



# UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

## **Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI**

Proyecto de graduación  
previo a la obtención del  
grado de Ingeniero Civil

**Autores:**

Carlos Eduardo Espinoza Durán  
Leandro Enrique Tapia Berzoza

**Director:**

Ing. Felipe Eduardo Cisneros Espinosa, PhD

**Tutor:**

Ing. Rolando Armas Novoa, Msc

Cuenca – Ecuador  
2013



# RESUMEN

## ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS MÉTODOS DE ESTABILIDAD DE TALUDES APLICADOS A LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI

El presente estudio de investigación se enfoca en utilizar las herramientas de modelación digital para cuantificar la seguridad de una presa de tierra. Se muestra una introducción al comportamiento de los esfuerzos a los que se verán sometidas las presas del proyecto PACALORI. Previo al cálculo, se efectúan muestreos y ensayos para asignar las características geotécnicas de resistencia propias del cimiento y el terraplén. Posteriormente, en el software SLOPE/W se realiza la modelación de la geometría de la presa y la introducción de sus características mecánicas; parámetros que regirán el funcionamiento mismo de la estructura. Se considera la variabilidad de hipótesis que se puede asignar a los métodos usados en el análisis de estabilidad de taludes, así como las condiciones en que éstos resultan confiables en la obtención del factor de seguridad. Con esta información se procede a la modelación del comportamiento mecánico de la presa, permitiendo aproximar los factores de seguridad mínimos que se tendrán para el diseño y futuras medidas de mitigación. Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones sobre los resultados de la modelización para cálculos del resto de presas del proyecto a tratar.

**PALABRAS CLAVE:** MODELACIÓN, ESTABILIDAD, TALUDES, OPTIMIZACIÓN, SLOPE/W, PRESA.



## ABSTRACT

### COMPARATIVE ANALYSIS METHODS APPLIED TO SLOPE STABILITY OF EARTH DAMS FROM PACALORI PROJECT

The following investigation work focuses on using digital modelling tools to quantify the safety on an earth dam. The present study analyzes the behavior of the stress to which the PACALORI project dams will be subject to. Prior to the calculation, sampling and testing are performed to assign own resistance geotechnical characteristics of foundation and the embankment. Then, the SLOPE/W software is used to model the dam's geometry and mechanical characteristics are introduced; these parameters will govern the behavior of the structure itself. Variability of hypotheses are considered that can be assigned to the methods used in the slope stability analysis, and the conditions in which they are obtaining a reliable safety factor.

The purpose of this information is to proceed to model the mechanical behavior of the dam, allowing approximate minimum safety factors to be taken care of for the design and future mitigation measures. Finally, we present the conclusions and recommendations for the model's calculations in the rest of the treated project dams.

**KEYWORDS:** MODELING, STABILITY SLOPES, OPTIMIZATION, SLOPE / W, DAM



# INDICE

<b>PORTADA</b>	<b>1</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>2</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>3</b>
<b>INDICE</b>	<b>4</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>6</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>9</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b>	<b>14</b>
<b>DEDICATORIA</b>	<b>15</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	<b>18</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>21</b>
1.1 ANTECEDENTES	22
1.2 JUSTIFICACIÓN	23
1.3 OBJETIVOS	23
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	23
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
<b>2. MARCO TEÓRICO</b>	<b>25</b>
2.1 CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA	25
2.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS FALLAS GRAVES O CATASTRÓFICAS [2]	25
2.3 MEDIDAS Y MEDIOS PARA EVITAR LAS FALLAS GRAVES O CATASTRÓFICAS	30
2.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	34
2.5 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO [6]	35
2.5.1 CRITERIOS DE FALLA DE MOHR-COULOMB [6]	36
2.6 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	38
2.6.1 MÉTODO DE LAS DOVELAS: FELLENIOUS	42
2.6.2 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO	43
2.6.3 MÉTODO DE JANBU	44
2.6.4 MÉTODO DE SPENCER	48
2.7 COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS	57
2.8 TRATAMIENTO DE LAS PRESIONES DE PORO EN EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	59
2.9 ANÁLISIS EN TENSIONES EFECTIVAS Y EN TENSIONES TOTALES	61
2.10 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	63
2.11 FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS EN PRESAS DE TIERRA [2]	71
<b>3. METODOLOGÍA</b>	<b>72</b>
3.1 ÁREA DE ESTUDIO	72



3.1.1 EL PROYECTO DE APROVECHAMIENTO Y CONTROL DE AGUA EN LA PROVINCIA DE LOS RÍOS	72
3.1.2 CARACTERIZACIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO	73
3.1.3 PERFORACIÓN Y TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS	75
3.1.4 ENSAYOS DE LABORATORIO EN MUESTRAS INALTERADAS	76
<b>3.2 INVESTIGACIÓN INGENIERO-GEOLÓGICA DEL PRÉSTAMO</b>	<b>94</b>
3.3.1 PERFORACIÓN Y TOMA DE MUESTRAS ALTERADAS	95
3.3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO PARA MUESTRAS ALTERADAS	96
<b>3.4 LEVANTAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN DE INFORMACIÓN PARA EL ESTUDIO</b>	<b>99</b>
3.4.1 DEFINICIÓN DEL NIVEL DE AGUAS NORMALES (N.A.N.)	99
3.4.2 UBICACIÓN DE LOS EMBALSES	99
3.4.3 CARACTERIZACIÓN DE LAS SECCIONES DE LA PRESA	100
3.4.4 PERMEABILIDAD	101
3.4.5 TOMA DE MUESTRAS	102
3.4.6 ENSAYOS	103
<b>3.5 APLICACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO SLOPE/W EN ESTABILIDAD DE TALUDES</b>	<b>105</b>
3.5.1 ETAPAS UTILIZADAS POR EL PROGRAMA SLOPE/W PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD	106
<b>4. OBTENCIÓN DE RESULTADOS APLICANDO EL PROGRAMA SLOPE/W</b>	<b>108</b>
<b>4.1 IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO SLOPE/W PARA ENCONTRAR EL FACTOR DE SEGURIDAD</b>	<b>108</b>
4.1.1 ANÁLISIS DE FILTRACIÓN PARA LÍNEA DE CORRIENTE SUPERIOR (LCS)	108
4.1.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD APLICANDO SLOPE/W	110
4.1.3 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL LUGAR DE PRESA	111
4.1.4 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS UTILIZADAS EN EL MODELO	113
<b>4.2 ANÁLISIS DE LA SUPERFICIE DE FALLA PARA LOS DISTINTOS MÉTODOS APLICADOS</b>	<b>124</b>
<b>5. RESULTADOS Y CONCLUSIONES</b>	<b>125</b>
<b>5.1 TABLA DE FACTORES DE SEGURIDAD PARA CADA MÉTODO</b>	<b>125</b>
<b>5.2 COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS POR LOS MÉTODOS APLICADOS</b>	<b>125</b>
<b>5.3 CONCLUSIONES</b>	<b>132</b>
<b>5.4 RECOMENDACIONES</b>	<b>133</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>135</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>138</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1 Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb .....	37
Figura 2. 2 Círculo de Mohr y envolvente de falla .....	38
Figura 2. 3 Fuerzas actuantes en dovelas .....	39
Figura 2. 4 Polígono de fuerzas en la dovela.....	40
Figura 2. 5 Superficie de deslizamiento irregular .....	45
Figura 2. 6 Fuerzas actuantes sobre la dovela .....	45
Figura 2. 7 Esquema estático del Método de Spencer.....	48
Figura 2. 8 Esquema estático del Método Morgenstern-Price .....	53
Figura 2. 9 Función Half-sine .....	54
Figura 2. 10 Variación de los coeficientes $\epsilon$ y $\eta$ para el método de Bishop y Fellenius .....	58
Figura 2. 11 Esquema del talud en final de construcción .....	64
Figura 2. 12 Esquema del talud aguas arriba .....	65
Figura 2. 13 Esquema de un talud durante la etapa de operación.....	66
Figura 2. 14 Esquema de las componentes de la presión de poro .....	67
Figura 2. 15 Esquema de un talud aguas arriba durante un desembalse rápido .....	69
Figura 2. 16 Esquema para cálculo de las presiones de poro en un talud aguas arriba antes del desembalse .....	69
Figura 3.1 Estados tensionales para ensayos triaxiales.....	81
Figura 3.2 Estados tensionales para el ensayo consolidado-drenado .....	82
Figura 3.3 Cambio de volumen causado por la presión de confinamiento en cámara y gráfico del esfuerzo desviador vs deformación unitaria para arena suelta y arcilla normalmente consolidada.....	82
Figura 3.4 Cambio de volumen causado por la presión de confinamiento en cámara y gráfico del esfuerzo desviador vs deformación unitaria para arena densa y arcilla preconsolidada.....	83
Figura 3.5 Envolvente de falla por esfuerzo efectivo de pruebas drenadas en arena y arcilla normalmente consolidada .....	84
Figura 3.6 Envolvente de falla por esfuerzo efectivo para arcilla preconsolidada .....	85
Figura 3.7 Estado tensional en esfuerzos efectivos en el momento de falla o rotura .....	85
Figura 3.8 Estados tensionales para el ensayo consolidado-no drenado .....	86



