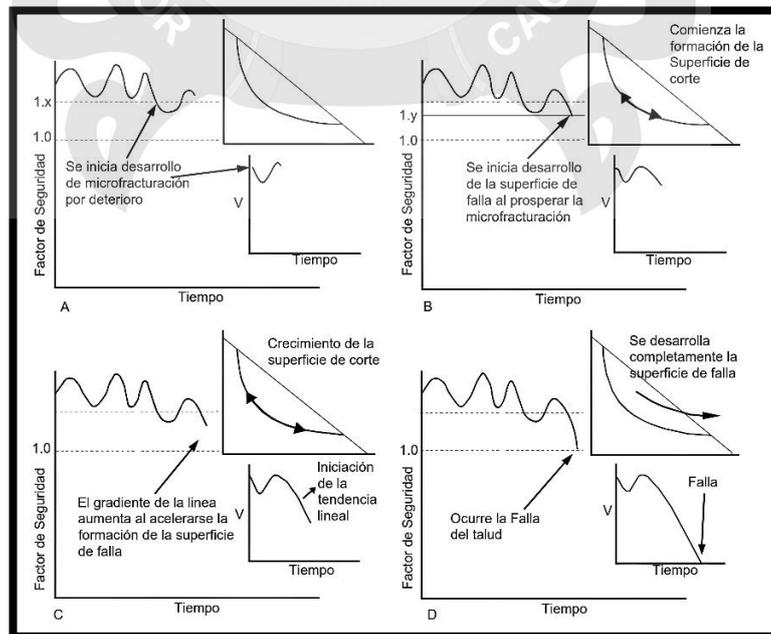


Figura 2.31 Explicación de las diversas etapas en un proceso de falla progresiva en arcillas (Petley y otros, 2005).



Suarez (2013) Sostiene: "La densidad de las microgrietas alcanza un punto donde se inicia una interacción entre éstas, lo cual conduce a un aumento en el nivel de esfuerzos entre microgrietas, que inducen el desarrollo de una superficie de falla (Diagrama B). Este proceso puede ocurrir en uno o varios sitios a lo largo de la superficie de falla" (Pag. 48).

Eventualmente, se alcanza un punto en el cual el esfuerzo en la porción no fallada empieza a aumentar hiperbólicamente (Kilburn y Petley, 2003) (Diagrama C).

Al producirse el aumento hiperbólico en los esfuerzos, la rata de movimiento ya no depende del agrietamiento y se inicia un proceso de formación de una superficie de falla lisa o de una sección de falla de espesor significativo (Diagrama D). En este punto el factor de seguridad es igual a 1.0 y ocurre la falla (Petley y otros, 2005).

2.3.4.5.2. Formación de la Superficie de Falla

Suarez (2013) Sostiene: "La superficie de falla es una zona de corte de un espesor similar al de un "sándwich". Los movimientos de las partículas dentro de la superficie de falla (durante el proceso de desplazamiento) son similares a las de un fluido, en el cual las partículas se mueven en forma independiente. En este proceso se forman bandas de flujo dentro de la superficie de falla" (Pag. 48).

Suarez (2013) Sostiene: "La superficie de falla tiene generalmente una estructura más suelta, con porosidades relativas más altas y una mayor abundancia de agregados discretos. Las partículas están en arreglos heterogéneos y débiles. La superficie de falla se ha dilatado y la microestructura se ha destruido. Esta deformación por dilatación, se genera por el aumento de esfuerzos en el proceso de falla progresiva. El suelo dilatado facilita las deformaciones de cortante" (Pag. 49).

Suarez (2013) Sostiene: "Si en la superficie de falla aumenta significativamente la presión de poros y ocurren aumentos súbitos de

esfuerzos, se aumenta la velocidad del movimiento (Wen y Aydin, 2005). Se puede presentar un flujo o movimiento relativo entre las partículas o elementos discretos en la zona de falla, inducido por los esfuerzos. Después de iniciado el movimiento, se puede producir licuación local en la superficie de falla, en el caso de los sismos" (Pag. 49).

2.4. RESISTENCIA AL CORTANTE

2.4.1. Ecuación de Coulomb para Suelos Saturados

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 cortante, se comportan de acuerdo con las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'$$

Donde:

T = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión o cementación efectiva

σ = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

En la Figura 2.32 se muestra la representación gráfica de la ecuación de Coulomb. El análisis de la ecuación de Coulomb requiere conocer los parámetros, el 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 que depende de las presiones internas o de poros de acuerdo con la ecuación de Coulomb, en la cual el factor μ está restando al valor de la presión normal total.

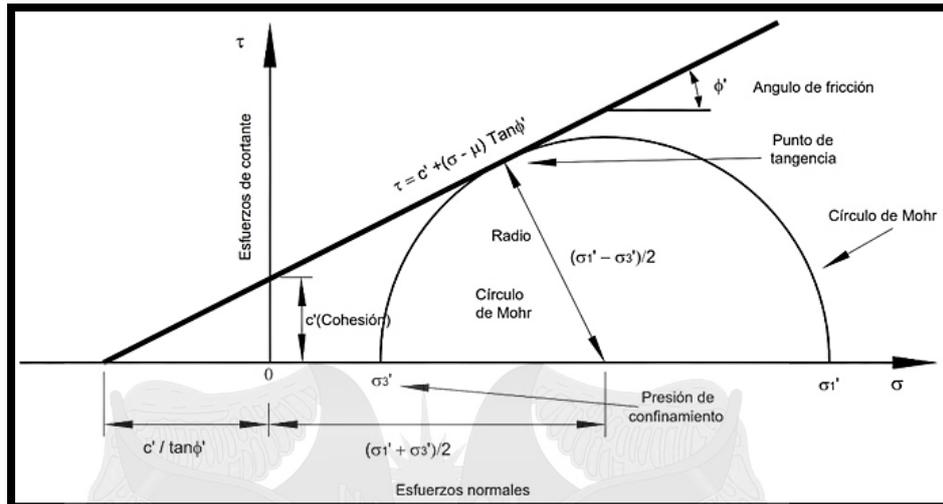


Figura 2.32 Se muestra la representación gráfica de la ecuación de Coulomb.

A la presión resultante, se le conoce con el nombre de presión efectiva σ' .

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

ϕ' = Ángulo de fricción para presiones efectivas.

c' = Cohesión para presiones efectivas.

2.4.2. Ecuación de Coulomb para Suelos No saturados

Cuando el grado de saturación es mayor del 85%, se puede utilizar la ecuación de Coulomb para suelos saturados. Sin embargo, para suelos con saturación menor del 85%, se deben aplicar los principios de la mecánica de suelos no saturados (Fredlund y Rahardjo, 1987).

Para el caso de suelos no saturados, la ecuación de Coulomb se expresa de la siguiente forma (Fredlund y Morgenstern 1977):

$$t = c' + (\sigma_n - \sigma_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

Donde:

σ_n = esfuerzo normal total

u_a = Presión en el aire de los poros

u_w = presión en el agua de los poros, la cual comúnmente es negativa.

ϕ^b = ángulo de fricción igual a la pendiente de la curva de succión matricial ($u_a - u_w$) contra resistencia al cortante t cuando $(\sigma_n - u_a)$ se mantiene constante.

El ángulo de fricción efectiva ϕ' permanece igual para todos los valores de succión. ϕ^b es generalmente igual o menor que ϕ' y se puede obtener en ensayos triaxiales o de corte directo no saturados (Huat y otros, 2005).

Para realizar estos ensayos se requiere realizar modificaciones a los equipos de laboratorio convencionales.

$(u_a - u_w) \tan \phi^b$ = cohesión aparente debida a la succión.

$(u_a - u_w)$ = succión matricial

El criterio de falla tiene dos variables de esfuerzos

$(\sigma_n - \sigma_a)$ y $(u_a - u_w)$

En la ecuación para suelos no saturados, cuando $u_a = u_w$ la ecuación es idéntica a la ecuación original de Mohr-Coulomb para suelos saturados. Algunos programas de computador tienen en cuenta esta transición al modificarse las condiciones de saturación (Cornforth, 2005).

2.4.3. PARÁMETROS FUNDAMENTALES

2.4.3.1. Ángulo de Fricción

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

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

El ángulo de fricción en suelos granulares secos coincide con el ángulo de reposo (Figura 2.33). Todos los suelos poseen fricción. Sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable, se les denomina suelos cohesivos: $\phi = 0$

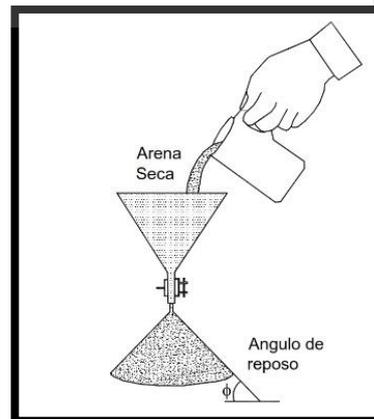


Figura 2.33 El ángulo de reposo coincide con el ángulo de fricción en una arena seca.

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

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

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

2.4.3.2. Cohesión

Suarez (2013) Sostiene: "La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas mientras que en la física, este término se utiliza para representar la resistencia a la tensión" (Pag. 54).

Suarez (2013) Sostiene: "En los suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero y a estos suelos se les denomina suelos friccionantes o "no cohesivos" ($C = 0$). En los suelos no

saturados, la tensión debida a la succión del agua en los poros, produce un fenómeno de adherencia entre partículas por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión "aparente" desaparece con la saturación" (Pag. 54).

2.4.3.3. Resistencias Pico y Residual

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo deformación, en la estabilidad de taludes se debe tener en cuenta dos tipos de resistencia: resistencia pico y resistencia residual.

2.4.3.3.1. Resistencia máxima o resistencia pico

Es la máxima resistencia al corte que posee el material, el cual no ha sido fallado previamente y corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo deformación (Figura 2.34).

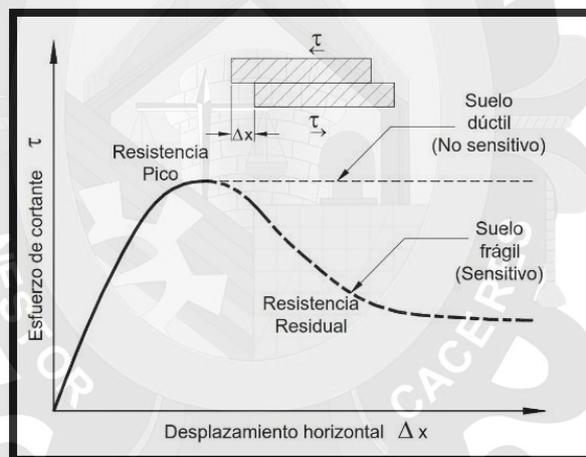


Figura 2.34 Curvas esfuerzo de corte-desplazamiento en un ensayo de Corte directo (Duncan y Wright, 2005)

La modelación de la resistencia pico en el análisis de la estabilidad, asume que la resistencia pico se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla; sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que otros (en un fenómeno de falla progresiva) y asumir que la resistencia pico actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.

2.4.3.3.2. Resistencia residual

Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido



la falla. Skempton (1964) observó que en arcillas sobreconsolidadas, la resistencia calculada en el análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de la resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ y C

La resistencia residual en los suelos cohesivos se debe tener en cuenta cuando existe una superficie previa de corte donde han ocurrido desplazamientos en el pasado y en suelos licuables, expuestos a sismos de gran magnitud.

En los suelos dúctiles, la resistencia pico tiende a ser muy similar a la resistencia residual. En los suelos frágiles al producirse la falla, la disminución de la resistencia pico a la residual, es significativa. La diferencia entre la resistencia pico y la residual es un indicativo de la fragilidad de los materiales.

Otro factor que determina las diferencias entre la resistencia pico y la residual, es la "sensitividad", la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por el remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

La pérdida de resistencia en el momento de la falla al cortante, está relacionada principalmente con una disminución de la cohesión. El ángulo de fricción, aunque disminuye, no es afectado en forma substancial. Como se observa en la figura 2.35 el ángulo de fricción pico (ϕ_p) es muy similar al ángulo de fricción residual (ϕ_r).

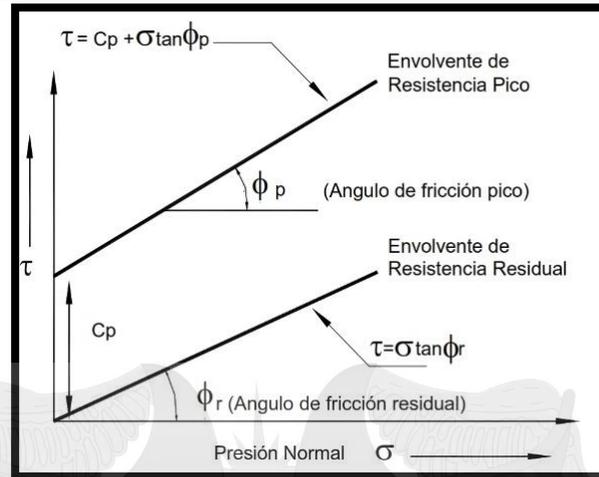


Figura 2.35 Envoltorios de falla de las Resistencias Pico y Residual.

2.4.3.4. Presión de Poros

En general, la presión de poros consiste en la presión en el agua dentro de los poros del suelo y se identifica con la letra "μ". La presión de poros disminuye los esfuerzos normales efectivos entre las partículas, trata de separarlas y disminuye la resistencia a la fricción (Figura 2.36). Al colocar una carga se puede producir un cambio en la presión de poros que se denomina como Δμ (exceso de presión de poros) o deficiencia de presión de poros inducidos por las condiciones de carga.

Si el agua en el suelo no está en movimiento, la altura del agua genera un fenómeno de presión hidrostática:

$$\mu = \gamma_w \cdot Z_w$$

Donde:

γ_w = peso unitario del agua

Z_w = profundidad vertical del punto por debajo del nivel freático.

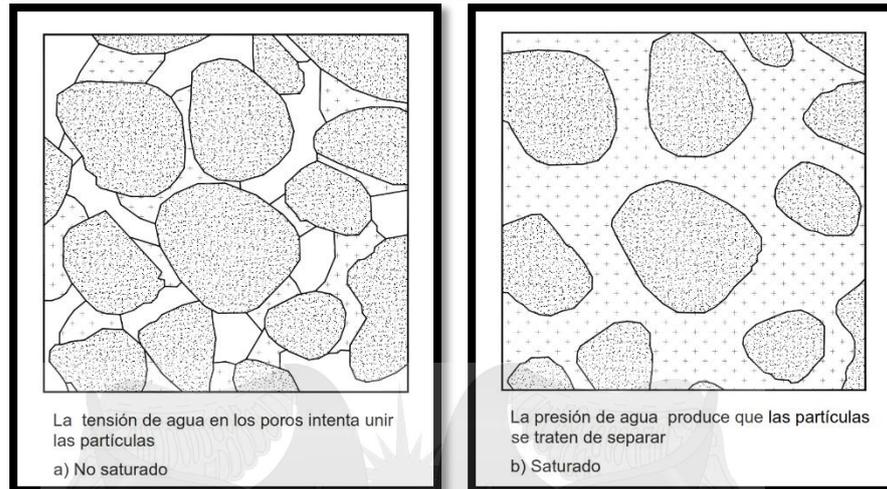


Figura 2.36 La presión de poros trata de separar las partículas y de esta forma, se disminuye la resistencia a la fricción.

Si el agua está en movimiento, la presión de poros puede ser superior a $\gamma_w \cdot Z_w$ y debe determinarse la cabeza hidrostática h_u por medio de un piezómetro o una red de flujo. En este caso, la presión de poros se calcula por medio de la expresión:

$$\mu = \gamma_w \cdot h_u$$

Si se supone la superficie freática inclinada a un ángulo θ con la horizontal, la cabeza piezométrica es igual a:

$$h_u = h_w \cos^2 \theta$$

Dónde: h_u es la distancia vertical a la línea del nivel freático.

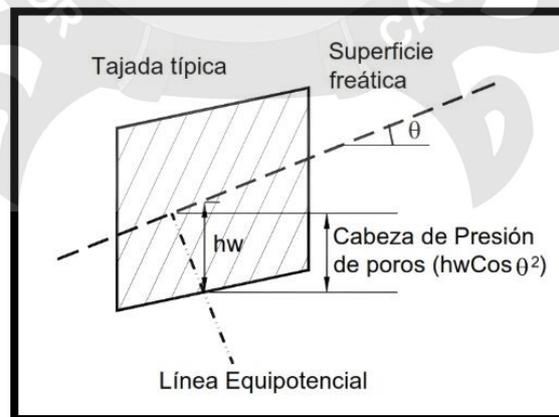


Figura 2.37 Medición de la presión de poros.

La presión de poros aumenta en los taludes en temporadas de lluvias y disminuye en temporadas de sequía. Es muy importante entender y cuantificar la variación temporal y espacial de la presión de poros en los

taludes. La variabilidad es mayor en la cuesta que en el pie del talud.

2.4.3.4.1. Parámetros de Presión de Poros

Suarez (2013) Sostiene: "El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poros en el campo. Estas presiones de poros pueden ser estimadas si se determinan los cambios de esfuerzo dentro del suelo. Cuando un suelo se carga o se descarga por la construcción de un terraplén o una excavación, el cambio de volumen de suelo trae como resultado un cambio en la presión de poros Δu . Este cambio en la presión de poros puede aumentar o disminuir con el tiempo, dependiendo del tipo de suelo y del tipo de esfuerzos involucrados" (Pag. 134).

Bajo las condiciones completamente drenadas (Condición a largo plazo) Δu se disipa y se convierte en $\Delta u = 0$.

$$\Delta_u = B \left[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right]$$

Δu = Exceso de presión de poros.

A = Parámetro de presión de poros A.

B = Parámetro de presión de poros B.

$\Delta\sigma_1$ = Cambio en el esfuerzo principal mayor.

$\Delta\sigma_3$ = Cambio en el esfuerzo principal menor.

Los parámetros A y B deben ser determinados a partir de ensayos de laboratorio o seleccionados de la experiencia. Para los suelos saturados, B se acerca a 1.0 pero su valor desciende drásticamente con la disminución en el grado de saturación.

Los valores del parámetro A varían con la magnitud de las deformaciones de cortante, densidad inicial y relación de consolidación del suelo y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla. A es positivo para aquellos suelos que tienden a comprimirse al cortarse, por ejemplo arena suelta o arcilla, normalmente consolidada. A es negativo para aquellos suelos que tienden a dilatarse al cortarse, por ejemplo, arena

densa y arcillas sobreconsolidadas.

Tabla 2.2 Valores típicos del parámetro Skempton

Tipo de Arcilla	Valor del Parámetro A de Skempton
Altamente sensitiva	0.75 a 1.5
Normalmente consolidada	0.5 a 1.0
Arcilla arenosa compactada	0.25 a 0.75
Arcilla ligeramente sobreconsolidada	0.0 a 0.5
Arcillas gravosas compactadas	- 0.25 a +0.25
Arcillas muy sobreconsolidadas	-0.5 a 0.0

Los valores de A permiten tener en cuenta el fenómeno según el cual los suelos normalmente consolidados tienden a generar excesos de presión de poros positiva durante el corte y en contraste, los suelos sobreconsolidados pueden generar presiones en exceso negativas. La tabla 2.2 muestra valores típicos de parámetro A en el momento de la falla. El valor de A está muy influenciado por el nivel del suelo donde ha sido previamente deformado el esfuerzo inicial, la historia y la trayectoria de estos esfuerzos, tales como carga y descarga (Lambe y Whitman, 1969).

2.4.3.4.2. Condiciones Drenadas y No-drenadas

Los conceptos de condiciones drenadas y no-drenadas son fundamentales para entender el comportamiento de los taludes, especialmente, en las formaciones arcillosas. La condición drenada o no-drenada depende de la velocidad con que el agua puede moverse hacia adentro o hacia fuera del suelo, comparado con el tiempo que el suelo soporta un cambio de carga. El objetivo de analizar las condiciones de drenaje es determinar si una carga es capaz o no, de producir presiones de poros.

2.4.3.4.2.1. Condición Drenada

Se dice que una condición es drenada cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro de la masa del suelo, si es sometida a una carga y no se producen presiones de poros. Esto se debe a que el agua puede moverse libremente, al aumentar o disminuir el volumen de vacíos como respuesta a un cambio en las condiciones de carga.

2.4.3.4.2.2. Condición No-drenada

Se dice que una condición es "no-drenada" cuando el agua no es capaz de fluir en el momento en el cual el suelo está sometido a una carga y se produce entonces la presión de poros. Esto se debe a que el agua no se puede mover libremente como respuesta a la tendencia al cambio del volumen de vacíos por acción de la carga. Si la carga se aplica muy rápidamente y la permeabilidad del suelo es baja, se puede producir una condición no-drenada. Si la carga se aplica lentamente o la permeabilidad del suelo es alta, generalmente se produce una condición drenada.

Comúnmente, los taludes se comportan en condiciones drenadas; sin embargo, en algunos casos cuando se colocan terraplenes sobre depósitos arcillosos saturados o en el momento de un sismo, se puede producir una condición no-drenada.

2.4.3.5. Esfuerzos Totales y Efectivos

Se define como esfuerzo a la fuerza por unidad de área.

2.4.3.5.1. Esfuerzo Efectivo

Una masa de suelo saturada está compuesta por dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo, es soportado por el esqueleto de partículas y también, por la presión del agua.

Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre las partículas y el agua a su vez, puede

ejercer una presión hidrostática igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente se conocen como esfuerzos efectivos y a los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina "presión de poros". Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante y no los esfuerzos totales

Esfuerzo efectivo = esfuerzo total - presión de poros (Figura 2.38)

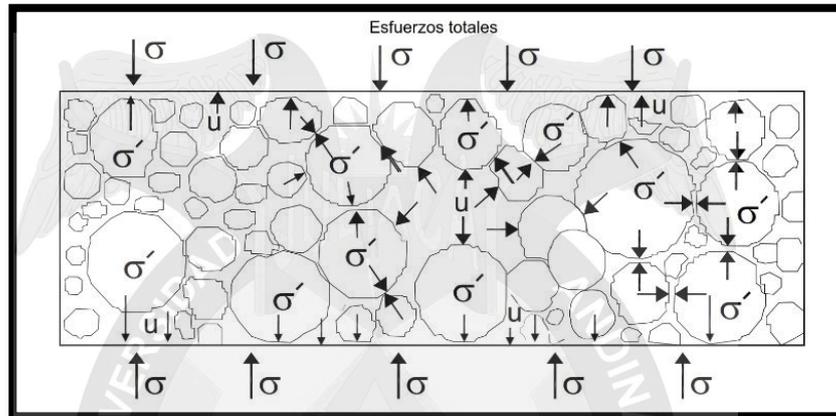


Figura 2.38 Esfuerzos totales y efectivos. $\sigma'(\text{efectivo}) = \sigma(\text{total}) - \mu$

2.4.3.5.2. Esfuerzo Total

El esfuerzo total es la suma de todas las fuerzas, incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua (divididas por el área total) e incluyendo el área de sólidos y el área de vacíos.

Esfuerzo total = esfuerzo efectivo + presión de poros

En problemas prácticos, el análisis con esfuerzos totales puede utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas, para analizar la estabilidad a largo plazo.

2.4.3.6. Resistencia Drenada y No-drenada

La resistencia al cortante se define como el máximo valor de esfuerzo cortante que el suelo puede soportar. Los dos tipos de resistencia al cortante utilizados en el análisis de estabilidad son: la resistencia no-drenada y la resistencia drenada. La resistencia no-drenada se utiliza en análisis con esfuerzos totales mientras la resistencia drenada se utiliza en



análisis con esfuerzos efectivos.

2.4.3.6.1. Resistencia no-drenada

Suarez (2013) Sostiene: "La resistencia no-drenada es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no-drenadas o sea cuando las cargas que producen la falla, se aplican sobre la masa de suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo. El caso más común de resistencia no-drenada, se presenta en los depósitos naturales de arcilla saturada cuando éstos son cargados o descargados en forma relativamente rápida, comparada con la rata en la cual puede ocurrir drenaje y/o consolidación" (Pag. 132).

Suarez (2013) Sostiene: " Cuando se presenta esta condición se asume que hay un fenómeno de resistencia no-drenada; el contenido de agua y el volumen de la arcilla permanecen constantes durante la carga no-drenada y se generan presiones de poros en exceso. El comportamiento no-drenado de arcillas saturadas se analiza en términos de esfuerzos totales y la evaluación de las presiones de poros es innecesaria. Bajo esta situación se asume un método de análisis $\sigma = 0$ y la resistencia no-drenada C_u es igual al valor de cohesión en la envolvente de Mohr-Coulomb para esfuerzos totales" (Pag. 134).

Suarez (2013) Sostiene: "Bajo estas suposiciones, la resistencia no-drenada de una arcilla saturada, no es afectada por los cambios en la presión de confinamiento (mientras el contenido de agua no cambie). Las arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas tienden a comprimirse cuando están sometidas a esfuerzos de cortante y producen un incremento de la presión de poros en condiciones no-drenadas" (Pag. 134).

Suarez (2013) Sostiene: "La tendencia de las arcillas (fuertemente consolidadas) a dilatarse cuando son sometidas a cortante, da como resultado, cambios negativos de la presión de poros en condiciones no-drenadas. De acuerdo con lo anterior, cuando una arcilla es sometida a

corte en condiciones no-drenadas, el esfuerzo efectivo sobre el plano potencial de falla cambia haciéndose menor en arcillas normalmente consolidadas y mayor en arcillas sobreconsolidadas. Por lo general, para las arcillas normalmente consolidadas, la resistencia no-drenada es menor que la resistencia drenada. Para las arcillas muy sobreconsolidadas puede ocurrir lo contrario, la resistencia no-drenada puede ser mayor que la resistencia drenada, debido a que la presión de poros disminuye y el esfuerzo efectivo aumenta durante el corte no-drenado (Duncan y Wright, 2005)" (Pag. 134).

2.4.3.6.2. Resistencia drenada

La resistencia drenada es la resistencia del suelo cuando se carga en forma lenta y no se producen presiones de poros en exceso, debidas a la aplicación de la carga. Igualmente, la resistencia drenada se presenta cuando la carga ha estado aplicada por un período suficiente de tiempo de tal forma, que el suelo ya ha sido drenado. Una condición no-drenada, con el tiempo puede convertirse en una condición drenada, en la medida en que el agua drene.

2.4.4. CÍRCULO DE MOHR

El diagrama de Mohr es el método más común para representar los resultados de los ensayos de corte en los suelos. El círculo de Mohr representa un ensayo triaxial y la envolvente de los círculos de Mohr representa el estado de los esfuerzos en el momento de una falla al cortante. En el análisis en dos dimensiones, los esfuerzos de un punto, pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y , y t_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $t - \sigma$, se puede trazar el círculo de esfuerzos de Mohr.

En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como esfuerzos principales. Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud, debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal

en la parte inferior (Figura 2.39)

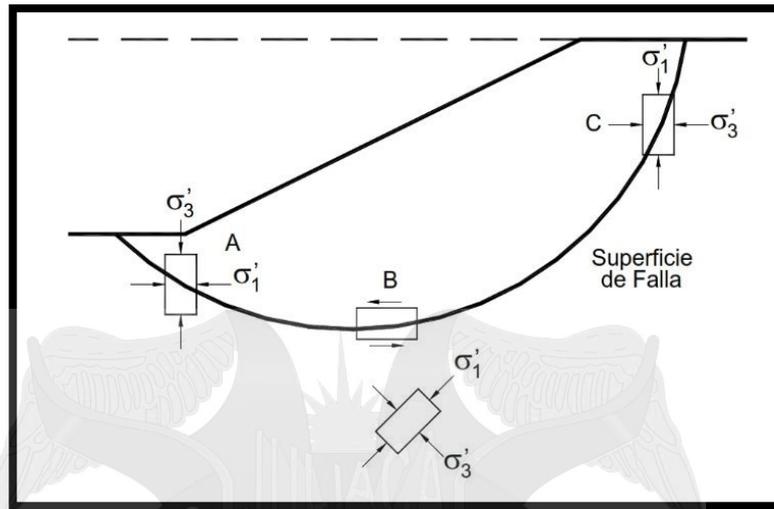


Figura 2.39 Dirección de los esfuerzos principales en la falla de un talud

2.4.4.1. Envoltentes de Falla

El círculo de Mohr se emplea para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que ha alcanzado la combinación crítica de los esfuerzos a la falla. La envolvente de falla Mohr - Coulomb generalmente es una línea curva que puede representarse en la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

Donde:

S = Resistencia al Cortante

σ' = Esfuerzo normal Efectivo

A y b = Constantes

En la práctica normal de ingeniería, generalmente, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos (Figura 2.40), en el cual:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Donde:

c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión)

ϕ' = Pendiente de envolvente (ángulo de fricción).

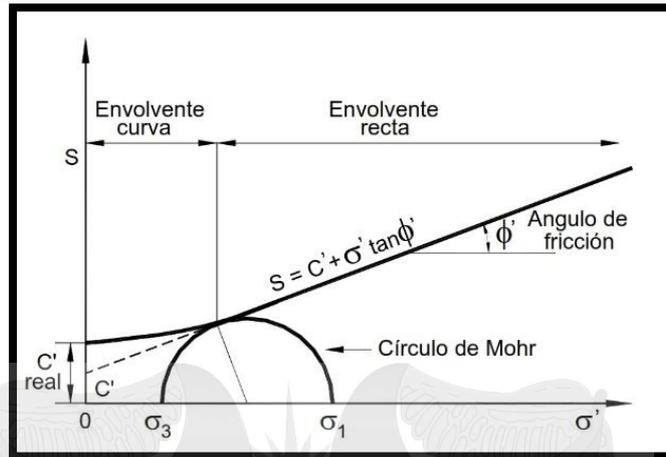


Figura 2.40 Envolvente de falla y círculo de Mohr.

2.4.4.2. Envolvente de falla no lineal

Hay considerable evidencia experimental de que la envolvente de falla no es recta (Figura 2.41). En la mayoría de los suelos, la envolvente de falla para los niveles de esfuerzos pequeños, es curva y el error de asumirla como recta, puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad, no existe un ángulo de fricción para los esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envolvente. Hawkins (1996) indica que es recomendable presentar los ángulos de fricción como una función de las presiones normales.

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'_{\sigma'}$$

$\phi'_{\sigma'}$ (último) = Ángulo de fricción para el respectivo valor de σ' .

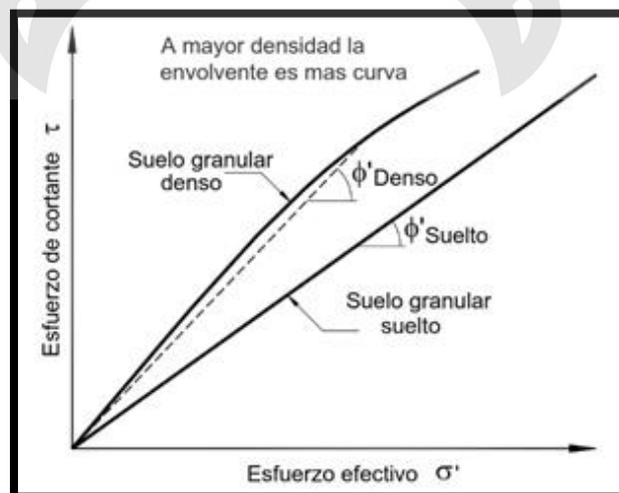


Figura 2.41 Envolventes de resistencia al cortante para esfuerzos efectivos en arenas, gravas o enrocados. (Duncan y Wright, 2005).

En la estabilidad de taludes es muy importante utilizar la envolvente de falla real para cada nivel de esfuerzos (Popescu y otros, 2000). Con este objetivo Maksimovic (1989) desarrolló una ecuación que describe el ángulo de fricción ϕ' como una función del esfuerzo normal efectivo σ' (Figura 2.42).

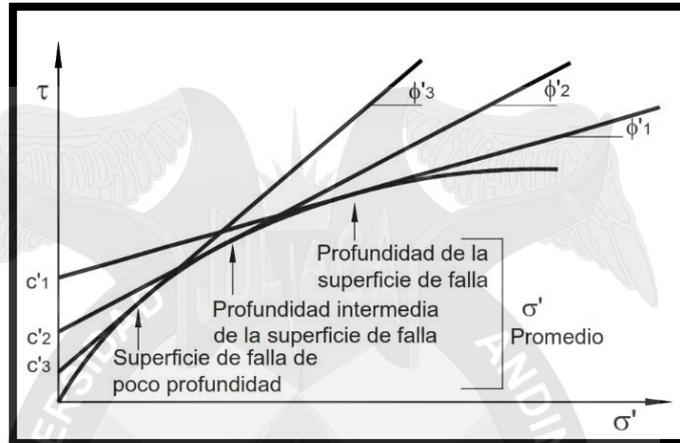


Figura 2.42 Envolvente de falla no lineal de Maksimovic (1989).

2.4.4.3. Trayectoria de Esfuerzos

El procedimiento y análisis que utiliza la trayectoria de esfuerzos, permite estudiar el comportamiento del suelo en el campo o el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos muestra sus estados sucesivos un espacio de esfuerzos p-q, donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr. Para mayor claridad, los círculos de Mohr no se trazan, sólo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos (Figura 2.43). En estas trayectorias de esfuerzos se puede ver el comportamiento típico de los elementos del suelo.

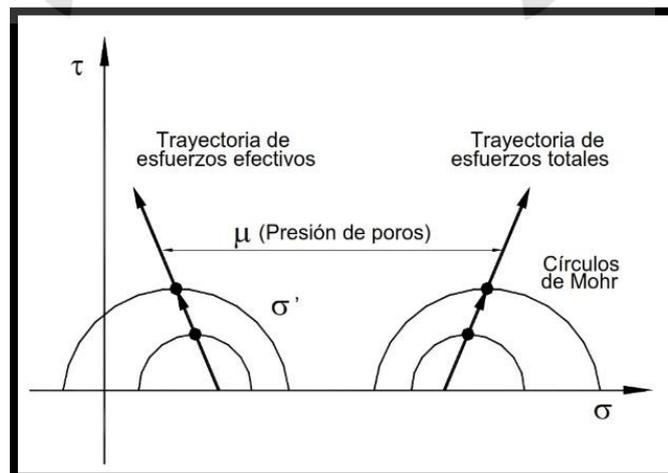


Figura 2.43 Trayectoria de esfuerzos.

Se pueden trazar tres tipos de trayectorias diferentes de la siguiente manera (Lee, 1996):

- Trayectoria de esfuerzos efectivos. La cual pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo.
- Esfuerzos totales menos presión de poros estática. Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poros en el agua, debida al nivel estático de las aguas subterráneas. Si el nivel de agua no cambia, la diferencia entre la trayectoria de esfuerzos efectivos y la de esfuerzos totales menos la presión de poros estática, es la presión de poros en exceso generada a medida que el suelo experimenta deformaciones.
- Esfuerzos totales. La cual muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente.

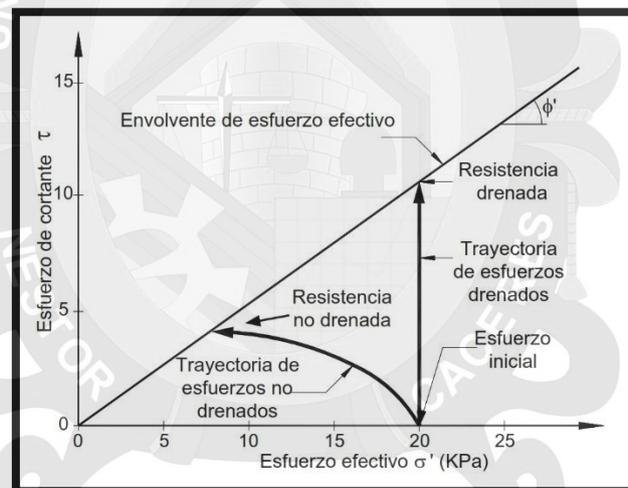


Figura 2.44 Trayectoria de esfuerzos en un ensayo de corte directo para condiciones drenadas y no-drenadas (Duncan y Wright, 2005).

La figura 2.44 muestra las trayectorias de esfuerzos en un ensayo de corte directo para condiciones drenadas y no-drenadas. En la condición drenada la trayectoria de esfuerzos es vertical y corresponde a un incremento en el esfuerzo de cortante y una constante del esfuerzo normal efectivo sobre el plano horizontal. La trayectoria de esfuerzos no- drenados, se dirige hacia la izquierda, debido a que el incremento en el esfuerzo de cortante está acompañado de una disminución en el esfuerzo normal efectivo por causa del incremento en la presión de poros.

2.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Suarez (2013) Sostiene: “La modelación matemática de los taludes es parte de la práctica de la ingeniería civil, geotécnica, con el objeto de analizar las condiciones de estabilidad de los taludes naturales y la seguridad y funcionalidad del diseño en los taludes artificiales (Figura 2.45)” (Pag. 127).

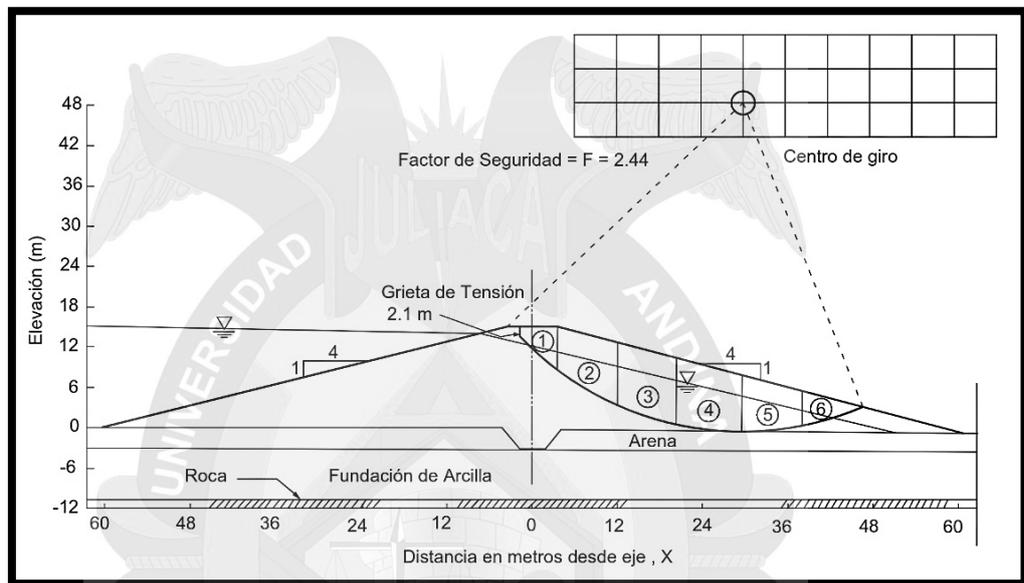


Figura 2.45 Ejemplo de un análisis de estabilidad de taludes (U. S. Corps of Engineers, 2003)

Suarez (2013) Sostiene: “Existe una gran cantidad de metodologías para la modelación matemática, la cual depende del objetivo del análisis y de los resultados que se deseen obtener. Los objetivos principales del análisis matemático de los taludes son los siguientes:

- Determinar las condiciones de estabilidad del talud (si es estable o inestable y el margen de estabilidad).
- Investigar los mecanismos potenciales de falla (analizar cómo ocurre la falla).
- Determinar la sensibilidad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (Efecto de las lluvias, sismos, etc.).
- Comparar la efectividad de las diferentes opciones de remediación o estabilización y su efecto sobre la estabilidad del talud.
- Diseñar los taludes óptimos en término de seguridad, confiabilidad y economía” (Pag. 127).



2.5.1. Herramientas Disponibles

Para el análisis de estabilidad de taludes se dispone de varias herramientas tales como:

2.5.1.1. Tablas o ábacos

Suarez (2013) Sostiene: "Se han elaborado tablas y ábacos para calcular en forma rápida y sencilla, los factores de seguridad para una variedad de condiciones" (Pag. 128).

2.5.1.2. Análisis gráficos

Suarez (2013) Sostiene: "Históricamente, se han utilizado procedimientos gráficos o de polígonos de fuerzas para calcular las condiciones de estabilidad de los taludes. Estos sistemas gráficos son poco usados actualmente" (Pag. 128).

2.5.1.3. Cálculos manuales

Suarez (2013) Sostiene: "La mayoría de métodos de análisis se desarrollaron para cálculos matemáticos manuales o con calculadora, de acuerdo con fórmulas simplificadas" (Pag. 128).

2.5.1.4. Hojas de cálculo

Suarez (2013) Sostiene: "Algunos autores han desarrollado hojas de cálculo, las cuales pueden utilizarse para el análisis de taludes sencillos o con bajo nivel de complejidad" (Pag. 128).

2.5.1.5. Uso de "Software"

Suarez (2013) Sostiene: "La técnica de análisis que se escoja depende de las características de los sitios y del modo potencial de falla; dando especial consideración a las fortalezas, las debilidades y las limitaciones de cada metodología de análisis. Hasta el año 1975, la mayoría de los análisis de estabilidad se realizaban en forma gráfica o utilizando calculadoras manuales" (Pag. 128).

Suarez (2013) Sostiene: "Con la llegada del computador los análisis se pudieron realizar en forma más detallada; inicialmente utilizando tarjetas FORTRAN y recientemente con programas de software, los cuales cada día son más poderosos" (Pag. 128).

2.5.2. Metodologías para el Análisis de la Estabilidad



Suarez (2013) Sostiene: "Dentro de las metodologías disponibles, se encuentran los métodos de límite de equilibrio, los métodos numéricos y los métodos dinámicos para el análisis de caídos de roca y flujos, entre otros. Los métodos numéricos son la técnica que muestra la mejor aproximación al detalle, de las condiciones de estabilidad en la mayoría de los casos de evaluación de estabilidad de taludes" (Pag. 128).