Figura 3.9 Envolvente de falla del esfuerzo total y efectivo para ensayos triaxiales consolidados-no drenados .....86

Figura 3. 10 Envolvente de falla del esfuerzo total obtenido en pruebas consolidadas-no drenadas en arcillas preconsolidadas.....87

Figura 3. 11 Estados tensionales para el ensayo no consolidado-no drenado.....88

Figura 3. 12 Círculos de Mohr del esfuerzo total y envolvente de falla ( $\phi=0$ ) obtenidos en ensayos triaxiales no consolidados-no drenados.....89

Figura 3. 13 Círculos de Mohr en la falla por el esfuerzo total para suelos saturados bajo esfuerzos isotrópicos y envolvente de falla ( $\phi=0$ ).....90

Figura 3. 14 Círculos de Mohr en la falla por el esfuerzo total para suelos semisaturados arcillosos .....91

Figura 3. 15 Curva de compactación Proctor.....98

Figura 3. 16 Esquema de selección del valor inicial de lambda ( $\lambda$ )..... 107

Figura 4. 1 Dimensiones de la presa de tierra Macul 1 ..... 109

Figura 4. 2 Línea de Corriente Superior en la presa Macul 1 ..... 110

Figura 4. 3 Perfil estratigráfico del lugar de presa para Macul 1 ..... 112

Figura 4. 4 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Fellenius en la presa Macul 1 ..... 114

Figura 4. 5 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Bishop en la presa Macul 1 ..... 115

Figura 4. 6 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Janbu en la presa Macul 1 ..... 116

Figura 4. 7 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Spencer en la presa Macul 1 ..... 117

Figura 4. 8 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Morgenstern-Price en la presa Macul 1 ..... 118

Figura 4. 9 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Fellenius en la presa Macul 1 ..... 119

Figura 4. 10 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Bishop en la presa Macul 1 ..... 120

Figura 4. 11 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Janbu en la presa Macul 1..... 121

Figura 4. 12 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Spencer en la presa Macul 1 ..... 122

Figura 4. 13 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Morgenstern-Price en la presa Macul 1 ..... 123

Figura 5.1 Gráfica del factor de seguridad vs. Lambda en *final de construcción* para los métodos Morgenstern-Price (izquierda) y Spencer (derecha)..... 129

Figura 5.2 Gráfica del factor de seguridad vs. Lambda en *operación* para los métodos Morgenstern Price (izquierda) y Spencer (derecha) ..... 130



Figura 5.3 Variación de los Esfuerzos totales en estado de carga *final de construcción* para los métodos Fellenius, Bishop y Janbu, respectivamente. .... 130

Figura 5.4 Variación de los esfuerzos efectivos en estado de carga *operación* para los métodos Fellenius, Bishop y Janbu, respectivamente. .... 131





## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Análisis en tensiones totales y tensiones efectivas .....	62
Tabla 2.2 Comparación entre análisis en tensiones totales y en tensiones efectivas .....	62
Tabla 2.3 Caracterización de la presa o ataguía.....	71
Tabla 2.4 Factores de seguridad mínimos.....	71
Tabla 3.1 Caracterización de las presas del proyecto PACALORI .....	74
Tabla 3.2 Características del ensayo Proctor .....	97
Tabla 3.3 Caracterización de las presas del proyecto PACALORI .....	101
Tabla 3.4 Coeficiente de permeabilidad .....	102
Tabla 3.5 Propiedades mecánicas de los suelos según la SUCS .....	104
Tabla 4.1 Propiedades geotecnicas en tensiones totales para Macul 1.....	113
Tabla 4.2 Propiedades geotecnicas en tensiones efectivas para Macul 1 .....	113
Tabla 4.3 Factores de seguridad obtenidos para <i>final de construcción</i> .....	124
Tabla 4.4 Factores de seguridad obtenidos para <i>operación</i> .....	124
Tabla 5.1 Factores de seguridad obtenidos para <i>final de construcción y operación</i> .....	125
Tabla 5.2 Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción).....	126
Tabla 5.3 Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Operación).....	126
Tabla 5.4 Condiciones de equilibrio estático que satisfacen los diversos métodos.....	127
Tabla 5.5 Comparación de los diversos métodos basados en el equilibrio límite (23).....	128



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Carlos Eduardo Espinoza Durán, autor de la tesis "Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Octubre de 2013

Carlos Eduardo Espinoza Durán  
0301673307

---

*Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999*

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail [cdjbv@ucuenca.edu.ec](mailto:cdjbv@ucuenca.edu.ec) casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Leandro Enrique Tapia Berzoza, autor de la tesis "Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Octubre de 2013

Leandro Enrique Tapia Berzoza

0106439292

---

*Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999*

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail [cdjbv@ucuenca.edu.ec](mailto:cdjbv@ucuenca.edu.ec) casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Carlos Eduardo Espinoza Durán, autor de la tesis "Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Octubre de 2013

Carlos Eduardo Espinoza Durán  
0301673307

---

*Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999*

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316  
e-mail [cdjbv@ucuenca.edu.ec](mailto:cdjbv@ucuenca.edu.ec) casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



## UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Leandro Enrique Tapia Berzoza, autor de la tesis "Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Octubre de 2013

Leandro Enrique Tapia Berzoza

0106439292

---

*Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999*

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail [cdjbv@ucuenca.edu.ec](mailto:cdjbv@ucuenca.edu.ec) casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



## AGRADECIMIENTO

En primer lugar, queremos agradecer al Ing. Rolando Armas, Msc, por su paciencia, constancia y por brindarnos su invaluable conocimiento para terminar con éxito este proyecto.

A nuestro director, Ing. Felipe Cisneros, PhD, por darnos todo su apoyo en el trayecto de esta tesis y ser un guía para nosotros.

Y a toda la gente que participó de manera desinteresada y fiel, por apoyarnos en las buenas y las malas, buscando siempre nuestra prosperidad y beneficio.

Leandro Tapia

Eduardo Espinoza

Cuenca, noviembre del 2013



## DEDICATORIA

Quiero dedicarles este arduo trabajo a mis padres, Elva y Enrique, por toda la paciencia, el apoyo y el amor que me han brindado. Por los consejos, los abrazos, las lágrimas y las malas noches. Les amo más de lo que se pueden imaginar.

A mis hermanos, Silvania y Alex, por siempre haber estado a mi lado. Gracias por las peleas, la infaltable ayuda, las risas y todo lo que me han enseñado. No hay en el mundo mejores hermanos.

A mi amigo Edu. Por las noches de estudio, las guitarreadas, la dedicación que puso en este trabajo y sobre todo por esa incondicional amistad que me ha dado.

A esas personas que he conocido durante la realización de esta tesis y que le han dado tanta alegría a mis días.

Leandro.



Todo lo que representa terminar este trabajo está dedicado a mi familia. Sin ellos jamás hubiese podido llegar a donde estoy. Sus consejos y apoyo en los momentos difíciles fueron toda la fuerza que necesité en la adversidad.

A mi papi Carlos. Mi gran modelo a seguir. Por saber decirme las cosas de manera que las pueda entender. Siempre le he admirado y este es un primer paso en la serie de sueños que me enseñó a forjar.

A mi mami Fanny. No dejo de pensar en todo lo que ha pasado en estos años. Todas las veces que rompí a llorar y me consoló, las reprendidas, las sonrisas, las veces que decaía y me soportaba. Que esto sea la recompensa a tantos años de esfuerzos. Le quiero con todo mi corazón.

A mis hermanos Tebi y Ricky: por todo lo que han sabido acolarme. Las mentiras, los problemas y los compromisos juntos. Hoy ha pasado ya mucho tiempo y siguen siendo parte esencial de mi vida, siempre siendo mi arrimo; no tienen ni siquiera idea lo que significan para mí.

A mis amigos de toda la vida, por darme tantas alegrías y cariño, ustedes saben que son parte primordial de mí. Gracias Jorge, Leonel, Juanse, Amague, Peter y Sebas.

A los de la Universidad, ahí encontré personas espléndidas que soportaron mi carácter y ayudaron a formarlo. A Donny, Adrian, Manolo y David. Y a los que de una u otra manera estuvieron ahí, dándome ánimos en la visciditud.

A mi compañero y gran amigo, Leandro. Hemos batallado mucho para conseguir esto. Por todas las malas noches juntos. Por hablarme cuando lo necesitaba. Por darme su confianza y su amistad sincera en todos estos años.

A la Lurdes, por haberme encontrado cuando perdí el rumbo. Gracias por abrazarme por dentro cuando siento frío.

Gracias a ustedes, fueron el pilar de todo esto.

Con cariño, Edu.





*«La educación es una segunda existencia dada al hombre; es la vida moral, tan apreciable como la vida física»*

—Claude Saint- Simon

## LISTA DE SÍMBOLOS

En la siguiente lista se proporciona un resumen general de la simbología utilizada en el presente documento.

### Símbolos generales

$D_{10}$	Diámetro por el que pasará el 10% del suelo
$D_{50}$	Diámetro por el que pasará el 50% del suelo
$C_u$	Coefficiente de uniformidad
$C_v$	Coefficiente de consolidación
$i$	Gradiente hidráulico
$\tau_f$	Esfuerzo cortante
$\sigma$	Esfuerzo normal
$c$	Cohesión
$\phi$	Ángulo de fricción interna
$\sigma_1$	Esfuerzo principal mayor
$\sigma_3$	Esfuerzo principal menor
$\Theta$	Ángulo que forma el plano de falla con el plano principal mayor
$\sigma'$	Esfuerzo efectivo
$u$	Presión de poros
$\bar{N}$	Resultante normal sobre una dovela
$B$	Angulo de inclinación de la resultante $\Delta T$ con respecto a la horizontal
$R$	Radio del círculo de deslizamiento
$c'$	Cohesión efectiva
$W$	Peso de cada dovela
$\phi'$	Ángulo de fricción interna efectivo
$\alpha$	Ángulo entre la tangente del centro de cada rebanada y la horizontal
$S$	Resistencia al cortante



$\gamma_{sat}$	Peso unitario del suelo saturado
$\gamma_w$	Peso unitario del agua
$\gamma_s$	Peso unitario de los sólidos
$\gamma_d$	Peso específico seco
$\gamma_f$	Peso específico húmedo
$G_s$	Gravedad específica
$\delta_s$	Longitud de arco de una dovela
F, FS	Factor de seguridad
b	Ancho de la dovela
$\gamma_f$	Peso unitario del suelo seco
$Z_1$	Altura de material húmedo en el centro de la dovela
$Z_2$	Altura de material sumergido en el centro de la dovela
$Z_3$	Altura del suelo saturado en el centro de la dovela
k	Permeabilidad
E	Tensión normal en el costado de la dovela
$u_c$	Componente de consolidación de la presión de poro
$u_h$	Componente hidrostática de la presión de poro
$u_f$	Componente de filtración de la presión de poro
$\lambda$	Parámetro de Morgenstem & Price (factor de minoración de función $f(x)$ )
$\bar{A}$	Presión de poro de Skempton
V	Volumen
$V_v$	Volumen de vacíos
$V_s$	Volumen de sólidos
w	Humedad
$E_c$	Energía de compactación
m	Constante del ángulo de inclinación del talud
Q	Gasto hidráulico



$F_f$

Factor de seguridad que satisface el equilibrio de fuerzas

$F_m$

Factor de seguridad que satisface el equilibrio de momentos

## ACRÓNIMOS

IP

Índice Plástico

LP

Límite Plástico

N.F.

Nivel Freático

L.C.S.

Línea de Corriente Superior

N.A.N

Nivel de aguas normales

LL

Límite Líquido

LP

Límite Plástico

ASTM

American Society for Testing Materials

SUCS

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

PACALORI

Plan de Aprovechamiento y Control de Agua en la Provincia de los Ríos

PROMAS

Programa para el Manejo del Agua y del Suelo

# 1. INTRODUCCIÓN

El megaproyecto PACALORI (Plan de Aprovechamiento y Control del Agua en la Provincia de Los Ríos) consiste en la optimización de los recursos hídricos de la zona mediante el uso de obras civiles, gestionándolos de manera conveniente para su posterior beneficio.

La zona del proyecto pertenece a la Demarcación Hidrográfica del Guayas, y comprende la construcción de dos trasvases de agua para riego en las regiones sur occidental, central y sur de la Provincia de Los Ríos. Esta obra beneficiará a 183.835 personas, y cubre un área de 170.000 Has para riego. Por lo tanto, se vuelve imperiosa la construcción de embalses que ayuden a retener grandes cantidades de agua para almacenamiento futuro y que sean resistentes a los contratiempos impuestos por el medio. El actual trabajo busca exponer los resultados de un estudio ingenieril con el fin de ofrecer una comparación de las posibles alternativas para encontrar la estabilidad de las presas de tierra presentes en el proyecto.

El movimiento de masas de tierra debida a deslizamientos son consecuencia de una serie de factores como: actividad sísmica, composición del suelo, lluvia, erosión, deforestación, banqueos, etc. Dichos procesos ocurren cuando una masa de terreno se desliza a través de una superficie debido a que la franja de tierra que patina alcanza una tensión tangencial máxima en todos los puntos de su superficie. El análisis planteado busca estimar las fuerzas que se oponen al movimiento, de tal manera que, se pueda evaluar el nivel de seguridad al que se atiene el proyectista. Como es de imaginar, los ingenieros han ideado una serie de métodos para valorar el factor de seguridad de los taludes, pero debido a la gran variedad de casos presentes en la vida real no es posible conjeturar un método único y general para resolver la problemática planteada, por lo que se debe hacer un análisis de las diferentes opciones y ver la que se aproxima mejor al modelo real. En el presente estudio se ha usado con criterio empírico los valores de parámetros físicos de las presas para poder modelar su comportamiento. Por último se ha procedido con la implementación del software SLOPE/W que permite comprobar los resultados obtenidos y brinda soporte a la toma de decisiones referentes al diseño.



Finalmente, esta tesis de estudio aspira dar un aporte al proyecto proporcionando un método de análisis que considere la seguridad de la presa en términos de: optimización de comportamiento estructural, cálculo de posibles superficies de falla, beneficio económico al proyecto, etc., los cuales repercutirán de manera directa en el desarrollo de la presente etapa de factibilidad.

## **1.1 Antecedentes**

En nuestro país, al existir únicamente dos estaciones anuales se da el efecto que, en verano se producen grandes temporadas de calor y en invierno, así con la lluvia. Esta secuela se observa muy marcada en ciertas zonas de la Costa Ecuatoriana, por lo que dichos extremos producen sequías e inundaciones dependiendo del período. Las estructuras hidráulicas de almacenamiento e irrigación se tornan menester para prevenir daños colaterales en la temporada de exceso, así como una mejor utilidad de los recursos naturales en épocas de estiaje.

Se debe mencionar que hace algunas décadas se habían realizado estudios por parte de empresas como CEDEGE, ya que se observaba desde ese tiempo la necesidad de proyectos que optimicen y controlen la disposición de agua en la zona. Dichos estudios no fueron culminados como se pretendía, y en el año 2013 el Programa para el Manejo del Agua y del Suelo PROMAS realizó un levantamiento de la información existente y basándose en su mayor parte en ésta, realizó los estudios a nivel de prefactibilidad.

Estos estudios fueron realizados hace ya varios años, época en la cual no se contaban con las herramientas tecnológicas que tenemos ahora, razón por la que se optó por realizar todos los diseños nuevamente, aprovechando las facilidades que nos brinda la tecnología, pudiendo por medio de ésta realizar mejores ensayos con el fin de determinar parámetros de cálculo, y para hacer precisamente cálculos más exactos, pudiendo así tener un mejor control de las obras que se van a construir.

## **1.2 Justificación**

En la mayoría de proyectos el problema de la estabilidad de taludes es analizado por uno de los métodos más conocidos, pero dependiendo de las condiciones de dichos taludes estos métodos pueden arrojar errores más o menos significativos.