Suarez (2013) Sostiene: "Sin embargo, los métodos de límite de equilibrio, son más sencillos de utilizar y permiten analizar los casos de falla traslacional y de falla rotacional, así como las fallas de inclinación ("Toppling") y las fallas en cuña. Igualmente, los métodos de límite de equilibrio permiten el análisis combinado con técnicas probabilísticas (Stead y otros, 2000). En la tabla 2.3 se presenta un resumen de las metodologías utilizadas en los análisis convencionales de estabilidad de taludes" (Pag. 128).

Tabla 2.3 Metodologías utilizadas en la modelación de taludes

Método	Parámetros Utilizados	Ventajas	Limitaciones
Límite de equilibrio	Topografía del talud, estratigrafía, ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, niveles freáticos y cargas externas.	Existe una gran cantidad de paquetes de software. Se obtiene un número de factor de seguridad. Analiza superficies curvas, rectas, cuñas, inclinaciones, etc. Análisis en dos y tres dimensiones con muchos materiales, refuerzos y condiciones de nivel de agua.	Genera un número único de factor de seguridad sin tener en cuenta el mecanismo de inestabilidad. El resultado difiere de acuerdo con el método que se utilice. No incluye análisis de las deformaciones.
Esfuerzo-deformación continuos	Geometría del talud, propiedades de los materiales, propiedades elásticas, elasto-plásticas y de "creep". Niveles freáticos, resistencia.	Permite simular procesos de deformación. Permite determinar la deformación del talud y el proceso de falla. Existen programas para trabajar en dos y tres dimensiones. Se puede incluir análisis dinámico y análisis de "creep".	Es complejo y no lineal. Comúnmente no se tiene conocimiento de los valores reales a utilizar en la modelación. Se presentan varios grados de libertad. No permite modelar roca muy fracturada.
Discontinuos Esfuerzo-deformación elementos discretos	Geometría del talud, propiedades del material, rigidez, discontinuidades resistencia y niveles freáticos.	Permite analizar la deformación y el movimiento relativo de bloques.	Existe poca información disponible sobre las propiedades de las juntas. Se presentan problemas de escala, especialmente en los taludes en roca.
Cinemáticos estereográficos para taludes en roca	Geometría y características de las discontinuidades. Resistencia a las discontinuidades.	Es relativamente fácil de utilizar. Permite la identificación y análisis de bloques críticos, utilizando teoría de bloques. Pueden combinarse con técnicas estadísticas.	Útiles para el diseño preliminar. Se requiere criterio de ingeniería para determinar cuáles son las discontinuidades críticas. Evalúa las juntas.
Dinámica de caídos de roca	Geometría del talud, tamaño y forma de los bloques y coeficiente de restitución.	Permite analizar la dinámica de los bloques y existen programas en dos y tres dimensiones.	Existe muy poca experiencia de su uso en los países tropicales.
Dinámica de flujos	Relieve del terreno. Concentración de sedimentos, viscosidad y propiedades de la mezcla suelo-agua.	Se puede predecir el comportamiento, velocidades, distancia de recorrido y sedimentación de los flujos.	Se requiere calibrar los modelos para los materiales de cada región. Los resultados varían de acuerdo con el modelo utilizado.

Los factores que generan el deslizamiento pueden ser complejos y muy difíciles de modelar; no obstante, con el objeto de analizar esas situaciones complejas, existen algunas herramientas utilizando elementos finitos,



diferencias finitas, elementos discretos y modelos dinámicos.

2.5.3. CARACTERÍSTICAS DEL ANÁLISIS DE LÍMITE DE EQUILIBRIO

Suarez (2013) Sostiene: "Un análisis de límite de equilibrio permite obtener un factor de seguridad o a través de un análisis regresivo, obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla. Una vez se han determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de poros y otras propiedades del suelo y del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad del talud. Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para soportar los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento" (Pag. 128).

2.5.3.1. Concepto de Factor de Seguridad (F. S.)

Suarez (2013) Sostiene: "El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla" (Pag. 128).

2.5.3.2. Concepto de Superficie de Falla

Suarez (2013) Sostiene: "El término superficie de falla se utiliza para referirse a una superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o la rotura del talud (Figura 2.46); sin embargo, este deslizamiento o rotura no ocurre a lo largo de esas superficies si el talud es diseñado adecuadamente. En los métodos de límite de equilibrio el factor de seguridad se asume que es igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla; por lo tanto, este valor representa un promedio del valor total en toda la superficie. Si la falla ocurre, los esfuerzos de cortante serían iguales en todos los puntos a todo lo largo de la superficie de falla" (Pag. 130).

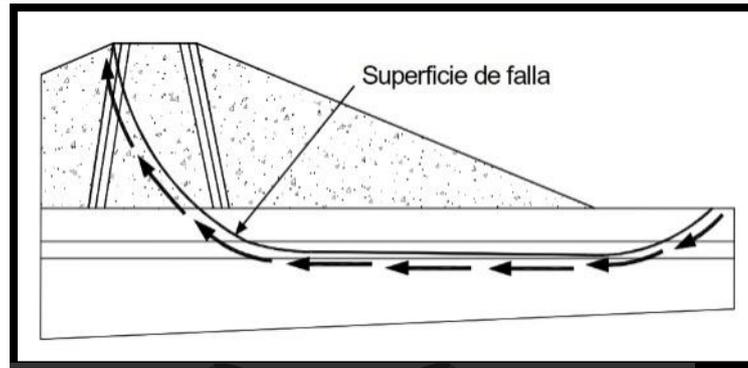
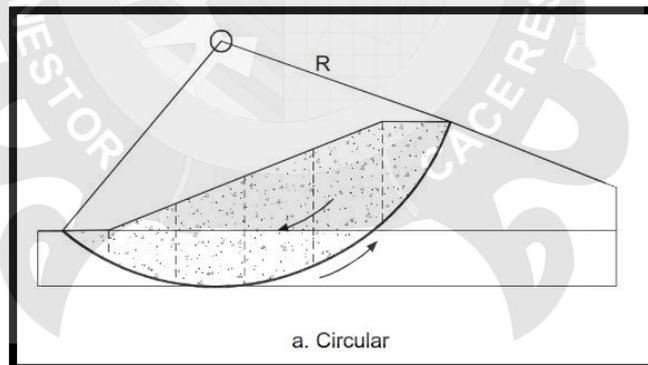


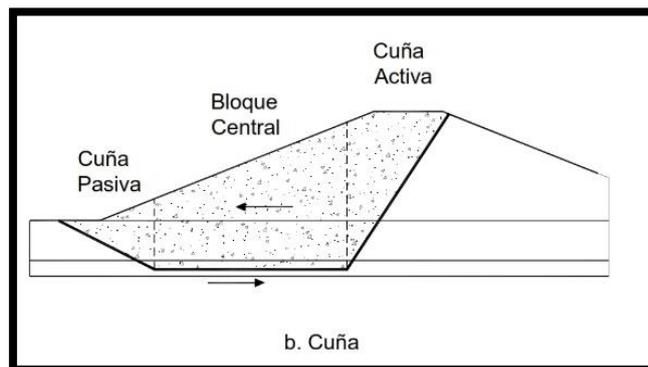
Figura 2.46 Superficie de falla y dirección de la resistencia al cortante (U. S. Corps of Engineers, 2003).

2.5.3.3. Formas de la superficie de falla

Suarez (2013) Sostiene: "Las técnicas de límite de equilibrio se utilizan cuando las fallas corresponden a los deslizamientos de traslación o de rotación sobre superficies de falla determinadas (Figura 2.47). Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de éstas. En los últimos años, se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no geométrica" (Pag. 131).



a. Circular



b. Cuña

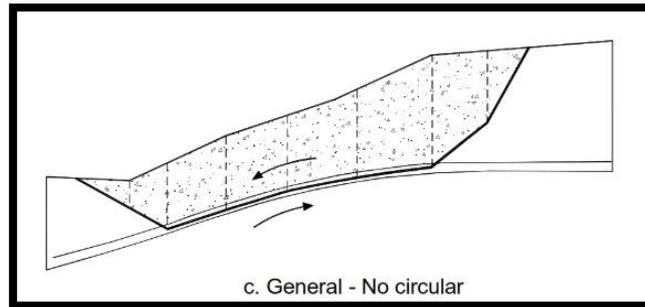


Figura 2.47 Formas de la superficie de falla (U. S. Corps of Engineers, 2003).

2.5.3.4. Análisis de superficies planas

Suarez (2013) Sostiene: “Cuando existen discontinuidades planas en la roca o en el suelo del talud, se acostumbra realizar el análisis de falla a traslación. Esta técnica asume el deslizamiento traslacional de un cuerpo rígido a lo largo de un plano o a lo largo de la intersección de dos planos, como el caso de la falla en cuña” (Pag. 131).

2.5.3.5. Análisis de superficies curvas

Suarez (2013) Sostiene: “En los suelos o rocas blandas, las superficies de falla a deslizamiento, tienden a tener una superficie curva. A estas superficies se les conoce como “círculos de falla o superficies de falla rotacionales”. En los análisis de estabilidad, se debe determinar la localización de la superficie crítica de falla y el factor de seguridad a lo largo de esta superficie” (Pag. 131).

2.5.4. MÉTODOS DE LÍMITE DE EQUILIBRIO

Suarez (2013) Sostiene: “Durante muchos años se ha realizado el análisis de los movimientos de los taludes o laderas, haciendo uso de las técnicas de límite de equilibrio. Este sistema supone que, en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0” (Pag. 135).

Suarez (2013) Sostiene: “El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han ido mejorando los sistemas de dovelas desarrollados por Petterson y Fellenius (1936)” (Pag.

135).

Suarez (2013) Sostiene: "Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados (Figura 2.48). Los métodos de Bishop (1955) y Janbú (1954) han sido muy utilizados en los últimos 50 años y se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como los de Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967), ayudados por programas de software que permiten realizar análisis muy rigurosos. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de éstos posee un cierto grado de precisión" (Pag. 135).

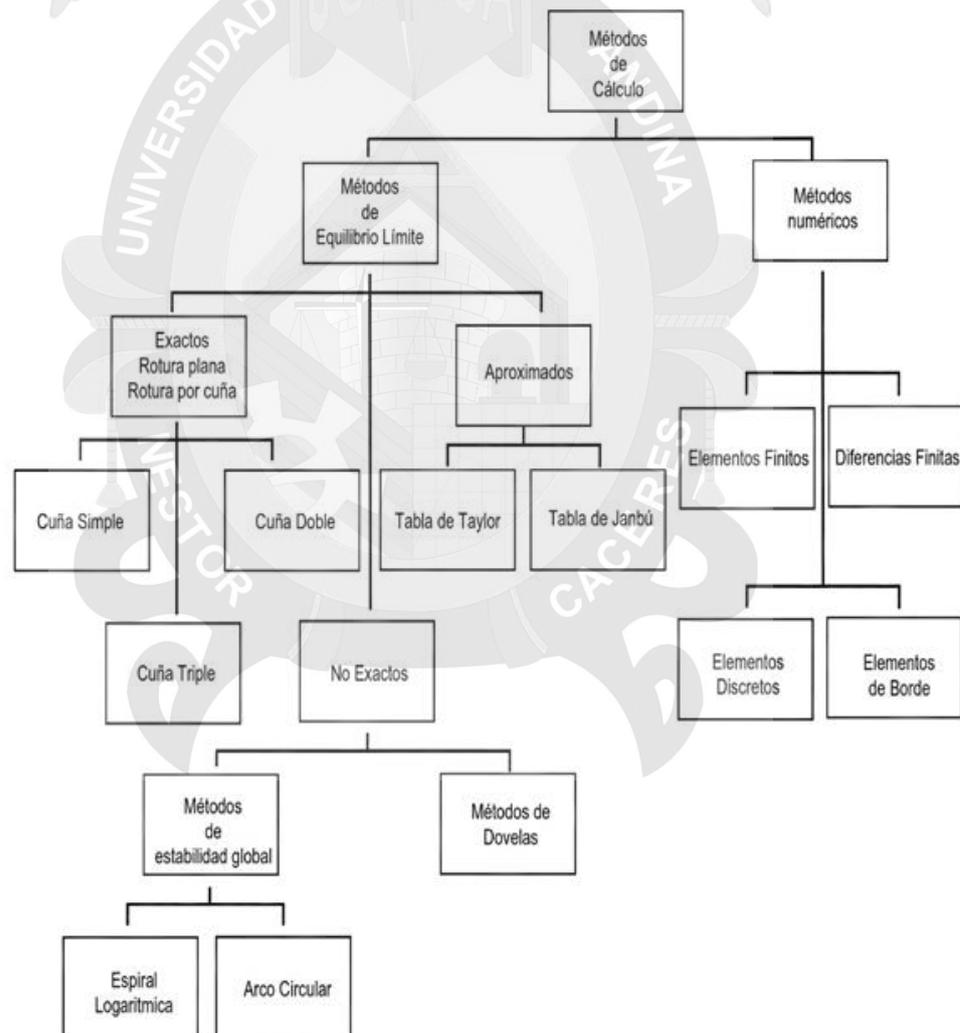


Figura 2.48 Métodos de análisis de estabilidad de taludes.

En la **tabla 2.4** se enumeran algunos de los métodos más utilizados.

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica(Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular, (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($f = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, sea asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

2.5.5. TABLAS PARA ANALISIS RAPIDOS

Suarez (2013) Sostiene: “La primera de éstas fue desarrollada por Taylor en 1966. Desde entonces, han sido presentadas varias tablas sucesivamente por Bishop y Morgenstern (1960), Hunter y Schuster (1968), Janbú (1968), Morgenstern (1963), Spencer (1967), Terzaghi y Peck (1967) y otros, cuyo resumen se encuentra en la tabla 2.7 ” (Pag. 137).

Tabla 2.5 Listado de tablas para el cálculo de la estabilidad de taludes disponibles.

Autor	Parámetros	Inclinación del Talud	Método Analítico Utilizado	Observaciones
Taylor (1966)	c_u c, ϕ	0-90° 0-90°	$\phi = 0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado. Taludes secos solamente.
Bishop y Morgenstern (1960)	c, ϕ, r_u	11-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibsson y Morgenstern	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Spencer (1967)	c, ϕ, r_u	0-34°	Spencer	Círculos de pie solamente.
Janbú (1968)	c_u c, ϕ, r_u	0-90°	$\phi = 0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión.
Hunter y Schuster (1968)	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Chen y Giger (1971)	c, ϕ	20-90°	Análisis límite	
O'Connor y Mitchell (1977)	c, ϕ, r_u	11-26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir $N_c = 0.1$
Hoek y Bray (1977)	c, ϕ c, ϕ	0-90° 0-90°	Círculo de fricción Cuña	Incluye agua subterránea y grietas de tensión. Análisis de bloque en tres dimensiones.
Cousins (1978)	c, ϕ	0-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1966).
Charles y Soares (1984)	ϕ	26-63°	Bishop	Envoltorio de falla no lineal de Mohr-Coulomb.
Barnes (1991)	c, ϕ, r_u	11-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos del talud.

2.5.5.1. TABLA DE TAYLOR

Suarez (2013) Sostiene: "Una forma rápida para determinar el factor de seguridad de un talud, es utilizando las tablas de Taylor. Es importante tener en cuenta que el método de Taylor supone un suelo homogéneo y un manto rígido profundo. Este método sólo se utiliza para suelos cohesivos ($\phi = 0$) y se aplica solamente para el análisis de esfuerzos totales, debido a que no considera presiones de poros" (Pag. 139).

Paso 1. Parámetros que se requieren para el análisis.

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

Paso 2. Calcular el factor de profundidad d

El factor de profundidad, d, se calcula por medio de la fórmula:

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

Donde:

D = profundidad del manto de suelo duro impenetrable (Roca).

H = altura del talud.

Paso 3. Determinar el número de estabilidad (N_o)

Del gráfico de Taylor se determina el valor del número de estabilidad, N_o , el cual depende del ángulo del talud, β , y del valor de "d" que se calculó en el paso anterior.

Paso 4. Calcular C_{req} para el factor de seguridad de 1.0. Se utiliza la siguiente expresión:

$$N_o = \frac{\gamma^* H}{C_{req}}$$

Donde:

N_o = Número de estabilidad que se obtiene de la tabla

C_{req} = Cohesión requerida para F.S. = 1.0

γ = Peso *unitario* del suelo

H = Altura del talud

Paso 5. Calcular el Factor de seguridad del Talud

$$F.S. = \frac{C_u}{C_{req}}$$

2.5.5.2. TABLAS DE JANBÚ

Suarez (2013) Sostiene: "Las tablas desarrolladas por Janbú (1968), permiten el análisis de diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluyendo los niveles freáticos y grietas de tensión" (Pag. 139).

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

2.5.6. MÉTODO DEL TALUD INFINITO

Suarez (2013) Sostiene: "Con frecuencia, en los deslizamientos de gran magnitud, la mayor parte de la masa deslizada se mueve aproximadamente en forma paralela a la superficie del terreno. La naturaleza del movimiento está controlada por algún elemento geológico como una capa de roca o una capa de materiales poco resistentes. Si la longitud relativa del deslizamiento es muy grande en relación con su espesor, la contribución de la resistencia en la cabeza y el pie del deslizamiento, es menor comparada con la resistencia del resto de la superficie de falla" (Pag. 145).

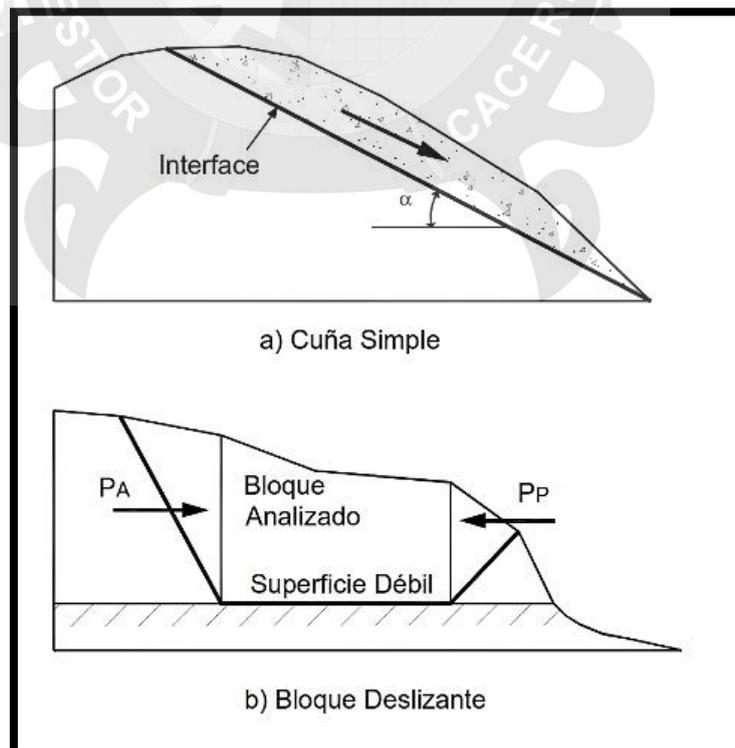
Suarez (2013) Sostiene: "En las condiciones indicadas, se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad somera y la

longitud de la falla es mayor comparada con su espesor. Este tipo de deslizamiento se puede analizar suponiendo un talud infinito” (Pag. 146).

Suarez (2013) Sostiene: “Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperado no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el factor de seguridad puede calcularse (para un talud infinito) a partir de una unidad de área con base en el criterio Mohr – Coulomb” (Pag. 146).

2.5.7. ANÁLISIS DE BLOQUES O CUÑAS

Suarez (2013) Sostiene: “El análisis de estabilidad de los taludes puede realizarse suponiendo superficies de falla rectas determinadas. Pueden analizarse superficies compuestas por una sola línea o por varias líneas, formando cuñas simples, dobles o triples (Figura 2.49). Este tipo de análisis es apropiado cuando hay una superficie potencial de falla relativamente recta a lo largo de un material relativamente duro o relativamente blando; por ejemplo, los mantos aluviales débiles. Uno de estos métodos es conocido como “método del bloque deslizante” (Pag. 148).



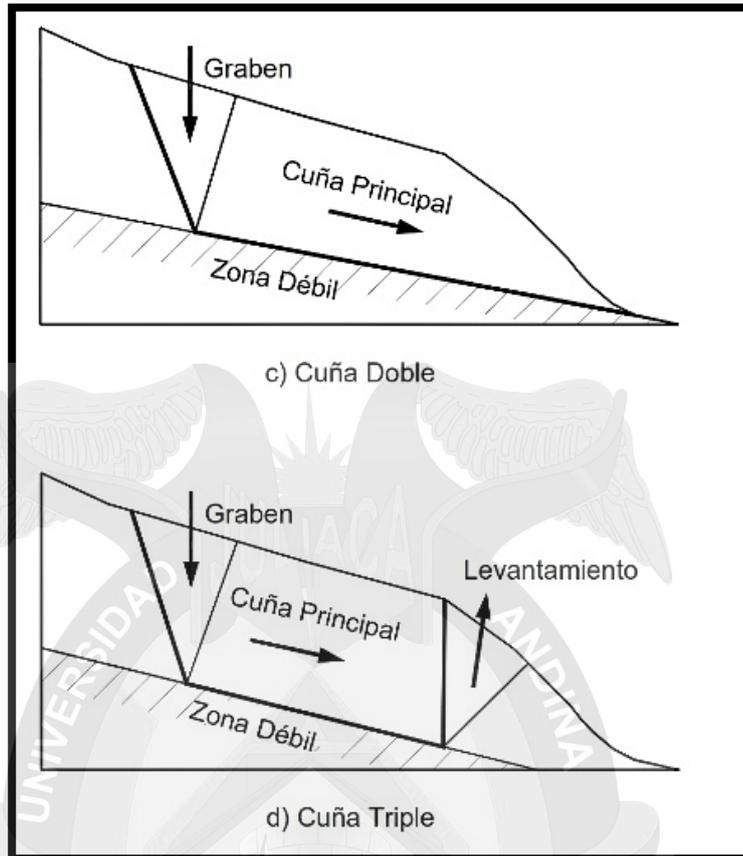


Figura 2.49 Tipos de bloques o cuñas para análisis de estabilidad de los taludes.

2.5.7.1. Método del Bloque Deslizante

Suarez (2013) Sostiene: “El análisis del bloque deslizante se puede utilizar cuando a una determinada profundidad existe una superficie de debilidad relativamente recta y delgada (subhorizontal). La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independiente, al utilizar las fuerzas entre bloques. No se considera la deformación de los bloques, que es útil, cuando existe un manto débil o cuando aparece un manto muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento” (Pag. 148).

2.5.7.2. Método de la Cuña Simple

Suarez (2013) Sostiene: "Este método supone una superficie recta de un solo tramo, el cual puede analizarse como una cuña simple, con la superficie de falla inclinada, a un determinado ángulo con la horizontal. Una falla de superficie plana puede ser analizada, con una solución de forma cerrada, la cual depende de la geometría de la pendiente y de los parámetros de fuerza cortante del suelo a lo largo del plano de falla" (Pag. 149).

2.5.7.3. Método de la Cuña Doble

Suarez (2013) Sostiene: "Se hace el análisis de una cuña con dos tramos rectos de superficie de falla (figura 2.50). La cuña superior tiene generalmente una pendiente fuerte y la inferior, una pendiente más suave" (Pag. 149).

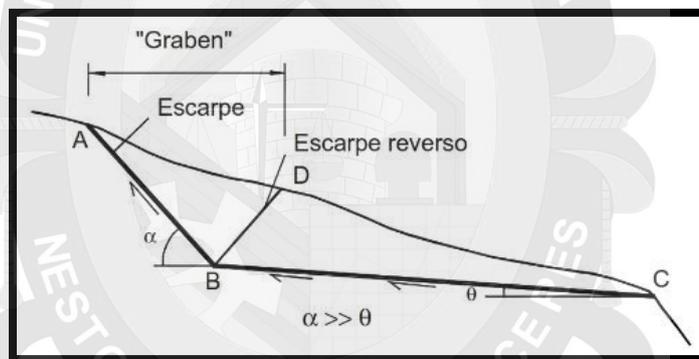


Figura 2.50 Sección típica de una falla de doble cuña (Cornforth, 2005).

Suarez (2013) Sostiene: "La cuña superior genera una fuerza de empuje sobre la cuña inferior y ésta debe ser capaz de resistir la fuerza impuesta por la cuña superior" (Pag. 149).

Generalmente se utiliza para simular fallas sobre las superficies planas, duras, tales como roca o sobre superficies planas, blandas (manto de arcilla blanda).

4.1.1.1 Método de Bishop

Suarez (2013) Sostiene: "El método simplificado de Bishop supone que las

fuerzas laterales entre tajadas, son horizontales y desprecia las fuerzas de cortante y otros métodos más precisos como los de Morgenstern y Price, que utilizan una función para calcular las fuerzas entre dovelas” (Pag. 155).

Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales (Figura 2.51); es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.

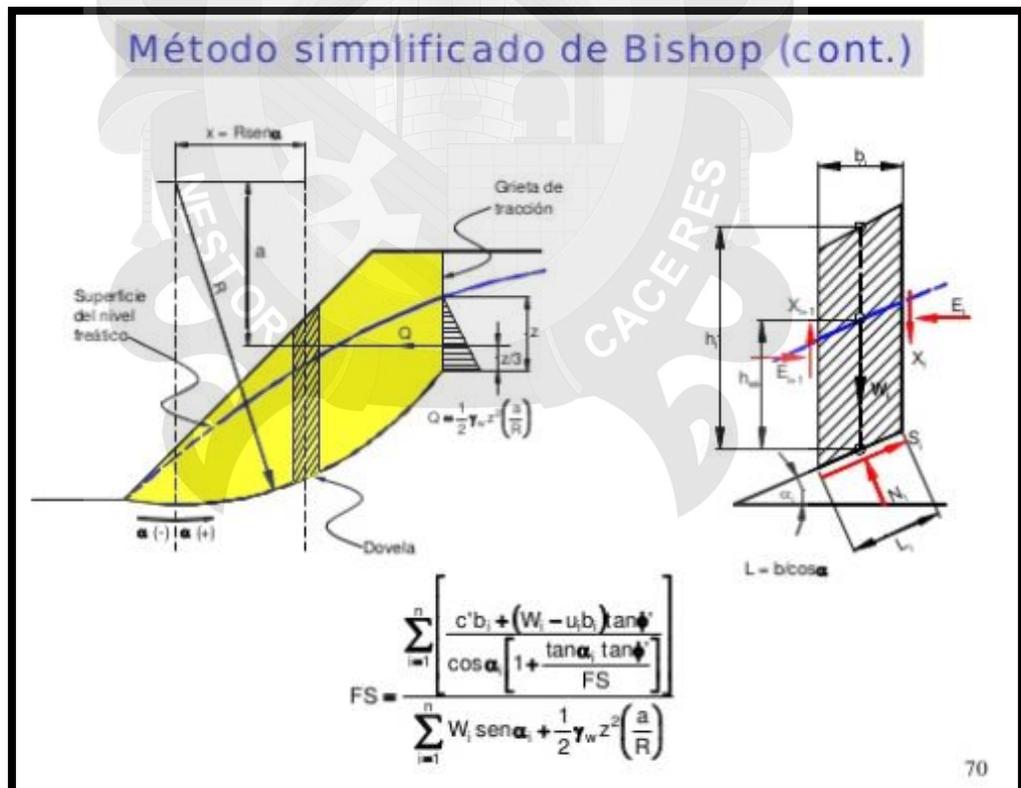
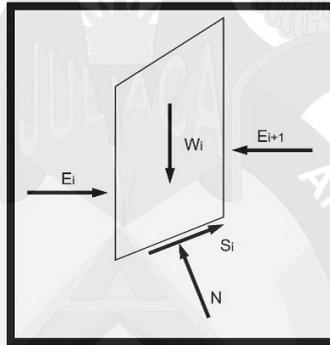
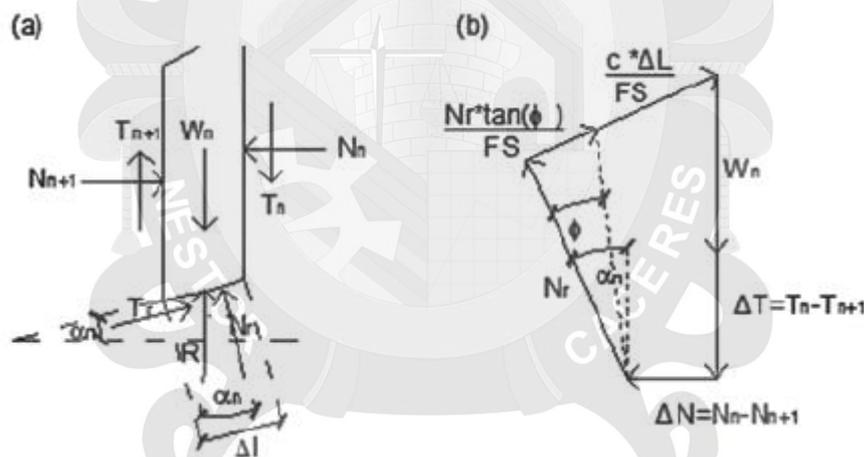


Figura 2.51 Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado (Duncan y Wright, 2005).

Suarez (2013) Sostiene: “El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. Aunque el método sólo satisface el equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario” (Pag. 155).

Suarez (2013) Sostiene: “Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados, no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera las superficies circulares” (Pag. 155).

Análisis de Estabilidad de Taludes por el Método de Bishop. (a) Esquema de las fuerzas que actúan en la masa. (b) Diagrama de fuerzas en equilibrio de la una dovela.



De las figuras a y b, es posible conseguir las siguientes ecuaciones (ec.6, ec.7):

$$T_r = N_r * \tan(\phi) + c * \Delta l = N_r * \left[\frac{\tan(\phi)}{FS} \right] + \frac{c * \Delta l}{FS}$$

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \left[\frac{c * \Delta l}{FS} \right] * \sin(\alpha_n)}{\cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) * \sin(\alpha_n)}{FS}}$$

Una vez obtenidos los diagramas de cuerpo libre para cada una de las dovelas, es posible desarrollar las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y de momentos, obteniendo la expresión que permite determinar el FS de cada SPF analizada. De esta manera (ec.8):

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n * r * \sin(\alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} T_r * r$$

Donde (ec.9),

$$T_r = \frac{1}{FS} * [c + \sigma' * \tan(\phi)] * \Delta l = \frac{1}{FS} * [c * \Delta l + N_r * \tan(\phi)]$$

Al analizar el equilibrio de fuerzas verticales de cada dovela, es posible obtener el valor de las fuerzas N, para así reemplazarlas en la ecuación 9 y obtener lo siguiente (ec.10):

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c * b + W_n * \tan(\phi) + \Delta T * \tan(\phi)] * \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} [W_n * \sin(\alpha_n)]}$$

Donde (ec.11),

$$m_{\alpha(n)} = \cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) * \sin(\alpha_n)}{FS}$$

Este método considera dentro de sus hipótesis fundamentales, el hecho de que las fuerzas de contacto entre dos dovelas sí se toman en cuenta, pero no resultan influyentes, puesto que se encuentran equilibradas. Para aspectos de cálculo, estas fuerzas se consideran igual a cero, con lo que la ecuación 3.10 se puede simplificar (ec.12):

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c * b + W_n * \tan(\phi)] * \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} [W_n * \sin(\alpha_n)]}$$

Es posible notar que el valor del FS no aparece de manera explícita, dado que se presenta a ambos lados de la ecuación, por lo que se debe realizar un proceso iterativo para poder encontrarlo.

La fuerza normal es calculada con la siguiente expresión.

$$N = \left[W * \frac{1}{F} * (c * l * \text{sen} \alpha - u * l * \tan \phi * \text{sen} \alpha) \right] \div M_i(\alpha)$$

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha + \frac{\text{sen} \alpha \tan \phi}{FS}$$

El método de análisis involucra un total de 2n-1 de suposiciones. De esta



manera el problema está totalmente especificado, y en términos generales el equilibrio horizontal no es satisfactorio. Bishop (1955) discutió el significado y demostró que el Factor de Seguridad no es particularmente sensible al valor de las fuerzas de corte entre dovelas siempre que el momento entre equilibrio total sea satisfactorio.



Descomponiendo las fuerzas del polígono se tiene:

$$N * \cos\alpha + \left(\frac{N * \tan\phi}{F_s} + \frac{c * l}{F_s} \right) * \text{sen}\alpha - W - (V_a - V_b) = 0$$

$$W + (V_a - V_b) = \text{sen}\alpha \left(\frac{N * \tan\phi}{F_s} + \frac{c * l}{F_s} \right) + N * \cos\alpha$$

$$F_s = \frac{[c * b + W * \tan\phi + (V_a - V_b) \tan\phi] \frac{1}{\text{Mi}(\alpha)}}{W * \text{sen}\alpha}$$

Despejando la fuerza N obtenemos:

$$\frac{c * l * \text{sen}\alpha}{F_s} + N \left[\frac{\tan\phi * \text{sen}\alpha}{F_s} + \cos\alpha \right] = W + (V_a - V_b)$$

Donde:

$$N = \frac{W + (V_a - V_b) - \frac{c * l * \text{sen}\alpha}{F_s}}{\cos\alpha \left[1 + \frac{\tan\phi * \tan\alpha}{F_s} \right]}$$

Se efectúa los momentos con respecto al punto "O", y obtenemos:

$$\sum W * r * \text{sen}\alpha = \sum Tr * r$$

$$Tr = \frac{(c * l + N * \tan\phi)}{F_s}$$

$$\sum W * r * \text{sen}\alpha = \sum Tr * r$$

$$\sum W * r * \text{sen}\alpha = \frac{(c * l + N * \tan\phi) * r}{F_s}$$

$$\sum W * \text{sen}\alpha = \frac{1}{F_s} \left\{ c * l + \left[\frac{W + (V_a - V_b) - c * l * \frac{\text{sen}\alpha}{F_s}}{\cos\alpha \left(1 + \frac{\tan\phi * \tan\alpha}{F_s} \right)} \right] \tan\phi \right\}$$



$$W * \text{sen}\alpha = \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{c * l * \cos\alpha + \frac{c * l * \tan\phi * \text{sen}\alpha}{F_s} + W * \tan\phi + (V_a - V_b) \tan\phi - \frac{c * l * \text{sen}\alpha \tan\phi}{F_s}}{\cos\alpha + \frac{\tan\phi * \text{sen}\alpha}{F_s}} \right\}$$

Donde:

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

Despejando el Factor de Seguridad (Fs):

$$F_s = \frac{[c * l * \cos\alpha + W * \tan\phi + (V_a - V_b) \tan\phi] \frac{1}{Mi(\alpha)}}{W * \text{sen}\alpha}$$

Haciendo (Va-Vb)=0 por ser fuerzas contrarias se anulan y el "Fs" será:

$$F_s = \frac{\sum [c * b + (W - u * b) \tan\phi] \frac{1}{Mi(\alpha)}}{\sum W \text{sen}\alpha}$$

4.1.1.2 Método de Janbú

Suarez (2013) Sostiene: “El método simplificado de Janbú se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. El método de Janbú solamente satisface el equilibrio de esfuerzos y no satisface el equilibrio de momentos” (Pag. 156).

Suarez (2013) Sostiene: “Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_0 . El factor f depende de la curvatura de la superficie de falla. Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos, para algunos taludes la consideración de este factor de curvatura representa el mejoramiento del análisis ” (Pag. 155).

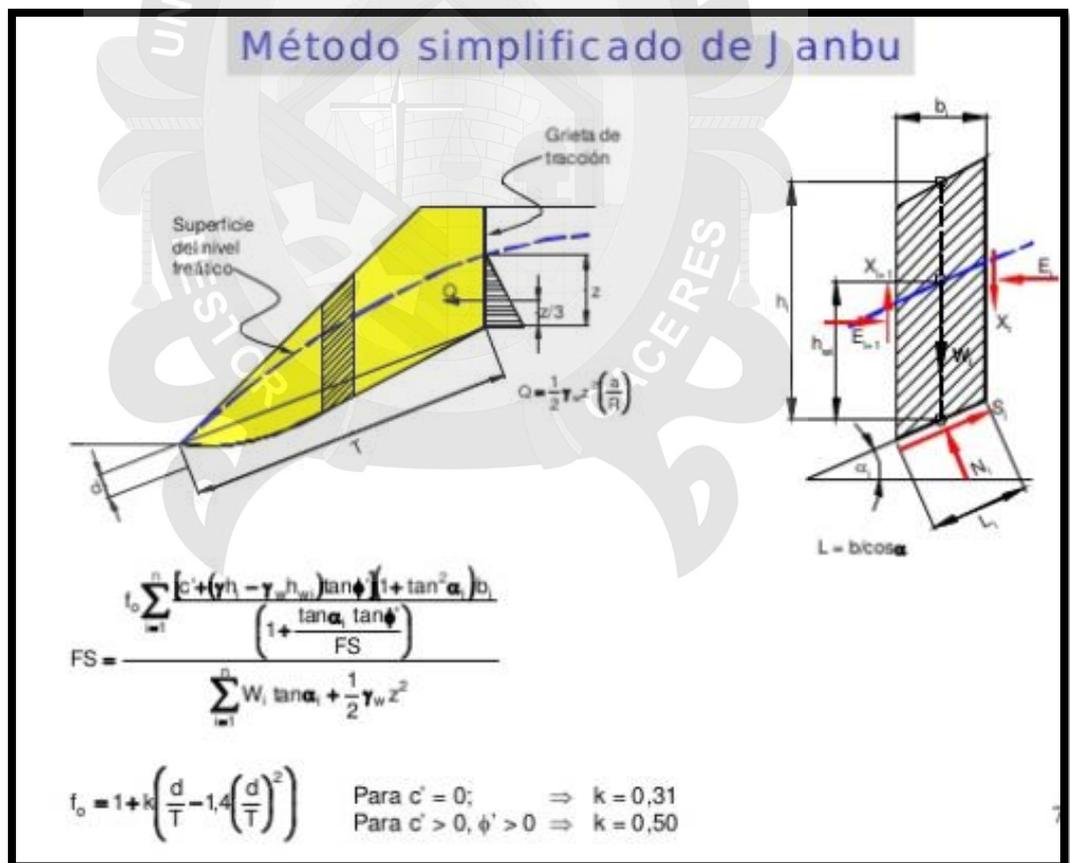
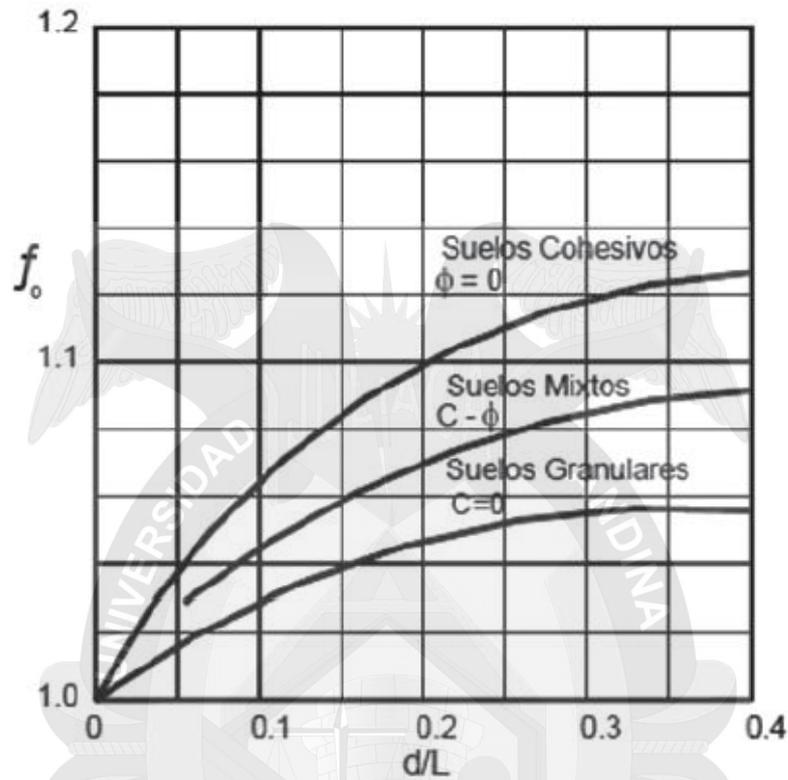


Diagrama del factor f_0 utilizado en el método de Janbú (Suárez, 2011)

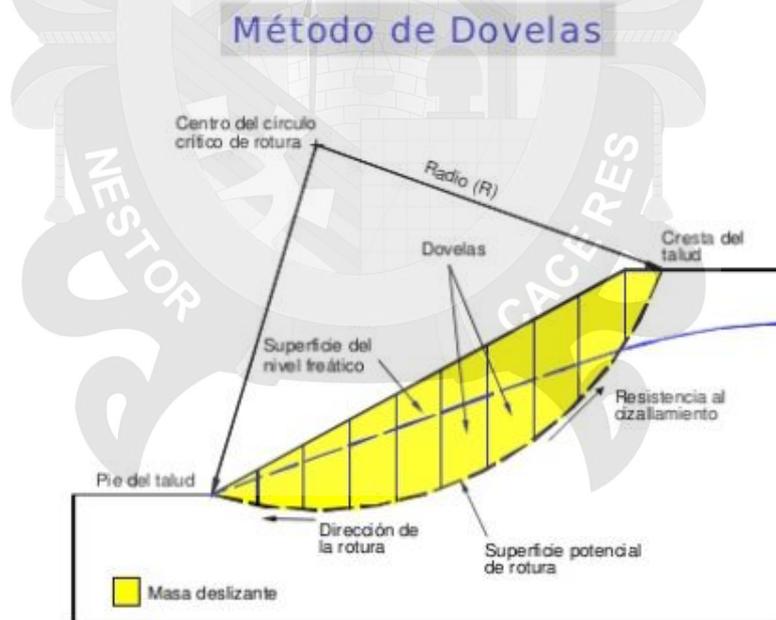
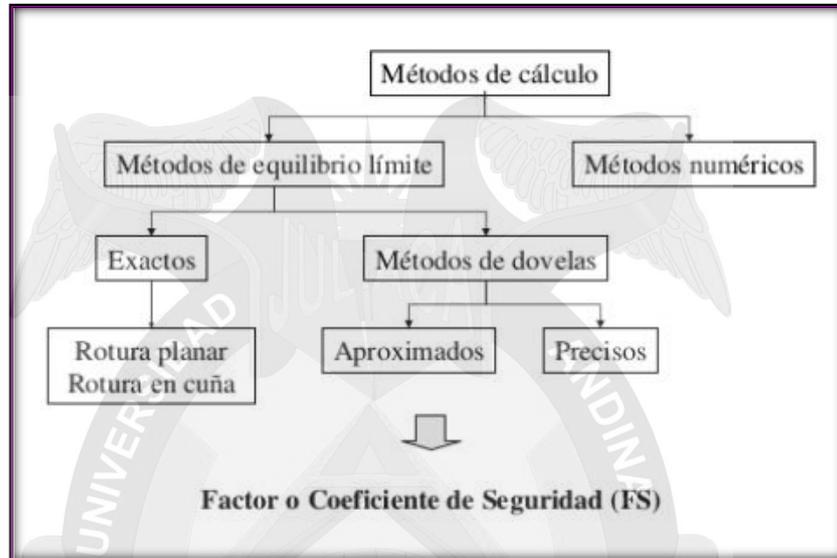


Para determinar la estabilidad de un talud, Janbú considera el cálculo de un FS, el cual satisface el equilibrio de esfuerzos (ec.13):

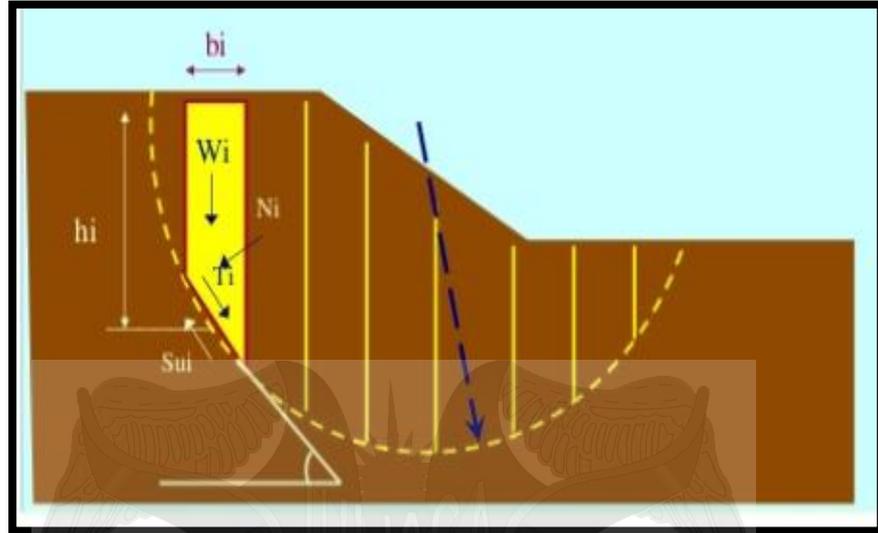
$$FS = \frac{f_0 \cdot \sum \left\{ [c \cdot b + W \cdot \tan(\phi)] \cdot \frac{1}{\cos(\alpha) \cdot m \cdot a} \right\}}{\sum W \cdot \tan(\alpha)}$$

2.5.8. MÉTODOS DE DOVELAS - FELLENIUMS

El método de dovelas, conocido también como método ordinario o de Felleniums. Es un método de cálculo de estabilidad de taludes que tiene fallas circulares el mismo que nos permite calcular el Factor de Seguridad.