Dada la variedad de tipos de falla existentes, no existe un método general que sea aplicable a todos los tipos de fallas, esto principalmente porque no existe un método en la práctica para calcular los esfuerzos internos en los puntos de masa del suelo, a partir de las cargas exteriores que actúen. [1]

Además cada método está relacionado con un tipo de falla específica, por lo que cada talud que se analice con este método será aplicable solamente a los problemas de estabilidad en los que la falla sea del tipo que se considera.

Como posible solución a esto hemos decidido analizar la estabilidad de los taludes de cada presa del proyecto, con los mejores métodos disponibles en la bibliografía existente.

Al hacer esto, podremos al final realizar una comparación de los resultados obtenidos.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

Aplicar los diferentes métodos existentes para el análisis de estabilidad de taludes a las presas del Proyecto PACALORI para determinar la influencia de los diferentes parámetros tomados en cuenta para dicha comparativa.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Analizar los diferentes criterios aplicados en cada método de análisis de estabilidad para comprender los factores que se involucran en dicho estudio, así como las variables propuestas por cada autor.



- Realizar el análisis y obtener los factores de seguridad de las presas, aplicando a cada una de ellas los diferentes métodos existentes.
- Conseguir la completa elaboración de un cuadro comparativo con los resultados arrojados de la aplicación de cada método a los taludes que queremos estudiar.
- Obtener propuestas de estabilización a través del análisis, de manera que nos permitan comprender y desarrollar una solución tanto analítica como gráfica una vez interpretado los conceptos y definiciones expuestas por cada autor.



## 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1 Causas de falla en presas de tierra

Las fallas graves o catastróficas en presas de materiales locales en orden de ocurrencia son:

1. Rebase de la cortina.
2. Sifonamiento mecánico.
3. Agrietamiento transversal.
4. Deslizamiento del talud aguas abajo.
5. Licuación.
6. Pérdidas por filtración.

Entre los factores más comunes y determinantes que se deben tener en cuenta para que la presa no sufra una falla catastrófica durante su vida útil están, la selección del tipo de suelo a utilizar en la construcción de la cortina y la forma de colocar éstos en cuanto a humedad, peso específico seco, energía y tipo de compactación durante la construcción.

### 2.2 Características de las fallas graves o catastróficas [2]

#### a) Fallas por rebase de la cortina

La falla por rebase de la cortina es la que con mayor frecuencia se presenta en presas de materiales locales, en ésta el agua empieza a escurrir por el talud aguas abajo, y dada la naturaleza erosionable de los materiales, se produce la catástrofe.

Para evitar el rebase toda presa debe contar con una estructura que desaloje el exceso de agua cuando el vaso se llena a su máxima capacidad, ésta se conoce como vertedero de excesos o aliviadero. El aliviadero debe ser construido con materiales no erosionables dadas las funciones que va a tener.

El rebase de la cortina puede ser producido también por asentamientos excesivos en el cimiento y en el terraplén.

### **b) Fallas por sifonamiento mecánico**

Al fluir el agua a través del suelo la carga hidráulica que esta posee se disipa venciendo las fuerzas viscosas inducidas y que se oponen al flujo en los canalículos que se forman entre las partículas, pero el agua que fluye genera fuerzas erosivas que pueden llegar a arrastrar a las partículas de suelo, en el momento que este fenómeno se produce se genera el sifonamiento mecánico del suelo.

Existen en el suelo lugares en los que se concentra el flujo de agua y en los que la velocidad de filtración es mayor (gradiente hidráulico alto); los lugares en que estas concentraciones emergen al talud aguas abajo en donde el suelo no está confinado son críticos en lo que se refiere a posibilidades de arrastre de partículas sólidas. Cuando las partículas empiezan a ser removidas se forman en el suelo pequeños canales por los que el agua circula a mayor velocidad con lo que el arrastre crece, es así que el sifonamiento mecánico es cada vez mayor una vez que se ha iniciado, aumentando siempre el diámetro de los canales formados. El último paso del fenómeno es el colapso del bordo.

Un factor que contribuye mucho al sifonamiento mecánico es la mala compactación del terraplén, la que deja estratos de suelo sueltos en los que se produce el arrastre de partículas con relativa facilidad; esto se da particularmente cerca de muros o estructuras de hormigón como tubos o ductos. Otro factor importante es el agrietamiento de tubos o galerías en el interior del terraplén o la cimentación.

El sifonamiento mecánico de los suelos que se encuentran por debajo del terraplén es más común, ya que estos presentan una estratificación errática y pueden contener estratos permeables.

Estudios sobre presas que han sufrido sifonamiento nos indican que en los suelos existe un amplísimo margen de susceptibilidad al fenómeno; las

propiedades de los suelos, especialmente la plasticidad de sus partículas finas, ejercen gran influencia, incluso mayor que la compactación.

### **c) Fallas por agrietamiento**

El agrietamiento se origina cuando la deformación de la cortina produce zonas de tracción, que aparecen por asentamientos diferenciales de la masa del suelo, ya sea por asentamientos propios del terraplén o del terreno de cimentación.

Las grietas pueden aparecer paralelas o transversales al eje de la cortina, y la orientación del plano de agrietamiento puede ser cualquiera. El agrietamiento puede tener hasta 15 o 20 cm de abertura, aunque lo más común es que las grietas tengan de 1 a 2 cm.

Las grietas más peligrosas son las transversales al eje de la cortina, ya que crean zonas en las que se concentra el flujo; son producidas generalmente por asentamiento diferencial de la zona de la cortina próxima a las laderas de la boquilla, respecto a la zona central del cauce.

La condición más peligrosa que se puede dar es que el suelo en donde se asienta la cortina sea compresible.

No existe ningún criterio, ni en campo ni en laboratorio que permita decir cuánto asentamiento soportará la cortina sin agrietarse.

Sherard (1953) [3], en un estudio hecho sobre las arcillas inorgánicas muestra que las que tienen  $IP < 15\%$  y con graduación dentro de cierto rango son más susceptibles al agrietamiento cuando se compactan del lado seco en comparación con suelos más finos o gruesos. Arcillas plásticas con  $IP > 20\%$ , aguantan mucha más deformación sin presentar agrietamiento. Un aumento de la humedad cuando ésta se encuentra a un 2% a 3% de la óptima incrementa sustancialmente la flexibilidad de las arcillas; sin embargo aumentos posteriores tienen poca influencia en dichas propiedades. No existe relación entre las deformaciones que producen agrietamiento en la cortina y las obtenidas en la prueba de compresión simple de laboratorio, de modo que esta prueba no es un parámetro confiable para evaluar la probabilidad de

agrietamiento. Se tiene además, que si se aumenta la energía de compactación para una humedad dada, se disminuye la flexibilidad del material compactado y aumenta su vulnerabilidad al agrietamiento.

#### **d) Fallas por deslizamiento de taludes**

Todo talud está sujeto a fuerzas naturales que provocan que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno se intensifica cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que ahí existe. Este tipo de deslizamientos son los más estudiados para las presas de tierra; la razón es que, es el tipo de falla más susceptible de análisis y aproximación con los métodos existentes para el estudio de estabilidad de taludes.

Las fallas por deslizamiento se clasifican en:

1. Falla durante la construcción.
2. Falla durante la operación.
3. Falla después de un vaciado rápido.

##### ***d.1) Falla durante la construcción***

Se presentan sobre presas cimentadas en arcillas blandas, frágiles o sensitivas, con gran porción de la superficie de falla a través de ese material debido a sus características mecánicas, y pueden ser rápidas o lentas según si el material de cimentación es homogéneo o presenta estratificaciones que favorecen al movimiento. Una característica de este tipo de fallas es que no son catastróficas.

##### ***d.2) Falla durante la operación***

Afectan en todos los casos al talud aguas abajo. Este tipo de fallas se presentan de dos formas: profundas, con superficie de falla invadiendo el terreno de cimentación arcilloso; y superficiales, afectando sólo pequeños volúmenes del talud. El deslizamiento se debe a que las presiones de poro de la red de flujo disminuyen las tensiones efectivas a lo largo de la superficie de deslizamiento y por tanto la resistencia a cortante disminuye. Al igual que las fallas durante la construcción no presentan altas probabilidades de catástrofe, no obstante hay

deslizamientos superficiales que suceden por las mismas causas de los deslizamientos profundos, o sea, altas presiones de poro producto de las filtraciones. En estos casos el peligro de falla es inminente pues al producirse un deslizamiento se forma un talud más empinado y no se aplacan las presiones de poro.

### ***d.3) Falla después de un vaciado rápido***

Ocurren generalmente en el talud aguas arriba. No se produce colapso de la presa o pérdida de agua en el almacenamiento pero frecuentemente causan situaciones de taponamiento de conductos, galerías, etc. En el mismo estudio, Sherard (1953), mostró que las fallas se presentaron en casos en que el nivel del agua estuvo disminuyendo a partir del máximo hasta la mitad de la altura a razón de 15 cm/día. Un alto porcentaje de las fallas durante el vaciado han ocurrido la primera vez que esta operación se efectúa de forma importante.

Suelen ocurrir en presas construidas sobre terrenos arcillosos plásticos y con alto contenido de agua, observándose una relación definitiva entre el riesgo de falla y cuán arcilloso es el material que constituye la cortina.

Sherard demostró en su estudio que las presas construidas con arcillas con índice de plasticidad entre 15 y 30% eran más propensas a sufrir deslizamientos. De las cortinas analizadas aquellas con  $D_{50} < 0.006$  mm, fallaron; de las construidas con un material en que:  $0.006 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.02$  mm, fallaron la mitad y, finalmente, de las construidas con suelos en que:  $0.02 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.06$  mm, sólo unas pocas tuvieron problemas de deslizamientos.

### **e) Fallas por licuación**

Ocurren cuando en la zona de deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. Este fenómeno está asociado a limos y arenas no plásticas, así como en arenas extra sensitivas y arenas poco compactas, las cuales, al ser perturbadas, pasan de una condición más o menos estable a una pérdida de la resistencia. Las dos causas usuales por las que suceden son: incremento de los esfuerzos actuantes y desarrollo de la presión de

poros correspondiente; y por el desarrollo de presiones elevadas en el agua intersticial. Debido a las características mecánicas que presentan los suelos frecuentes de falla, las arenas sueltas con  $D_{10} < 0.1$  mm y coeficientes de uniformidad  $C_u < 5$  y los limos con  $IP < 6\%$  son los materiales más peligrosos, tanto en la cortina como en el terreno de cimentación de la presa.

#### **f) Fallas causadas por pérdidas por filtración**

Este tipo de falla se vuelve catastrófica en función del uso que vaya a tener la obra. Para las presas destinadas al almacenamiento constituye una falla grave la infiltración del agua del embalse, ya sea a través de la cimentación o la cortina, que impida que la misma cumpla su objetivo de almacenar agua.

### **2.3 Medidas y medios para evitar las fallas graves o catastróficas**

Debido a la importancia que representa la construcción de una presa se debe garantizar un correcto funcionamiento y una seguridad adecuada de ésta, a fin de evitar pérdidas económicas y sobre todo humanas. Es por eso que se deben tomar las medidas preventivas para lograr que el proyecto cumpla los objetivos planteados.

Se detallan a continuación las medidas a tener en cuenta para la construcción, considerando la prioridad que se debe tener en cuenta para el diseño, tanto los criterios en sentido general que tienen que ver con la geometría de la sección y la ubicación del cierre, así como las particularidades relacionadas con la sección de los materiales y la forma de colocación de éstos en la obra. [2]

#### **1. Medidas para evitar el agrietamiento**

La única manera de evitar la falla por agrietamiento es mediante la buena selección de los materiales con los que se va a construir la presa y la buena colocación de los mismos.

Los criterios que nos ayudarán a que no se produzca este tipo de falla son:

- a) Utilizar suelos plásticos en la medida de lo posible,  $IP \geq 15 \%$ , que son suelos no propensos al agrietamiento, o sea, más resistentes a las tracciones.
- b) Compactar los mismos con energías de compactación bajas, similares a las del Proctor Estándar estudiado en el laboratorio, cuyo valor de la humedad óptima se encuentra, muy frecuentemente, próxima al límite plástico (LP) de los suelos finos.
- c) Compactar con humedades en un rango de valores entre  $\pm 2 \%$  de la humedad óptima del Proctor Estándar y grados de compactación por encima del 90 % de dicha energía.
- d) Si los suelos tienen  $IP < 15 \%$ , entonces el suelo se considera propenso al agrietamiento y la única medida para evitar la falla por agrietamiento está en cómo compactarlo. Para ello se exige compactar con humedades por encima de la óptima de la energía del Proctor Estándar y siempre por encima del LP del suelo. Bajo ninguna circunstancia se admite compactar, en este tipo de suelo, con humedades por debajo del LP y, menos aún, no alcanzar el grado de compactación superior al 90 % de la energía del Proctor Estándar.

Cuando la geometría de la sección de cierre tiene características que favorecen la aparición de asentamientos diferenciales, las recomendaciones anteriormente mencionadas deben ser exigidas con mayor rigurosidad.

## **2. Medidas para evitar el sifonamiento mecánico**

Este tipo de fallo suele suceder a través del cimientado o de la cortina. Debido a su importancia muchos de los requisitos que hoy en día se exigen para las presas están enfocados precisamente a la reducción de las posibilidades de ocurrencia de sifonamiento; estas medidas son las especificaciones de humedad y peso específico seco para los suelos en contacto con estructuras de hormigón. También requerimientos en cuanto a la homogeneidad del terraplén, evitando así zonas potenciales de flujo, y otras exigencias que han hecho que actualmente sean casi inexistentes las fallas por sifonamiento del terraplén.

Para evitar el sifonamiento por la cortina, los cuidados que deben tenerse en el proyecto y la construcción, son:

- a) Utilizar suelos plásticos en la medida de lo posible,  $IP \geq 15 \%$ , que son suelos no propensos al sifonamiento mecánico, o sea, resistentes al arrastre de partículas.
- b) Compactar los mismos con energía de compactación alta, a fin de lograr mayor trabazón entre partículas.
- c) Compactar con humedades en un rango de valores entre  $\pm 2 \%$  de la humedad óptima del Proctor Estándar y grados de compactación por encima del 90 % de dicha energía.
- d) Si los suelos tienen  $IP < 15 \%$ , entonces el suelo se considera propenso al sifonamiento y sólo nos queda, como medida para evitar este fenómeno, aplicar energía de compactación alta.
- e) Disminuir el gradiente hidráulico, “ $i$ ”, bajo la presa, bien sea cortando el flujo de filtración o alargando el mismo con estructuras, tales como: dentellones, paredes de suelos, tablestacas, delantales e inyecciones.
- f) Controlar la salida del agua de filtración al pie y sobre el talud, de modo que no se produzcan arrastres de partículas de suelo. Esto se logra mediante la colocación de drenajes con filtro invertido.

Lo mencionado anteriormente se cumple siempre y cuando no tengamos presencia de suelos dispersivos, de otro modo será inútil cualquier medida que se tome. Ante la presencia de suelos dispersivos en la cortina y/o cimientos, no hay medidas para evitar el sifonamiento mecánico. De ahí la importancia de una correcta investigación ingeniero-geológica para la detección de este tipo de suelos.

### **3. Medidas para evitar el deslizamiento de taludes [4]**

Para evitar las fallas por el deslizamiento de taludes es necesario escoger suelos granulares, ya que estos presentan mayor resistencia al esfuerzo cortante, y deben ser colocados en el terraplén con energías de compactación altas y



humedades bajas. Ya que estas medidas están en contra de las adoptadas para evitar el agrietamiento, se debe buscar un equilibrio de condiciones que nos permita reducir la ocurrencia de fallas.

Como el orden de prioridad está dado para evitar el agrietamiento y el sifonamiento, es necesario que se utilicen suelos finos y plásticos con índices plásticos mayores al 15%, además de compactar con medidas similares a las del agrietamiento.

Si por falta de disponibilidad se tienen que colocar suelos finos, en los cuales no es posible emplear altas energías de compactación por motivo económico, entonces se deberán tomar otras medidas como variar la pendiente de los taludes haciéndolos menos inclinados y modificando la geometría de la sección transversal de la presa; garantizando así los factores de seguridad que eviten los deslizamientos en la presa.

#### **4. Medidas para evitar las pérdidas por filtración**

Las filtraciones a través de la cimentación se deben reducir mediante elementos contrafiltraciones (parcial o total) similares a los usados para evitar el sifonamiento. Se realizan estudios ingeniero-geológicos para detectar la presencia de fallas, zonas cársticas y suelos permeables, factores incidentes en este tipo de fallas. Para la cortina, la priorización que se da para evitar las fallas por agrietamiento conlleva a obtener terraplenes de baja permeabilidad, que reducen las pérdidas por filtración a través del mismo. La ubicación del cierre y la proyección de elementos contrafiltraciones son medidas que impiden este tipo de fallas. Se puede, además, compactar con humedades ligeramente superiores a las óptimas dadas por el Proctor Estándar, para disminuir la cantidad de vacíos por donde se puede filtrar el agua.