En este método se divide la masa de suelos en dovelas y/o rebanadas verticales deslizantes; en el que el Factor de Seguridad es la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes en el plano potencial de falla definido de manera previa.

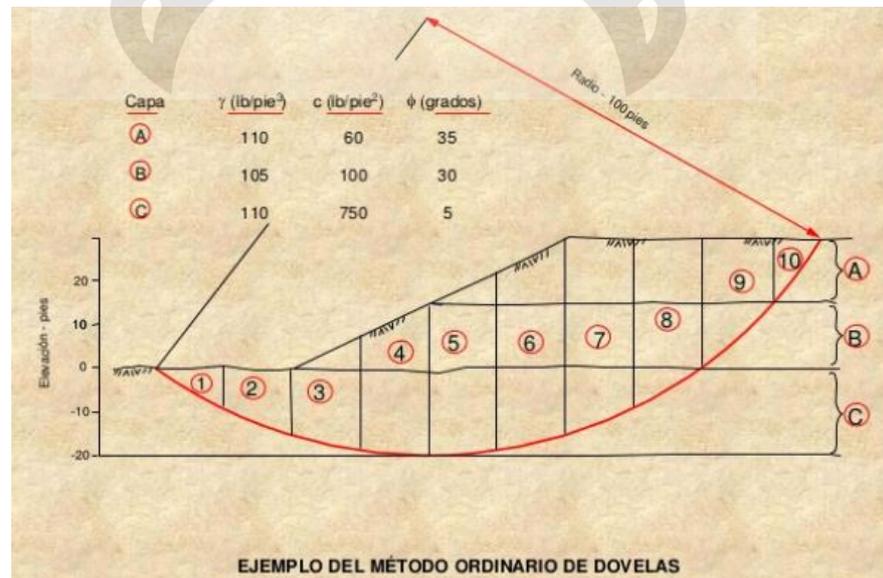


$$FS = \frac{\Sigma(\text{Fuerzas que se oponen al deslizamiento})}{\Sigma(\text{Fuerzas que inducen el deslizamiento})}$$

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cizallamiento en la superficie de rotura}(\tau)}{\text{Tensión cizallante movilizada en la superficie de rotura}(\tau_{mb})}$$

FS < 1 --> Inestable
FS > 1,1 --> Estable

En los procedimientos de análisis con tajadas, generalmente se considera el equilibrio de momentos con relación al centro del círculo para todas y cada una de las tajadas .



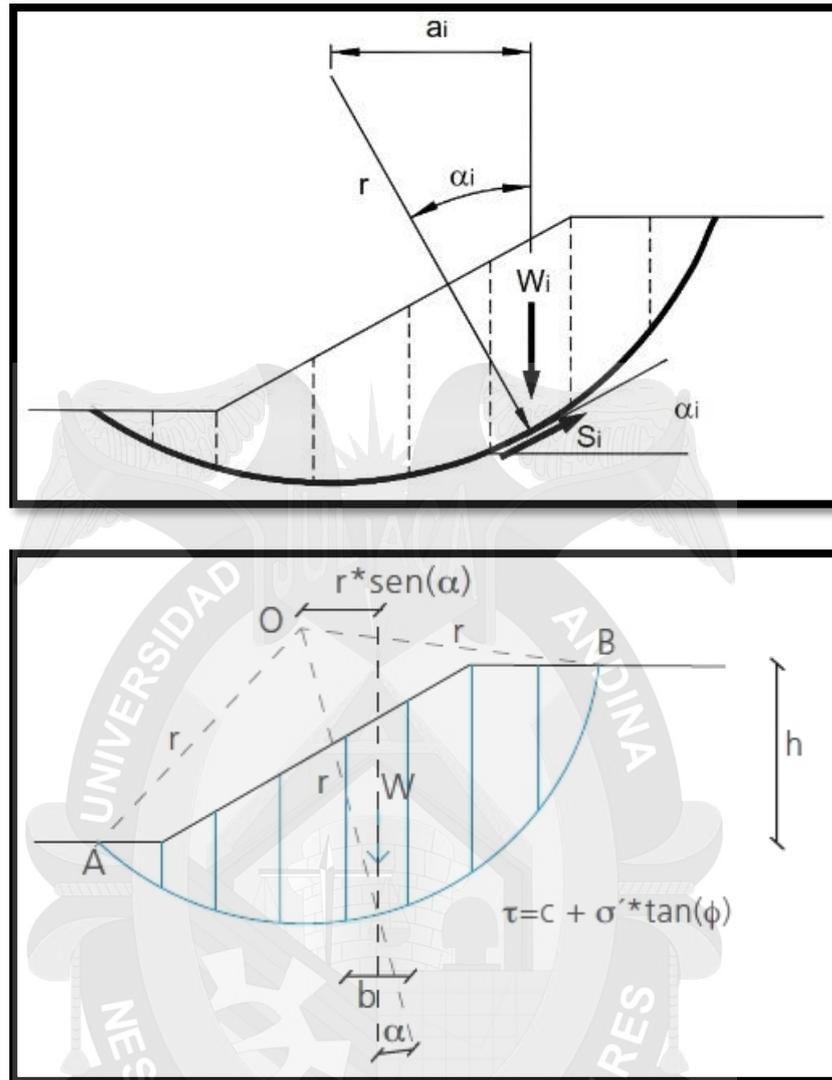
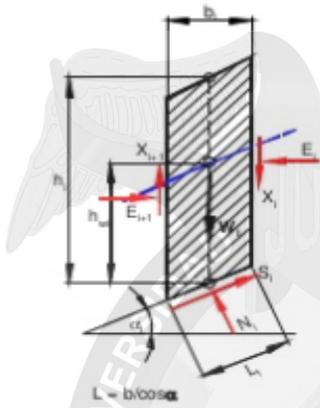


Figura 2.52 Esquema de un sistema típico de análisis con tajadas o dovelas (Duncan y Wright, 2005).

Donde:

- | | | |
|---------------------|----|---|
| W | : | Resultante peso dovela |
| R | : | Fuerza que actúa como reacción al peso de la dovela |
| N_n y $N_{(n+1)}$ | : | Fuerzas normales que actúan en cada lado de la dovela |
| T_n y $T_{(n+1)}$ | : | Fuerzas tangenciales que actúan en cada lado de la dovela |
| N_r | : | Componente normal de la reacción R |
| T_r | :: | Componente tangencial de la reacción R |

Dovela	b (m)	H (m)	α (°)	$L = b/\cos\alpha$	$A = b \cdot H$	$W = \gamma \cdot A \cdot (1)$	h_w	$u = \gamma_w \cdot h_w$	N	D
1										
2										
.										
.										
.										
n										
									Σ	Σ



$$FS = \frac{\sum N}{\sum D}$$

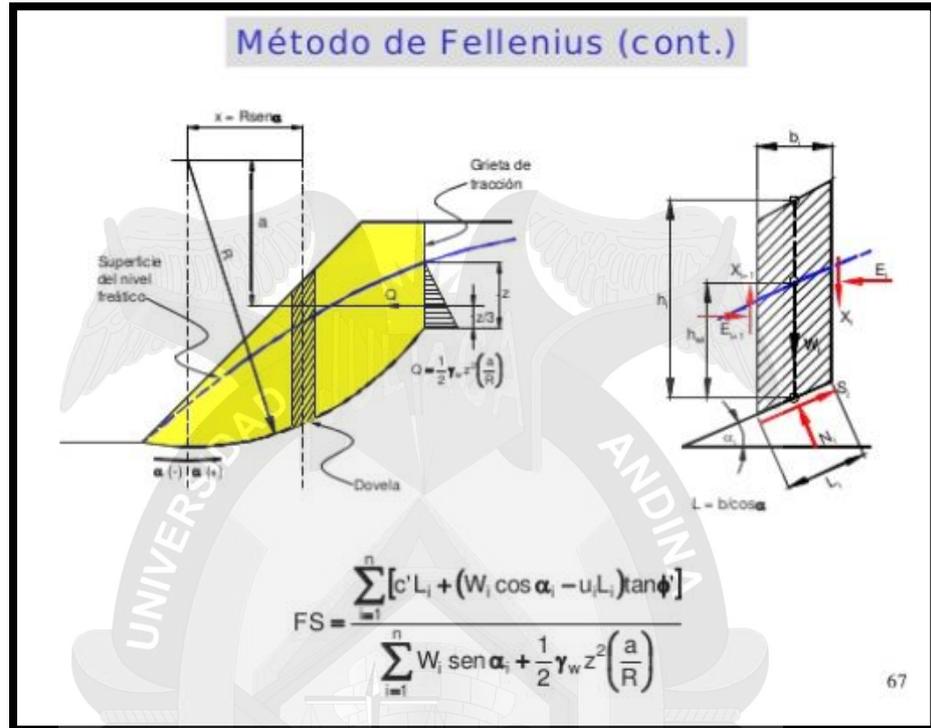
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c' L_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i L_i) \tan \phi]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

Suarez (2013) Sostiene: “El método de Fellenius es conocido también como método Ordinario, 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 los momentos con respecto al centro del círculo (producidos por estas fuerzas) se obtiene el Factor de Seguridad” (Pag. 153).

Suarez (2013) Sostiene: “El método ordinario o de Fellenius solamente satisface los equilibrios de momentos y no satisface el equilibrio de fuerzas. Para el caso de $\phi = 0$, el método ordinario da el mismo valor del factor de seguridad que el método del arco circular ” (Pag. 154).

Los análisis del método de Fellenius son muy sencillos y se pueden realizar con métodos manuales o en el computador. Debe tenerse en cuenta que el método ordinario es menos preciso que otros procedimientos y la precisión disminuye a medida que la presión de poros se hace mayor.

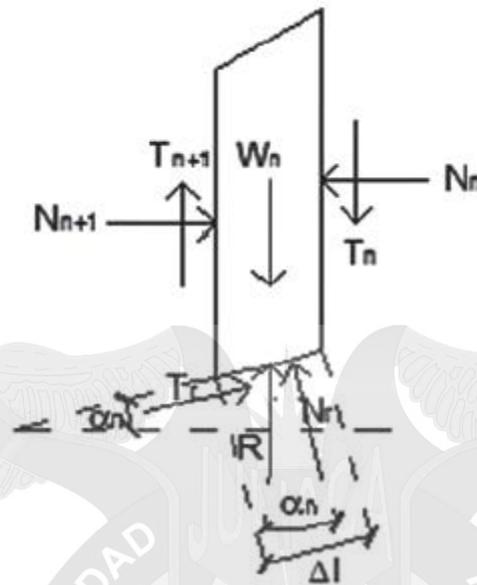
Destaca por su ecuación predominante: $\sum M_E = \sum M_D$



Donde:

- c' : cohesión en términos de tensiones efectivas; [kN/m²]
- ϕ' : ángulo de fricción interna; [°]
- γ : peso específico del terreno; [kN/m³]
- γ_w : peso específico del agua; [9,8 kN/m³]
- h : altura de la dovela en la parte media, [m]
- h_w : altura del nivel de agua; [m]
- α : ángulo **positivo** o **negativo** de la base de la dovela con respecto a la horizontal; [°].
- b : ancho de la dovela; [m].
- L : longitud de la base de la dovela; [m].
- W : peso; [kN/m].
- z : altura del nivel de agua en la grieta de tracción; [m].

Esquema de las fuerzas que actúan en la ψ dovela.



Como las fuerzas N_n , $N_{(n+1)}$, T_n y $T_{(n+1)}$ son complejas de determinar, es posible tomar como consideración que las resultantes de N_n y T_n son iguales en magnitud a las resultantes de $N_{(n+1)}$ y $T_{(n+1)}$, y que sus líneas de acción coinciden.

Entonces, por la consideración de equilibrio tomada (ec.1):

$$N_r = W_n * \cos(\alpha_n)$$

Además, la resistencia al corte que ofrece el suelo, se escribe como (ec.2):

$$T_r = \tau * (\Delta l) = \frac{\tau * (\Delta l)}{FS} = \frac{1}{FS} * [c + \sigma' * \tan(\phi)] * \Delta l$$

Donde el esfuerzo normal, σ' , considerado en la ecuación anterior, es igual a (ec.3):

$$\frac{N_r}{\Delta l} = \frac{W_n * \cos(\alpha_n)}{\Delta l}$$

Dentro de las características del método de Fellenius, está el hecho de que este satisface el equilibrio de momentos, por lo que al considerar esta condición, se tiene que el momento producto de las fuerzas movilizadas sobre el centro O del círculo de falla, es igual al momento que resulta del actuar de las fuerzas resistentes sobre O. Entonces (ec.4):

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n * \sin(\alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS} * \left[c + \frac{W_n * \cos(\alpha_n)}{\Delta l} * \tan(\phi) \right] * \Delta l *$$

De la ecuación anterior (ec.5):

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c \cdot \Delta l + W_n \cdot \cos(\alpha_n) \cdot \tan(\phi)]}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot \sin(\alpha_n)}$$

Para encontrar el FS del círculo de rotura crítico, es decir, el mínimo FS del talud, se deben realizar varios intentos reubicando el centro del círculo de falla.

En este método la suposición de hacer que las fuerzas de corte en la dovela son cero y que la expresión obtenida por la fuerza normal en la base de cada dovela.

Pero examinado totalmente las fuerzas de equilibrio horizontales un valor del Factor de Seguridad F_0 es obtenida a primera vista esto parece ser diferente de lo obtenido en la fórmula general de Freddundy Kranhn, pero en realidad las expresiones son efectivamente las mismas.

Admite para los efectos de las fuerzas de corte entre dovelas, un factor de corrección aplicado f_0 , así el factor de seguridad del talud esta dado por la siguiente expresión:

$$F_f = f_0 \cdot f_s$$

El factor de seguridad "Ff" se determinó usando una fuerza de equilibrio esta fórmula es mucho más sencilla a la suposición acerca de las fuerzas entre dovelas que el "FS" determinado por satisfacción de equilibrio de momentos (M_r/M_m). Por esta razón parece preferible utilizar un método de análisis en el cual el equilibrio de momento es satisfactorio.

Se tiene:

$$\tau = \frac{[c \cdot l + (N - \mu \cdot l) \tan \phi]}{F_s}$$

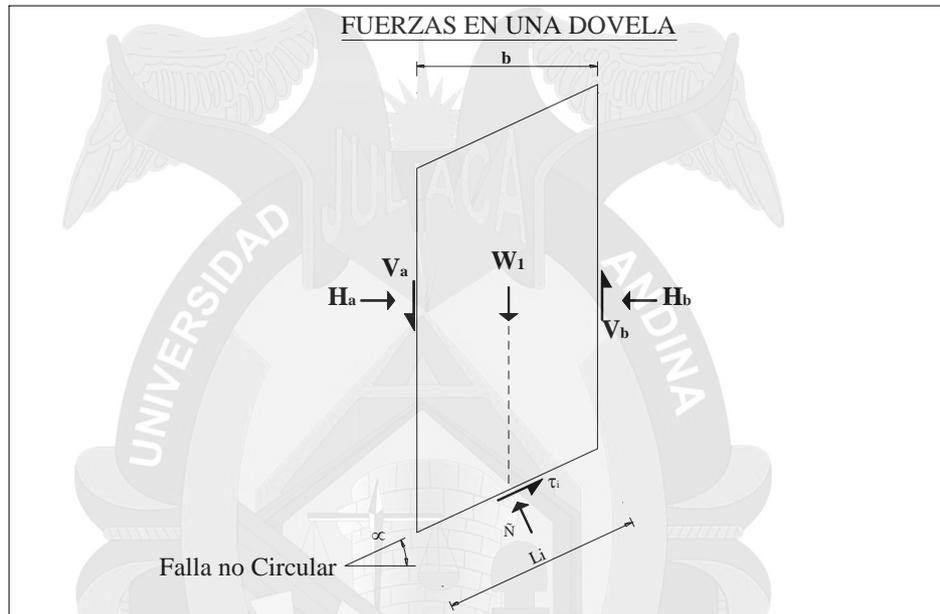
El parámetro de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo está determinado con la siguiente expresión:

$$S = c + (\sigma - \mu) \tan \phi$$

El Criterio de falla se expresa de la siguiente manera:

$$\tau = \frac{[c + (\sigma - u) \tan \phi] * l}{F_s}$$

Gráfico AE-05:



Pero:

$$N = \sigma * l$$

$$\sigma = \frac{N}{l}$$

$$\tau = \frac{[c + (\frac{N}{l} - u) \tan \phi] * l}{F_s}$$

Resolviendo el diagrama de fuerzas en el eje "y", tenemos.

$$W - (V_a - V_b) = N \cos \alpha + T \sin \alpha$$

Asumiendo $(V_a - V_b) = 0$, y reemplazando la ecuación 1 en 2 se tiene:

$$W = N * \cos \alpha + \left(\frac{c * l + (W - u) * \tan \phi}{F_s} \right) \sin \alpha$$

$$W = N * \cos \alpha + \frac{c * l * \sin \alpha}{F_s} + \frac{(N - u) \sin \alpha \tan \phi}{F_s}$$

$$W = N * \cos \alpha + \frac{c * l * \sin \alpha}{F_s} + \frac{(N * \sin \alpha \tan \phi)}{F_s} - \frac{\mu * l * \sin \alpha \tan \phi}{F_s}$$

$$W = N \left(\cos \alpha + \frac{\text{sen} \alpha \tan \phi}{F_s} \right) + \frac{c * 1 * \text{sen} \alpha}{F_s} - \frac{u * 1 * \text{sen} \alpha \tan \phi}{F_s}$$

Despejando la normal "N" se tiene:

$$N = \frac{\left[w - \frac{c * 1 * \text{sen} \alpha}{F_s} + \frac{u * 1 * \text{sen} \alpha \tan \phi}{F_s} \right]}{\left[\cos \alpha + \frac{\text{sen} \alpha \tan \phi}{F_s} \right]}$$

Donde:

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

$$N = \frac{\left[w - \frac{1}{F_s} [c * 1 * \text{sen} \alpha + u * 1 * \text{sen} \alpha \tan \phi] \right]}{\left[\cos \alpha + \frac{\text{sen} \alpha \tan \phi}{F_s} \right]}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$N = \frac{\left[w - \frac{1}{F_s} [c * 1 * \text{sen} \alpha + u * 1 * \text{sen} \alpha \tan \phi] \right]}{Mi(\alpha)}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\tau + (H_a - H_b) \cos \alpha = w \text{sen} \alpha + (V_a - V_b) \text{sen} \alpha$$

Asumiendo $(V_a - V_b) = 0$

$$\tau + (H_a - H_b) \cos \alpha = w * \text{sen} \alpha$$

$$(H_a - H_b) \cos \alpha = w * \text{sen} \alpha - \tau$$

$$(H_a - H_b) \cos \alpha = w * \text{sen} \alpha - \frac{c * 1 + (N - u * 1) \tan \phi}{F_s}$$

$$(H_a - H_b) = \frac{w * \text{sen} \alpha}{\cos \alpha} - \frac{c * 1}{F_s * \cos \alpha} + \frac{(N - u * 1) \tan \phi}{F_s * \cos \alpha}$$

$$(H_a - H_b) = w * \tan \alpha - \frac{c * 1 * \sec \alpha}{F_s} + \frac{(N - \mu l) \tan \phi \sec \alpha}{F_s}$$

Pero como $H_a - H_b$ son fuerzas contrarias, por lo tanto se eliminan:

$$(H_a - H_b) = w * \tan \alpha - \frac{\sec \alpha}{F_s} (c * 1 + [N - u * 1] \tan \phi)$$

$$F_s = \frac{\sec \alpha [c * 1 + (N - u * 1) \tan \phi]}{W * \tan \alpha}$$

$$0 = w * \tan \alpha - \frac{\sec \alpha}{F_s} (c * 1 + [N - u * 1] \tan \phi)$$

$$w * \tan \alpha = - \frac{\sec \alpha}{F_s} (c * 1 + [N - u * 1] \tan \phi)$$

Pero:

$$F_s = F_o$$

$$F_f = f_o F_o$$

$$F_s = \frac{\sec \alpha [c * 1 + (N - u * 1) \tan \phi]}{W * \tan \alpha}$$

$$F_s * w * \tan \phi = \sec \alpha \left[c * 1 + \left(\frac{w - \text{sen} \alpha / F_s (c * 1 - u * 1 * \tan \phi)}{\text{Mi}(\alpha)} - u * 1 \right) \tan \phi \right]$$

$$F_s * w * \tan \phi = \frac{1}{\cos \alpha} \left[c * 1 + \frac{w - \frac{\text{sen} \alpha}{F} (c * 1 - u * 1 * \tan \phi) - u * 1 * \cos \alpha - \frac{u * 1 * \tan \phi \text{sen} \alpha}{F}}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right)} \right] \tan \phi$$

$$F_s * w * \tan \phi = \left[\frac{\frac{c * 1 * \cos \alpha}{\cos \alpha} + \frac{w * \tan \phi}{\cos \alpha} + \frac{c * 1 * \tan \alpha \tan \phi}{F} - \frac{c * 1 * \tan \alpha \tan \phi}{F} * u * 1 * \tan \phi}{\text{Mi}(\alpha)} \right]$$

$$F_s * w * \tan \phi = \frac{c * l + \frac{w * \tan \phi}{\cos \alpha} - u * l * \tan \phi}{Mi(\alpha)}$$

$$F_s * w * \tan \phi = \frac{c * b + w * \tan \phi - u * b * \tan \phi}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{Mi(\alpha)}$$

$$F_s = \frac{\frac{(c * b + (W - u * b) \tan \phi)}{Mi(\alpha) \cos \alpha}}{w * \tan \phi}$$

$$F_s = \frac{\frac{c * b + w * \tan \phi - u * b * \tan \phi}{\cos \alpha}}{Mi(\alpha) * w * \tan \phi}$$

Donde:

$$n(\alpha) = Mi(\alpha) \cos \alpha$$

$$F_s = \frac{\frac{\sum(c * b + (W - u * b) \tan \phi)}{n(\alpha)}}{w * \tan \phi}$$

Entonces tenemos:

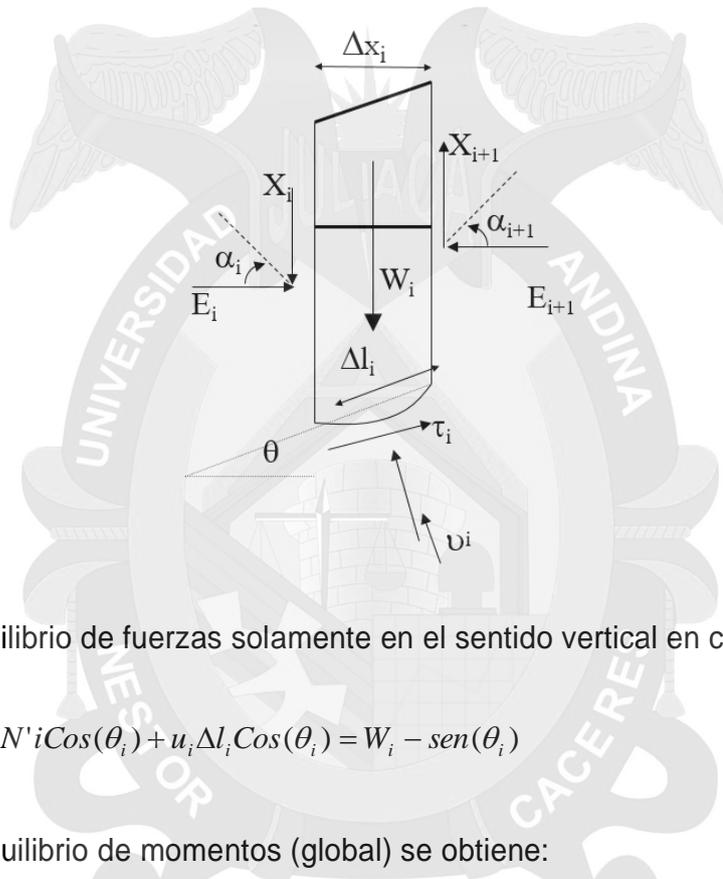
$$F_f = f_o F_o$$

$$F_f = f_o \left[\frac{\frac{\sum[c * b + (w - u * b) \tan \phi]}{n(\alpha)}}{W * \tan \alpha} \right]$$

➤ **Ejem práctico**

Este método supone que las fuerzas de corte X_i que actúan sobre las caras laterales de cada dovela son iguales y opuestas.

$$T_i = \frac{C' \Delta l_i}{F_s} + \frac{N'_i \tan(\phi')}{F_s}$$



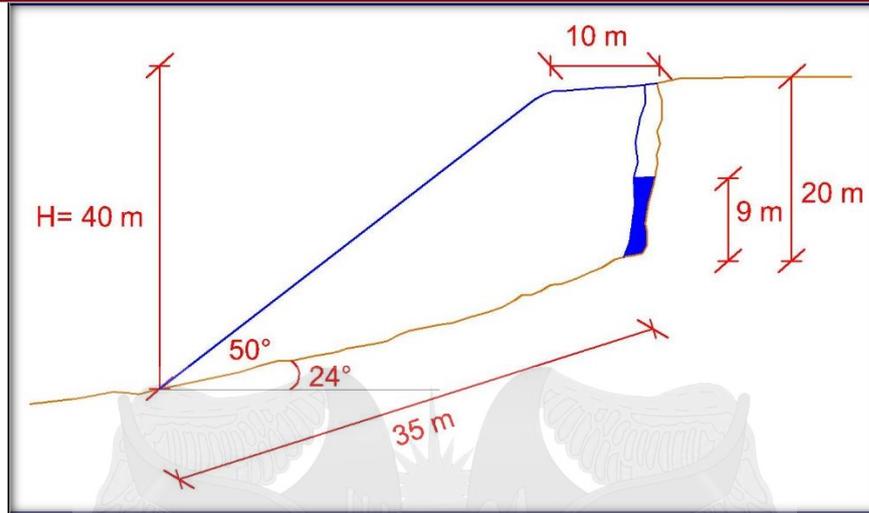
Se hace equilibrio de fuerzas solamente en el sentido vertical en cada dovela:

$$N_i \cos(\theta_i) = N'_i \cos(\theta_i) + u_i \Delta l_i \cos(\theta_i) = W_i - \text{sen}(\theta_i)$$

Haciendo equilibrio de momentos (global) se obtiene:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (c' \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta l_i) \tan(\phi')) l_i}{\sum_{i=1}^{i=n} (W_i \cdot \text{sen}(\theta_i))}$$

$$M_i(\theta) = \cos(\theta_i) + \frac{\text{Sen}(\theta_i l) \tan(\phi')}{F_s}$$



Datos:

H	= 40 m	C'	= 6 kg/cm ² 588.40 KN/m ²
Ψ _t	= 50°	∅	= 36°
Ψ _p	= 24°	γ	= 23.45 KN/m ³ ≈ 2.5 kg/cm ³
Z	= 20 m	γω	= 9.80 KN/m ³ ≈ 1g/cm ³
Zω	= 9 m		

Solución:

$$A = \frac{H - Z}{\text{Sen } \psi_p} = \frac{40 - 20}{\text{Sen } 24^\circ} = \frac{20m}{0.4067} = 49.18m$$

$$U = \frac{1}{2} = \gamma \omega Z \omega \left(\frac{H - Z}{\text{Sen } \psi_p} \right) = \left(\frac{1}{2} \right) (9.81 \text{ Kn} / \text{m}^3) (49.18m) (9m) = 217105 \text{ Kn} / m$$

$$V = \frac{1}{2} = \gamma \omega Z^2 \omega = \frac{1}{2} (9.81 \text{ Kn} / \text{m}^3) (9m)^2 = 397.305 \text{ Kn} / m$$

Kilogramos/cm	980.665	Newton/m
---------------	---------	----------

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 = \left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)^2 - \frac{1}{\tan \psi_1} \right]$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 = \left[\frac{1 - \left(\frac{Z}{H} \right)^2}{\tan \psi_p} - \frac{1}{\tan \psi_t} \right]$$

$$W = \frac{1}{2} (23.54 \text{ Kn} / \text{m}^3) (40\text{m})^2 = \left[\frac{1 - \left(\frac{20\text{m}}{40\text{m}} \right)^2}{\tan(24^\circ)} - \frac{1}{\tan(50^\circ)} \right]$$

$$W = (1883.2 \text{ Kn} / \text{m}) \left[\frac{1 - 0.25}{0.45} - \frac{1}{1.19} \right] = (1883.2 \text{ Kn} / \text{m}) [1.67 - 0.84]$$

$$W = (1883.2 \text{ Kn} / \text{m}) (0.83) = 1,563.056 \text{ Kn} / \text{m}$$

$$FS = \frac{C' H + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi'}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

$$FS = \frac{(588.40 \text{ Kn} / \text{m}^2) (40\text{m}) + (1,563.056 * \cos 24^\circ - 2,171.05 - 397.305 * \sin 24^\circ) * \tan 36^\circ}{(1,563.056) (\sin 24^\circ) + (397.305) (\cos 24^\circ)}$$

$$FS = \frac{(2,353.6) + (1,422.38 - 2,171.05 - 162.895) (0.73)}{(640.85) + (361.55)} = \frac{(2,353.6) + (-911.56)}{1,002.4}$$

$$FS = 1.43$$

Considerándose un talud estable por superar $FS > 1$, por lo que no requiere de una propuesta para estabilizar.

Conclusión.- El método de FELLENIUM es un método ampliamente aceptado, el mismo que ignora las fuerzas entre dovelas a fin de convertir el problema en estáticamente determinados.

Considera el peso (W) y las presiones intersticiales (u), proporciona el FS más Alto.



CAPÍTULO III METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION



CAPÍTULO III

METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

3.1 TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1 TIPO

El presente trabajo de investigación corresponde al tipo descriptivo, que consiste en determinar en laboratorio las características geotécnicas de la masa de suelo de un determinado talud, obteniendo resultados de caracterización de los suelos, procedemos al análisis de los taludes aplicando el método de dovelas y así determinar el Factor de Seguridad del talud. Con el objetivo de proponer la estabilidad de taludes en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno; Haciendo uso de tecnologías modernas, confiables, seguras y económicas que garanticen la estabilidad de Taludes.

3.1.2 DISEÑO

El diseño de investigación correspondiente es el calcular, analizar las propiedades geomecánicas de los materiales (Suelos) y posteriormente determinar el Factor de Seguridad empleando el Método de Dovelas en la Carretera Lampa – Caracara de la Región Puno y así proponer alternativas de estabilización de los taludes en estudio.

$$FS = \frac{\Sigma(\text{Fuerzas que se oponen al deslizamiento})}{\Sigma(\text{Fuerzas que inducen el deslizamiento})}$$

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cizallamiento en la superficie de rotura } (\tau)}{\text{Tensión cizallante movilizada en la superficie de rotura } (\tau_{mb})}$$

FS < 1 --> Inestable

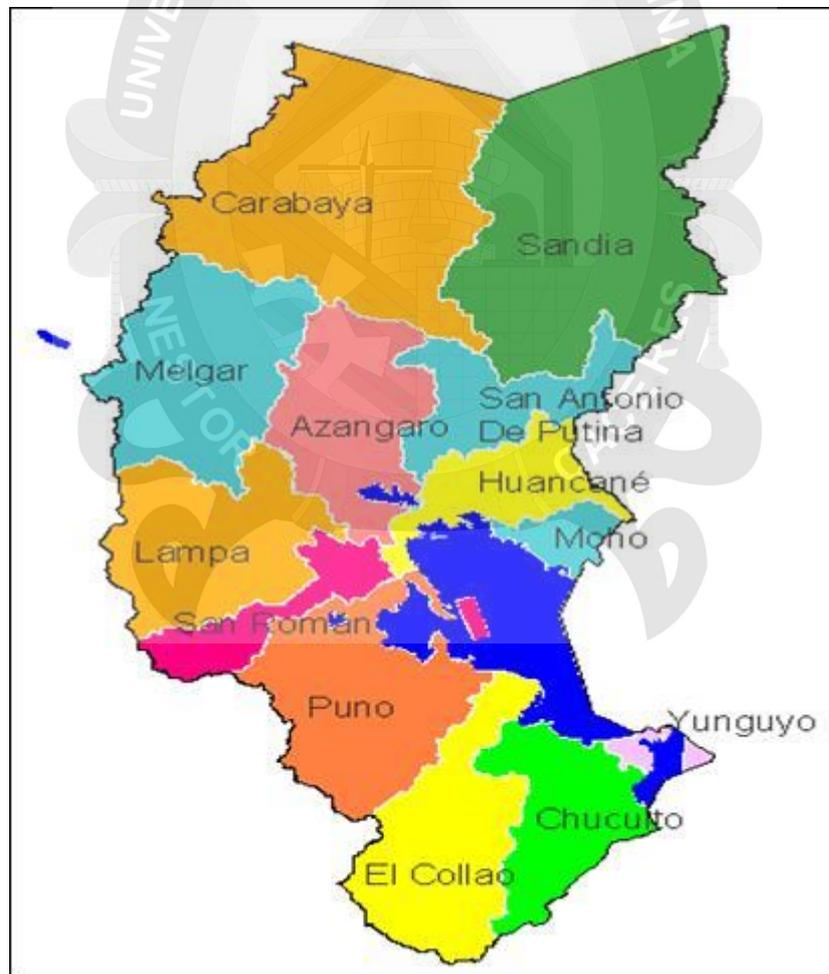
FS > 1,1 --> Estable

3.2 DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1 Ubicación del Área de estudio

Región : Puno
Provincia : Lampa
Distritos : Lampa – Cabanilla - Cabanillas

Lampa es una provincia que está situada dentro de la Región Puno, su capital del mismo nombre es conocida como la "Ciudad Rosada", por el color característico del pintado de las fachadas de las viviendas y edificios. Durante todo el año acoge a turistas nacionales y extranjeros que la visitan por sus atractivos turísticos y paisaje de altiplánicos.



Mapa de ubicación de la Provincia de Lampa- Región Puno.

3.2.2 Límites:

La provincia de Lampa limita por el:



Por el Norte, con las provincias de Melgar y Azángaro.

Por el Sur, con la provincia de San Román

Por el Este, con las provincias de Azángaro y San Román

Por el Sur-oeste, con la provincia de Caylloma, departamento de Arequipa.

Por el Oeste, con las provincias de Espinar y Canas del Departamento del Cusco.

3.2.3 Altitud:

Todos los distritos pertenecen a la región sierra y la provincia de la Lampa se encuentra a una altitud de 3,892 m.s.n.m. Las altitudes de los demás distritos que conforman la provincia varían desde 3,850 m.s.n.m. hasta los 4,320 m.s.n.m.

3.2.4 Clima

La zona de intervención del proyecto presenta un clima frío y templado, con periodos de congelamiento en los meses de Mayo y Junio de duración variable en determinadas épocas del año.

3.2.5 Población Beneficiaria

La provincia de Lampa cuenta con una población de 48,233 habitantes de los cuales el 38.69% son del sector urbano y el 61.31% del sector rural (Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda).

En el siguiente cuadro, se aprecia la población urbana y rural, según datos de INEI al año 2007. La población rural del ámbito de influencia del proyecto es de 63,55%, y la población urbana alcanza a 36,45%. Todos ellos están integrados territorialmente a la ciudad de Juliaca donde se denota que tienen comportamiento en el desarrollo comercial, a la vez por su ubicación estratégica geográfica tiene convergencia con los principales corredores económicos de Puno-Juliaca-Arequipa-Cusco. Como también con las principales vías como es la Panamericana Sur, Interoceánica sur. También al interior permite su interconexión con los departamentos de Arequipa y Cusco.

POBLACIÓN URBANA Y RURAL AL
AÑO 2017

Distritos		Total		Población Urbana		Población Rural	
		Hab.	%	Hab.	%		
Pucara	6.060,00	2.126,00	35,1	3.934,00	64,9		
Lampa	11.329,00	4.949,00	43,7	6.380,00	56,3		
Cabanilla	5.573,00	895,00	16,1	4.678,00	83,9		
Cabanillas	5.180,00	2.288,00	44,2	2.892,00	55,8		
TOTAL	28.142,00	10.258,00	36,45	17.884,00	63,55		

Fuente: INEI Censos Nacionales 2017 y Compendio Estadístico 2017.

CUADRO N° 1.4.
POBLACIÓN TOTAL Y TASAS DE CRECIMIENTO

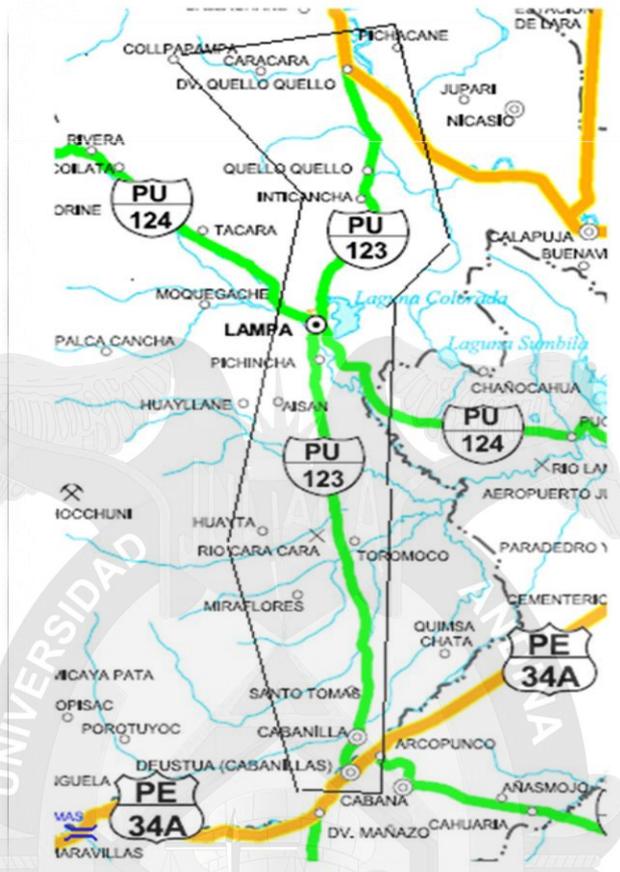
FUENTE: Instituto Nacional de Estadística e Informática – Censo de Población y Vivienda 2007.

DISTRITO	POBLACIÓN	%	POBLACIÓN	%	HOMBRES	MUJERES	TASA DE CRECIMIENTO	POBLACIÓN	%
	1993		2007		N°	N°		2019	
Lampa	12031	27.68	11329	23.49	5,407	5,922	-4.46	12209	21.34
Cabanilla	5545	12.76	5773	11.56	2,828	2,945	1.10	6653	11.63
Calapuja	1404	3.23	1494	3.1	697	797	1.28	2374	4.15
Nicasio	2683	6.17	2756	5.72	1,316	1,440	-0.24	3636	6.35
Ocuviri	1893	4.36	2655	5.51	1,525	1,130	0.30	3535	6.18
Palca	3081	7.09	3027	6.28	1,529	1,498	-2.73	3907	6.83
Paratía	1722	3.96	5257	10.9	2,928	2,329	6.32	6137	10.72
Pucara	6958	16.01	6060	12.57	2,945	3,115	-1.85	6940	12.13
Santa Lucía	7389	17	7692	15.95	3,858	3,834	-0.15	8572	14.98
Vilavila	755	1.74	2380	4.94	1,228	1,152	0.43	3260	5.7
TOTAL LAMPA	43461	100	48223	100	24,061	24,162		57227	100

FUENTE: INEI - Perú proyecciones de población por años calendario según departamentos, provincias y distritos 1990 - 2007

3.2.6 Vías de Comunicación

El acceso al área se realiza a través de dos carreteras, por La vía asfaltada Juliaca – Cusco y Por el otro extremo Juliaca – Lampa.



Mapa vial de la carretera Lampa – Caracara – Puno



Imagen satelital del área de estudio (Carretera Lampa – Caracara)

3.2.7 Temperatura

La temperatura media anual registrada para la provincia de Lampa es aproximadamente de 5 a 13 °C. El promedio anual de la temperatura máxima está alrededor de los 19 °C y la temperatura mínima anual promedio se encuentra entre los 0 a -2 °C, pudiendo llegar en algunos meses a temperaturas menores a -10 °C.

Hay una marcada variación de la temperatura mínima mensual entre los meses de abril a octubre, periodo donde se intensifican las heladas. Hacia la zona noroeste de la provincia, las temperaturas son ligeramente menores, especialmente en los distritos de Palca, Paratía, Vilavila y Ocuvi.

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

La población de la investigación está constituida por los suelos de la Provincia de Lampa, ya que el estudio está orientado a la determinación de parámetros geotécnicos de los suelos finos y granulares que forman parte de los taludes en estudio, presentes en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno.

La muestra utilizada en la investigación es el material (suelo) extraídos del pie de talud, ubicado en la carretera Lampa – Caracara de la Región Puno, los cuales son:

CUADRO DE RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO PARA ESTABILIDAD DE TALUDES											
ITEM	PROGRESIV A Km	W natural	N° 4	N° 200	LL%	LP%	SUCS	Y (ton/m ³)	C (Kg/cm ²)	Ø	qadm
1	14+230	6.35	30.85	6.25	NP	NP	GP-GM	1.72	0.25	26.41	1.57
2	14+610	5.23	36.4	11.52	26.87	1	GP-GM	1.68	0.12	31.9	1.4
3	14+810	7.21	31.34	10.73	27	2.06	GP-GM	1.69	0.25	27.38	1.41
4	15+120	6.25	16.86	4.09	NP	NP	GP	1.57	0.15	31.51	1.54

3.4 TRABAJOS EN CAMPO

3.4.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO

Generalmente, se requiere elaborar planos topográficos diseñados específicamente para el proyecto.

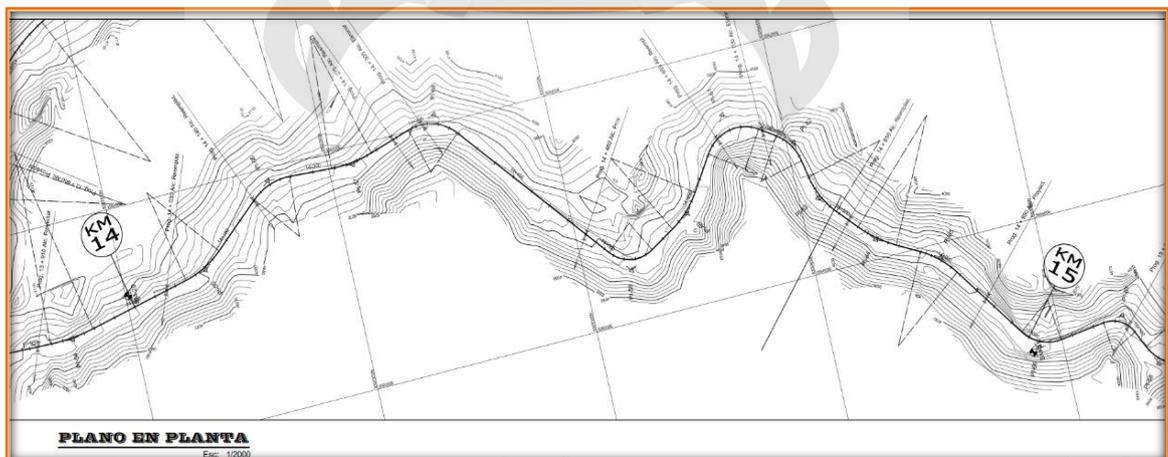
En los planos topográficos se pueden detectar los deslizamientos de acuerdo al procedimiento siguiente:

- La presencia de escarpes (vertiente de roca o suelo que corta el terreno abruptamente)
- Líneas discontinuas o cambios de dirección brusca de vías.

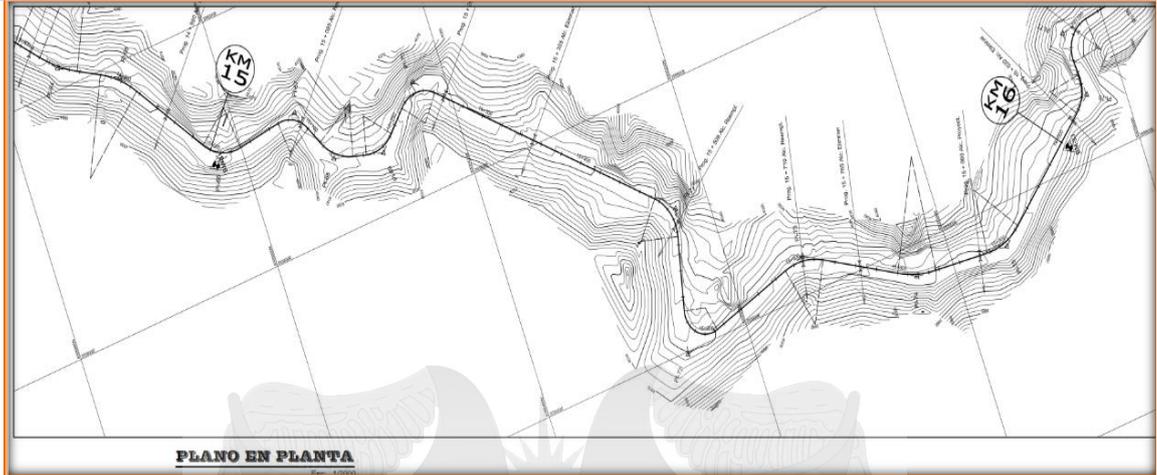
El área de estudio tiene una topografía con pendientes de altas a moderadas, en las mismas que en temporadas de lluvias presentan abundantes aguas pluviales, lodos y barro, los mismos que ocasionan los mencionados deslizamientos de taludes.

3.4.1.1 Caracterización Topográfica de los taludes en estudio

Para iniciar con el trabajo de campo se ha iniciado con los estudios topográficos para diseños definitivos se utilizara planos en planta horizontales en el rango de 1 de 1:1,000 y 1:2,000 para áreas rurales; y curvas a nivel a intervalos de 0.5 m. a 1.0 m. de altura en áreas rurales; para las curvas de nivel se hará uso de intervalos de 0.5 m.



FUENTE: Planos de planta y perfil longitudinal Prog. KM 14+000 al KM 15+000 del estudio definitivo aprobado.



FUENTE: Planos de planta y perfil longitudinal Prog. KM 15+000 al KM 16+000 del estudio definitivo aprobado.

Identificación de los tramos críticos para su evaluación según como se detalla en los tramos de las figuras precedentes entre las progresivas de KM 14+230, KM 14+610, KM 14+810 y KM 15+120.

Por otra parte desde punto de vista formación geológica se han identificado según el cuadro siguiente:

TALUD DE CORTE

FUENTE: MANUAL PARA EL DISEÑO DE CARRETERAS PAVIMENTADAS DE BAJO VOLUMEN DE TRANSITO-

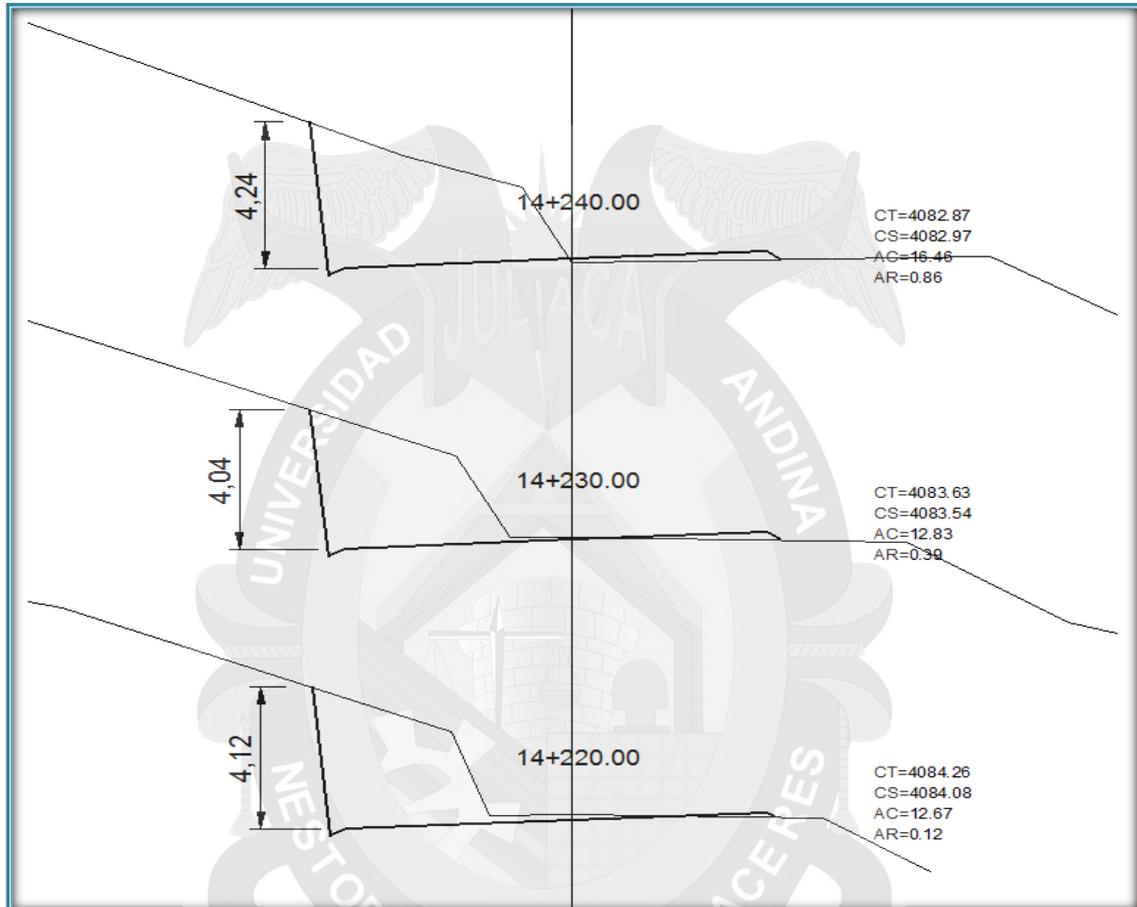
CLASE DE TERRENO	TALUD (V:H)		
	H<5	5<H<10	H>10
Roca fija	10:1	(*)	(**)
Roca suelta	6:1 - 4:1	(*)	(**)
Conglomerados cementados	4:1	(*)	(**)
Suelos consolidados compactos	4:1	(*)	(**)
Conglomerados comunes	3:1	(*)	(**)
Tierra compacta	2:1 - 1:1	(*)	(**)
Tierra suelta	1:1	(*)	(**)
Arenas sueltas	1:2	(*)	(**)
Zonas Blandas con abundante arcilla	1:2 hasta 1:3	(*)	(**)

(*) Requiere banquetas o análisis de estabilidad

Aprobado R.M. No 305-2008-MTC/02.

TRAMO N° 01

Tramo 01 identificado para evaluación según tipo suelos y la altura secciones transversales de las progresivas de KM 14+230 longitud promedio $L=18\text{m}$, altura promedio de talud en corte 4.12m. Según como se detalla en la figura siguiente.



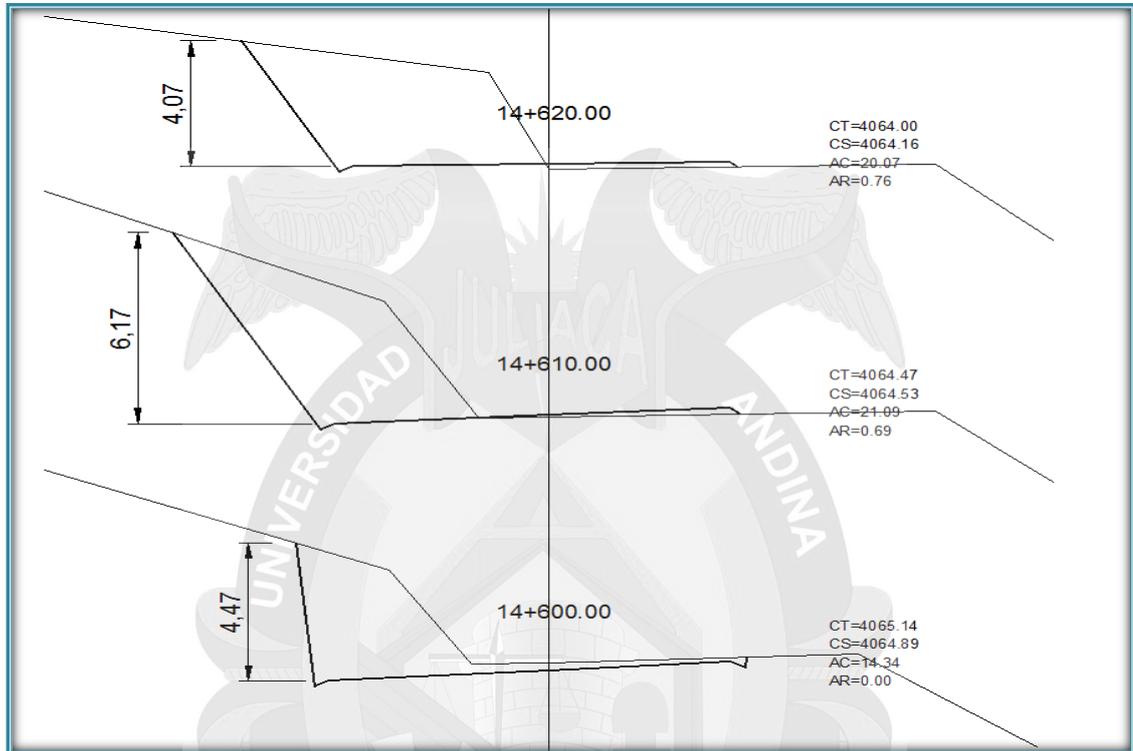
Fuente: Propia



Tramo 01, talud en corte inestable. Prog. 14+230

TRAMO N° 02

Tramo 02 identificado para evaluación según tipo suelos y la altura secciones transversales de las progresivas de KM 14+610 longitud promedio $L=20\text{m}$, altura promedio de talud en corte 6.17m. Según como se detalla en la figura siguiente.



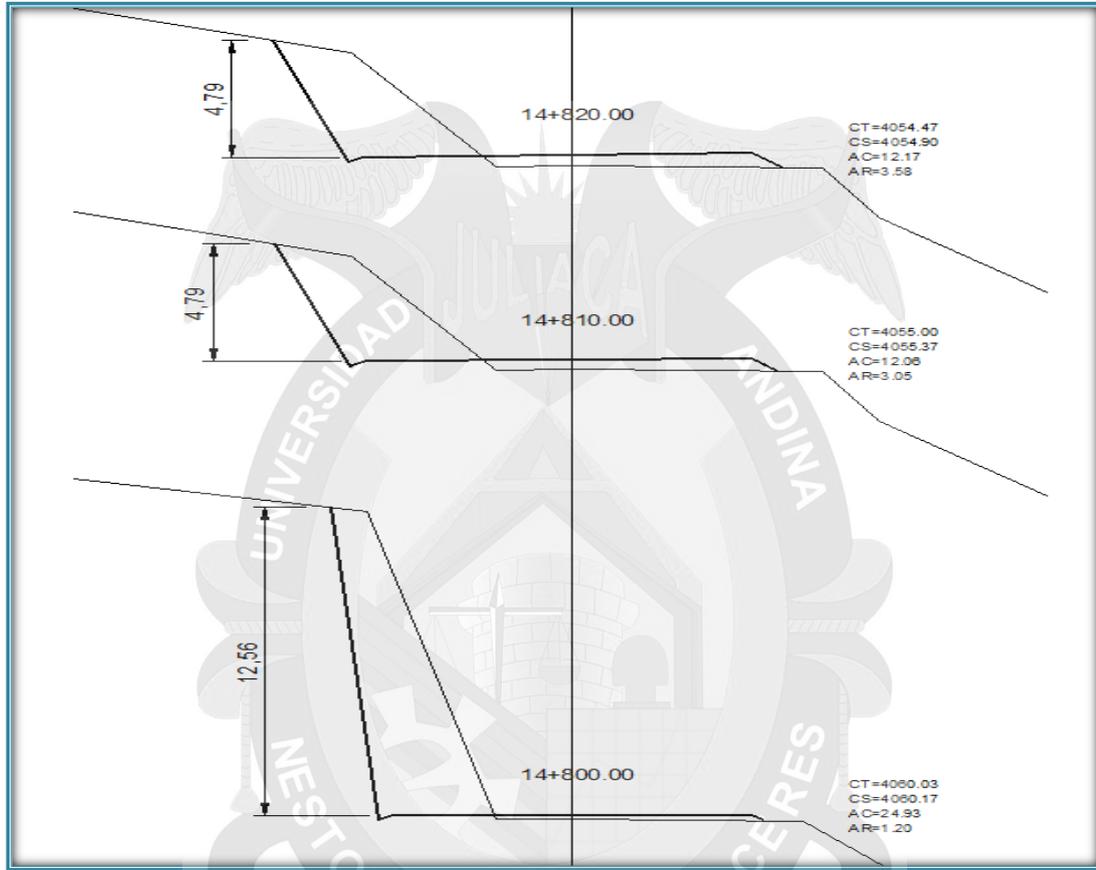
Fuente: Propia



Tramo 02, talud en corte inestable. Prog. 14+610

TRAMO N° 03

Tramo 03 identificado para evaluación según tipo suelos y la altura secciones transversales de las progresivas de KM 14+810 longitud promedio L=10m, altura promedio de talud en corte 4.79m. Según como se detalla en la figura siguiente.



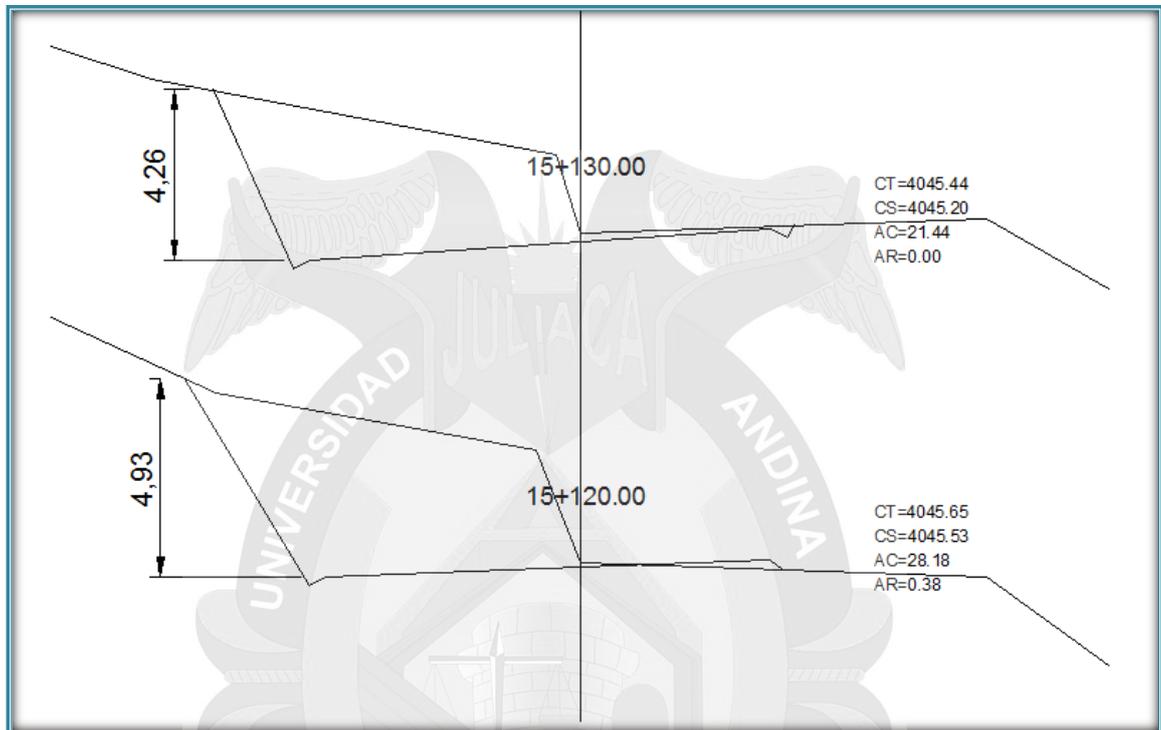
Fuente: Propia



Tramo 03, talud en corte inestable. Prog. 14+810

TRAMO N° 04

Tramo 04 identificado para evaluación según tipo suelos y la altura secciones transversales de las progresivas de KM 15+120 longitud promedio $L=40\text{m}$, altura promedio de talud en corte 4.93m . Según como se detalla en la figura siguiente.



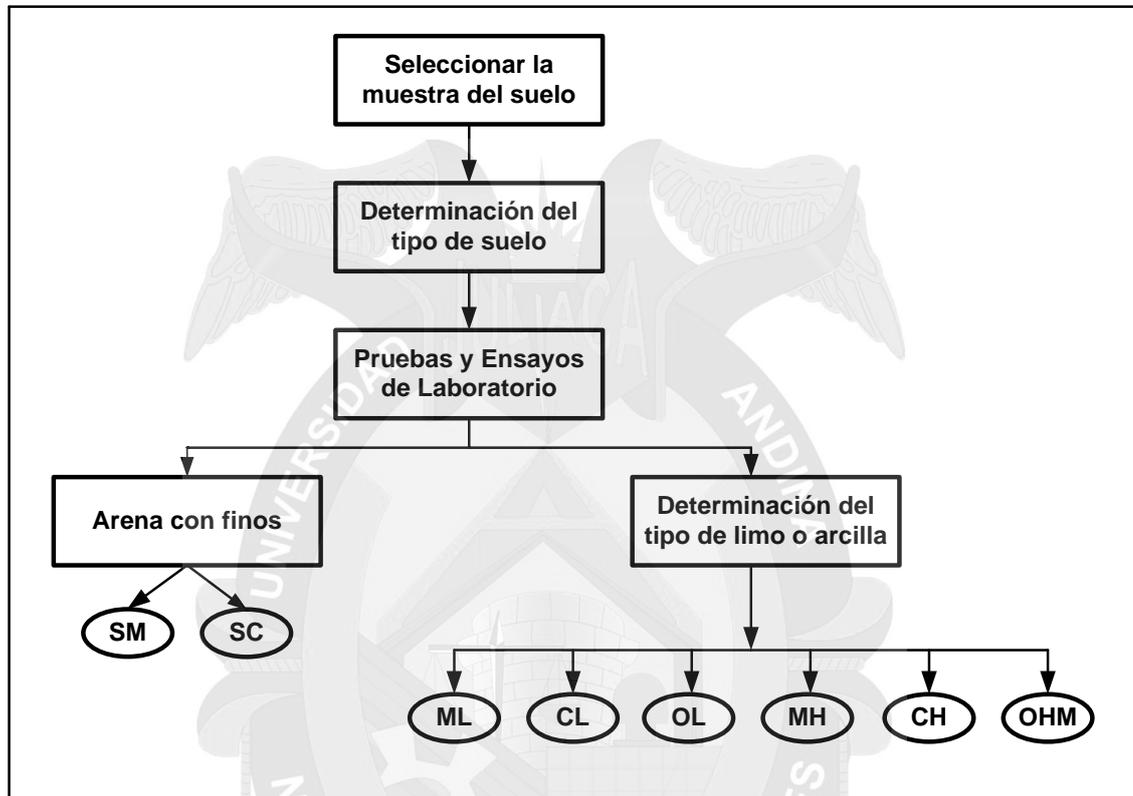
Fuente: Propia



Tramo 04, talud en corte inestable. Prog. 15+120

3.5. ESTUDIOS DE SUELOS

Figura 0.1: Proceso para la Identificación del Tipo del Suelo



Fuente: MTC - Manual de Carreteras, Sección suelos y pavimentos.

3.5.1 Toma de muestra de suelo en campo

Para el estudio de suelos se realizaron trabajos de campo, toma de muestras de los suelos en 04 puntos y/o tramos antes mencionados diferentes de la vía Lampa – Carcara de la Regio Puno entre las progresivas de KM 14+230, KM 14+610, KM 14+810 y KM 15+120, para ser más exactos del pie de talud en corte, se realizó calicatas en zonas aun no alteradas, el procedimiento se describe a continuación:

- ✓ Se ubicaron los lugares donde se van a realizar las calicatas.
- ✓ Posteriormente se quitó la capa o suelo de superficie vegetal (este trabajo es conocido comúnmente como desbroce)
- ✓ Se excavo la calicata hasta una profundidad apropiada (1.0m), asegurando además un área de fondo adecuado como para que al momento de sacar el material, pueda maniobrar libremente.

- ✓ Se extiende una lona impermeable al pie del talud de la calicata.
- ✓ Seguidamente se excava un canal de sección uniforme desde la parte superior hasta el fondo, para luego depositar el material en la lona.
- ✓ Para luego recoger y envasar todo el material separado, para estar seguro que la muestra contenga las proporciones correctas.



Fotografías en la que se muestra la ubicación de los taludes en estudio. Carretera Lampa Caracara - Puno

3.6. ESTUDIO GEOLÓGICO

3.6.1 GEOLOGIA DEL AREA DE ESTUDIO

3.6.1.1 Características geomorfológicas

La geomorfología de la Provincia de Lampa está compuesta por la unidad altiplánica correspondiente al micro cuenca de la zona altoandina, mesoandina y bajo andina.

En los distritos de Lampa, Pucará, Nicasio, Calapuja y Santa Lucía esta conformada por la unidad morfológica altiplanicie. Los distritos de Cabanilla, Palca, Paratía, Vilavila y Ocuvíri esta conformada por la unidad morfológica vertiente montañosa y colina empinada o escarpada.



En los distritos de Santa Lucía, Ocuvíri y Lampa poseen lagunas como parte de sus microcuencas. Siendo Santa Lucía el distrito que posee la laguna más significativa de la provincia (Laguna Lagunillas), así mismo en los distritos de Ocuvíri y Lampa existen espejos de agua de pequeñas extensiones.

En los distritos de la provincia de Lampa se aprecia unidades geomorfológicas:

- ✓ Altiplanicie.
- ✓ Altiplanicie disectada.
- ✓ Altiplanicie ondulada.
- ✓ Laguna.
- ✓ Nevado.
- ✓ Vertiente montañosa moderadamente empinada.

- ✓ Vertiente montañosa y colina moderadamente empinada.
- ✓ Vertiente montañosa y colina empinada y escarpada.



Entre los aspectos de fisiografía y los eventos naturales que se desarrollan propios de la Geodinámica interna y externa de la provincia de Lampa tenemos:

3.6.1.2 Geodinámica Externa

Fenómeno Hidrogravitacional: En cuanto a deslizamientos y aluviones no se da con mucha frecuencia en el territorio de la provincia o en zonas focalizadas dentro de los distritos, sin embargo en los distritos de Santa Lucía, Ocuwiri y Vilavila, en épocas de lluvia se presenta pequeños deslizamientos por presentar la unidad geomorfológica vertiente montañosa y colina moderadamente empinada. Estos deslizamientos, por lo general, son de rocas de canto rodado acompañado con tierra y se dan en zonas donde las pendientes superan el 65% y no hay presencia de cobertura vegetal.

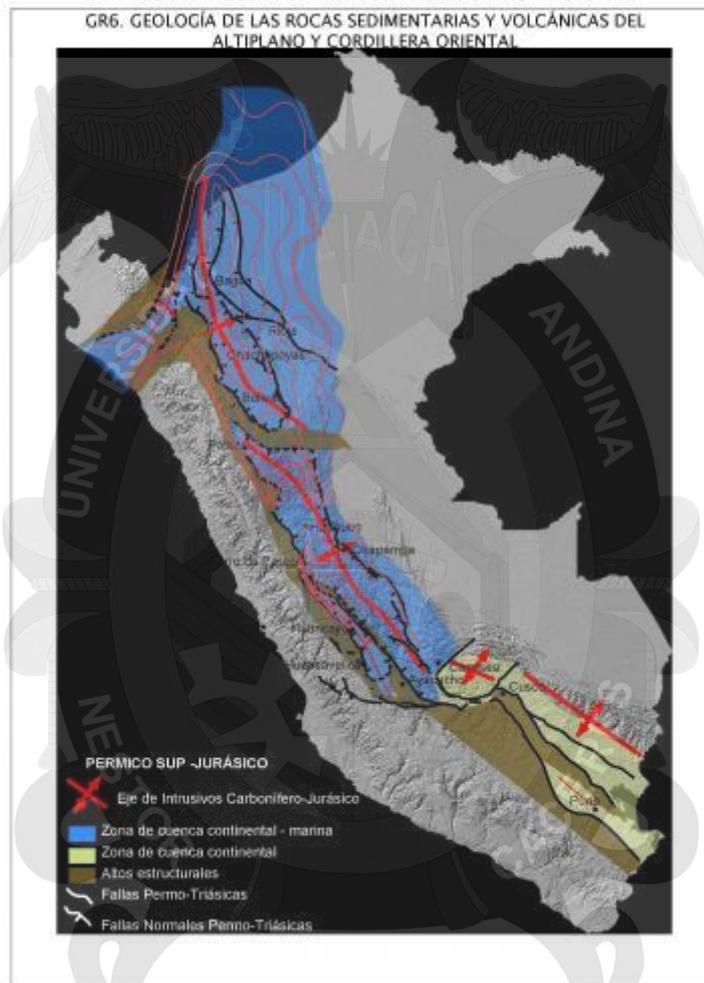
Fenómeno Hidrodinámico: Esta geodinámica externa es más frecuente en la provincia de Lampa debido a que en épocas de lluvia existen muchas inundaciones y caídas de huaycos por presentar unidades geomorfológicas altiplanicie y vertiente montañosa. Estos fenómenos hidrodinámicos son factores de vulnerabilidad en el sistema vial de la provincia, especialmente en las vías vecinales que unen los distritos de Ocuwiri, Vilavila, Palca y Lampa, así como las vías vecinales que unen los distritos de Paratía, Palca y Cabanilla.

3.6.1.3 Geodinámica Interna

La provincia de Lampa, en los últimos años, no ha reportado actividad sísmica, solamente se han registrado y se han reportado pequeños movimientos como

consecuencia del desplazamiento de la Placa de Nazca con la Placa Continental Sudamericana. También no presenta actividad volcánica porque dentro del territorio no existen volcanes ni actividad volcánica.

En los distritos de Ocuvi, Vilavila y Santa Lucía presentan la afluencia de aguas termales sin actividad volcánica.



3.6.1.4 Formaciones Geológicas

PALEOZOICO

Las rocas paleozoicas en el área del Lago Titicaca fueron descritas originalmente como Grupo Cabanillas, nombre propuesto por NEWELL (1949) para todas las rocas del Devoniano en esta área y cuya exposición típica se encuentra al suroeste de Juliaca a lo largo del río Cabanillas.

Las siguientes formaciones del Paleozoico inferior fueron diferenciadas en la sección Lampa-Calapuja dentro del cuadrángulo de Juliaca:



FORMACIÓN LAMPA.- Esta formación deriva su nombre del pueblo de Lampa en el cuadrángulo de Juliaca la mejor exposición de su secuencia es en el corte de la carretera Pucará-Lampa, en el valle de la Quebrada Metara .

Los principales afloramientos de la formación ocurren en el cuadrángulo de Juliaca, considerándose también como pertenecientes a esta formación, las rocas paleozoicas del cuadrángulo de Isla Anapia.

Esta formación presenta una expresión fotogeológica muy distintiva, siendo reconocida por dos criterios: soporta una cobertura constituida por vegetación de maleza y arbustos bajos llamados Queñua; la naturaleza delgada de las capas areniscas de esta formación, causan un buen desarrollo de trazas de un bandeamiento que son visibles en las fotografías aéreas. El contacto con la unidad subyacente, la formación Chagrapi, es transicional, y para propósitos del mapeo fue tomado en el cambio de pendiente, un rasgo que fácilmente se puede trazar en las fotografías aéreas y que corresponde, a la predominancia de areniscas sobre limolitas. El contacto con la unidad suprayacente, Grupo Ambo, es una discordancia de bajo ángulo. Se calcula una potencia de 750 m. para la sección en la quebrada Piñara . Sin embargo esta es variable en el área, por ejemplo en el Cerro Llanquera la formación Lampa llega a 1,200 m.

Esta unidad consiste de areniscas con laminación paralela. En la formación Lampa, la litología es una arenisca limosa con una laminación a escala centimétrica, que forma capas de más de 70 cm. de grosor. En sección delgada (Jl-119), se aprecia la angularidad de los granos de cuarzo y también el paralelismo de la fábrica deposicional impartida por la muscovita orientada y por los granos de cuarzo alongados, la laminación resultante imparte una fisilidad a la roca.

GRUPO CABANILLAS.- La sección tipo fue definida por NEWELL (1949) en el área de Cabanillas 40 km. al SO de Juliaca.

Los principales afloramientos del grupo Cabanillas, en la provincia de Lampa, están constituidas principalmente por lutitas gris olivo oscuras, limosas con menor cantidad de areniscas cuarcíticas , lutitas encubiertas con planos de estratificación con arcillas.



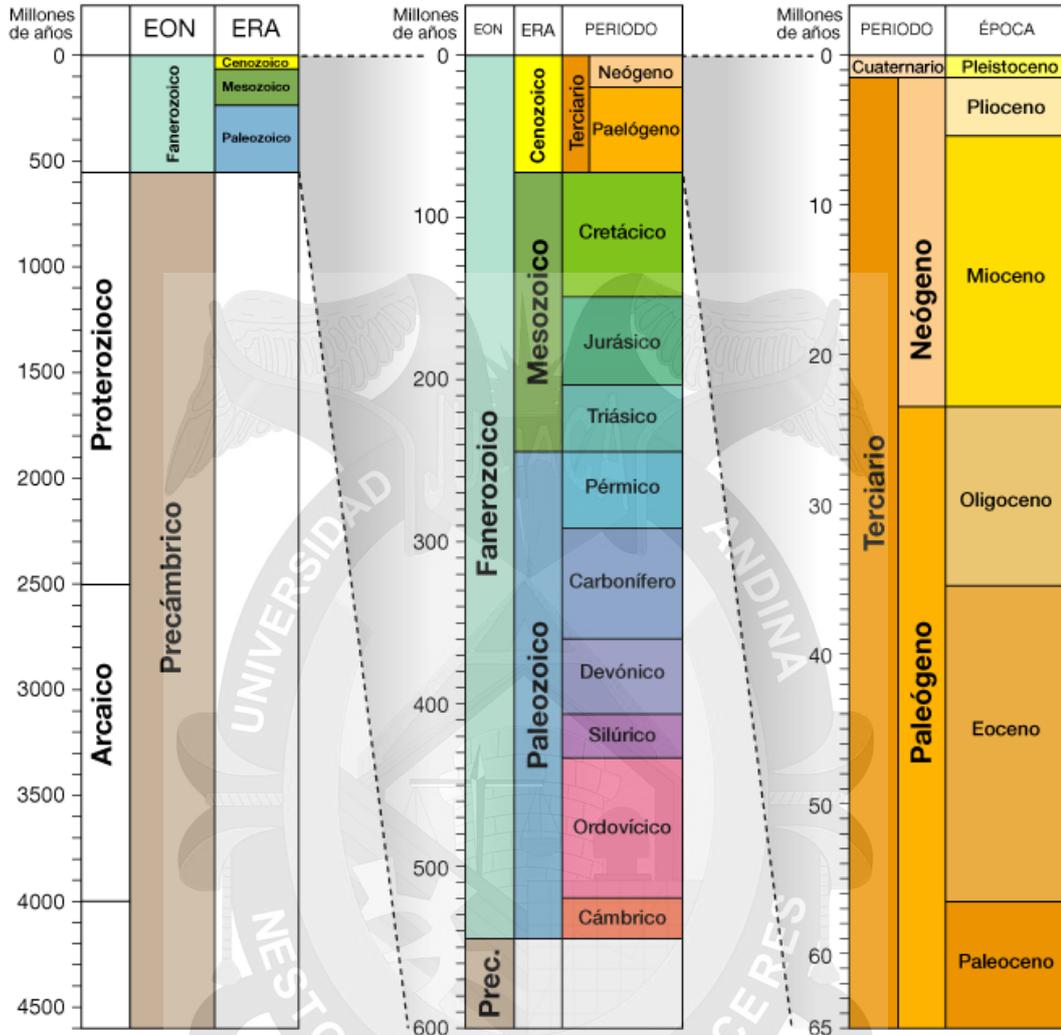
FORMACION CHAGRAPI.- El nombre de esta formación es derivado de la Hacienda Chagrapi. en el cuadrángulo de Juliaca y es designada como el área estratotipo. La formación también es reconocida en la hoja de Lagunillas donde un pequeño testigo ha sido mapeado en el valle del río Chaclata . Esta formación subyace en muchas partes del área norte del Lago Arapa en los cuadrángulos de Juliaca y Huancané.

En la región de Pusi e Isla Soto se tienen afloramientos de esta formación.

La naturaleza muy delgada de la estratificación combinada con un litología lutácea da a las colinas formas redondeadas y poca expresión fotogeológica. Entre las dos prominentes dorsales constituídas por las formaciones Lampa y Calapuja, en el cuadrángulo de Juliaca, existe un marcado rasgo negativo formado sobre la formación Chagrapi y que se extiende desde la Hacienda Chagrapi al NO hasta la Laguna Chacas al SE. (Fig.6).

El contacto superior con la formación Lampa es un pasaje transicional, y el inferior con la formación Calapuja es en parte fallado. LAUBACHER (1978), analizando la discordancia angular entre el Ordoviciano y Siluriano en otras partes de Sudamérica, señaló que no es evidente en esta área. Sin embargo, en el área de la Laguna Chacas, la parte inferior de la secuencia, está dominada por lutitas areniscosas nodulares. a menudo con estructuras "cone in cone", lo que no es común más al NO. El espesor expuesto es de aproximadamente 1,100 m.

La litología dominante en el área tipo, consiste principalmente de capas delgadas, laminadas, de limolita micácea con finas intercalaciones de areniscas limolíticas y rocas fangolíticas. Son comunes los nódulos de limolita de grano muy fino. En la parte baja del Cerro Suapuro (3579 83140), una caliza impura delgada (20 cm) nodular (JI-137) contiene una fauna de braquiópodos pobremente conservados con ejemplos de conchas articuladas abiertas. Se han registrado calizas nodulares con restos de corales en el Cerro Catalina.



Columna Estratigráfica de los periodos geológicos.



3.7. ENSAYOS DE LABORATORIO

El estudio de suelos en este caso particular, se ha referido básicamente a la determinación de la naturaleza y las propiedades mecánicas de los suelos patrón para la estabilidad de los taludes en estudio.

Ensayos de Caracterización realizados en el presente trabajo de investigación son:

1. Análisis granulométrico por tamizado.
2. Límites de Atterberg o de Consistencia.
 - Límite Líquido.
 - Límite Plástico.
3. Pesos Unitario secos máximos y mínimos.

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales y pavimentos de la Empresa Privada GEOTECNIA. Cada uno de estos ensayos se realizó de acuerdo a las especificaciones que regulan las normas, fundamentalmente las establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM) de los Estados Unidos de América, como las normas del MTC Manual de Ensayo de Materiales (EM 2013) y la Norma Técnica Peruana, siguiendo un procedimiento adecuado, sencillo y reproducible.

El procedimiento realizado en la investigación se detalla en los siguientes ítems.

A. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

Objetivo general

Conocer y adquirir conocimientos del método de análisis granulométrico mecánico para poder determinar de manera adecuada la distribución de las partículas de un suelo.

Objetivos específicos

- ✓ Dibujar e interpretar la curva granulométrica.
- ✓ Aplicar el método de análisis granulométrico mecánico para una muestra de suelo.
- ✓ Conocer el uso correcto de los instrumentos del laboratorio.
- ✓ Verificar si el suelo puede ser utilizado para la construcción de proyectos.

Equipo Utilizado

- ✓ Juego de tamices ASTM
- ✓ Balanza
- ✓ Cepillo
- ✓ Horno
- ✓ Agitador mecánico.
- ✓ Taras
- ✓ Cuarteador



Tamices para la clasificación de granulometría de los suelos

Procedimientos

- ✓ Un paso importante para este ensayo es cuartear la muestra seca, pesarla y registrarla como peso total de la muestra seca, para que de esta manera se pueda tener una porción representativa del material de cantera.
- ✓ Lavar la muestra representativa con agua limpia a través del tamiz N° 200, repitiendo esta operación hasta que el agua se observe clara, para luego secar 18 hrs la muestra lavada, en el horno a una temperatura de 105°C.
- ✓ Seca la muestra, se efectúa el tamizado a través del juego de tamices ordenados de forma decreciente, agitando vigorosamente con un movimiento rotatorio horizontal y vertical. Pesar el material retenido en los diferentes tamices.