#### **5. Medidas para evitar el rebase de la cortina**

Se deben realizar estudios sistemáticos de cuencas y escurrimientos en extensos períodos de tiempo debido a que en ciertos casos el vertedor presenta insuficiencia por lo que se da un rebase de la cortina.

En ciertos casos el rebase de la cortina puede ser por asentamiento excesivo del cimiento y la cortina, por lo que se debe colocar bermas aguas arriba y aguas abajo para distribuir la carga en una mayor área; reduciendo de esta manera los agrietamientos interiores en la presa. Debe preverse además, por el proyecto, el recrecimiento de la cortina. Finalmente los asentamientos de la cortina debidos al peso propio del terraplén nunca llevarán al fallo por rebase de la cortina ya que en el caso de que estos sean excesivos en magnitud, los mismos también se producen de manera lenta permitiendo tomar medidas de reparación.

## **6. Medidas para evitar fallas por licuación**

Este tipo de fallas ocurren por la existencia de suelos finos, no cohesivos, de estructura suelta y saturada; por lo que para evitar este tipo de falla se deben realizar una serie de estudios ingeniero-geológicos que profundicen las características de los materiales constituyentes del cimiento y de los bancos de préstamos seleccionados para la construcción del terraplén o cortina. Si este tipo de materiales propensos a la licuación son encontrados en el cierre o en los bancos, se debe variar la ubicación de la presa.

## **2.4 Análisis de estabilidad de taludes**

Mediante el cálculo de un factor de seguridad se procede al análisis de la estabilidad de cada talud, de forma que se pueda definir el tipo de medidas correctoras que deben ser aplicadas en caso de fallas potenciales. Para este procedimiento se vuelve necesario un estudio geológico y geomecánico de los materiales conformantes del talud, de los posibles mecanismos de rotura que pueden tener lugar y de los factores que influyen, condicionan y desencadenan las inestabilidades. [5]

La estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos (altura en inclinación), factores geológicos (presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía), factores hidrogeológicos (presencia de agua) y factores geotécnicos relacionados con el comportamiento mecánico del terreno.

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

El factor de seguridad expresa la reducción que experimentan los índices de resistencia a cortante  $c$  y  $\tan \phi$ , para alcanzar un estado de equilibrio límite. [2]

Los cálculos para el factor de seguridad dependen de:

- a) La precisión de los parámetros mecánicos del suelo obtenidos en los ensayos de laboratorio para los estados de carga que son necesarios para el diseño del talud.
- b) El método de análisis de estabilidad utilizado en el cálculo del factor de seguridad.
- c) El método elegido para el análisis de estabilidad y la forma en que se definan los valores de las presiones intersticiales a usar en cada uno de ellos.

## 2.5 Resistencia al esfuerzo cortante del suelo [6]

La resistencia al esfuerzo cortante se define como la oposición que ofrecen las partículas al desplazamiento relativo; puesto que depende de la interacción entre éstas, la naturaleza de las interacciones será la que determine la magnitud de la resistencia.

La resistencia al esfuerzo cortante depende de la composición del suelo. En los suelos granulares, constituidos por partículas microscópicas, la resistencia parece derivar exclusivamente de efectos de fricción entre los granos, mientras que, en los suelos en los que domina la fricción coloidal, la resistencia depende de fuerzas atractivas y repulsivas ejercidas entre ellas. De aquí la distinción entre los suelos *friccionantes* o *granulares*, que incluyen los enrocamientos, cantos rodados, gravas, arenas, limos no plásticos y suelos cohesivos.

Es importante entender la naturaleza de la resistencia cortante para pronosticar los problemas de estabilidad de taludes, tales como fallas y deslizamientos.

### 2.5.1 Criterios de falla de Mohr-Coulomb [6]

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales que afirma que éstos fallan debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solamente por la presencia de un esfuerzo máximo de uno de éstos. De tal manera que la relación funcional entre estos esfuerzos sobre un plano de falla se expresa de la forma:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2.1)$$

siendo  $\tau_f$  = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

$\sigma$  = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla definida por esta ecuación es una línea curva, pero en la práctica es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Tal relación se escribe como:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (2.2)$$

Siendo  $c$  = cohesión

$\varphi$  = ángulo de fricción interna

Esta ecuación es conocida como *criterio de falla de Mohr-Coulomb*

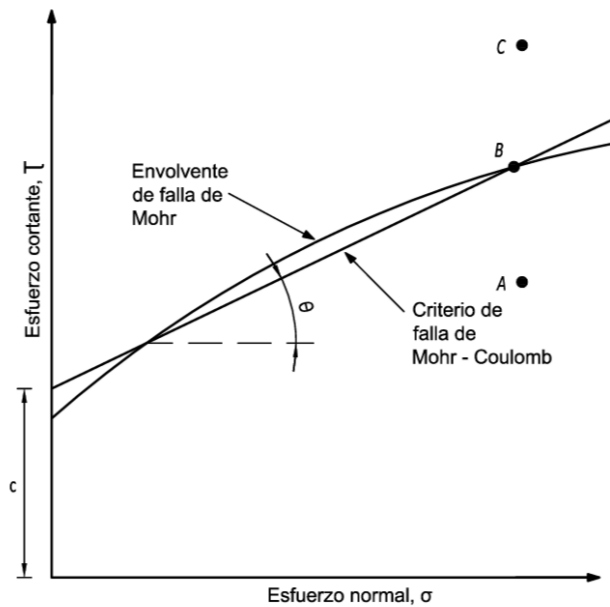


Figura 2. 1 Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb

La Figura 2.1 nos muestra que si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A, entonces no ocurrirá una falla a cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante pueden ser representados por el punto B, ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si un estado de esfuerzos se representa por el punto C, no existe falla ya que este se encuentra arriba de la envolvente de falla, por lo que la falla a cortante ya habría ocurrido antes.

### ***Inclinación del plano de falla causado por cortante***

La falla por cortante ocurre cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la ecuación de Coulomb. Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, siendo  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  los esfuerzos principales mayor y menor. El plano de falla EF forma un ángulo  $\Theta$  con el plano principal mayor. Para determinar el ángulo  $\Theta$  y la relación entre  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  se utiliza el Círculo de Mohr y la envolvente de falla.

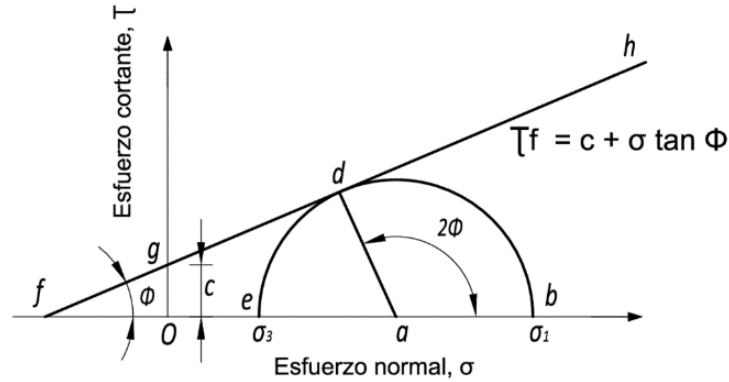


Figura 2. 2 Círculo de Mohr y envolvente de falla

La Figura 2.2 muestra la envolvente de falla definida por la relación  $\tau = c + \sigma \tan \phi$ . El radio del círculo define el plano principal mayor, y la línea radial  $ad$  define el plano de falla.

### Ley de falla por cortante en suelo saturado

En un suelo saturado el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro, como sigue:

$$\sigma = \sigma' + u \tag{2.3}$$

El esfuerzo efectivo  $\sigma'$  es recibido por los sólidos del suelo. Entonces para poder aplicar la ecuación de Coulomb a la mecánica del suelo se reescribe como:

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \phi = c + \sigma' \tan \phi \tag{2.4}$$

## 2.6 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Es necesario aclarar que el estado de esfuerzos en los diferentes puntos de la masa de suelo que constituye un talud es un problema no resuelto en totalidad; esto provoca que los procedimientos usuales de estabilidad estructural no puedan utilizarse, por lo que surge la necesidad de recurrir a métodos de tipo especial, llamados de Análisis de Equilibrio Límite.

Estos métodos consisten en suponer un mecanismo de falla a través del talud y aplicar a dicho mecanismo los criterios de resistencia mecánica propios del

material, de manera que, con tal resistencia existe la posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a suceder.