3.7.1 CLASIFICACION DE SUELOS

3.7.1.1 Clasificación de los suelos según AASHTO

El sistema de clasificación de suelos de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) es uno de los más utilizados actualmente y se basa en las prestaciones de suelos utilizados en la práctica para construir carreteras.

De acuerdo con este sistema y con base en su comportamiento, los suelos están clasificados en ocho grupos designados por los símbolos del A-1 al A-8. En este sistema de clasificación, los suelos inorgánicos se clasifican en 7 grupos que van del A-1 al A-7. Estos a su vez se dividen en un total de 12 subgrupos. Los suelos con elevada proporción de materia orgánica se clasifican como A-8.

Tabla 0.1: Clasificación de Suelos por El método ASHTOO

Clasificación general	Material granular (35% o menos pasa el tamiz N° 200)							Material limo- arcillosos (más del 35% pasa el tamiz N° 200)			
	A - 1		A - 3	A - 2				A-4	A-5	A-6	A-7
Grupos	A- 1a	A- 1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Subgrupos	A- 1a	A- 1b	A - 3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7
Porcentaje que pasa el tamiz:											
N° 10 (2.00mm)	50 máx.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
N° 40 (0.425mm)	30 máx.	50 máx.	51 min.	-	-	-	-	-	-	-	
N° 200 (0.075mm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	
Características del material que pasa el tamiz N° 40 (0.425mm):											
Limite líquido	-		-	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min*
Terreno de fundación	Excelente a bueno							Regular a malo			

*El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5, es igual o menor a LL-30
El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6, es mayor que LL-30

3.7.1.2 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Este sistema de clasificación fue originalmente desarrollado por su uso en la construcción de aeropuertos, y fue adaptado y divulgado por el Dr. Arthur Casagrande en 1948. Está basado en la identificación de los suelos según sus cualidades estructurales y de plasticidad, y su agrupamiento con relación a su comportamiento como materiales de construcción de ingeniería.

Tabla 0.2: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

IDENTIFICACION EN EL CAMPO				SÍMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE GRANO GRUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR EL TAMIZ # 200	ARENAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS		GW	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA A PARTIR DE LA CURVA GRANULOMETRICA SEGUN EL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 200). LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: GW, GP, SW, SP GH, GC, SH, SC CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL EMPLEO DE SIMBOLOS DOBLES MENOS DEL 5% MAS DEL 12% 5% AL 12%	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS GW LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A", CON I_p MENOR QUE 4 POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O I_p MAYOR QUE 7
		PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS		GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS		
		FRACCION FINA NO PLASTICA (PARA LA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML, MAS ABAJO)		GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO		
	FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)		GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA			
	ARENAS LIMPAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS		SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS		
		PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS		SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS		
FINOS NO PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)		SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS				
ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)		SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS			
	METODOS DE IDENTIFICACION PARA LA FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 40						
	SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISREGACION)	DILATANCIA (REACCION A LA AGITACION)	TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)		UTILICESE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO INDICADAS EN LA COLUMNA DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO. LINEA A: $I_p = 0.73(WL - 20)$ GRAFICO DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION EN LABORATORIO DE SUELOS DE GRANO FINO
NULA A LIGERA			RAPIDA A LENTA	NULA	ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD	
MEDIA A ALTA			NULA A MUY LENTA	MEDIA	CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS	
LIGERA A MEDIA		LENTA	LIGERA	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD		
LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50		LIGERA A MEDIA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIMOS INORGANICOS, SUELOS LIMOSOS O ARENOSOS FINOS MICACEOS O CON DIATOMEAS, LIMOS ELASTICOS	
		ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS	
	MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA		
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, OLOR, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA		Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS			

B LÍMITES DE ATTERBERG O DE CONSISTENCIA

Los ensayos de Límite Líquido y Límite Plástico fueron realizados tal como describe el procedimiento descrito en el capítulo II. (Se realizó el ensayo para cada una de las canteras mencionadas anteriormente).

B.1. LÍMITE LÍQUIDO

- Para el inicio del ensayo se tamiza la muestra seca a través de la malla N° 40 hasta obtener 150 gr. aproximadamente y descartar el material retenido en él.



- Mezclar el material en el pocillo de porcelana con agua hasta la consistencia de una pasta espesa y suave. Cubrirlo con un paño y dejarlo reposar una hora.



- Colocar el material desde el pocillo a la Cuchara de la copa de Casagrande, llenando un tercio del total aproximadamente.
- Usando la espátula se extiende y empareja el material, formando una torta circular de 1 cm. en el punto de máxima profundidad.
- Con el acanalador se hace una ranura firme a lo largo del diámetro y a través de la línea central de la mezcla contenida en la cuchara, para evitar el desgarramiento del suelo a lo largo de la ranura, se hace varias pasadas.



- Girar la manivela a razón de dos vueltas por segundo y anotar los golpes necesarios para que las paredes de la ranura se unan en el fondo de la misma 1/2".



B.2. LIMITE PLASTICO

- Se emplea material usado para el límite líquido, verificando una consistencia tal que pueda ser rolado entre los dedos de la mano y el vidrio esmerilado.
- Se toman aproximadamente dos gramos de material y se forma bastones cilíndricos de modo que lo podamos rodar sobre el vidrio esmerilado para quitarle humedad.
- Se inicia el rolado, a razón de 80 a 90 ciclos por minuto.
- El límite plástico (humedad), se obtiene al formar bastones de 3.2 mm. de diámetro, en el instante en que se forman resquebrajaduras superficiales.

Una vez realizado los ensayos de contenido de humedad, análisis granulométrico por tamizado y límites de Atterberg, se pudo clasificar el tipo de suelo de cada una de los suelos patrón en estudio.

3.8. CARACTERIZACION GEOTÉCNICA

El Estudio Geotécnico tiene por objeto obtener todos los parámetros para modelar los procesos de inestabilidad y diseñar las obras de mitigación y remediación.

3.8.1 DESCRIPCION DE LA CLASIFICACION GOTECNICA DEL TERRENO DE FUNDACION PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES

TALUD DE PROGRESIVA 14+230

Está compuesto de suelos gravosos mal graduados con limo, de clasificación GP-GM, gravas angulosos sueltas, compuesto de areniscas intemperadas intercaladas con lutitas, siendo la humedad de 6.35%, pasante la malla N° 200 un 6.25%, con límite líquido de NP, con índice de plasticidad de NP, con densidad natural de 1.72 g/cm³, a través de los análisis de capacidad portante se ha determinado una cohesión de 0.25 Kg/cm², ángulo de fricción de 26.41°, obteniéndose una capacidad admisible de 1.57 Kg/cm².

Siendo las variables para el diseño de cimentación:

Cohesión	:	0.25	Kg/cm ²
ϕ	:	26.41	°
D _f	:	100	cm
B	:	150	cm
Y	:	1.72	g/cm ³
N _c	:	15.846	
N _q	:	6.251	
N _y	:	2.709	



Los valores para cada profundidad tenemos:

PROF. Df (cm)	qu(Kg/cm ²)	qa(Kg/cm ²)
0	3.62	1.21
10	3.73	1.24
20	3.84	1.28
30	3.94	1.31
40	4.05	1.35
50	4.16	1.39
60	4.27	1.42
70	4.37	1.46
80	4.48	1.49
90	4.59	1.53
100	4.70	1.57
110	4.80	1.60
120	4.91	1.64
130	5.02	1.67
140	5.13	1.71
150	5.23	1.74
160	5.34	1.78
170	5.45	1.82
180	5.56	1.85
190	5.66	1.89
200	5.77	1.92



TALUD DE LA PROGRESIVA 14+610

Está compuesto de suelos gravosos mal graduados con limo, de clasificación GP-GM, gravas angulosos sueltas, compuesto de areniscas intemperizadas intercaladas con lutitas, de color blanco a parduzco, siendo la humedad de 5.23%, pasante la malla N° 200 un 11.52%, con límite líquido de 26.87%, con índice de plasticidad de 1%, con densidad natural de 1.68 g/cm³, a través de los análisis de capacidad portante se ha determinado una cohesión de 0.12 Kg/cm², ángulo de fricción de 31.90°, obteniéndose una capacidad admisible de 1.40 Kg/cm².

Siendo las variables para el diseño de cimentación:

Cohesión	:	0.12	Kg/cm ²
ø	:	31.90	°
Df	:	100	cm
B	:	150	cm
Y	:	1.68	g/cm ³
N ['] c	:	21.047	
N ['] q	:	9.741	
N ['] y	:	5.442	



Los valores para cada profundidad tenemos:

PROF. Df (cm)	q_u (Kg/cm ²)	q_a (Kg/cm ²)
0	2.56	0.85
10	2.72	0.91
20	2.88	0.96
30	3.05	1.02
40	3.21	1.07
50	3.37	1.12
60	3.54	1.18
70	3.70	1.23
80	3.86	1.29
90	4.03	1.34
100	4.19	1.40
110	4.36	1.45
120	4.52	1.51
130	4.68	1.56
140	4.85	1.62
150	5.01	1.67
160	5.17	1.72
170	5.34	1.78
180	5.50	1.83
190	5.66	1.89
200	5.83	1.94



TALUD DE LA PROGRESIVA 14+810

Está compuesto de suelos gravosos mal graduados con limo, de clasificación GP-GM, gravas angulosos sueltas, compuesto de areniscas intemperizadas intercaladas con lutitas, de color blanco a parduzco, siendo la humedad de 5.23%, pasante la malla N° 200 un 11.52%, con límite líquido de 26.87%, con índice de plasticidad de 1%, con densidad natural de 1.68 g/cm³, a través de los análisis de capacidad portante se ha determinado una cohesión de 0.12 Kg/cm², ángulo de fricción de 31.90°, obteniéndose una capacidad admisible de 1.40 Kg/cm².

Siendo las variables para el diseño de cimentación:

Cohesión	:	0.12	Kg/cm ²
ø	:	31.90	°
Df	:	100	cm
B	:	150	cm
Y	:	1.68	g/cm ³
N'c	:	21.047	
N'q	:	9.741	
N'y	:	5.442	



Los valores para cada profundidad tenemos:

PROF. Df (cm)	qu(Kg/cm ²)	qa(Kg/cm ²)
0	3.80	1.08
10	3.91	1.12
20	4.02	1.15
30	4.13	1.18
40	4.25	1.21
50	4.36	1.25
60	4.47	1.28
70	4.59	1.31
80	4.70	1.34
90	4.81	1.37
100	4.93	1.41
110	5.04	1.44
120	5.15	1.47
130	5.26	1.50
140	5.38	1.54
150	5.49	1.57
160	5.60	1.60
170	5.72	1.63
180	5.83	1.67
190	5.94	1.70
200	6.05	1.73



TALUD DE LA PROGRESIVA 15+120

Está compuesto de suelos gravosos mal graduados con limo, de clasificación GP, gravas angulosos sueltas, compuesto de areniscas intemperizadas, siendo la humedad de 6.25%, pasante la malla N° 200 un 4.09%, con límite líquido NP, con índice de plasticidad NP, con densidad natural de 1.57 g/cm³, a través de los análisis de capacidad portante se ha determinado una cohesión de 0.15 Kg/cm², ángulo de fricción de 31.51°, obteniéndose una capacidad admisible de 1.54 Kg/cm².

Siendo las variables para el diseño de cimentación:

Cohesión	:	0.15	Kg/cm ²
∅	:	31.51	°
Df	:	100	cm
B	:	150	cm
Y	:	1.57	g/cm ³
N ['] c	:	20.606	
N ['] q	:	9.433	
N ['] y	:	5.177	



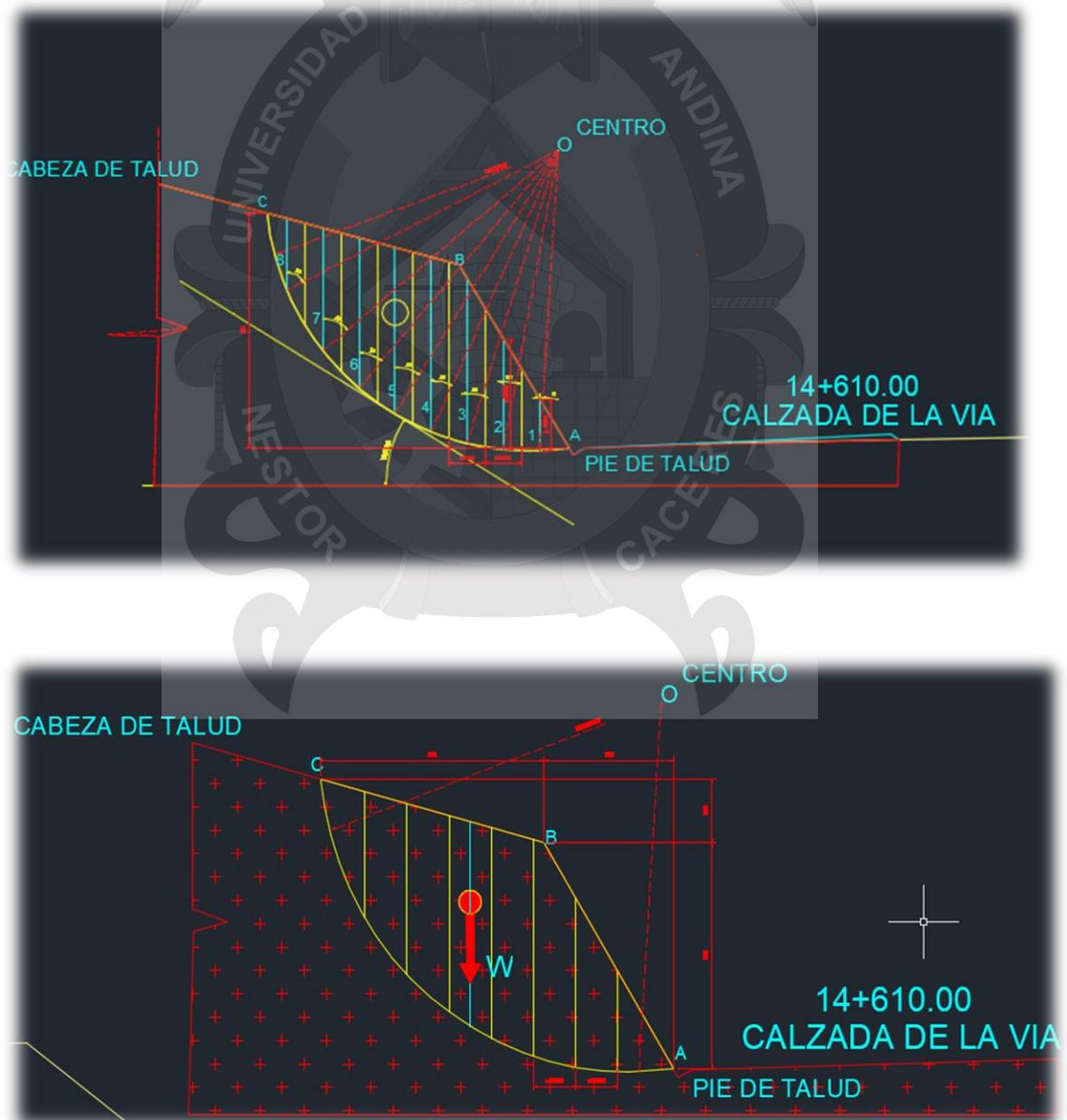
Los valores para cada profundidad tenemos:

PROF. Df (cm)	q_u (Kg/cm ²)	q_a (Kg/cm ²)
0	3.00	1.00
10	3.15	1.05
20	3.30	1.10
30	3.45	1.15
40	3.60	1.20
50	3.75	1.25
60	3.89	1.30
70	4.04	1.35
80	4.19	1.40
90	4.34	1.45
100	4.49	1.50
110	4.63	1.54
120	4.78	1.59
130	4.93	1.64
140	5.08	1.69
150	5.23	1.74
160	5.37	1.79
170	5.52	1.84
180	5.67	1.89
190	5.82	1.94
200	5.97	1.99

3.8.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EL METODO DE DOVELAS – FELLENIUS

Los análisis de estabilidad de taludes se aplican al diseño de taludes cuando los taludes presentan problemas de inestabilidad, como es el caso del talud de la progresiva 14+610. Debiendo determinarse un Factor de Seguridad necesario para que el talud no se desestabilice, el factor de seguridad combinará los aspectos de seguridad, costos de ejecución, consecuencias y riesgos que podrían ocasionar su falla.

➤ HACIENDO USO DE DISEÑO CAD



➤ HACIENDO USO DE FORMULARIO EN EXCEL – TALUD DE LA PROG.

14+610

Haciendo uso de la siguiente simbología y formula

Simbología

- b = base o ancho
- Z_1 = altura del suelo
- Z_w = altura del agua

Fórmulas a utilizar

- $W_1 = b \cdot Z_1 \cdot \gamma$
- $\mu = 9.81 \cdot Z_w$
- $\text{Cos}(\alpha)$
- $\text{Sen}(\alpha)$
- $\frac{c \cdot b}{\text{Cos}(\alpha)}$
- $\text{Tan} \phi \left(W_1 \cdot \text{Cos}(\alpha) \cdot \frac{u \cdot b}{\text{Cos}(\alpha)} \right)$
- $W_1 \cdot \text{Sen}(\alpha)$

$$FS = \frac{\sum \left[\left(\frac{c \cdot b}{\text{Cos}(\alpha)} \right) + \text{tan} \phi \left(W_1 \cdot \text{Cos}(\alpha) \cdot \left(\frac{u \cdot b}{\text{Cos}(\alpha)} \right) \right) \right]}{\sum (W_1 \cdot \text{Sen}(\alpha))}$$

DATOS:

Cohesión	:	0.12	Kg/cm ²
ϕ	:	31.9	°
Df	:	100	cm
B	:	150	cm
Y	:	1.68	g/cm ³
N'c	:	21.05	



3.9 ANALISIS DEL TALUD INESTABLE POR EL METODO DE DOVELAS HACIENDO USO DEL PROGRAMA SLIDE V 06

Es un software de análisis de Estabilidad de Taludes en doble dimensión que utiliza métodos de equilibrio límite para el cálculo de la estabilidad de taludes.

Incluye análisis de agua subterránea por elementos finitos en estado estacionario, e integra capacidades de análisis de sensibilidad, probabilísticos y análisis retrospectivos.

Su ámbito de aplicación en minería y obra civil es muy variado, permitiendo evaluar un gran número de problemáticas geotécnicas, tales como estabilidad de terraplenes, presas, taludes en excavaciones mineras o en edificaciones, efectos de cargas externas, sísmicas, eficiencia de elementos de refuerzo, etc.

Es un software potente y flexible desarrollado por Rocscience, empresa puntera a nivel mundial en modelización geotécnica.

El programa Slide ha ido creciendo de manera continua al mismo ritmo que se expandía la capacidad de análisis geotécnico por ordenador en los últimos años. Este continuo esfuerzo en investigación y actualización, y la solvencia que proporciona su trayectoria, lo convierten en un software de referencia. Prueba de ello es el hecho de ser uno de los programas más reconocidos y utilizados que existen en el mercado.

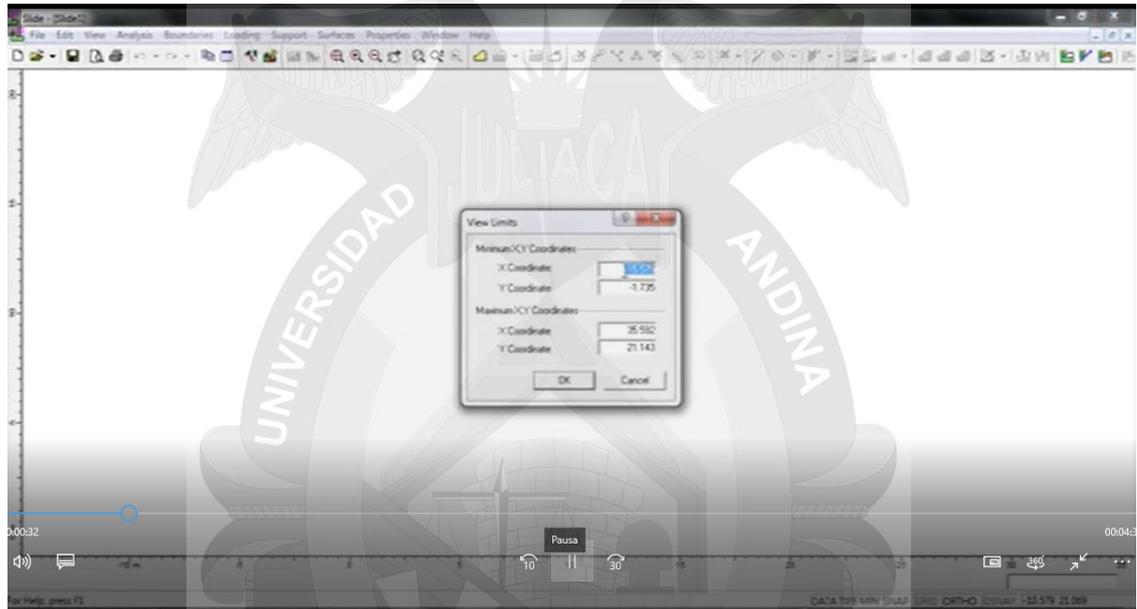
Hoy en día existe una creciente variedad de software de modelización geotécnica a nivel general, y también en relación a la estabilidad de taludes. Sin embargo, no todos los programas cuentan con la capacidad de cálculo y fiabilidad de Slide (deslizamientos) . Este programa destaca además, entre otros programas del mercado, por una interfaz clara y sencilla y por un manejo muy intuitivo de las diversas capacidades que ofrecen los menús de análisis.

El programa Slide fue desarrollado en Canadá, sirve para analizar la estabilidad de taludes.

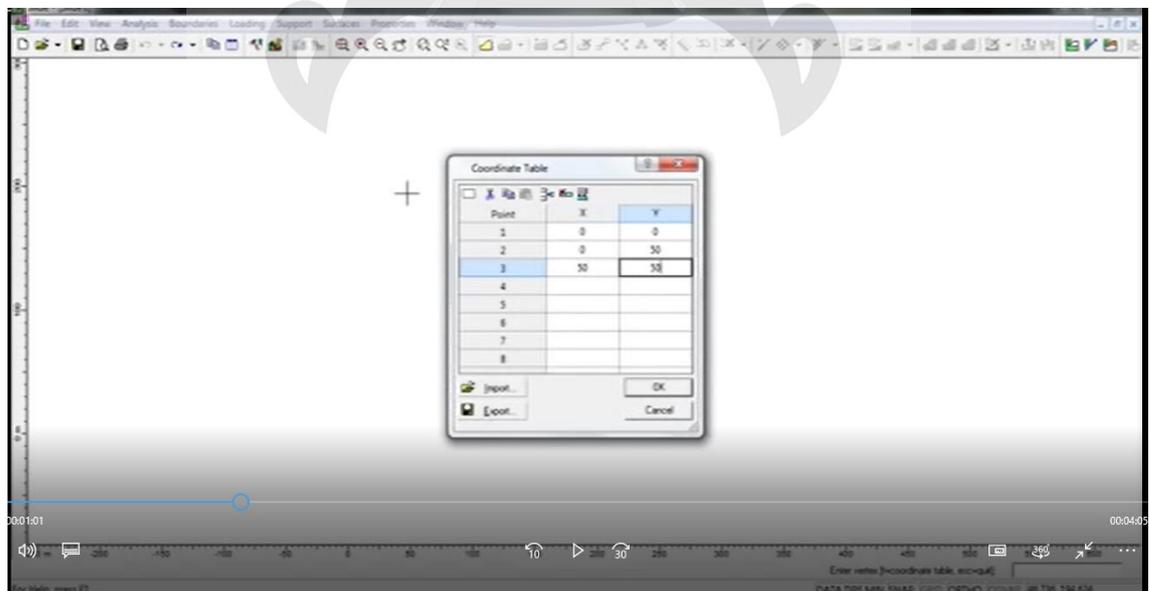
Se considera los análisis para la carretera Lampa – Caracara, tomando como muestra representativa 01 tramo (Prog. 14+6140), tomando en consideración diversos criterios básicos como es la topografía, geología, estudio geotécnico.

PROCEDIMIENTOS DEL ANALISIS DEL TALUD POR EL METODO DE DOVELAS, HACIENDO USO DEL PROGRAMA SLIDE V 6.0

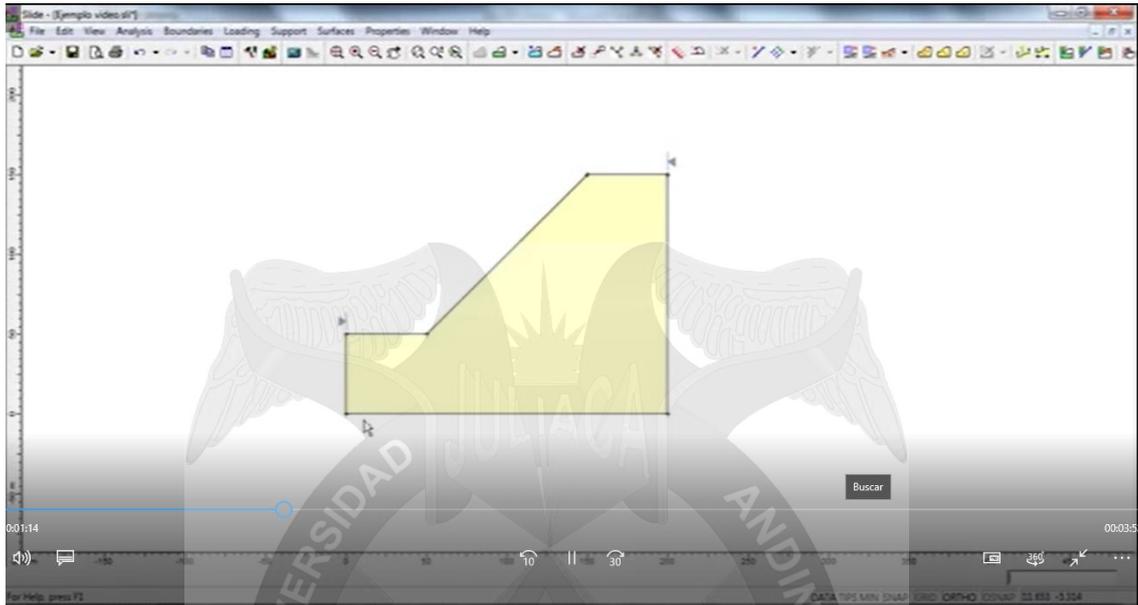
Primero.- Para el ingreso de datos al programa necesitamos tener las coordenadas de cada punto, para ello debemos definir los límites de las coordenadas máximas y mínimas.



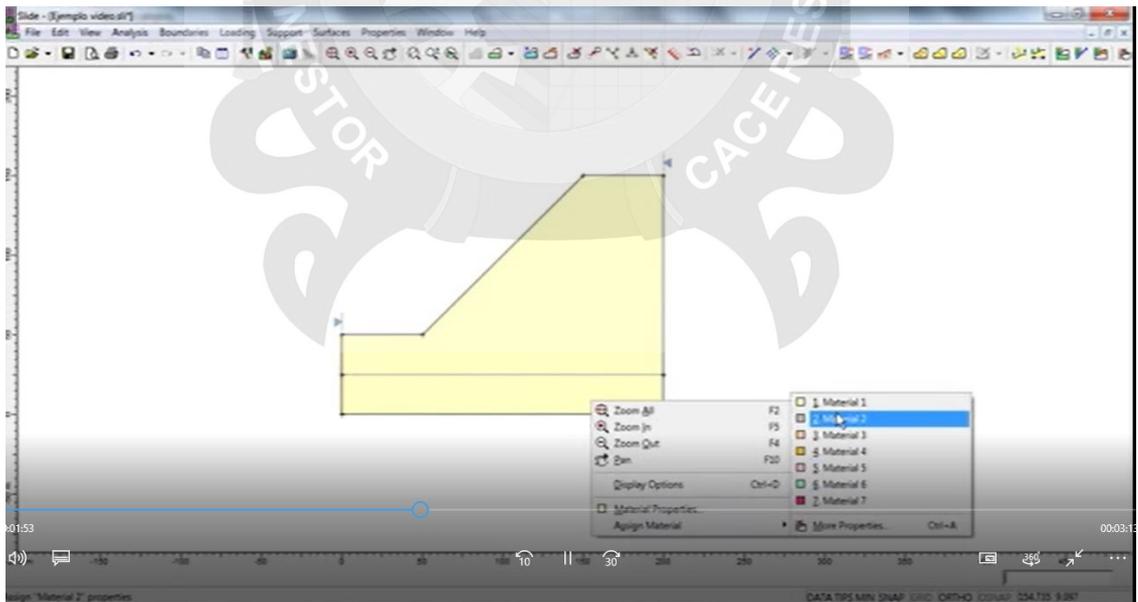
Segundo.- Proceder a ingresar los datos del suelo, ubicándonos en *añadir boundaries*, esto se puede hacer también gráficamente o por coordenadas llenando la tabla, por cuestiones graficas de este ejemplo lo vamos a hacer por coordenadas.



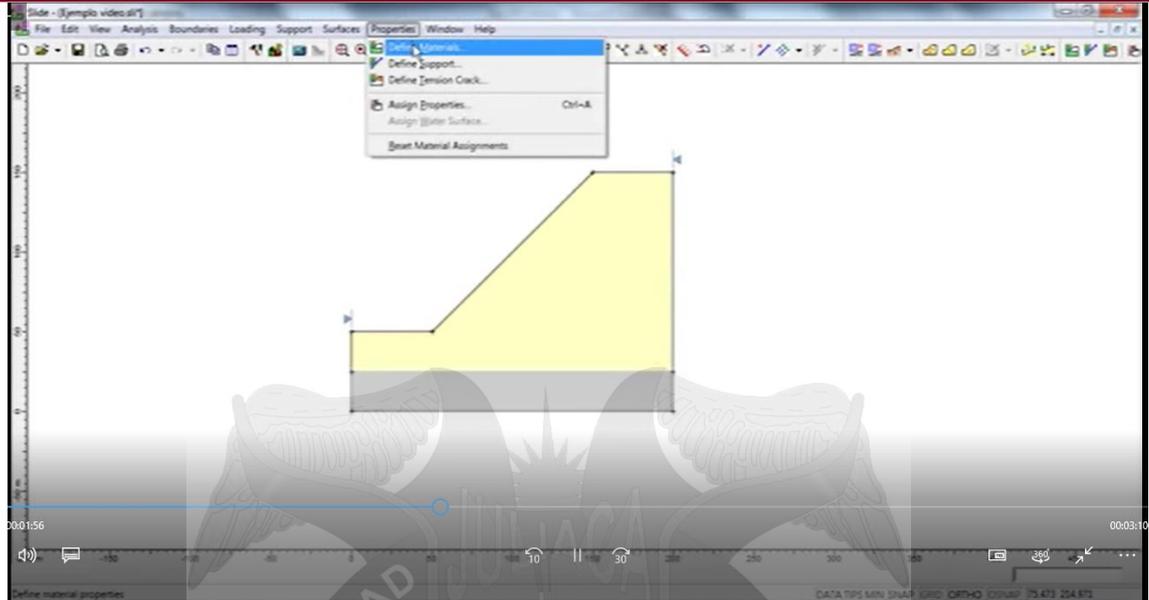
Tercero.- Una vez ingresada las coordenadas del límite exterior de nuestro talud, presionamos *enter* y como se puede apreciar se ha dibujado nuestro talud.



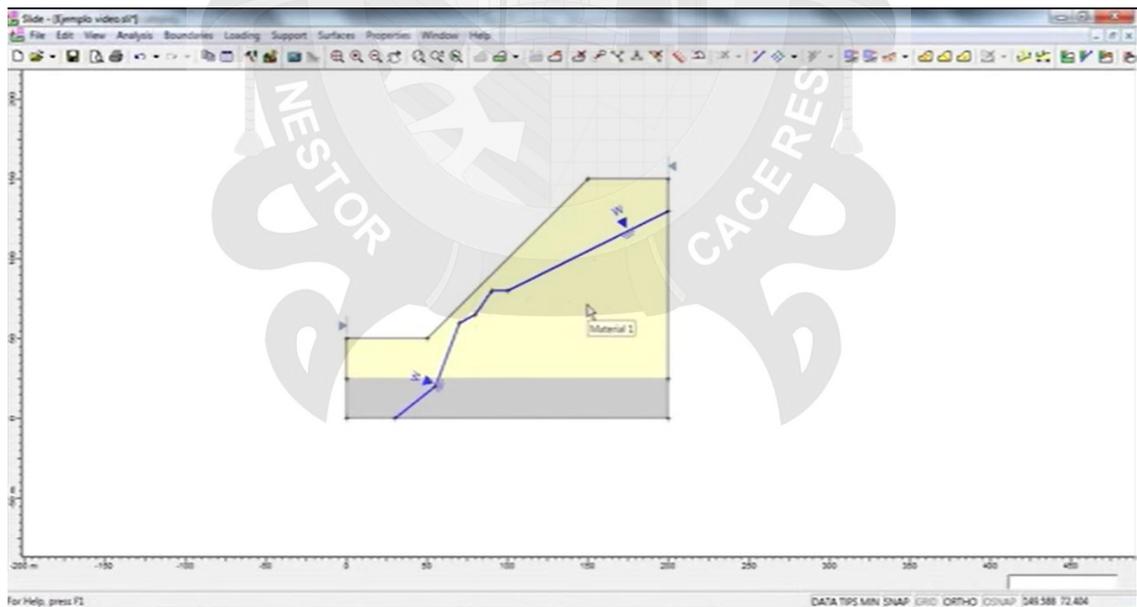
Cuarto.- Ahora procedemos a añadir las capas de suelo que puedan existir en nuestro talud, realizamos el mismo proceso, pudiéndose también escribir directamente en el margen inferior derecho, para este ejemplo se han considerado 02 estratos uno de suelo duro y el otro de arcilla.



Quinto.- Una vez terminada la configuración de los diferentes estratos del talud vamos a asignar los diferentes materiales a este estrato, para ello nos ubicamos en la configuración del primer estrato, *clic derecho* y *asignar material*. Y así sucesivamente para los diversos estratos.

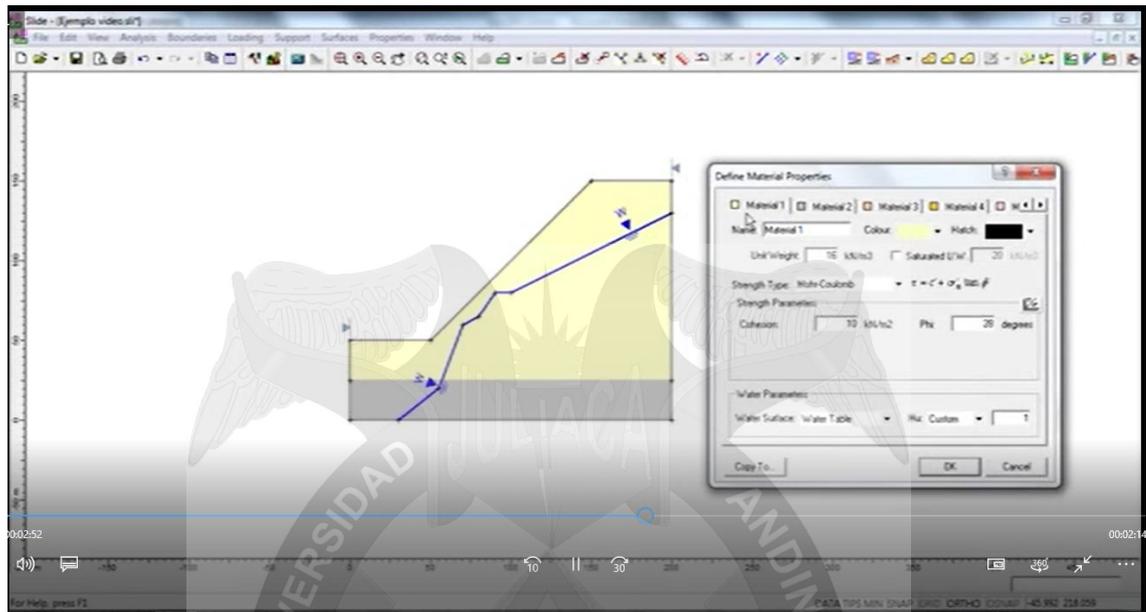


Sexto.- Procedemos a definir los materiales, pero sin antes mencionar que el profesor Braja M. Das, ha considerado en este método de cálculo la presencia de nivel freático, la misma que la vamos a ingresar por coordenadas, en la parte inferior izquierda por puntos, el mismo que se va graficando conforme vamos ingresando las coordenadas, tal como lo mostramos en la figura siguiente:

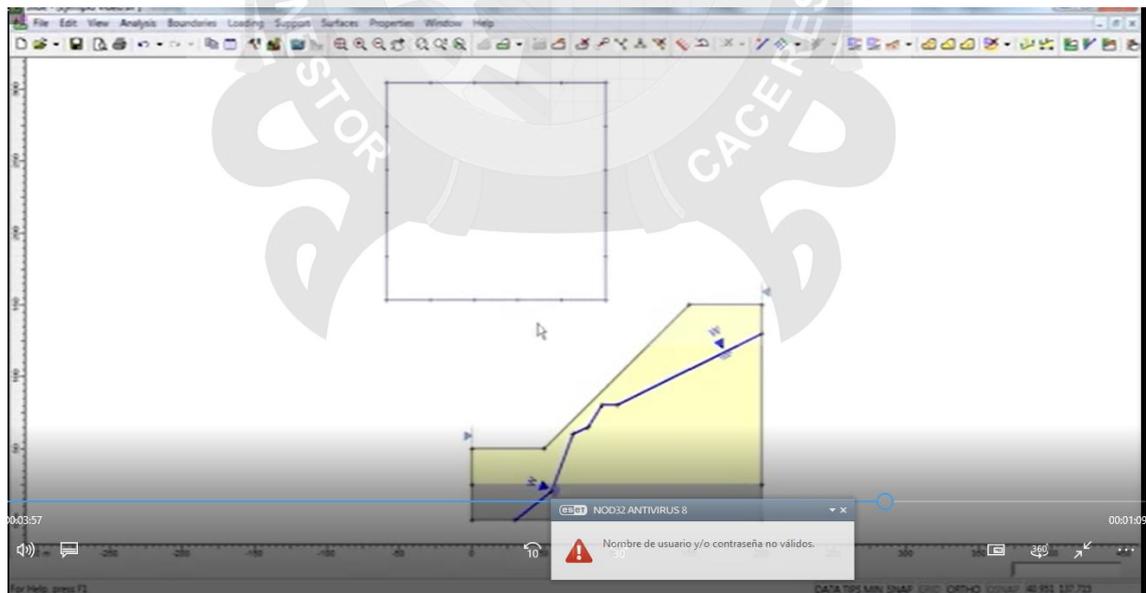


Octavo.- Procedemos a definir los materiales de cada estrato, nos ubicamos en la pestaña *propiedades y definir materiales*, el programa viene configurado para 20 materiales, en los cuales se puede variar su: Peso específico, Angulo de fricción interna, cohesión, y la presencia o no del nivel freático. En este caso para el estrato de arcillas tenemos 16 KN/m³, un Angulo de fricción interna de 25° y

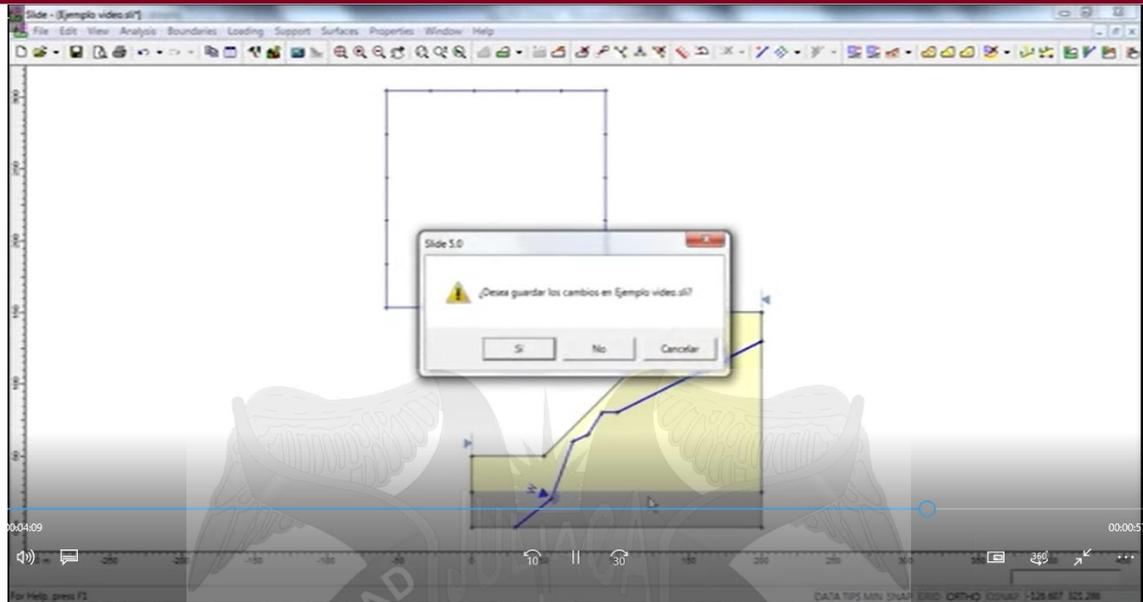
una cohesión de 9 KN/m². Para el estrato firme tenemos un peso específico de 25 kN/m³, una cohesión de 20 KN/m² y un Angulo de fricción interna de 30°.



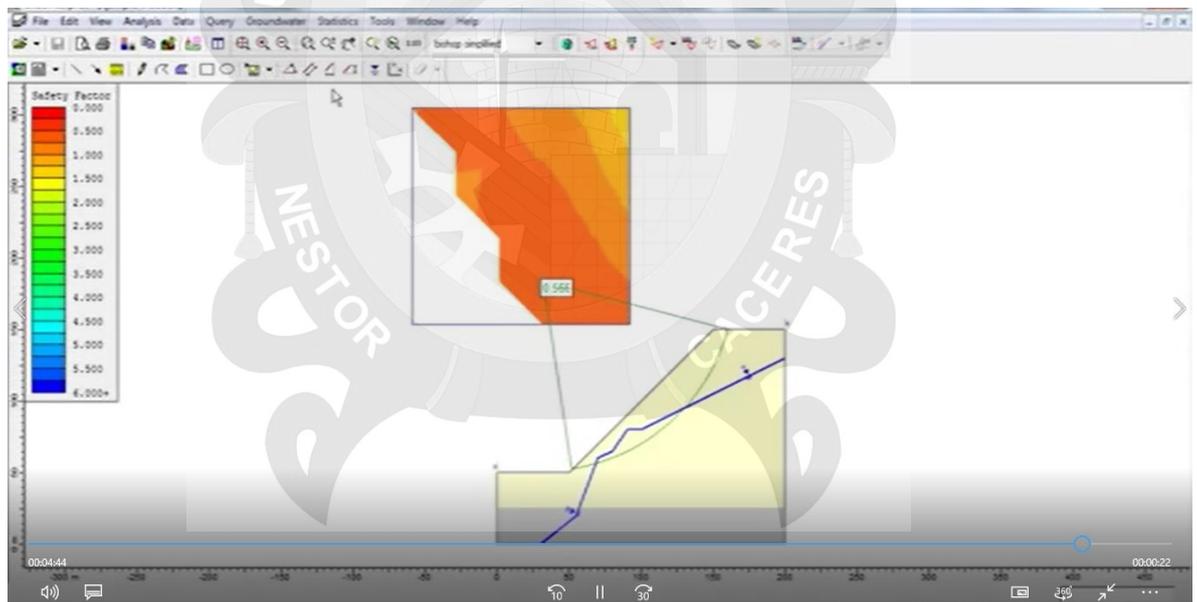
Noveno.- Realizamos el cálculo del centro, para ello es necesario el trazado de la malla y ello lo realiza el programa automáticamente, para ello nos vamos a *surface*, *autogrid*, y allí ubicamos los valores de nuestra matriz que queremos. Y así se grafica la malla.



Decimo.- Procedemos a realiza el cálculo, nos vamos a *compute*, nos pedirá la confirmación de guardar el archivo, y así debemos de *aceptar* con el nombre que deseemos pero obviamente con la extensión de slide.

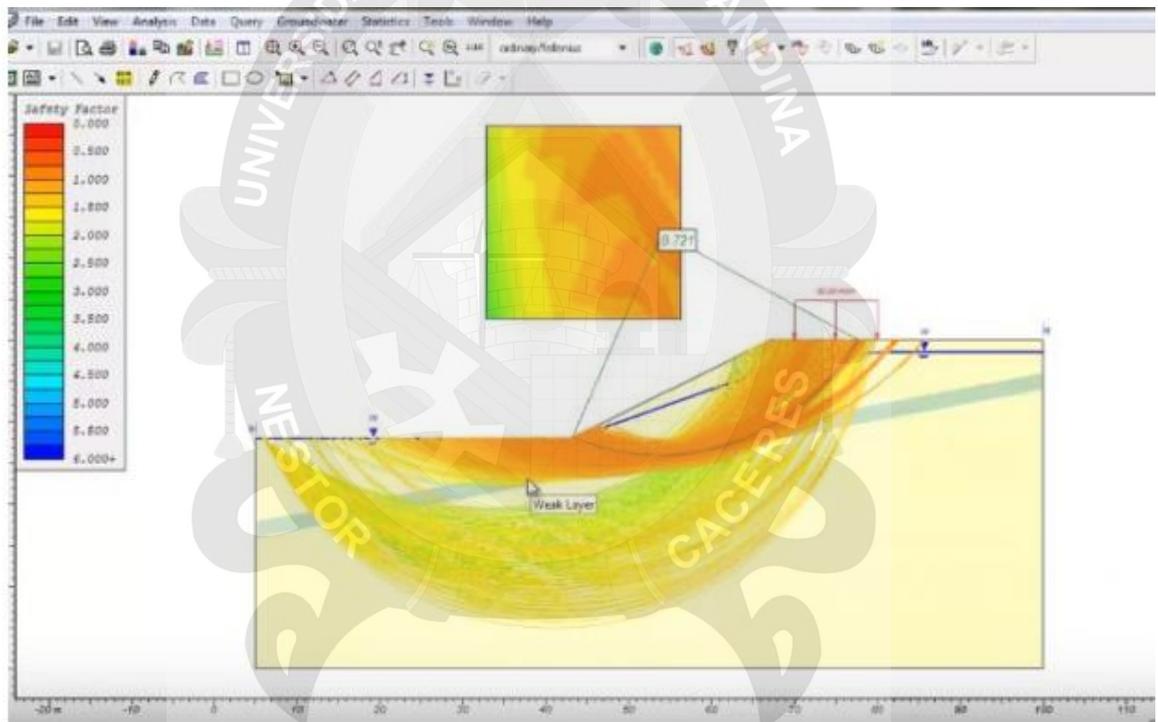
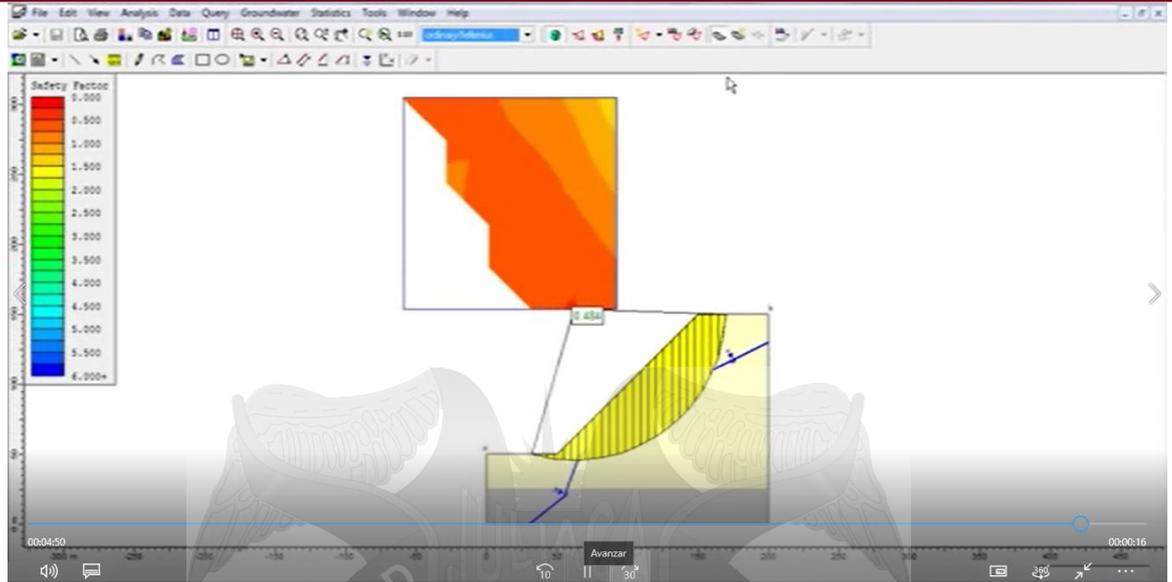


Décimo primero.- Precedemos a visualizar el Factor de Seguridad por los diversos métodos de dovelas (Bishop, Jambu y Fellenius), nos vamos al lado del icono de *calcular* y así evidenciamos el factor de seguridad.



Décimo Segundo.- Ahora nos vamos al icono dovelas, para así visualizar el número de dovelas que el programa lo calcula y también se puede ver la cuña de falla circular.

Por último, se obtiene el FACTOR DE SEGURIDAD y el diseño del talud por el método de dovelas.



Obteniendo como resultado un $FS = 0.72$ por lo que se considera un talud inestable por estar constituido de materiales de grano fino y deleznable. El mismo que requiere del planteamiento de una propuesta de estabilización.



3.10 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCION DE DATOS

3.10.1 TÉCNICA

La técnica que se utilizó, es la clasificación y caracterización geotécnica de los suelos, realizando ensayos en laboratorio de mecánica de suelos, para posteriormente analizar los taludes por el método de cálculo DOVELAS y así conocer el Factor de Seguridad de los mencionados taludes en estudio.

Finalmente se procederá a la propuesta de estabilización de los taludes construyendo obras de soporte y estabilización.

3.10.2 INSTRUMENTO

Se utilizaron fichas, tablas, diagramas, etc de observación en laboratorio para determinar las propiedades geotécnicas del suelo. Los ensayos y fichas de observación de suelos en laboratorio se detallan en el anexo de la presente investigación.

3.10.3 EQUIPOS

Los equipos utilizados fueron los del laboratorio de mecánica de suelos y pavimentos de la GEOTECNICA PUNO EIRL.



CAPÍTULO IV PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

CAPÍTULO IV

PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

4.1 ANALISIS DE LOS ANTECEDENTES DE CARACTERIZACION

Habiendo efectuado los análisis de caracterización topográfica, geológica y geotécnicamente de los 04 taludes en estudio, se procedió a la evaluación de cada uno de ellos para así caracterizar al talud que ha de ser sometido al análisis de estabilidad empleando el método de dovelas ; aquel que reúna las características de granulometría fina, presenten fallas circulares. Y así hacerle fiel cumplimiento a los conceptos básicos del análisis del método de dovelas para estabilidad de taludes en la carretera Lampa – Caracara de la Regio Puno.

CUADRO DE RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO PARA ESTABILIDAD DE TALUDES											
ITEM	PROGRESIVA Km-Km	W natural	N° 4	N° 200	LL%	LP%	SUCS	Y (ton/m3)	C (Kg/cm2)	Ø	qadm
1	14+230	6.35	30.85	6.25	NP	NP	GP-GM	1.72	0.25	26.41	1.57
2	14+610	5.23	36.4	11.52	26.87	1	GP-GM	1.68	0.12	31.9	1.40
3	14+810	7.21	31.34	10.73	27	2.058	GP-GM	1.69	0.25	27.38	1.41
4	15+120	6.25	16.86	4.09	NP	NP	GP	1.57	0.15	31.51	1.54

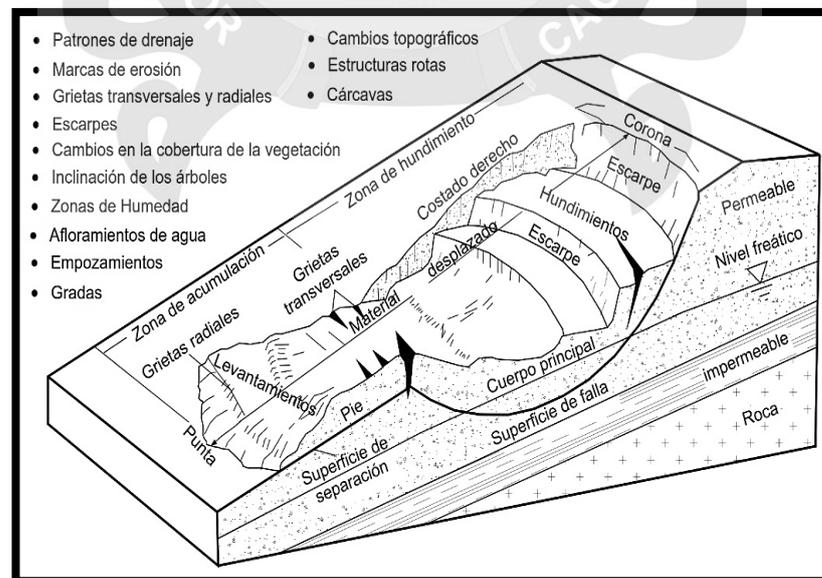


Figura 2.53 Detalles a analizar en un deslizamiento.

De otro modo, para los deslizamientos de gran magnitud o geológicamente muy complejos, la investigación puede incluir gran cantidad de perforaciones, instrumentación y análisis por un grupo interdisciplinario de profesionales.



Fotografías en la que se muestra la ubicación de los taludes en estudio. Carretera Lampa Caracara - Puno



4.1.1 Caracterización Geotécnica del talud seleccionado para su análisis y propuesta de estabilización Progr. 14+610

TALUD DE LA PROGRESIVA 14+610

Está compuesto de suelos gravosos mal graduados con limo, de clasificación GP-GM, gravas angulosos sueltas, compuesto de areniscas intemperizadas intercaladas con lutitas, de color blanco a parduzco, siendo la humedad de 5.23%, pasante la malla N° 200 un 11.52%, con límite líquido de 26.87%, con índice de plasticidad de 1%, con densidad natural de 1.68 g/cm³, a través de los análisis de capacidad portante se ha determinado una cohesión de 0.12 Kg/cm², ángulo de fricción de 31.90°, obteniéndose una capacidad admisible de 1.40 Kg/cm².

Siendo las variables para el diseño de cimentación:

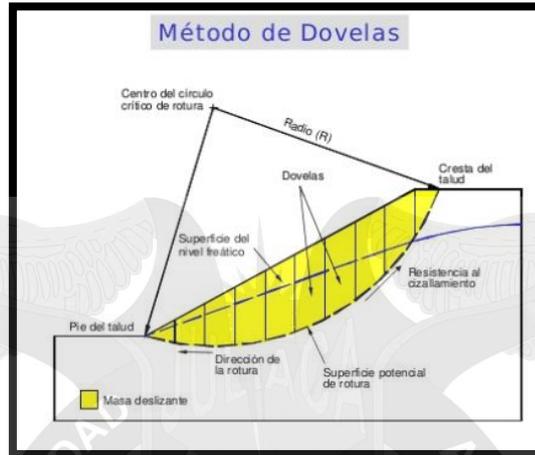
Cohesión	:	0.12	Kg/cm ²
ϕ	:	31.90	°
Df	:	100	cm
B	:	150	cm
Y	:	1.68	g/cm ³
N'c	:	21.047	
N'q	:	9.741	
N'y	:	5.442	



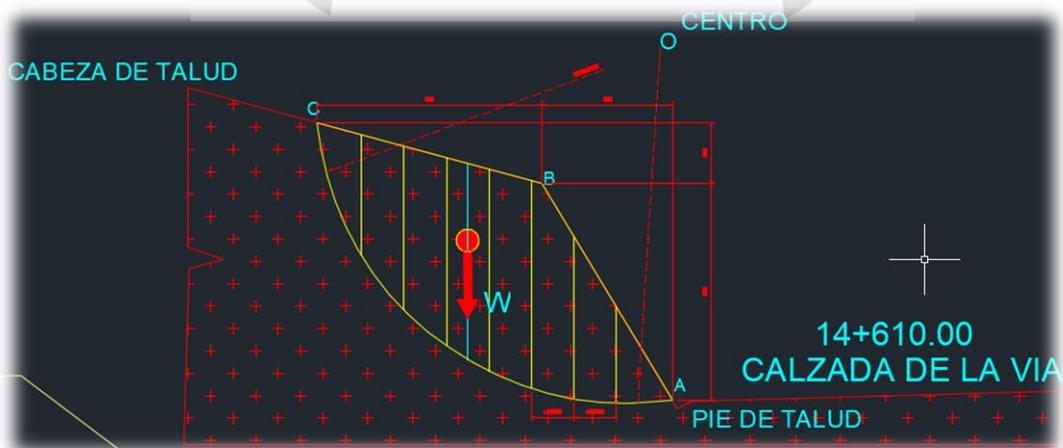
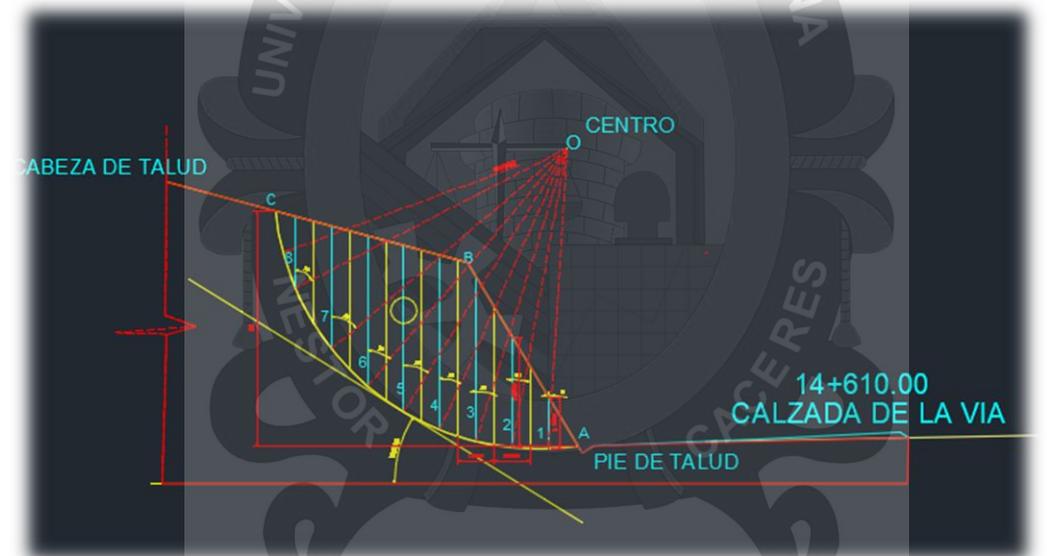
Los valores para cada profundidad tenemos:

PROF. Df (cm)	qu(Kg/cm ²)	qa(Kg/cm ²)
0	2.56	0.85
10	2.72	0.91
20	2.88	0.96
30	3.05	1.02
40	3.21	1.07
50	3.37	1.12
60	3.54	1.18
70	3.70	1.23
80	3.86	1.29
90	4.03	1.34
100	4.19	1.40
110	4.36	1.45
120	4.52	1.51
130	4.68	1.56
140	4.85	1.62
150	5.01	1.67
160	5.17	1.72
170	5.34	1.78
180	5.50	1.83
190	5.66	1.89
200	5.83	1.94

4.1.2 Análisis por el método de Dovelas – Fellenius para el talud ubicado en la Progr. 14+610 de la carretera Lampa – Caracara (Puno)



Modelamiento en AutoCAD.



➤ HACIENDO USO DE FORMULARIO EN EXCEL – TALUD DE LA PROG.
14+610

DATOS:

Cohesión	:	0.12	Kg/cm ²
∅	:	31.9	°
Df	:	100	cm
B	:	150	cm
Y	:	1.68	g/cm ³
N'c	:	21.05	

HOJA DE CALCULO:											
Dovelas	b (cm)	H (cm)	γ	α (°)	L=b/cosα°	A=b*H	W=γA*(1)	hw	U=γω*Hω	N	D
1	125	174	1.68	4	125.31	21750.00	87000.00	0.00	0.00	54035.85	6068.813
2	120	370	1.68	10	121.85	44400.00	444000.00	0.00	0.00	272181.7	77099.79
3	120	549	1.68	17	125.48	65880.00	1119960.00	0.00	0.00	666668.2	327444.6
4	120	584	1.68	24	131.36	70080.00	1681920.00	0.00	0.00	956409.2	684098.5
5	120	557	1.68	32	141.50	66840.00	2138880.00	0.00	0.00	1129054	1133434
6	120	503	1.68	40	156.65	60360.00	2414400.00	0.00	0.00	1151255	1551946
7	120	411	1.68	49	182.91	49320.00	2416680.00	0.00	0.00	986899.3	1823892
8	127	241	1.68	63	279.74	30607.00	1928241.00	0.00	0.00	544924	1718075
										5761426	7322059
							FS =			0.787	

FS = 0.787

$$FS = \frac{\Sigma(\text{Fuerzas que se oponen al deslizamiento})}{\Sigma(\text{Fuerzas que inducen el deslizamiento})}$$

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cizallamiento en la superficie de rotura } (\tau)}{\text{Tensión cizallante movilizada en la superficie de rotura } (\tau_{mb})}$$

- Por Tanto El Talud Es Inestable, por
Lo que surge la necesidad de estabilizar
Haciendo uso de obras de ingeniería.

FS < 1 --> Inestable
FS > 1,1 --> Estable

4.2 PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES INESTABLES PROG.

14+610

El objetivo principal de un estudio de análisis de deslizamientos en taludes y laderas, es diseñar medidas de prevención, control, remediación y/o estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Se han desarrollado gran cantidad de técnicas probadas para el manejo de los taludes inestables o los deslizamientos (Figura 3.2). Generalmente, los beneficios más significativos desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos, se obtienen con las medidas de prevención.

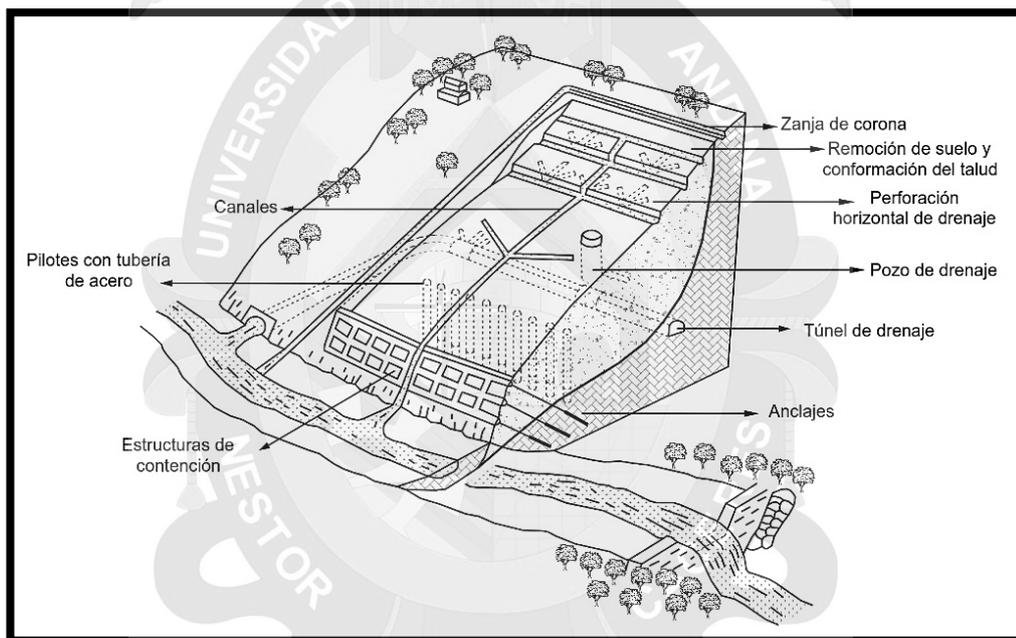


Figura 3.10 Algunas técnicas de remediación de la amenaza y el riesgo a los deslizamientos.

La estabilización de los deslizamientos en actividad o potencialmente inestables, es un trabajo relativamente complejo que requiere de metodologías especializadas de diseño y construcción. Cada sistema tiene su base teórica y sus procedimientos constructivos. En el presente capítulo se indican algunos de los sistemas de remediación que se han utilizado en el mundo.

La solución de cada problema requiere un análisis conceptual y determinístico de las causas y mecanismos del problema y un diseño detallado de la remediación (Figura 1.2). Uno de los factores más importantes que define la alternativa de manejo, es la disponibilidad de recursos. Algunos proyectos

disponen de grandes presupuestos, lo cual permite la construcción de obras de gran magnitud; sin embargo, es muy común que los recursos económicos sean limitados y se requiera utilizar tecnologías de bajo costo.

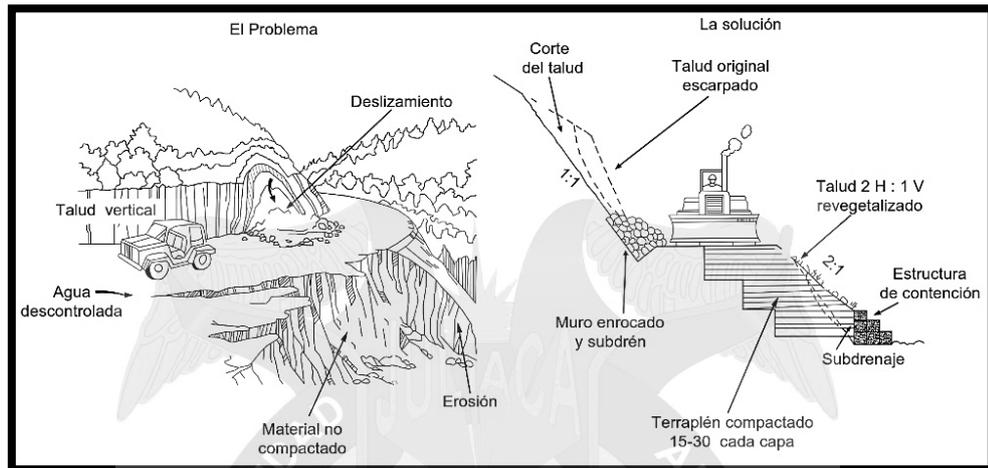


Figura 3.11 Problemas y soluciones de estabilidad de taludes en las carreteras secundarias.

Las técnicas de remediación comprenden las siguientes alternativas generales:

- Prevención para evitar que ocurra la amenaza o el riesgo.
- Elusión de la amenaza para evitar que ésta genere riesgos.
- Control de los movimientos para disminuir la vulnerabilidad.
- Estabilización para disminuir la probabilidad de ocurrencia de la amenaza aumentando el factor de seguridad.

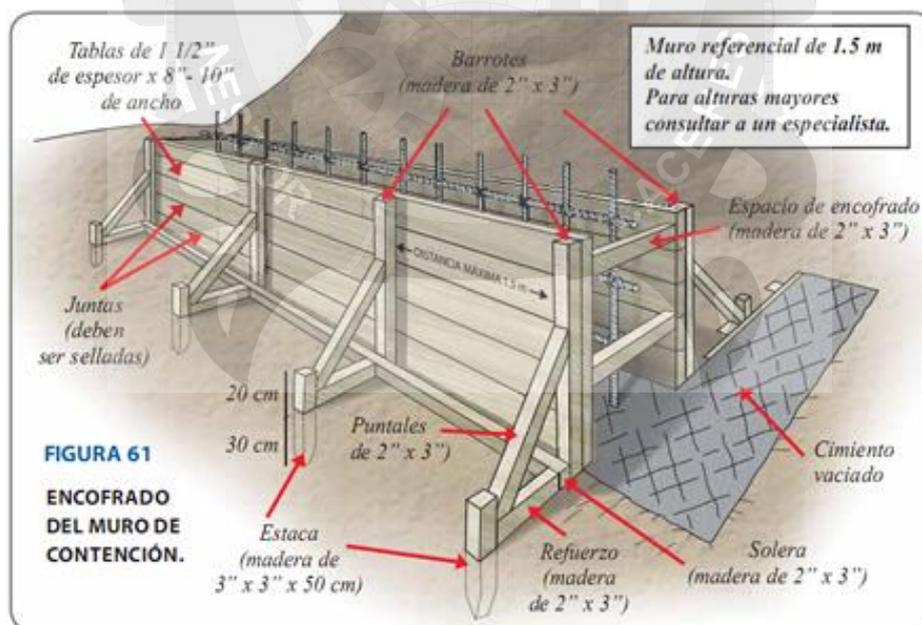
4.3 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía.

Los Muros de Contención son elementos constructivos que cumplen la función de cerramiento, soportando por lo general los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de tierras.

En otros tipos de construcción, se utilizan para contener agua u otros líquidos en el caso de depósitos.

Un muro de contención no solo soporta los empujes horizontales transmitidos por el terreno, debe también recibir los esfuerzos verticales transmitidos a pilares, paredes de carga y forjados que apoyan sobre ellos.



DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN POR GRAVEDAD PARA LA CARRETERA LAMPA – CARACARA PROG. 14+610

MEMORIA DE CALCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN PROG. 14+610

PROYECTO: mejoramiento de la Carretera D.V. Caracaca - Lampa - Cabanilla - Cabanillas - Distritos Lampa, Cabanilla, Cabanillas, Provincia de Lampa - Puno - Tramo I
UBICACIÓN: Lampa, Cabanilla, Cabanillas - Lampa - Puno

Fecha: Junio 2017

TIPO: **MP-1**

DATOS:

H = 3.00 m

$\gamma_{\text{MURO}} = 2.40 \text{ Ton/m}^3$

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

$\gamma = 1.68$ Peso específico (Ton/m³)

$\phi = 31.90^\circ$ Ángulo de fricción del suelo

C = 0.12 Cohesión del suelo

DIMENSIONES

A = 0.25 m

B = 0.33 m

C = 0.30 m

D = 0.15 m

E = 0.92 m

F = 0.25 m

G = 0.50 m

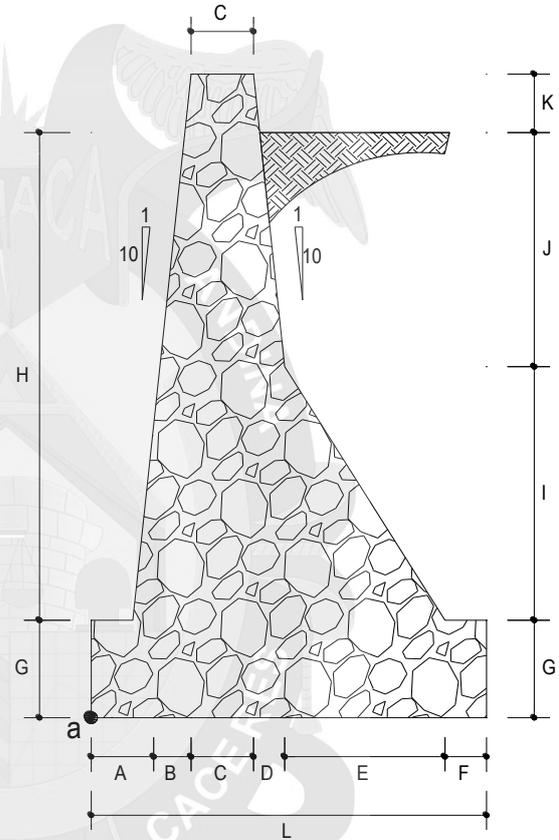
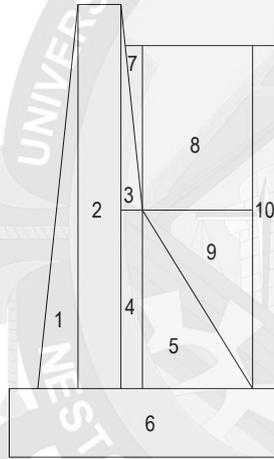
H = 3.00 m

I = 1.80 m

J = 1.20 m

K = 0.30 m

L = 2.20 m



Sección	Ancho	Alto	Área	Peso Especifico	Peso	Brazo	Momento respecto a A	Obs.
1	0.33	3.30	0.54	2.40	1.31	0.47	0.61	Muro
2	0.30	3.30	0.99	2.40	2.38	0.73	1.73	Muro
3	0.15	1.50	0.11	2.40	0.27	0.93	0.25	Muro
4	0.15	1.80	0.27	2.40	0.65	0.96	0.62	Muro
5	0.92	1.80	0.83	2.40	1.99	1.34	2.66	Muro
6	2.20	0.50	0.55	2.40	1.32	1.10	1.45	Muro
7	0.15	1.20	0.09	2.40	0.22	0.98	0.21	Muro
8	0.92	1.20	1.10	1.80	1.99	1.49	2.96	Relleno
9	0.92	1.80	0.83	1.80	1.49	1.64	2.45	Relleno
10	0.25	3.00	0.75	1.80	1.35	2.08	2.80	Relleno
P					12.95	M.R.	15.75	



1. VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO

Altura =	3.00	m	
Base =	1.50	m	(0.50B)
	2.25	m	(0.75B)
Base adoptad	2.20	m	
ϕ' =	21.27°		Ángulo de fricción del suelo
C' =	0.080		Cohesión del suelo
Ka =	0.31		
Pa =	2.33		$1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2$
Σ F.R. =	5.22		Sumatoria de Fuerzas resistentes horizontales
Σ F.O. =	2.33		Sumatoria de Fuerzas actuantes horizontales
F.S. =	2.24	OK	Factor de Seguridad (>1.50)

$$F.S. = \frac{\Sigma F.R.}{\Sigma F.O.}$$

2. VERIFICACIÓN POR VOLTEO

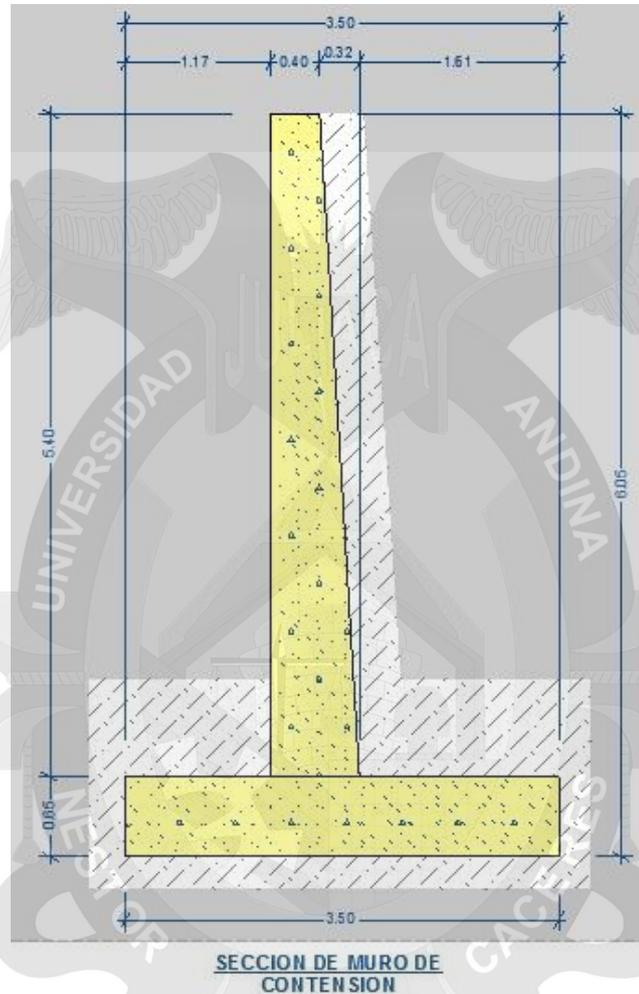
Altura =	3.00	m	
Base =	2.20	m	
Ka =	0.31		
Ha =	2.33		
Σ MR =	15.75		Sumatoria de Momentos resistentes al volteo
Σ MO =	2.33		Sumatoria de Momentos actuantes para el volteo
F.S. =	6.75	OK	Factor de Seguridad (>2.0)

3. VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA

D =	0.50	m	
B =	2.20	m	
γ =	1.68		Peso específico (Ton/m3)
ϕ =	31.90°		Ángulo de fricción del suelo
C =	0.12°		Cohesión del suelo
e =	0.06	$\leq B/6$	OK
		≤ 0.37	
q _{punta} =	6.92	Ton/m2	
q _{talón} =	4.86	Ton/m2	
q _u =	24.40		
F.S. =	3.53	OK	Factor de Seguridad (>3.0)

4.4 DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

MEMORIA DE CÁLCULO DE MUROS DE CONTENCIÓN – CONCRETO ARMADO
EN VOLADIZO



Predimensionamiento

H(m)=	6.5
B(m)=	3.5
h(m)=	0.65
p(m)=	1.1666667
A(m)=	0.4
a(m)=	0.32

Datos Básicos

Relleno:	PE(Kg/m3)=	1680
	Factor de Seg Volteo =	1.9
Suelo Base:	PE(Kg/m3)=	1680
	Factor de Seg Deslizam =	1.5
Otros:	fc(kg/cm2)=	210
	fy(kg/cm2)=	4200

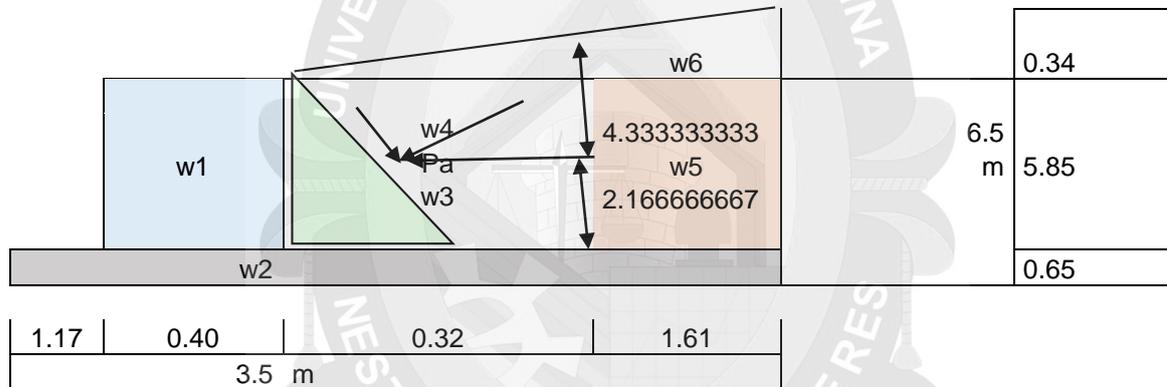


ángulo fi=	31.9	°
ángulo fi =	31.9	°
Cap Port =	1.94	kg/cm ²
PE C° =	2400	kg/m ³
beta =	10	°
r(cm)=	6	

Cálculo de Ka y Pa

beta(rad)= 0.175
 fi(rad)= 0.557
 Pa(kg/m³)= 11440.2
 ka= 0.32235
 cos(beta)= 0.985
 r(cs²b-cs²p)= 0.499
 Pav(kg/m³)= 1986.6
 Pah(kg/m³)= 11266.4

Cálculo de Cargas y Momentos



Análisis Vertical:

Carga	Peso(kg)	Brazo (m)	Momento(kg.m)
w1	5616.0	1.37	7675.2
w2	5460.0	1.75	9555.0
w3	2246.4	1.67	3759.0
w4	1572.5	1.78	2799.0
w5	15855.8	2.69	42705.1
w6	553.6	2.86	1580.9
Pav	1986.6	1.80	3583.2
sum(Fvert)=	33290.9	sum(Mest)=	71657.3

Análisis Horizontal:

Carga	Peso(kg)	Brazo (m)	Momento(kg.m)
Pah	11266.4	2.166666667	24410.6
sum(Fhor)=	11266.4	sum(Mvol)=	24410.6

Estabilidad por Volteo

sum(Mest)/sum(Mvol) > FS



2.9355 > 1.9000 Ok

Estabilidad por Deslizamiento

f.sum(Fvert)/sum(Fhor) > FS f=0.9*tg(fi)= 0.5602007

1.6553 > 1.5000 Ok

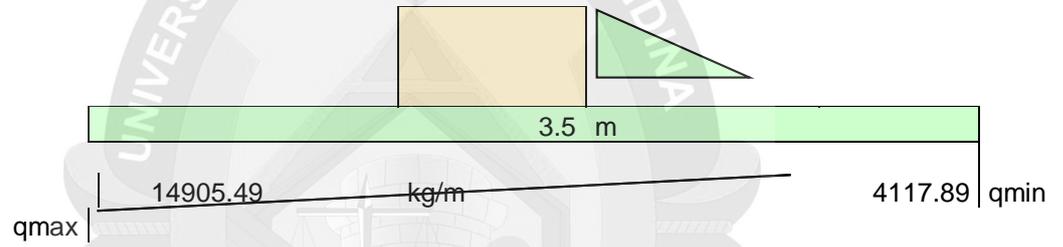
Comprobación de la Resultante en la base

x(m)= 1.4192 B/6 > e
e(m)= 0.3308 0.5833 > 0.3308

Comprobacion de la Capacidad del Suelo

cap del suelo > qmax
1.94 > 1.49 Ok
kg/cm2 kg/cm2

$$q = \frac{\sum F_{vert}}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

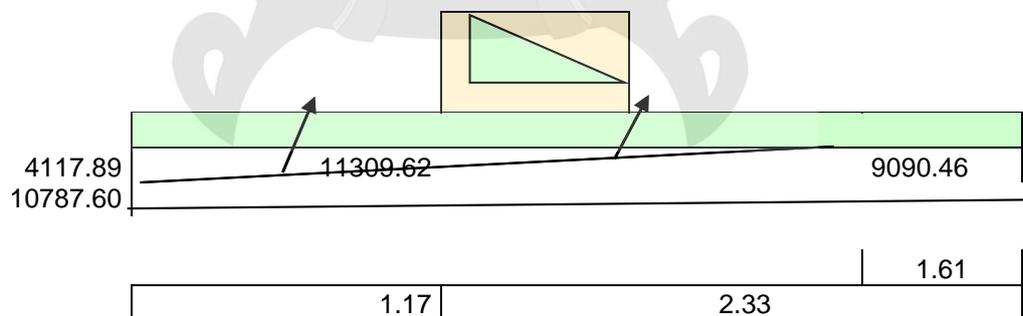


Ok: Esta en el Tercio Central

Cálculo de Esfuerzos

Cálculo de Esfuerzos en el Talon:

r=w6+w5 16409.5
w=r/l= 10171.1527



Cortante:	V(kg)=	5754.72
Momento:	M(kg.m)=	5720.71

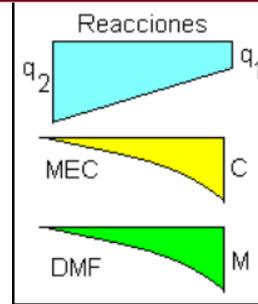
Cálculo de Esfuerzos en la Punta

Cortante
V(kg)= 15292.15

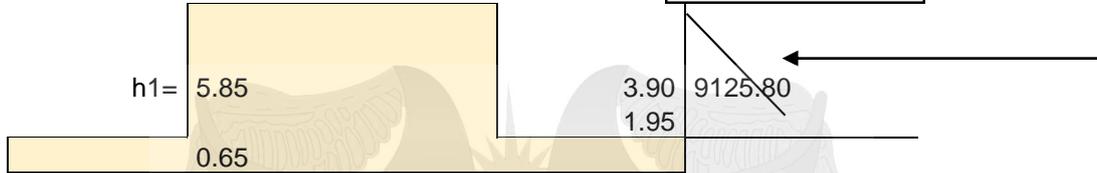
Momento

M(kg.m)= 9328.28

$$M = \frac{q_1 \cdot x^2}{2} + \frac{(q_2 - q_1) \cdot x^2}{3}$$



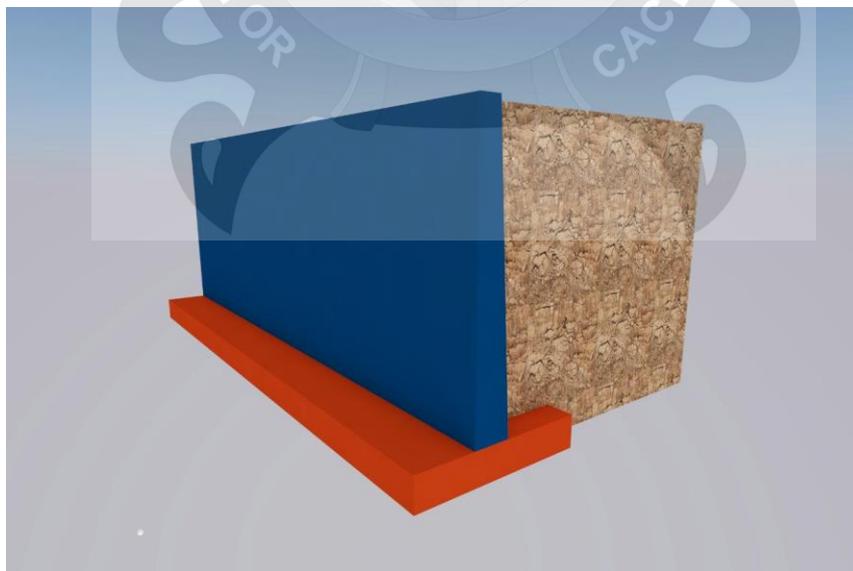
Cálculo de Esfuerzos en Pantalla



Cortante	
V(kg)=	0.5.PErelleno.h1.h1.ka*cos(b)
V(kg)=	9125.80
Momento (en base V por el brazo)	
M(kg.m)=	9125.80 x 1.95
M(kg.m)=	17795.31