En taludes siempre se ha imaginado que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de la superficie de falla supuesta. Al analizar la posibilidad de dicho suceso se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla la máxima resistencia considerada. [4]

Para hacer un análisis de la estabilidad propia de cada talud en suelos que tienen cohesión y fricción es necesario dividir la masa que se va a deslizar en dovelas.

Surge entonces la necesidad de resolver un problema indeterminado desde el punto de vista estático para encontrar el factor de seguridad para una superficie en deslizamiento cualquiera.

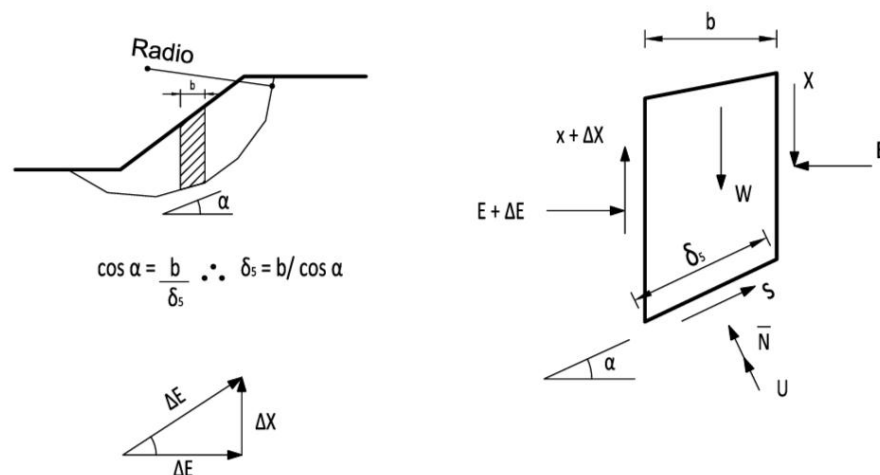


Figura 2.3 Fuerzas actuantes en dovelas

En la Figura 2.3 se observa una dovela en donde se representan las fuerzas que actúan sobre la misma y las incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas y momentos para cada una de las  $n$  dovelas en que se divide la masa deslizante. [6]

Según el análisis estático se observan las incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas, de la siguiente manera:

- $n$  resultantes normales  $\bar{N}$  sobre cada dovela
- Un factor de seguridad

- $n-1$  resultante de las fuerzas laterales en la cara de contacto entre dovelas  $\Delta T$
- $n-1$  ángulos  $\beta$  que expresan la inclinación de la resultante  $\Delta T$  con respecto a la horizontal.

La suma de las incógnitas mencionadas es  $3n-1$  incógnitas para  $2n$  ecuaciones de la estática

$$n \sum F_x = 0 ; n \sum F_y = 0$$

Las incógnitas asociadas al equilibrio de momentos dan:

- $n$  coordenadas de situación de las resultantes  $\bar{N}$  en la base de cada dovela
- $n-1$  coordenadas de situaciones de la resultante  $\Delta T$

La suma de las incógnitas anteriores es  $2n-1$  incógnitas para  $n$  ecuaciones de la estática  $n \sum M = 0$ , por lo que el total de incógnitas es  $5n-2$  para  $3n$  ecuaciones; por lo que se tiene que el problema es estáticamente indeterminado.

Los métodos más usados en la práctica no consideran el equilibrio de momentos en cada dovela con el propósito de reducir el problema a  $3n-1$  incógnitas para  $2n$  ecuaciones.

Para eliminar la indeterminación se hacen  $n-1$  hipótesis con respecto al ángulo  $\beta$ , quedando un sistema de  $2n$  ecuaciones con  $2n$  incógnitas.

En la Figura 2.4 se observa el polígono de fuerzas correspondientes a una dovela cuando se supone conocido el ángulo  $\beta$ .

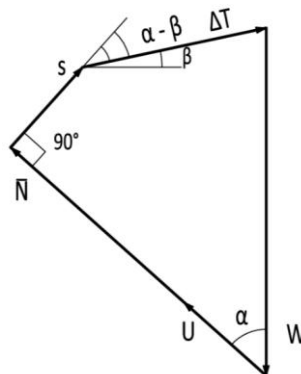


Figura 2. 4 Polígono de fuerzas en la dovela





Proyectando las fuerzas en las direcciones  $\bar{N}$  y S se obtienen las ecuaciones de equilibrio siguientes:

$$\bar{N} + U = W \cos \alpha + \Delta T \sin (\alpha + \beta) \quad (2.5)$$

$$S + \Delta T \cos (\alpha - \beta) = W \sin \alpha \quad (2.6)$$

Además se tiene en cuenta que la definición del factor de seguridad para cada dovela es:

$$S = \frac{1}{F} (C' + \bar{N} \cdot \tan \phi') \quad (2.7)$$

donde:

$$C' = c' \cdot \delta_s \quad (2.8)$$

Al sustituir la ecuación del factor de seguridad en la ecuación de equilibrio en la dirección tangencial la base de la dovela se obtiene:

$$\frac{1}{F} (C' + \bar{N} \cdot \tan \phi') + \Delta T \cos (\alpha - \beta) = W \sin \alpha \quad (2.9)$$

Las ecuaciones obtenidas anteriormente constituyen un sistema de 2n ecuaciones que definen el equilibrio de la masa deslizante. Sin embargo, no es necesario resolver el sistema de ecuaciones si se realiza un análisis del equilibrio de la masa deslizante como un todo, ya que puede afirmarse que:

$$\sum W \cdot x = \sum S \cdot R$$

donde:

x: distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela al centro del círculo.

R: radio del círculo

Esta suposición es correcta debido a que las fuerzas internas así como los empujes interdovelas no entran en el equilibrio general, por lo que se puede concluir que:

$$F = \frac{\sum (C' + \bar{N} \cdot \tan \phi') \cdot R}{\sum W \cdot x} \quad (2.10)$$

Como puede apreciarse, sólo es necesario conocer los  $n$  valores de  $\bar{N}$ , de donde operando las ecuaciones anteriores se obtiene que:

$$\bar{N} = \frac{W \cos \alpha [1 + \tan \alpha \cdot \tan(\alpha - \beta)] - \frac{1}{F} C' \cdot \tan(\alpha - \beta) - U}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan(\alpha - \beta)}{F}} \quad (2.11)$$

Como se observa, no es necesario determinar el valor de  $\Delta T$  para obtener el factor de seguridad.

Dependiendo de la hipótesis que se haga con respecto al ángulo  $\beta$  y del resultado que este valor dé a  $\bar{N}$ , se obtendrán los diferentes métodos de análisis para la estabilidad.

### 2.6.1 Método de las dovelas: Fellenius

Este método supone que las fuerzas de interacción entre rebanadas no influye de manera significativa en el cálculo de la estabilidad ya que son de pequeña magnitud o se anulan casi totalmente entre ellas; aunque este hecho no es totalmente cierto para determinados casos donde hay cargas no uniformes sobre el terreno. [7]

Aunque es muy recomendable, no siempre es posible conocer directamente las características físicas y mecánicas ( $\gamma$ ,  $c$ ,  $\phi$ ) para comprobar su estabilidad.

Un factor que puede afectar negativamente a la estabilidad de un talud es la presión intersticial ( $u$ ) producida por la presencia del agua dentro de la masa de suelo. Se supone que  $\beta$  es igual a  $\alpha$  para este método. La influencia se hace evidente con la disminución de las fuerzas estabilizadoras, con lo que la ecuación de Fellenius queda de la siguiente forma:

$$\bar{N} = W \cos \alpha - U \quad (2.12)$$

$$F = \frac{R \sum [c' \cdot \delta_s + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot \delta_s) \tan \phi']}{\sum W \cdot x} \quad (2.13)$$

Se deduce entonces, que la presión intersticial es una fuerza que afecta la superficie de deslizamiento, disminuyendo el efecto de fricción entre la dovela de terreno suprayacente y dicha superficie de contacto. Uno de los mayores problemas presentados para el diseño es una estimación confiable para el valor de esta subpresión. [2]

### 2.6.2 Método de Bishop simplificado

Bishop (1955) propuso un método más riguroso de análisis para deslizamientos en superficies de falla esférica. El supuso, en una versión simplificada de su método, que la resultante de las fuerzas a ambos lados de una dovela es horizontal y que el factor de seguridad encontrado es el mismo para todas las fajas. Por otra parte, la resistencia al cortante utilizada en el análisis del método es la resistencia solicitada en lugar de la resistencia máxima; la relación entre una y otra es igual al inverso del factor de seguridad [8]. El método supone que  $\beta$  es igual a 0 para cada dovela.