Analisis de Cortantes

	Punta	Talon	Pantalla	kg/cm2
Vc=0.85*0.53*raiz(fc)=	6.53	6.53	6.53	
V(kg) =	15292.15	5754.72	9125.80	
b(cm)=	100.00	100.00	100.00	
d(cm)=	59.00	59.00	36.00	
Va(kg/cm2)=V/b/d=	2.59	0.98	2.53	
	OK	OK	OK	





Análisis de Momentos y Aceros

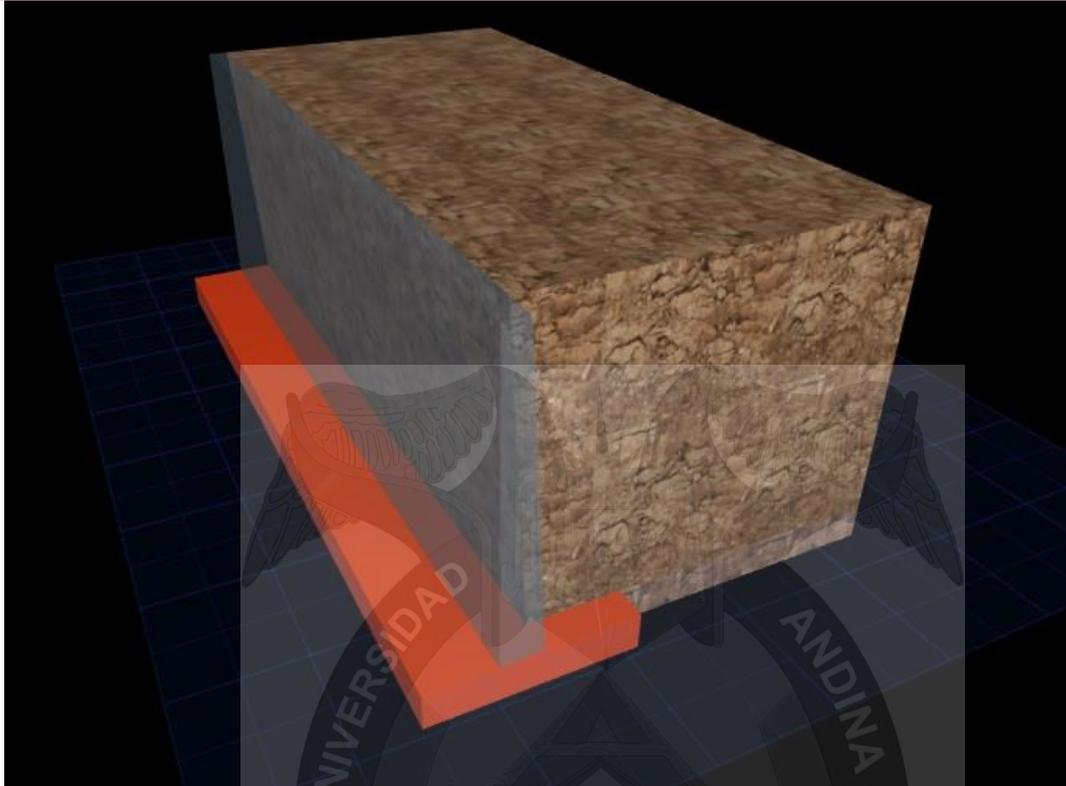
	Punta	Talon	Pantalla
M(kg.m) =	9328.28	4783.09	17795.31
Mu(kg.cm)=	932828.34	478308.61	1779530.80
b(cm)=	100.00	100.00	100.00
d(cm)=	59.00	59.00	67.00
f'c(kg/cm2)=	210.00	210.00	210.00
fy(kg/cm2)=	4200.00	4200.00	4200.00
ku=	0.01	0.01	0.02
w=	0.01	0.01	0.02
p=	0.00	0.00	0.00
As(cm2)=	4.22	2.15	7.12
Asmin(cm2)=			12.06
Asmin(cm2)=	14.25	14.25	
As a asumir:	14.25	14.25	12.06

Nro Barras

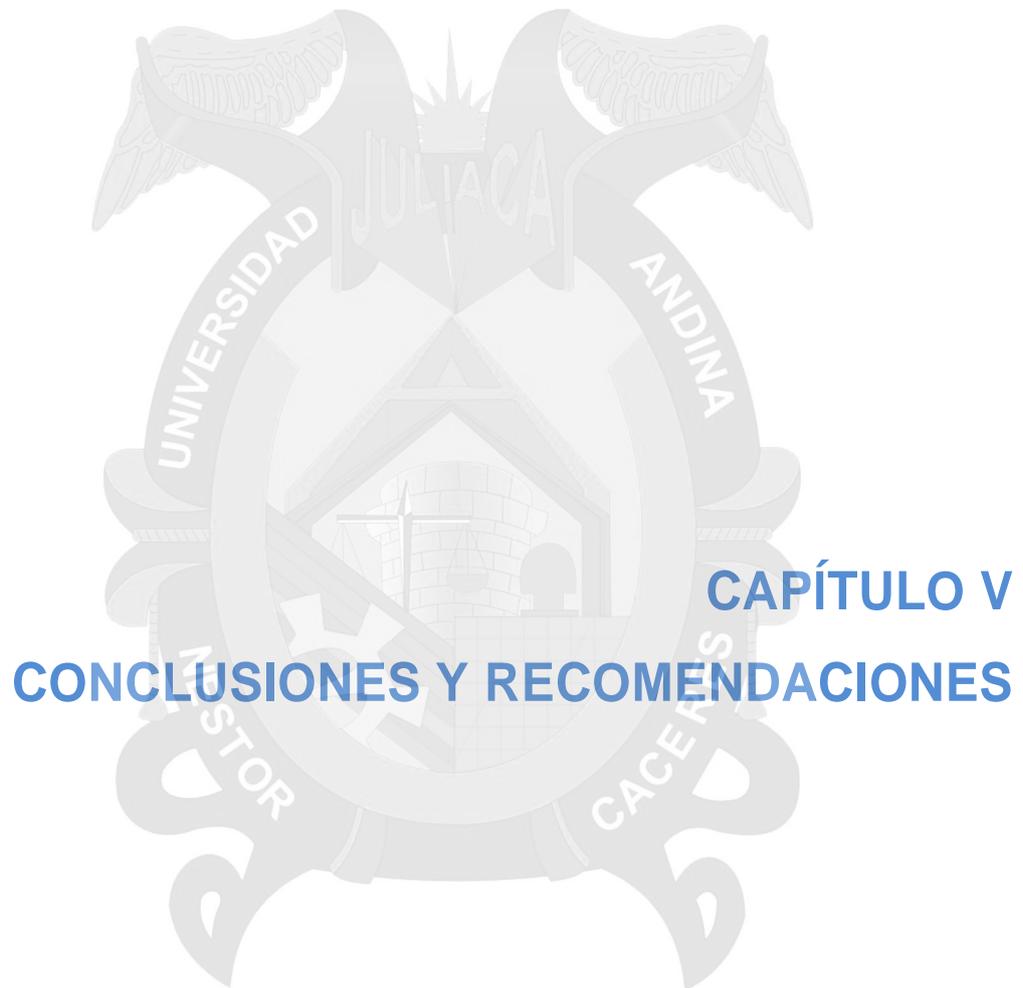
1.267	11.2	11.2	9.5	1/2"
1.979	7.2	7.2	6.1	5/8"
espaciamiento (cm)				
1/2"	8.9	8.9	10.5	
5/8"	13.9	13.9	16.4	

Acero de Temperatura/Amarre:

b(cm)=	100.00	100.00	100.00
h(cm)=	59.00	59.00	67.00
Ast=Asmin=	10.62	10.62	12.06
Ast=Asmin=	14.25	14.25	
As de 3/8" (cm2)=			0.71
As de 1/2" (cm2)=	1.21	1.21	
Nro barras por 1m	11.78	11.78	16.99
espaciamiento (cm)	8.49	8.49	5.89



Diseño final del muro de contención para estabilizar el talud Prog. 14+610.



CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- A) El método de análisis para estabilidad de taludes Dovelas – Fellenius es un método ampliamente aceptado, el mismo que establece el equilibrio de la fuerza que actúan en cada dovela a fin de convertir el problema en estáticamente determinados. Proporciona el FS más seguro y confiable posible aplicado en masas de suelo fino y que presenten fallas tipo circular.
- B) Habiendo logrado satisfactoriamente la caracterización geotécnica de los 04 taludes, se consideró como muestra representativa el talud de la Prog. 14+610 con mayor riesgo geológico; y a la vez por ser aplicable al análisis por el método de dovelas – felleniums. A continuación se resumen las mencionadas características geotécnicas del talud seleccionado:

Talud de la Progresiva 14+610

Está compuesto de suelos gravosos mal graduados con limo, de clasificación GP-GM, gravas angulosos sueltas, compuesto de areniscas intemperadas intercaladas con lutitas, de color blanco a parduzco, siendo la humedad de 5.23%, pasante la malla N° 200 un 11.52%, con límite líquido de 26.87%, con índice de plasticidad de 1%, con densidad natural de 1.68 g/cm³, a través de los análisis de capacidad portante se ha determinado una cohesión de 0.12 Kg/cm², ángulo de fricción de 31.90°, obteniéndose una capacidad admisible de 1.40 Kg/cm².

Siendo las variables para el diseño de cimentación: Cohesión de 0.12 Kg/cm², ϕ de 31.90° y siendo la q_a de 1.40 kg/cm² a la profundidad de 1.00 m.

- C) Los factores de seguridad obtenidos con el empleo y/o análisis por el método de dovelas en nuestro talud inicialmente era de FS= 0.72, siendo este inestable por sus propiedades geotécnicas ya caracterizadas: por lo que se tuvo que plantear un propuesta de estabilización con el diseño de



muros de concreto por gravedad y muros de concreto armado en voladizo, obtenido así resultados óptimos y confiables en cuanto se refiere al F.S. = 1.5 y 3.0 , considerándose valores mayores de 1.00 . Logrando así diseñar medidas de prevención, mitigación y control, para reducir los niveles de amenaza y riesgo.

RECOMENDACIONES

- Sabiendo que el análisis de estabilidad por método de dovelas - Fellenius es confiable, pero sin embargo es también recomendable el uso de otros métodos de análisis y así emplearlos en la mecánica de suelos y de rocas.
- Se deben de realizar estudios geológicos, geotécnicos y de cálculo del factor de seguridad, antes de ejecutar cualquier obra de construcción civil y así evitar deslizamientos y/o desprendimientos de masas de suelos o rocas.
- Se debe de implementar estaciones de monitoreo en zonas donde existe peligro, riegos geológicos que puedan ocasionar movimiento internos de la corteza terrestre.
- Se recomienda el uso de Software SLIDE para análisis de estabilidad de taludes, siendo este rápido, sencillo y confiable.
- Se debe de concientizar a la población, acerca de los riesgos que corren en la zona de estudio haciendo uso de señalización en la carretera y mantener un plan de seguridad en caso de un deslizamiento.



BIBLIOGRAFÍA



- 1.0 AASHTO, Design Guidelines for use of extensible reinforcements for mechanically stabilized earth walls in permanent applications, 1990. Task Force 27, AGC-ARTBA, Joint Committe.
- 1.1 A Carrillo Gil, CONCYTEC 1993 25 Años de Mecánica de Suelos Estabilidad y Comportamiento de los suelos del Perú (Lima Perú, Pag. 278). Primera Edición 1998
- 1.2 Abramson, L. W., Lee, S., Sharma, S. y Boyce, G. M., 1996. Slope Stability and Stabilization Methods. Ed. John Wiley & Sons, INC.
- 1.3 Alfonso Rico Rodriguez-Hermilio del Castillo La Ingeniería de Suelos en vías Terrestres Editorial Limusa-1984. Pag 950
- 1.4 Bache, D. H. y MacAskill, I. A., 1984. Vegetation in Civil and Landscape Engineering. Granada, London.
- 1.5 Baligh, M. M. y Azzouz, A. S., 1975. End Effects on Stability of Cohesive Slopes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E.*, Vol. 101. N° GT11. Proc.
- 1.6 Bishop, A. W., 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Gèotechnique* 5, pp. 7-17.
- 1.7 Braja M. Das (1994). "Principles of Geotechnical Engineering". Boston.
- 1.8 Braja M. Das (1994). "Principles of Geotechnical Engineering". Boston.
- 1.9 BRAJA M. DAS. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.
- 1.10 Doyle, E. H, (1973), "Soil Wave Tank Studies of Marine Soil Instability", Offshore
- 1.11 Dr. en Ing. Rafael Morales y Monroy Muros, Taludes y Terraplenes de Suelo Reforzado :Control de Erosión,
- 1.12 DRTCVC&P Apuntes del laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos – 1989 Primera Edición
- 1.13 Dr. Karl Tersaghi-Ralp Peck Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Segunda Edición Editorial Ateneo 1976
- 1.14 Eulalio Juárez Badillo-Alfonso Rico Rodríguez Mecánica de Suelos Tomo I. Editorial Limusa -1981.Segunda edición
- 1.15 Eulalio Juárez Badillo-Alfonso Rico Rodríguez Mecánica de Suelos Tomo II. Editorial Limusa -1983.Segunda edición



- 1.16 Eulalio Juárez Badillo-Alfonso Rico Rodríguez Mecánica de Suelos Tomo II. Editorial Limusa -1983.Segunda edición
- 1.17 Mallard. W. Dalrymple, R, (1977), "Water Waves Propagating over a Deformable Bottom", Offshore Technology Conference, Houston TX USA. OCT 2895.
- 1.18 Lambe, T. W. y Whitman, R. V., 1972. Mecánica de Suelos. Ed. Limusa-Wiley, S. A. México. Pag 576
- 1.19 PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 7.10, Netherlands
- 1.20 PLAXIS Version 8.20 Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Brinkgreve, R. B.J. y Vermeer, P.A. 1998. A.A. Balkema. Rotterdam.
- 1.21 Paper 11705, pp. 1105-1117.
- 1.22 Ralph Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn. Editorial Ingeniería de Cimentaciones I Limosa – 1983
- 1.23 Rico Rodríguez A. y Del Castillo Mejía H. (1994). "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". Vol. 1. México.
- 1.24 Rico A. y Del Castillo H., 1980. Mecánica de Suelos Aplicada a Vías Terrestres, Vol. 1 y 2., Ed. Limusa, Mexico.
- 1.25 Roy Whitlow Fundamento de Mecánica de Suelos Segunda Edición Editorial Continental S.A. DEL C.V. -México 1994. Pag-650
- 1.26 SLOPE/W for slope stability analyses, Version 5, Alberta Canada.
- 1.27 Sowers Sowers G "Introducción a la Mecánica de los Suelos y Cimentaciones Tercera Edición, Limusa Dic.1989, Pag. 472
- 1.28 Suarez Diaz Jaime "Deslizamientos - Tomo I Análisis Geotécnico" Primera Edición - Colombia 2013.
- 1.29 Terzaghi K., Peck R. (versión española O. Moretto), "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", segunda edición.
- 1.30 V Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones Comité Peruano de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones ACI-UNI, Segunda Edición Editorial UNI-1993.



ANEXOS



PANEL FOTOGRÁFICO

FOTO N° 01: Presencia de Inestabilidad de talud por deslizamiento de suelos finos .



FOTO N° 02 Muro de contención tradicional en riesgo.



FOTO N° 03 Deslizamiento de talud (Roca suelta y suelos finos) de manera permanente.



FOTO N° 04 Riesgo permanente, debido a la inestabilidad del talud.





TESIS UANCV



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"



ENSAYOS DE LABORATORIO



GEOTECNIA PUNO EIRL

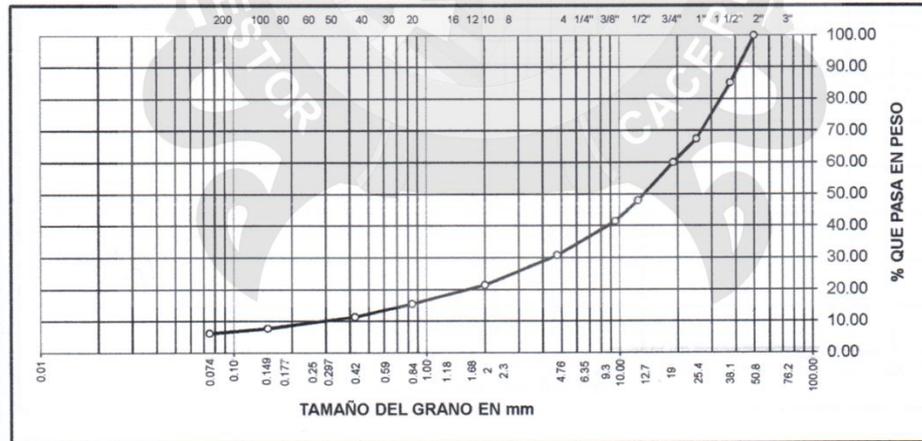
MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO
 EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA
 DE LA REGION PUNO
COMPONENTE : ESTABILIZACION DE TALUDES
UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA **BACH. RESPONS.** : DANY ALAVE CHATA
PROGRESIVA : 14+230 LADO IZQUIERDO **ING. RESPONS.** : ALFREDO ALARCON
MUESTRA : MUESTRA DE TALUD **FECHA** : 12/06/2016

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75.000						Peso inicial : 2642 Grs
2 1/2"	63.000						
2"	50.000				100.00		Grava : 69.15 %
1 1/2"	37.500	392.00	14.84	14.84	85.16		Arena : 24.60 %
1"	25.000	469.00	17.75	32.59	67.41		Fino : 6.25 %
3/4"	19.000	194.00	7.34	39.93	60.07		W natural : 6.35 %
1/2"	12.500	316.00	11.96	51.89	48.11		
3/8"	9.500	174.00	6.59	58.48	41.52		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4.750	282.00	10.67	69.15	30.85		L.L. : NP %
No.10	2.000	247.00	9.35	78.50	21.50		L.P. : NP %
No.20	0.840	157.00	5.94	84.44	15.56		I.P. : NP %
No.40	0.425	109.00	4.13	88.57	11.43		
No.100	0.150	96.00	3.63	92.20	7.80		CLASIFICACION
No.200	0.075	41.00	1.55	93.75	6.25		SUCS : GP-GM
<No.200		1,710.00	6.25	100.0			AASHTO :

REPRESENTACION GRAFICA TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



GEOTECNIA PUNO EIRL
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Construcción y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUALPA
INGENIERO CIVIL



GEOTECNIA PUNO EIRL

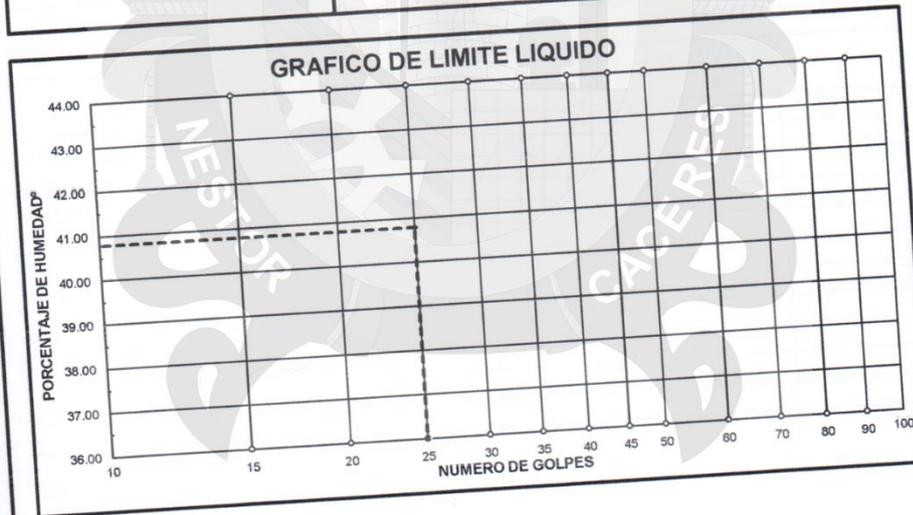
MECANICA DE SUELOS - PAVIMENTOS - CIMENTACIONES - SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO
 EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA - CARACARA
 DE LA REGION PUNO
 UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA
 PROGRESIVA : 14+230 LADO IZQUIERDO
 MUESTRA : MUESTRA DE TALUD

TECN. RESP.: DANY ALAVE CHATA
 ING. RESP. : ALFREDO ALARCON
 FECHA : 12/06/16

LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-424)

DESCRIPCION	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO				
	g	NP	%	g	NP	%		
01. No. DE GOLPES								
02. TARRO No.								
03. SUELO HUMEDO * TARRO	g							
04. SUELO SECO * TARRO	g							
05. PESO DEL AGUA	g							
06. PESO DEL TARRO	g	NP			NP			
07. PESO DEL SUELO SECO	g							
08. HUMEDAD	%							
L.L.=	NP	%	L.P.=	NP	%	I.P.=	NP	%



GEOTECNIA PUNO EIRL.
 Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Consultoría y Construcción

Ing. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. N° 81732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

COMPONENTE : ESTABILIZACION DE TALUDES

UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA

PROGRESIVA : 14+230 LADO IZQUIERDO

MUESTRA : SUELO DE FUNDACION

BACH. RESPN : DANY ALAVE CHATA

ING. RESPN. : ALFRADO ALARCON

FECHA : 13/05/2016

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION (ASTM C-128)

AGREGADO GRUESO				
DISCRIMINACION		N° DE MUESTRA		
		1	2	3
A. Peso material saturado superficialmente seca (en el aire	1	579.0	542.0	
B. Peso material saturado superficialmente seca (en agua)	g	340.0	315.8	
C. Volúmen de masa + volúmen de vacíos	cm3	239.0	226.2	
D. Peso material seco	g	555.0	521.0	
E. Volúmen de masa	cm3	215.0	205.2	
F. Peso Especifico Bulk (base seca)	g/cm3	2.322	2.303	
G. Peso Especifico Bulk (base saturada)	g/cm3	2.423	2.396	
H. Peso Especifico Aparente (base seca)	g/cm3	2.581	2.539	
I. Absorción	%	4.32	4.03	

AGREGADO FINO				
DISCRIMINACION		N° DE MUESTRA		
		1	2	3
A. Peso material saturado superficialmente seca (en el aire	g			
B. Peso frasco + H2O	g			
C. Peso frasco + H2O + (A)	g			
D. Peso material + H2O en el frasco	g			
E. Volúmen de masa + volúmen de vacíos	cm3			
F. Peso material seco	g			
G. Volúmen de masa	cm3			
H. Peso Especifico Bulk (base seca)	g/cm3			
I. Peso Especifico Bulk (base saturada)	g/cm3			
J. Peso Especifico Aparente (base seca)	g/cm3			
K. Absorción	%			

Observación:

GEOTECNIA PUNO EIRL
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Consultoría y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. C.P. N° 81732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION (M-1)

PROFUNDID : CALICATA 01, (0,00-1,00 m)

UBICACIÓN : KM 14+230 LI, CARACARA-LAMPA

BACH. RESP. DANY E. ALAVE CHATA

ING. RESP. ALFREDO ALARCON

FECHA 16/06/2016

PESOS UNITARIOS SECOS MAXIMOS Y MINIMOS

DENSIDAD SECA NATURAL (PESO UNITARIO) Yd				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de material + molde	g	9,124.0	9,145.0	9,152.0
B. Peso del molde	g	6001.0	6001.0	6001.0
C. Peso del material	g	3123.0	3144.0	3151.0
D. Volumen del molde	cm ³	2,077.5	2,077.5	2,077.5
E. Peso unitario	g/cm ³	1.503	1.513	1.517
F. Promedio	g/cm ³	1.511		
DENSIDAD SECA MINIMO (PESO UNITARIO) Yd mín.				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de material + molde	g	8,964.0	8,971.0	8,974.0
B. Peso del molde	g	6001.0	6001.0	6001.0
C. Peso del material	g	2963.0	2970.0	2973.0
D. Volumen del molde	cm ³	2,077.5	2,077.5	2,077.5
E. Peso unitario	g/cm ³	1.426	1.430	1.431
F. Promedio	g/cm ³	1.429		
DENSIDAD SECA MAXIMO (PESO UNITARIO) Yd máx.				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de la Muestra al Aire	g	984	864	1325
B. Peso de la Muestra al agua	g	559	486	750
C. Volumen de la Muestra	cm ²	425.00	378.00	575.00
D. Peso especifico seco	g/cm ³	2.315	2.286	2.304
E. Promedio	g/cm ³	2.302		

GEOTECNIA PUNO EIRL
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia Consultoría y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 81732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA Y ANGULO DE FRICCION INTERNA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO
EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA
DE LA REGION PUNO

PROGRESIVA : TERRENO DE FUNDACION TECN. RESP. : DANY E. ALAVE CHATA

MUESTRA : CALICATA 01, (0,00-1,00 m) ING. RESP. : ALFREDO ALARCON

PROFUNDIDAD : KM 14+230 LI, CARACARA- FECHA : 16/06/2016

DENSIDAD RELATIVA (DR):

Densidad seca natural : Yd
Densidad seca máxima : Yd máx
Densidad seca mínima : Yd mín

Nº CALICATA	Yd	Yd máx	Yd mín
C-1	1.511	2.302	1.429

$$DR = (Yd \text{ máx} / Yd) * ((Yd - Yd \text{ mín}) / (Yd \text{ máx} - Yd \text{ mín}))$$

Reemplazando valores se tiene:

Nº CALICATA	C-1	C-2	C-3
DENSIDAD RELATIVA (%)	9.41		

ANGULO DE FRICCION INTERNA (Ø)

Según Meyerhoff:

$$\phi = 25 + 0.15 * DR \dots\dots\dots (\text{Para suelos granulares con más de 5\% de finos})$$

$$\phi = 30 + 0.15 * DR \dots\dots\dots (\text{Para suelos granulares con menos de 5\% de finos})$$

Reemplazando valores se tiene:

CALICATA	C-1	C-2	C-3
Ø	26.41		

Cohesión estimado para la muestra (Kg/cm2) :

0.25

GEOTECNIA PUNO EIRL
Ingeniería de Pavimentos, Cimentación y Obras de Arte
ING. ALFREDO ALARCON ATANUACHI
Especialista en Geotecnia
C. 01011



Para el Factor de Seguridad tomaremos las siguientes consideraciones:

Existe las variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.
Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo. Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir un suelo cuando éste está próximo a la carga de rotura por corte.

Por lo expuesto adoptaremos FS = 3,00 establecido para estructuras permanentes.

Para Zapatas Cuadradas:

A partir del ensayo se tiene los siguientes valores:

Cohesión	:	0.25	Kg/cm2
Ø	:	26.41	°
Df	:	100	cm
B	:	150	cm
Y	:	1.72	g/cm3
N'c	:	15.846	
N'q	:	6.251	
N'y	:	2.709	

Los valores para cada profundidad tenemos:

PROF. Df (cm)	qu(Kg/cm2)	qa(Kg/cm2)
0	3.62	1.21
10	3.73	1.24
20	3.84	1.28
30	3.94	1.31
40	4.05	1.35
50	4.16	1.39
60	4.27	1.42
70	4.37	1.46
80	4.48	1.49
90	4.59	1.53
100	4.70	1.57
110	4.80	1.60
120	4.91	1.64
130	5.02	1.67
140	5.13	1.71
150	5.23	1.74
160	5.34	1.78
170	5.45	1.82
180	5.56	1.85
190	5.66	1.89
200	5.77	1.92

q adm = 1.57 Kg/cm2

GEOTECNIA PUNO EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia Consultoría y Construcción

ING. ALFREDO ALARCÓN ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 81732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

COMPONENTE : ESTABILIZACION DE TALUDES

UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA BACH. RESPON. : DANY ALAVE CHATA

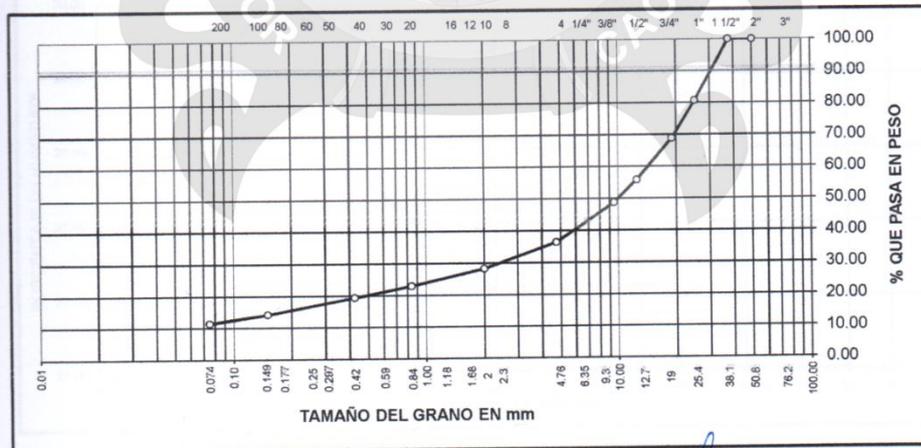
PROGRESIVA : 14+610 LADO DERECHO ING. RESPON. : ALFREDO ALRACON

MUESTRA : SUELO DE FUNDACION FECHA : 12/06/2016

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75.000						Peso inicial : 1934 Grs
2 1/2"	63.000						
2"	50.000				100.00		Grava : 63.60 %
1 1/2"	37.500	0.00	0.00	0.00	100.00		Arena : 24.88 %
1"	25.000	374.00	19.34	19.34	80.66		Fino : 11.52 %
3/4"	19.000	228.00	11.79	31.13	68.87		W natural : 5.23 %
1/2"	12.500	252.00	13.03	44.16	55.84		
3/8"	9.500	137.00	7.08	51.24	48.76		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4.750	239.00	12.36	63.60	36.40		L.L. : 26.87 %
No.10	2.000	157.00	8.12	71.72	28.28		L.P. : 25.87 %
No.20	0.840	103.00	5.33	77.05	22.95		I.P. : 1.00 %
No.40	0.425	68.00	3.52	80.57	19.43		
No.100	0.150	101.00	5.22	85.79	14.21		CLASIFICACION
No.200	0.075	52.00	2.69	88.48	11.52		SUCS : GP-GM
<No.200		1,214.00	11.52	100.0			AASHTO :

REPRESENTACION GRAFICA TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



GEOTECNIA PUNO EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Construcción y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N.º 11116



GEOTECNIA PUNO EIRL

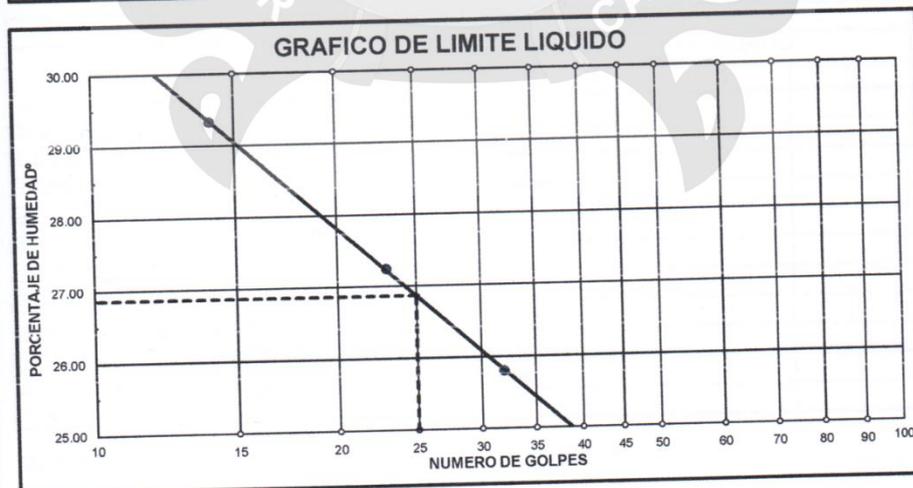
MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO
COMPONENTE : ESTABILIZACION DE TALUDES
UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA
PROGRESIVA : 14+610 LADO DERECHO
MUESTRA : SUELO DE FUNDACION

TECN. RESP.: DANY ALAVE CHATA
ING. RESP. : ALFREDO ALRACON
FECHA : 12/06/16

LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-424)

DESCRIPCION	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	No.	g	%	g	%
01. No.DE GOLPES	32	23	14		
02. TARRO No.	21	22	23	36	37
03. SUELO HUMEDO * TARRO	g	30.47	28.74	31.47	12.52
04. SUELO SECO * TARRO	g	26.52	24.98	26.88	10.84
05. PESO DEL AGUA	g	3.95	3.76	4.59	1.68
06. PESO DEL TARRO	g	11.21	11.18	11.23	4.29
07. PESO DEL SUELO SECO	g	15.31	13.80	15.65	6.55
08. HUMEDAD	%	25.80	27.25	29.33	25.65
L.L.=		26.87 %	L.P.=	25.87 %	I.P.=
					1.00 %



GEOTECNIA PUNO EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Consultoría y Construcción

ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA - CARACARA DE LA REGION PUNO

COMPONENTE : ESTABILIZACION DE TALUDES

UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA

PROGRESIVA : 14+610 LADO DERECHA

MUESTRA : SUELO DE FUNDACION

BACH. RESPN. : DANY ALAVE CHATA

ING. RESPN. : ALFREDO ALARCON

FECHA : 12/05/2016

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION (ASTM C-128)

AGREGADO GRUESO

DISCRIMINACION		N° DE MUESTRA		
		1	2	3
A. Peso material saturado superficialmente seca (en el aire)	1	913.0	701.0	
B. Peso material saturado superficialmente seca (en agua)	g	543.1	418.7	
C. Volúmen de masa + volúmen de vacíos	cm3	369.9	282.3	
D. Peso material seco	g	887.0	684.0	
E. Volúmen de masa	cm3	343.9	265.3	
F. Peso Especifico Bulk (base seca)	g/cm3	2.398	2.423	
G. Peso Especifico Bulk (base saturada)	g/cm3	2.468	2.483	
H. Peso Especifico Aparente (base seca)	g/cm3	2.579	2.578	
I. Absorción	%	2.93	2.49	

AGREGADO FINO

DISCRIMINACION		N° DE MUESTRA		
		1	2	3
A. Peso material saturado superficialmente seca (en el aire)	g			
B. Peso frasco + H2O	g			
C. Peso frasco + H2O + (A)	g			
D. Peso material + H2O en el frasco	g			
E. Volúmen de masa + volúmen de vacíos	cm3			
F. Peso material seco	g			
G. Volúmen de masa	cm3			
H. Peso Especifico Bulk (base seca)	g/cm3			
I. Peso Especifico Bulk (base saturada)	g/cm3			
J. Peso Especifico Aparente (base seca)	g/cm3			
K. Absorción	%			

Observación:

GEOTECNIA PUNO EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Consultoría y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
RUC: CIP. N° 81732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION (M-1)

BACH. RESP. DANY E. ALAVE CHATA

PROFUNDID : CALICATA 01, (0,00-1,00 m)

ING. RESP. ALFREDO ALARCON

UBICACIÓN : KM 14+610 Ld, CARACARA-LAMPA

FECHA 16/06/2016

PESOS UNITARIOS SECOS MAXIMOS Y MINIMOS

DENSIDAD SECA NATURAL (PESO UNITARIO) Yd				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de material + molde	g	9,087.0	9,091.0	9,102.0
B. Peso del molde	g	6001.0	6001.0	6001.0
C. Peso del material	g	3086.0	3090.0	3101.0
D. Volumen del molde	cm ³	2,077.5	2,077.5	2,077.5
E. Peso unitario	g/cm ³	1.485	1.487	1.493
F. Promedio	g/cm ³	1.488		
DENSIDAD SECA MINIMO (PESO UNITARIO) Yd mín.				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de material + molde	g	8,847.0	8,836.0	8,832.0
B. Peso del molde	g	6001.0	6001.0	6001.0
C. Peso del material	g	2846.0	2835.0	2831.0
D. Volumen del molde	cm ³	2,077.5	2,077.5	2,077.5
E. Peso unitario	g/cm ³	1.370	1.365	1.363
F. Promedio	g/cm ³	1.366		
DENSIDAD SECA MAXIMO (PESO UNITARIO) Yd máx.				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de la Muestra al Aire	g	1125	1214	958
B. Peso de la Muestra al agua	g	641	692	550
C. Volumen de la Muestra	cm ²	484.00	522.00	408.00
D. Peso específico seco	g/cm ³	2.324	2.326	2.348
E. Promedio	g/cm ³	2.333		

GEOTECNIA PUNO EIRL
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. CIE N° 81732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA Y ANGULO DE FRICCION INTERNA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO
EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA
DE LA REGION PUNO

PROGRESIVA : TERRENO DE FUNDACION TECN. RESP. : DANY E. ALAVE CHATA

MUESTRA : CALICATA 01, (0,00-1,00 m) ING. RESP. : ALFREDO ALARCON

PROFUNDIDAD : KM 14+610 Ld, CARACARA FECHA : 16/06/2016

DENSIDAD RELATIVA (DR):

Densidad seca natural : Yd
Densidad seca máxima : Yd máx
Densidad seca mínima : Yd mín

Nº CALICATA	Yd	Yd máx	Yd mín
C-1	1.488	2.333	1.366

$$DR = (Yd \text{ máx} / Yd) * ((Yd - Yd \text{ mín}) / (Yd \text{ máx} - Yd \text{ mín}))$$

Reemplazando valores se tiene:

Nº CALICATA	C-1	C-2	C-3
DENSIDAD RELATIVA (%)	12.69		

ANGULO DE FRICCION INTERNA (ϕ)

Según Meyerhoff:

$$\phi = 25 + 0.15 * DR \dots\dots\dots (\text{Para suelos granulares con más de 5\% de finos})$$

$$\phi = 30 + 0.15 * DR \dots\dots\dots (\text{Para suelos granulares con menos de 5\% de finos})$$

Reemplazando valores se tiene:

CALICATA	C-1	C-2	C-3
ϕ	31.90		

Cohesión estimado para la muestra (Kg/cm2) : 0.12

GEOTECNIA PUNO EIRL
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Cimentación y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON NATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 97 91732

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

Parámetros e hipótesis de Cálculo para capacidad de carga última, por las modificaciones efectuadas por Terzaghi para la cimentación cuadrada es como sigue:

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4YBN'_y$$

Donde :

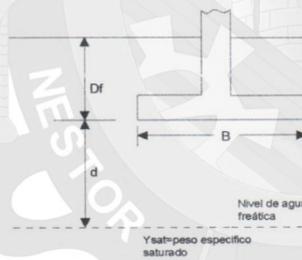
c	:	Cohesión
Y	:	Peso específico del suelo
Df	:	Profundidad de desplante
B	:	Ancho de zapata.
N'c, N'q, N'y	:	Factores de capacidad de carga.

Si el nivel freático se localiza encima de la zapata, el factor de sobrecarga efectiva "q" tomará la forma:

$$q = Df1 \cdot Y1 + Df2(Y2)$$

Donde :

q	:	Carga de suelo
Df1, Df2	:	Profundidad o espesor de estratos
Y1, Y2	:	Peso Unitario de los suelos



Capacidad de carga ($d > B$), el agua no afecta la capacidad carga última

La capacidad de carga admisible del suelo esta dado por :

$$q_a = \frac{q_u}{FS}$$

Donde :

q _a	:	capacidad de carga admisible
q _u	:	capacidad de carga última
FS	:	Factor de seguridad.



Para el Factor de Seguridad tomaremos las siguientes consideraciones:

Existe las variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.

Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo. Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir un suelo cuando éste está próximo a la carga de rotura por corte.

Por lo expuesto adoptaremos FS = 3,00 establecido para estructuras permanentes.

Para Zapatas Cuadradas:

A partir del ensayo se tiene los siguientes valores:

Cohesión : 0.12 Kg/cm²
 ϕ : 31.90 °
 Df : 100 cm
 B : 150 cm
 Y : 1.68 g/cm³
 N^c : 21.047
 N^q : 9.741
 N^y : 5.442

Los valores para cada profundidad tenemos:

PROF. Df (cm)	qu(Kg/cm ²)	qa(Kg/cm ²)
0	2.56	0.85
10	2.72	0.91
20	2.88	0.96
30	3.05	1.02
40	3.21	1.07
50	3.37	1.12
60	3.54	1.18
70	3.70	1.23
80	3.86	1.29
90	4.03	1.34
100	4.19	1.40
110	4.36	1.45
120	4.52	1.51
130	4.68	1.56
140	4.85	1.62
150	5.01	1.67
160	5.17	1.72
170	5.34	1.78
180	5.50	1.83
190	5.66	1.89
200	5.83	1.94

q adm = 1.40 Kg/cm²

OFICINA GENERAL DE INVESTIGACIÓN
 Universidad Andina "Néstor Cáceres Velásquez"
 Ing. ALFREDO ALARCÓN ATAHUACHI
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. N° 81752



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA - CARACARA DE LA REGION PUNO

COMPONENTE : ESTABILIZACION DE TALUDES

UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA BACH. RESPONS. : DANY ALAVE CHATA

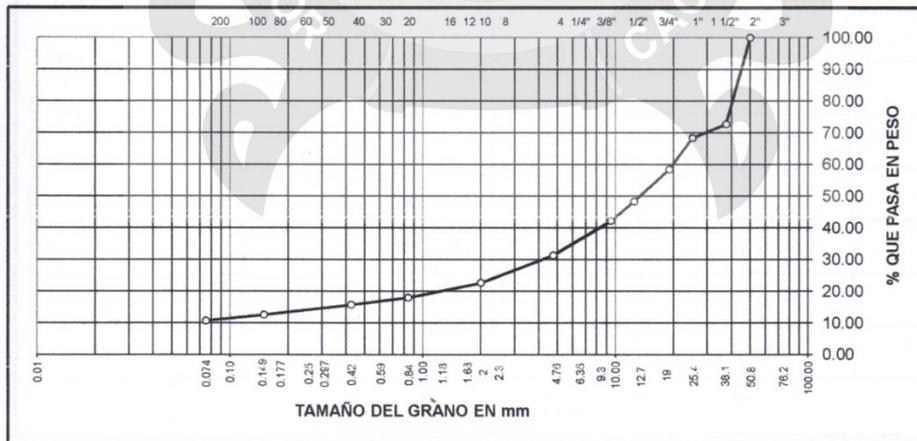
PROGRESIVA : 14+810 LADO IZQUIERDO ING. RESPONS. : ALFREDO ALARCON

MUESTRA : SUELO DE FUNDACION FECHA : 12/06/2016

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75.000						Peso inicial : 2023 Grs
2 1/2"	63.000						
2"	50.000				100.00		Grava : 68.66 %
1 1/2"	37.500	552.00	27.29	27.29	72.71		Arena : 20.61 %
1"	25.000	89.00	4.40	31.69	68.31		Fino : 10.73 %
3/4"	19.000	200.00	9.89	41.58	58.42		W natural : 7.21 %
1/2"	12.500	204.00	10.08	51.66	48.34		
3/8"	9.500	124.00	6.13	57.79	42.21		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4.750	220.00	10.87	68.66	31.34		L.L. : 27.00 %
No.10	2.000	175.00	8.65	77.31	22.69		L.P. : 24.95 %
No.20	0.840	95.00	4.70	82.01	17.99		I.P. : 2.05 %
No.40	0.425	45.00	2.22	84.23	15.77		
No.100	0.150	65.00	3.21	87.44	12.56		CLASIFICACION
No.200	0.075	37.00	1.83	89.27	10.73		SUCS : GP-GM
<No.200		1,386.00	10.73	100.0			AASHTO :

REPRESENTACION GRAFICA TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



GEOTECNIA PUNO EIRL
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Consultoría y Construcción

ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL



GEOTECNIA PUNO EIRL

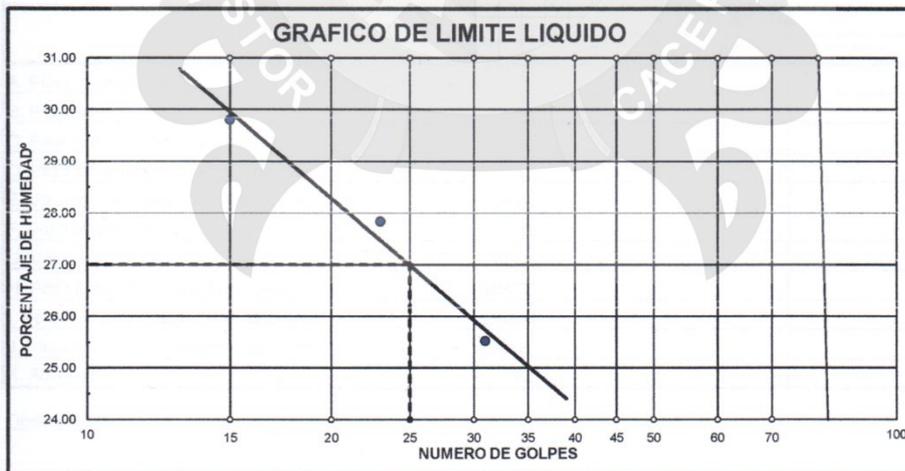
MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO
UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA **TECN. RESP.:** DANY ALAVE CHATA
PROGRESIVA : 14+810 LADO IZQUIERDO **ING. RESP. :** ALFREDO ALARCON A.
MUESTRA : SUELO DE FUNDACION **FECHA :** 12/06/16

LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-424)

DESCRIPCION	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
01. No.DE GOLPES	31	23	15		
02. TARRO No.	36	37	38	26T	41T
03. SUELO HUMEDO * TARRO g	35.62	32.58	36.74	12.25	10.62
04. SUELO SECO * TARRO g	30.66	27.92	30.88	10.66	9.38
05. PESO DEL AGUA g	4.96	4.66	5.86	1.59	1.24
06. PESO DEL TARRO g	11.23	11.18	11.22	4.35	4.36
07. PESO DEL SUELO SECO g	19.43	16.74	19.66	6.31	5.02
08. HUMEDAD %	25.53	27.84	29.81	25.20	24.70

L.L.= 27.00 %	L.P.= 24.95 %	I.P.= 2.05 %
----------------------	----------------------	---------------------



GEOTECNIA PUNO EIRL
 Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia Consultoría y Construcción
 ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
 INGENIERO CIVIL
 Reg. C. 31752



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

COMPONENTE : ESTABILIZACION DE TALUDES

UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA **BACH. RESPN :** DANY ALAVE CHATA

PROGRESIVA : 14+810 LADO IZQUIERDO **ING. RESPN. :** ALFREDO ALARCON

MUESTRA : SUELO DE FUNDACION **FECHA :** 13/05/2016

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION (ASTM C-128)

AGREGADO GRUESO				
DISCRIMINACION		N° DE MUESTRA		
		1	2	3
A. Peso material saturado superficialmente seca (en el aire)	1	615.0	736.0	
B. Peso material saturado superficialmente seca (en agua)	g	362.2	431.5	
C. Volúmen de masa + volúmen de vacios	cm3	252.8	304.5	
D. Peso material seco	g	589.0	705.0	
E. Volúmen de masa	cm3	226.8	273.5	
F. Peso Especifico Bulk (base seca)	g/cm3	2.33	2.315	
G. Peso Especifico Bulk (base saturada)	g/cm3	2.433	2.417	
H. Peso Especifico Aparente (base seca)	g/cm3	2.597	2.578	
I. Absorción	%	4.41	4.40	

AGREGADO FINO				
DISCRIMINACION		N° DE MUESTRA		
		1	2	3
A. Peso material saturado superficialmente seca (en el aire)	g			
B. Peso frasco + H2O	g			
C. Peso frasco + H2O + (A)	g			
D. Peso material + H2O en el frasco	g			
E. Volúmen de masa + volúmen de vacios	cm3			
F. Peso material seco	g			
G. Volúmen de masa	cm3			
H. Peso Especifico Bulk (base seca)	g/cm3			
I. Peso Especifico Bulk (base saturada)	g/cm3			
J. Peso Especifico Aparente (base seca)	g/cm3			
K. Absorción	%			

Observación:

GEOTECNIA PUNO EIRL
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Consultoría y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Rosa CIP. N° 91732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION (M-1)

BACH. RESP. DANY E. ALAVE CHATA

PROFUNDID : CALICATA 01, (0,00-1,00 m)

ING. RESP. ALFREDO ALARCON

UBICACIÓN : KM 14+810 LI, CARACARA-LAMPA

FECHA 16/06/2016

PESOS UNITARIOS SECOS MAXIMOS Y MINIMOS

DENSIDAD SECA NATURAL (PESO UNITARIO) Yd				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de material + molde	g	9,214.0	9,219.0	9,232.0
B. Peso del molde	g	6001.0	6001.0	6001.0
C. Peso del material	g	3213.0	3218.0	3231.0
D. Volumen del molde	cm ³	2,077.5	2,077.5	2,077.5
E. Peso unitario	g/cm ³	1.547	1.549	1.555
F. Promedio	g/cm ³	1.550		
DENSIDAD SECA MINIMO (PESO UNITARIO) Yd mín.				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de material + molde	g	8,924.0	8,918.0	8,914.0
B. Peso del molde	g	6001.0	6001.0	6001.0
C. Peso del material	g	2923.0	2917.0	2913.0
D. Volumen del molde	cm ³	2,077.5	2,077.5	2,077.5
E. Peso unitario	g/cm ³	1.407	1.404	1.402
F. Promedio	g/cm ³	1.404		
DENSIDAD SECA MAXIMO (PESO UNITARIO) Yd máx.				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de la Muestra al Aire	g	998	874	1326
B. Peso de la Muestra al agua	g	563	504	752
C. Volumen de la Muestra	cm ²	435.00	370.00	574.00
D. Peso especifico seco	g/cm ³	2.294	2.362	2.310
E. Promedio	g/cm ³	2.322		

GEOTECNIA PUNO EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Operación y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 81732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA Y ANGULO DE FRICCION INTERNA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO
EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA
DE LA REGION PUNO

PROGRESIVA : TERRENO DE FUNDACION TECN. RESP. : DANY E. ALAVE CHATA

MUESTRA : CALICATA 01, (0,00-1,00 m) ING. RESP. : ALFREDO ALARCON

PROFUNDIDAD : KM 14+810 LI, CARACAR FECHA : 16/06/2016

DENSIDAD RELATIVA (DR):

Densidad seca natural : Yd
Densidad seca máxima : Yd máx
Densidad seca mínima : Yd mín

Nº CALICATA	Yd	Yd máx	Yd mín
C-1	1.550	2.322	1.404

$$DR = (Yd \text{ máx} / Yd) * ((Yd - Yd \text{ mín}) / (Yd \text{ máx} - Yd \text{ mín}))$$

Reemplazando valores se tiene:

Nº CALICATA	C-1	C-2	C-3
DENSIDAD RELATIVA (%)	15.89		

ANGULO DE FRICCION INTERNA (ϕ)

Según Meyerhoff:

$$\phi = 25 + 0.15 * DR \dots \dots \dots (\text{Para suelos granulares con más de 5\% de finos})$$

$$\phi = 30 + 0.15 * DR \dots \dots \dots (\text{Para suelos granulares con menos de 5\% de finos})$$

Reemplazando valores se tiene:

CALICATA	C-1	C-2	C-3
ϕ	27.38		

Cohesión estimado para la muestra (Kg/cm2) : 0.25

GEOTECNIA PUNO EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia Consultoría y Construcción

ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

Parámetros e hipótesis de Cálculo para capacidad de carga última, por las modificaciones efectuadas por Terzaghi para la cimentación cuadrada es como sigue:

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4YBN'_y$$

Donde :

- c : Cohesión
- Y : Peso específico del suelo
- Df : Profundidad de desplante
- B : Ancho de zapata.
- N'c, N'q, N'y : Factores de capacidad de carga.

Si el nivel freático se localiza encima de la zapata, el factor de sobrecarga efectiva "q" tomará la forma:

$$q = Df1 \cdot Y1 + Df2 \cdot (Y2)$$

Donde :

- q : Carga de suelo
- Df1, Df2 : Profundidad o espesor de estratos
- Y1, Y2 : Peso Unitario de los suelos



Capacidad de carga (d>B), el agua no afecta la capacidad carga última

La capacidad de carga admisible del suelo esta dado por :

$$q_a = \frac{q_u}{FS}$$

Donde :

- q_a : capacidad de carga admisible
- q_u : capacidad de carga última
- FS : Factor de seguridad.

GEOTECNIA FUND EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Construcción y Construcción

ING. ALFREDO ALARCÓN ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. C.O.F. N° 81732



Para el Factor de Seguridad tomaremos las siguientes consideraciones:

Existe las variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.

Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo. Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir un suelo cuando éste está próximo a la carga de rotura por corte.

Por lo expuesto adoptaremos FS = 3,00 establecido para estructuras permanentes.

Para Zapatas Cuadradas:

A partir del ensayo se tiene los siguientes valores:

- Cohesión : 0.25 Kg/cm²
- Ø : 27.38 °
- Df : 100 cm
- B : 150 cm
- Y : 1.69 g/cm³
- N_c : 16.586
- N_q : 6.683
- N_y : 2.966

Los valores para cada profundidad tenemos:

PROF. Df (cm)	qu(Kg/cm ²)	qa(Kg/cm ²)
0	3.80	1.08
10	3.91	1.12
20	4.02	1.15
30	4.13	1.18
40	4.25	1.21
50	4.36	1.25
60	4.47	1.28
70	4.59	1.31
80	4.70	1.34
90	4.81	1.37
100	4.93	1.41
110	5.04	1.44
120	5.15	1.47
130	5.26	1.50
140	5.38	1.54
150	5.49	1.57
160	5.60	1.60
170	5.72	1.63
180	5.83	1.67
190	5.94	1.70
200	6.05	1.73

q adm = 1.41 Kg/cm²

CEOTECNIA HUANO EIRL.
Ingeniería de Planificación, Geotecnia, Inspección y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 81732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

COMPONENTE : ESTABILIZACION DE TALUDES

UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA

PROGRESIVA : 15+120 LADO IZQUIERDO

MUESTRA : SUELO DE FUNDACION

BACH. RESPONS. : DANY ALAVE CHATA

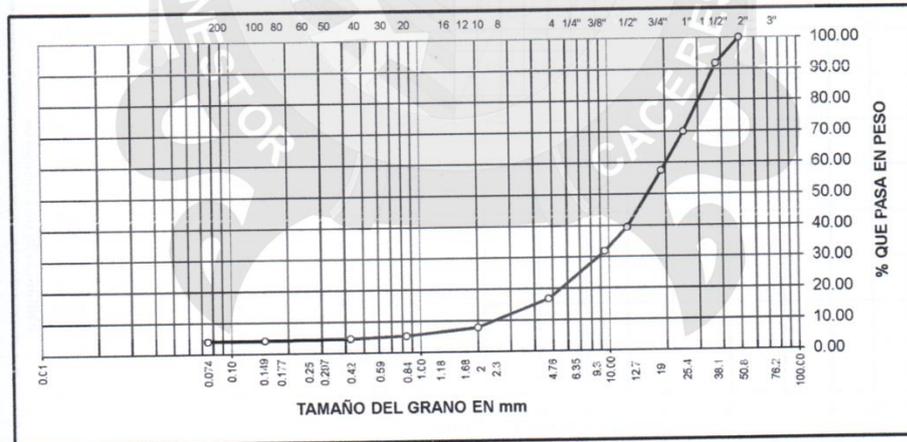
ING. RESPONS. : ALFREDO ALARCON

FECHA : 12/06/2016

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75.000						Peso inicial : 1940 Grs
2 1/2"	63.000						
2"	50.000				100.00		Grava : 83.14 %
1 1/2"	37.500	160.00	8.25	8.25	91.75		Arena : 12.77 %
1"	25.000	423.00	21.80	30.05	69.95		Fino : 4.09 %
3/4"	19.000	241.00	12.42	42.47	57.53		W natural : 6.25 %
1/2"	12.500	350.00	18.04	60.51	39.49		
3/8"	9.500	147.00	7.58	68.09	31.91		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.04	4.750	292.00	15.05	83.14	16.86		L.L. : NP %
No.10	2.000	175.00	9.02	92.16	7.84		L.P. : NP %
No.20	0.840	48.00	2.47	94.63	5.37		I.P. : NP %
No.40	0.425	14.00	0.72	95.35	4.65		CLASIFICACION
No.100	0.150	9.00	0.46	95.81	4.19		SUCS : GP
No.200	0.075	2.00	0.10	95.91	4.09		AASHTO :
<No.200		1,400.00	4.09	100.0			

REPRESENTACION GRAFICA TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



GEOTECNIA PUNO EIRL
Ingeniería de Pavimentación, Geotecnia, Consultoría y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
R.N. N° 81732



GEOTECNIA PUNO

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

COMPONENTE : ESTABILIZACION DE TALUDES

UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA

PROGRESIVA : 15+120 LADO IZQUIERDO

MUESTRA : SUELO DE FUNDACION

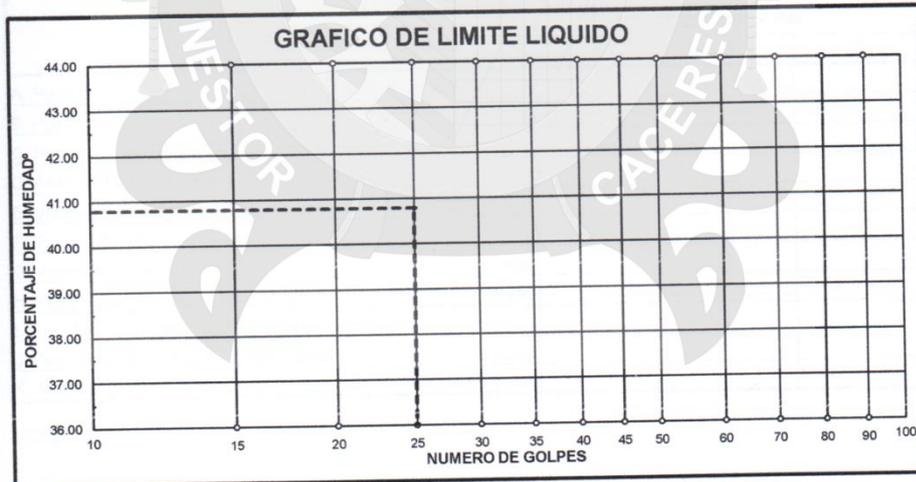
TECN. RESP.: DANY ALAVE CHATA

ING. RESP. : ALFREDO ALARCON

FECHA : 12/06/16

LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-424)

DESCRIPCION	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO
01. No. DE GOLPES		
02. TARRO No.		
03. SUELO HUMEDO * TARRO g		
04. SUELO SECO * TARRO g		
05. PESO DEL AGUA g		
06. PESO DEL TARRO g	NP	NP
07. PESO DEL SUELO SECO g		
08. HUMEDAD %		
L.L.= NP %	L.P.= NP %	I.P.= NP %



ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 11792



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

COMPONENTE ESTABILIZACION DE TALUDES

UBICACIÓN : LAMPA-CARACARA

BACH. RESPN : DANY ALAVE CHATA

PROGRESIVA : 15+120 LADO IZQUIERDO

ING. RESPN. : ALFREDO ALARCON

MUESTRA : SUELO DE FUNDACION

FECHA : 13/05/2016

GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION (ASTM C-128)

AGREGADO GRUESO				
DISCRIMINACION		N° DE MUESTRA		
		1	2	3
A. Peso material saturado superficialmente seca (en el aire)	1	412.0	512.0	
B. Peso material saturado superficialmente seca (en agua)	g	248.0	309	
C. Volúmen de masa + volúmen de vacios	cm3	164.0	203.0	
D. Peso material seco	g	398.0	494.0	
E. Volúmen de masa	cm3	150.0	185.0	
F. Peso Especifico Bulk (base seca)	g/cm3	2.427	2.433	
G. Peso Especifico Bulk (base saturada)	g/cm3	2.512	2.522	
H. Peso Especifico Aparente (base seca)	g/cm3	2.653	2.67	
I. Absorción	%	3.52	3.64	

AGREGADO FINO				
DISCRIMINACION		N° DE MUESTRA		
		1	2	3
A. Peso material saturado superficialmente seca (en el aire)	g			
B. Peso frasco + H2O	g			
C. Peso frasco + H2O + (A)	g			
D. Peso material + H2O en el frasco	g			
E. Volúmen de masa + volúmen de vacios	cm3			
F. Peso material seco	g			
G. Volúmen de masa	cm3			
H. Peso Especifico Bulk (base seca)	g/cm3			
I. Peso Especifico Bulk (base saturada)	g/cm3			
J. Peso Especifico Aparente (base seca)	g/cm3			
K. Absorción	%			

Observación:


GEOTECNIA PUNO EIRL.
 Ingeniería de Pavimentos, Estructuras, Consultoría y Construcción
 ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI



GEOTECNIA PUNO EIRL

MÉCANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA DE LA REGION PUNO

MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION (M-1)

BACH. RESP. DANY E. ALAVE CHATA

PROFUNDID : CALICATA 01, (0,00-1,00 m)

ING. RESP. ALFREDO ALARCON

UBICACIÓN : KM 15+120 LI, CARACARA-LAMPA

FECHA 16/06/2016

PESOS UNITARIOS SECOS MAXIMOS Y MINIMOS

DENSIDAD SECA NATURAL (PESO UNITARIO) Yd				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de material + molde	g	9,024.0	9,034.0	9,042.0
B. Peso del molde	g	6001.0	6001.0	6001.0
C. Peso del material	g	3023.0	3033.0	3041.0
D. Volumen del molde	cm3	2,077.5	2,077.5	2,077.5
E. Peso unitario	g/cm3	1.455	1.460	1.464
F. Promedio	g/cm3	1.460		
DENSIDAD SECA MINIMO (PESO UNITARIO) Yd mín.				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de material + molde	g	8,827.0	8,834.0	8,841.0
B. Peso del molde	g	6001.0	6001.0	6001.0
C. Peso del material	g	2826.0	2833.0	2840.0
D. Volumen del molde	cm3	2,077.5	2,077.5	2,077.5
E. Peso unitario	g/cm3	1.360	1.364	1.367
F. Promedio	g/cm3	1.364		
DENSIDAD SECA MAXIMO (PESO UNITARIO) Yd máx.				
Número de muestras		1	2	3
A. Peso de la Muestra al Aire	g	1154	1254	968
B. Peso de la Muestra al agua	g	658	705	553
C. Volumen de la Muestra	cm2	496.00	549.00	415.00
D. Peso especifico seco	g/cm3	2.327	2.284	2.333
E. Promedio	g/cm3	2.314		

GEOTECNIA PUNO EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Asfalto y Construcción

ING. ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 81732



GEOTECNIA PUNO EIRL

MECANICA DE SUELOS- PAVIMENTOS - CIMENTACIONES- SUPERVISION-PROYECTOS DE INGENIERIA

DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA Y ANGULO DE FRICCION INTERNA

PROYECTO : PROPUESTA DE ESTABILIZACION DE TALUDES EMPLEANDO
EL METODO DE DOVELAS EN LA CARRETERA LAMPA – CARACARA
DE LA REGION PUNO

PROGRESIVA : TERRENO DE FUNDACION TECN. RESP. : DANY E. ALAVE CHATA

MUESTRA : CALICATA 01, (0,00-1,00 m) ING. RESP. : ALFREDO ALARCON

PROFUNDIDAD : KM 15+120 LI, CARACARA- FECHA : 16/06/2016

DENSIDAD RELATIVA (DR):

Densidad seca natural : Yd
Densidad seca máxima : Yd máx
Densidad seca mínima : Yd mín

Nº CALICATA	Yd	Yd máx	Yd mín
C-1	1.460	2.314	1.364

$$DR = (Yd \text{ máx}/Yd) * ((Yd - Yd \text{ mín}) / (Yd \text{ máx} - Yd \text{ mín}))$$

Reemplazando valores se tiene:

Nº CALICATA	C-1	C-2	C-3
DENSIDAD RELATIVA (%)	10.09		

ANGULO DE FRICCION INTERNA (ϕ)

Según Meyerhoff:

$$\phi = 25 + 0.15 * DR \dots \dots \dots (\text{Para suelos granulares con más de 5\% de finos})$$

$$\phi = 30 + 0.15 * DR \dots \dots \dots (\text{Para suelos granulares con menos de 5\% de finos})$$

Reemplazando valores se tiene:

CALICATA	C-1	C-2	C-3
ϕ	31.51		

Cohesión estimado para la muestra (Kg/cm2) : 0.15

GEOTECNIA PUNO EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Consultoría y Construcción

ALFREDO ALARCON ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

Parámetros e hipótesis de Cálculo para capacidad de carga último, por las modificaciones efectuadas por Terzaghi para la cimentación cuadrada es como sigue:

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4YBN'_y$$

Donde :

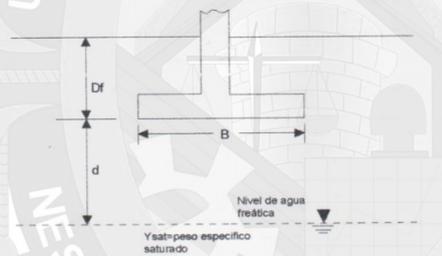
c	:	Cohesión
Y	:	Peso específico del suelo
Df	:	Profundidad de desplante
B	:	Ancho de zapata.
N'c, N'q, N'y	:	Factores de capacidad de carga.

Si el nivel freático se localiza encima de la zapata, el factor de sobrecarga efectiva "q" tomará la forma:

$$q = Df_1 * Y_1 + Df_2 * (Y_2)$$

Donde :

q	:	Carga de suelo
Df1, Df2	:	Profundidad o espesor de estratos
Y1, Y2	:	Peso Unitario de los suelos



Capacidad de carga (d>B), el agua no afecta la capacidad carga última

La capacidad de carga admisible del suelo esta dado por :

$$q_a = \frac{q_u}{FS}$$

Donde :

q _a	:	capacidad de carga admisible
q _u	:	capacidad de carga última
FS	:	Factor de seguridad.

GEOECNIA BUÑO EIRL.
Ingeniería de Pavimentos, Geotecnia, Consultoría y Construcción

ALFREDO ALARCÓN ATAHUACHI
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.F. N° 81732



Para el Factor de Seguridad tomaremos las siguientes consideraciones:

Existe las variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.

Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo. Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir un suelo cuando éste está próximo a la carga de rotura por corte.

Por lo expuesto adoptaremos FS = 3,00 establecido para estructuras permanentes.

Para Zapatas Cuadradas:

A partir del ensayo se tiene los siguientes valores:

Cohesión	:	0.15	Kg/cm ²
Ø	:	31.51	°
Df	:	100	cm
B	:	150	cm
Y	:	1.57	g/cm ³
N ^c	:	20.606	
N ^q	:	9.433	
N ^y	:	5.177	

Los valores para cada profundidad tenemos:

PROF. Df (cm)	qu(Kg/cm ²)	qa(Kg/cm ²)
0	3.00	1.00
10	3.15	1.05
20	3.30	1.10
30	3.45	1.15
40	3.60	1.20
50	3.75	1.25
60	3.89	1.30
70	4.04	1.35
80	4.19	1.40
90	4.34	1.45
100	4.49	1.50
110	4.63	1.54
120	4.78	1.59
130	4.93	1.64
140	5.08	1.69
150	5.23	1.74
160	5.37	1.79
170	5.52	1.84
180	5.67	1.89
190	5.82	1.94
200	5.97	1.99

q adm = 1.54 Kg/cm²

GEOTECNIA JULIO EURL
Especialista en Pavimentación, Geotecnia y Construcción

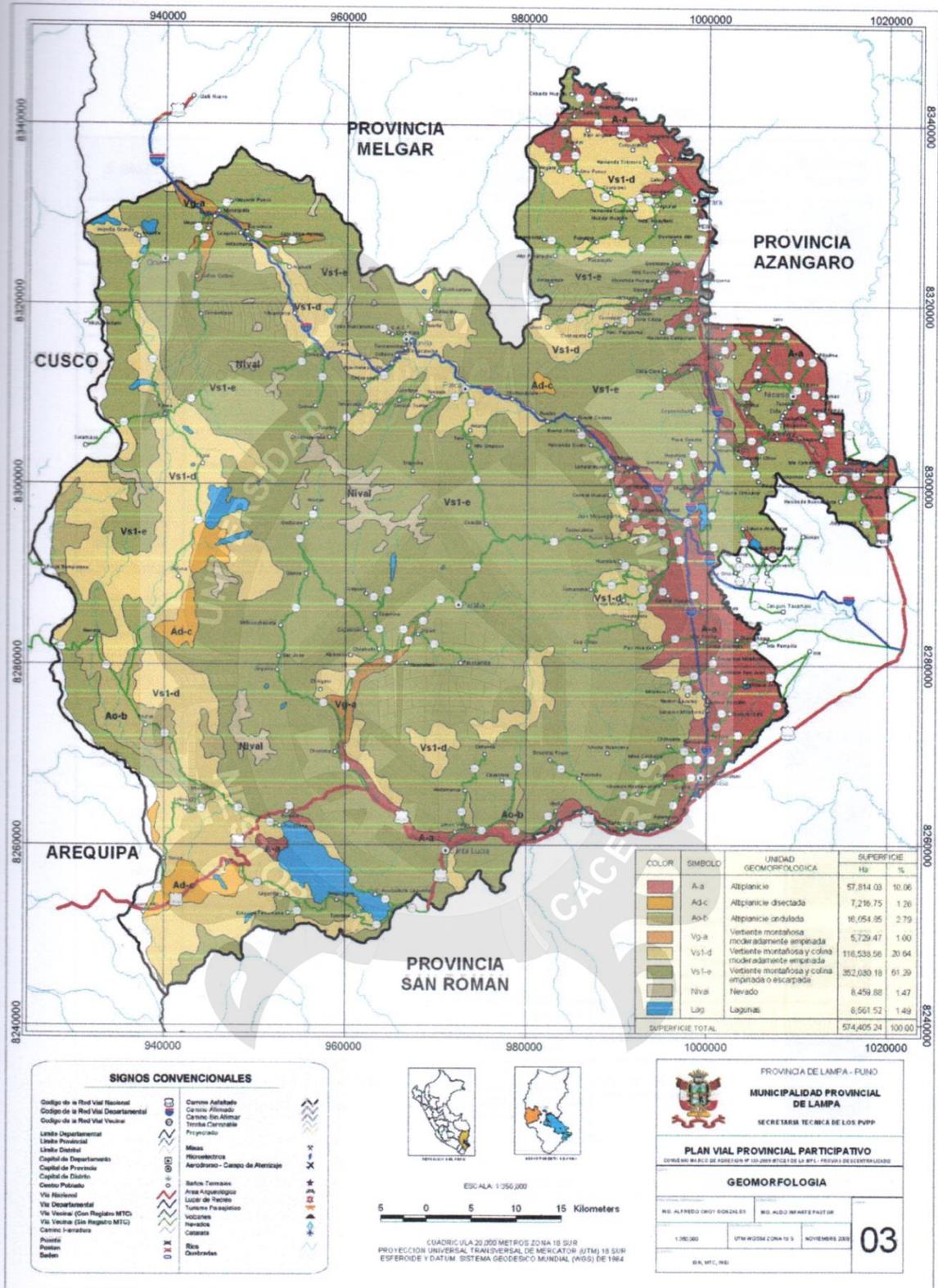
ALFREDO ALARCÓN ATAMUACHI
INGENIERO CIVIL
Módulo 107 01 00102



PLANOS



Plan Vial Provincial Participativo de Lampa, 2010 - 2019



Cuadro N° 1.2.
Guía de presentación de la leyenda: Geomorfología

Símbolo	Unidad Morfológica de Análisis (*)	Características generales		Procesos Morfodinámicos	Ilustración referencial
		Factores Geodinámicos	Formas originadas		
R-Lit Verde Mar	Ribera Litoral (R-Lit)	Climatológicos Hidroológicos Antrópicos	Barras de Playa, Planicie eólica, Planicie Marina, Acantilado, Barranco, Planicie deltática	Erosión marina; Abrasión, acumulación marina Erosión eólica; deflación y acumulación eólica	
Pp-Ct Amarillo Claro	Pampas Costaneras (Pp-Ct)	Climatológicos Hidroológicos Antrópicos	Planicie Fluvial, Conos de Lyección, Planicie eólica, Depresión de deflación, Dunas o dólomo	Sedimentación Coluvio-Fluvial Erosión Fluvial; Socabamiento y excavación de taludes Erosión eólica; deflación y acumulación eólica	
V-Amp Amarillo Oscuro	Valle Ampilo (V-Amp)	Hidroológicos Climatológicos Antrópicos	Mantos de Piedemonte, Planicie Fluvial, Planicie Mixta, Planicie estructural, Valle estrecho coluvial	Erosión Fluvial; Socabamiento y excavación de taludes y acumulación aluvial Erosión de laderas contiguas Inundabilidad; Desborde de cauces Retroceso de riberas	
V-Int Verde Lima	Valle Intermedio (V-Int)	Hidroológicos Climatológicos Antrópicos	Laderas Subandinas, Llanura Aluvial de Piedemonte, Escorrente, Coluvio de remoción, Cono de derrubio, Cono de deposición, Abánico Aluvial	Escorrente difuso Discción de ladera Remoción en masa Erosión de laderas contiguas	
V-Ext Verde Oscuro	Valle Estrecho o Encañonado (V-Ext)	Hidroológicos Climatológicos	Valle Aluvial encajonado, Terrazas erosionales, Cañon	Erosión de laderas contiguas Escorrente difuso Discción de ladera Socabamiento de cauce	
C-Mnt Marrón Claro	Cadena Montañosa (C-Mnt)	Topográficos Climatológicos Litológicos Estratigráficos Antrópicos	Cárcavas, Escarpe de falla, Cresta, Ladera estructural, Laderas rocosas, Boquerones, Gargantas, abras rocosas, barrancos, Montañas erosionales	Escorrente difuso Discción de ladera Remoción en masa Acumulación coluvial Desplazamiento violento de rocas	
Cin-An Rosa	Cotinas Andinas (Cin-An)	Topográficos Climatológicos Litológicos Estratigráficos Antrópicos	Cotinas erosionales, Cima o ombre, Cotinas Contiguas, Cotinas Discontinuas, Meseta	Escorrente difuso Discción de ladera Desplazamiento violento de rocas	
Altp Fucsia	Altiplanicie (Altp)	Climatológicos Litológicos Estratigráficos	Cima o ombre, Planicie estructural, Planicie lacustre, Altas mesetas	Intemperismo	
A-Gl Blanco	Áreas Glaciadas (A-Gl)	Estratigráficos Litológicos Climatológicos	Ladera rocosa aborregada, Valle fúto-glacial, Áreas lacustres, Circo glacial, Morrenas	Remoción en masa Intemperismo	
Dps-An Canela	Depresión Andina (Dps-A)	Climatológicos Hidroológicos Topográficos Antrópicos	Penitancia, Planicie estructural, Abánico fluvial, Cotinas, Abras	Discción de ladera Remoción en masa Acumulación coluvial	
LL-Fv Oro	Llanura Fluvial (LL-Fv)	Climatológicos Hidroológicos Antrópicos	Llanura inundable, complejo de orilleras, meandros Llanura No inundable, Terraza erosional, terraza deposicional, Talud, cárcavas, Planicie Aluvial	Inundabilidad; Desborde de cauces Retroceso de riberas Erosión Fluvial; Socabamiento y excavación de taludes y acumulación aluvial	
Tz-Am Verde Verde	Terrazas Amazónicas (Tz-Am)	Climatológicos Hidroológicos Antrópicos	Terrazas: Baja, Media y Alta; Talud: Estable, erosional	Erosión Fluvial; Socabamiento y excavación de taludes y acumulación aluvial	
Cin-Am Amarillo Claro	Cotinas Amazónicas (Cin-Am)	Climatológicos Topográficos Litológicos	Cotinas bajas, medias y altas, Cotinas disectadas, Cotinas contiguas, Cotinas aisladas o diseminadas, Lomas	Escorrente difuso Discción de ladera	

Fuente: INGEMMET, ONERN y otros. Adaptado por la DNTDT

(*): Se ha considerado los diferentes unidades de análisis geomorfológico a nivel nacional, enfocado para efectos de los estudios de Diagnóstico y Zonificación. Sin embargo pueden darse ocurrencias localizadas y representativas en cada provincia.

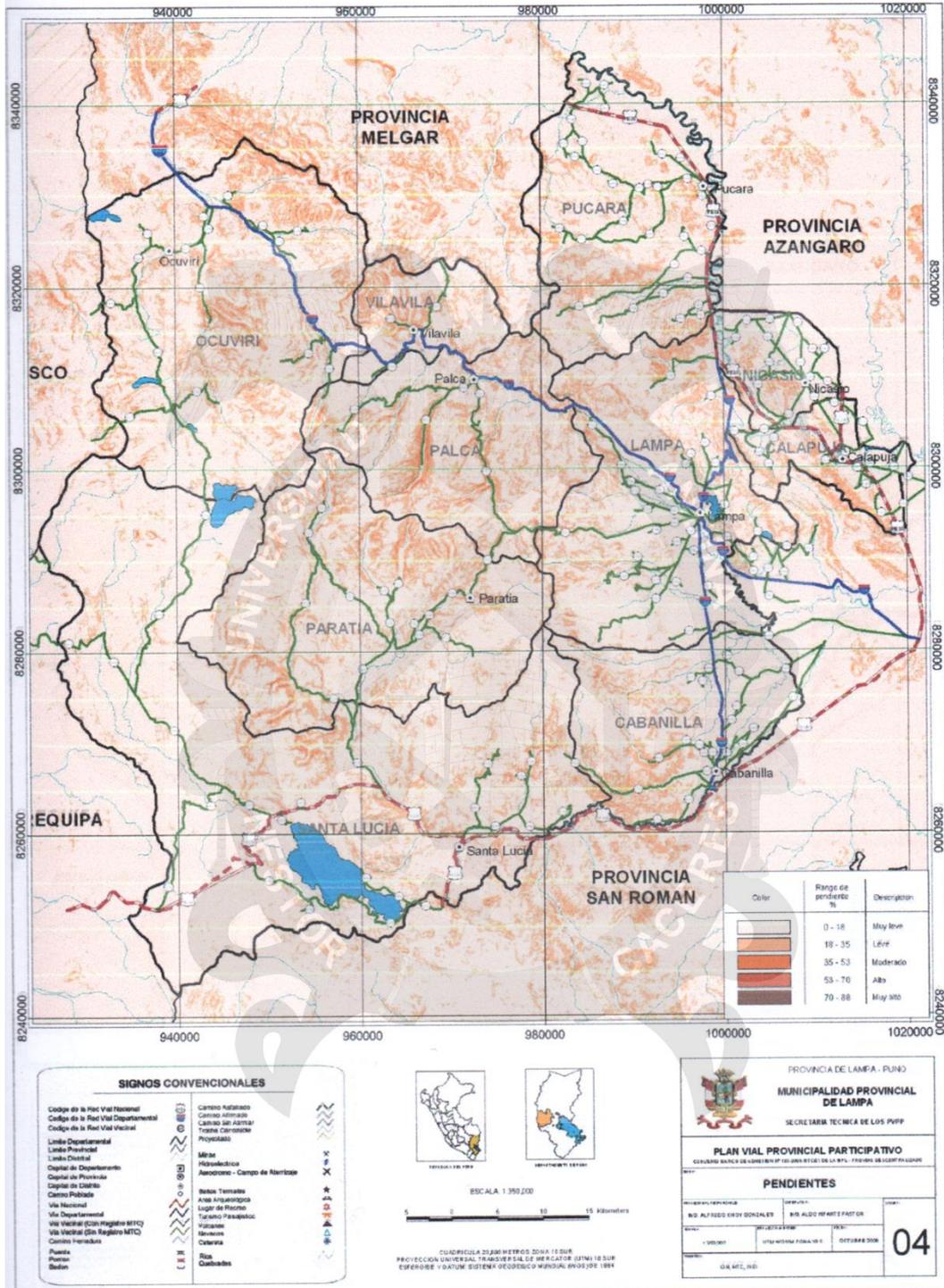
Cuadro N° 1.3.
Guía de presentación de la leyenda: Riesgos naturales

Símbolo	Ocurrencia de Geodinámica externa	Áreas vulnerables
	Deslizamientos	Áreas en laderas de cerros con fuerte pendiente y presentación de fracturas
	Huaycos	Áreas expuestas a quebradas activas o inactivas
	Alud o Avalancha	Áreas expuestas a nevados de fuerte pendiente
	Aluvión	Áreas expuestas a zonas de fuerte pendiente y con signos de fuerte erosión
	Derrumbes	Áreas expuestas a terrenos escarpados y sin vegetación
	Desprendimiento de Rocas	Áreas expuestas a capas rocosas inclinadas a favor de la pendiente
	Hundimiento	Áreas expuestas a rocas fracturadas y solubles
	Inundación	Áreas en terrenos bajos relacionados con ríos, riachuelos, lagunas y represas
	Tsunami	Áreas cercanas al mar y con fuerte dinámica marina





Plan Vial Provincial Participativo de Lampa – 2010 - 2019



Plan Vial Provincial Participativo de Lampa – 2010 - 2019