Las ecuaciones se reducen a:

$$\bar{N} = \frac{(W - c' \cdot b \cdot \tan \alpha - u \cdot b) \cdot \sec \alpha}{F} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}} \quad (2.14)$$

$$F = \frac{R \sum \left[ c' \cdot b + (W - u \cdot b) \tan \phi' \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}} \right]}{\sum W \cdot x} \quad (2.15)$$

o también:

$$F = \frac{R \sum c' \delta_s \cdot \eta}{\sum W \cdot x} + \frac{R \sum (W - u \cdot b) \varepsilon \tan \phi'}{\sum W \cdot x} \quad (2.16)$$

de donde:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \alpha}{F}} \quad (2.17)$$

$$\varepsilon = \eta \sec \alpha \quad (2.18)$$

$$\delta_s = \frac{b}{\cos \alpha} = b \sec \alpha \quad (2.19)$$

### 2.6.3 Método de Janbu

Existen casos en que los factores de seguridad obtenidos a través de superficie de fallas circulares son demasiado optimistas y es necesario recurrir a superficies de deslizamiento compuestas.

Para estos casos, una solución al problema consiste en la aplicación del método de N. Janbu (1954 y 1957), diseñado para superficies no necesariamente circulares. Supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero a diferencia de Bishop, el método busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Cálculos posteriores hacen ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas es demasiado restrictiva, por lo que se presente la necesidad de introducir un factor de corrección  $F_0$  empírico al factor de seguridad. [2]

En la Figura 2.5 se representa una posible superficie de deslizamiento de forma irregular para un talud determinado, y en la Figura 2.6 una dovela aislada con las fuerzas que actúan sobre ella.

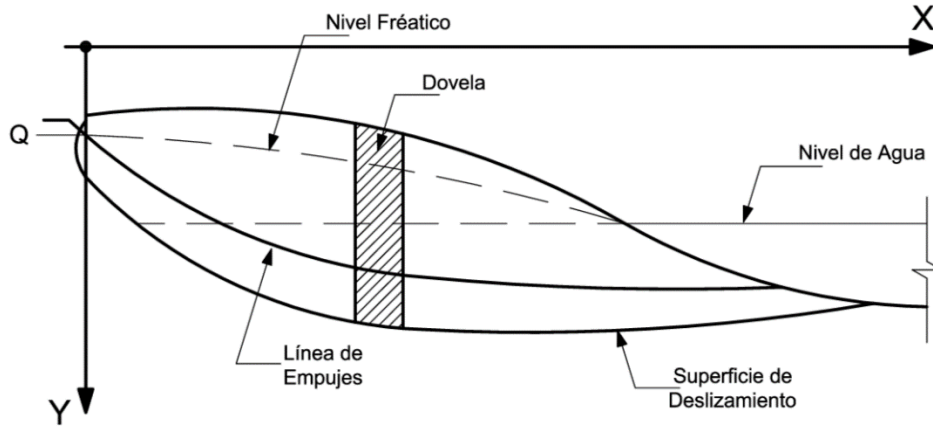


Figura 2. 5 Superficie de deslizamiento irregular

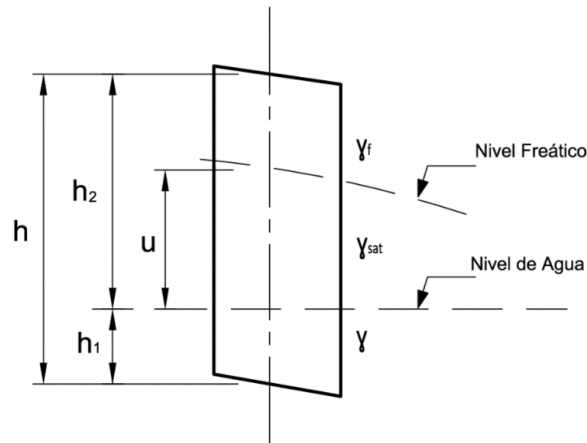


Figura 2. 6 Fuerzas actuantes sobre la dovela

Lo mismo que en los métodos anteriormente estudiados, se obtiene una expresión que relaciona el factor de seguridad con los diferentes datos del problema, pero en la que se hayan eliminado las tensiones normales en los lados de las dovelas o rebanadas.

El esfuerzo tangencial (S) viene dado por la expresión:

$$S = \frac{c' \cdot \delta_s + (N - u \cdot \delta_s) \cdot \tan \phi'}{F} \quad (2.20)$$

Para determinar N es necesario proyectar todas las fuerzas que actúan en la dovela sobre la vertical, obteniéndose:

$$W + \Delta X = S \cdot \sin \alpha + N \cdot \cos \alpha \quad (2.21)$$

Eliminando N entre 2.20 y 2.21 se obtiene:

$$S = \frac{c' \cdot b + (W + \Delta X - ub) \cdot \tan \phi'}{(F + \tan \alpha \cdot \tan \phi') \cdot \cos \alpha} \quad (2.22)$$

Proyectando todas las fuerzas que actúan en la dovela sobre BC se tiene, por otro lado, que:

$$(W + \Delta X) \cdot \sin \alpha - \Delta E \cdot \cos \alpha = S \quad (2.23)$$

y como:

$$\sum \Delta E + Q = 0$$

Donde Q es una fuerza exterior horizontal supuesta, combinando las dos últimas ecuaciones se tiene como resultado que:

$$Q + \sum (W + \Delta X) \cdot \tan \alpha = \sum \frac{S}{\cos \alpha} \quad (2.24)$$

Introduciendo el valor de S deducido, y despejando F, se tiene que:

$$F = \frac{\sum \frac{c' \cdot b + (W + \Delta X - ub) \cdot \tan \phi'}{n_\alpha}}{Q + \sum (W + \Delta X) \cdot \tan \alpha} = \frac{\sum A}{Q + \sum B} \quad (2.25)$$

siendo:

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \cdot \left( 1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F} \right) \quad (2.26)$$

Ésta es la fórmula que nos entrega el factor de seguridad en forma implícita, ya que figura también en  $n_\alpha$ , y hay, por tanto, que resolverla por aproximaciones sucesivas.

Una primera aproximación puede obtenerse suponiendo, análogo al método de Bishop, que  $\Delta X$  es igual a 0.

Como hay que entrar en la fórmula con un valor de  $n_\alpha$ , se puede tomar para  $F$ :

$$F'_0 = \frac{\sum A'_0}{Q + \sum B_0} \quad (2.27)$$

siendo:

$$A'_0 = c' \cdot b + (W - ub) \cdot \tan \Phi' \quad (2.28)$$

Con el valor de  $n_\alpha$  calculado a partir de  $F'_0$  se entra la ecuación del factor de seguridad y se obtiene  $F_0$ , suponiendo que  $\Delta X$  es igual a 0.

Para estudios preliminares de factibilidad y prefactibilidad, el valor de  $F_0$  obtenido por este método es suficientemente aproximado y queda del lado de la seguridad. Si es que es necesario afinar más el cálculo para etapas definitivas del proyecto, es preciso introducir el efecto de  $\Delta X$ .

Con este fin, Janbu supone que es conocida la línea de empujes, es decir, la que une todos los puntos de aplicación de los esfuerzos en cada una de las secciones verticales. La posición exacta de esta línea es desconocida; sin embargo, como la influencia de  $\Delta X$  en  $F$  es relativamente pequeña, resulta suficientemente aproximado, a los efectos prácticos, suponer que pasa por el punto que separa el tercio inferior de cada dovela, o ligeramente por encima.

Tomando momentos, resulta:

$$\left(X + \frac{1}{2} \Delta X\right) \cdot b + E \cdot \Delta y_0 - \Delta E \cdot h' = 0 \quad (2.29)$$

Despreciando el término  $\frac{1}{2} \Delta x \cdot b$ , y teniendo en cuenta que  $\frac{\Delta y_0}{b} = \tan \alpha_t$ , resulta:

$$X = -\tan \alpha_t \cdot E + E + h' \cdot \frac{\Delta E}{b} \quad (2.30)$$

$$X = -E \tan \alpha_t + h' \cdot \frac{\Delta E}{b} \quad (2.31)$$

Para determinar los valores de E y ΔE, hay que tener en cuenta que:

$$E = Q + \Delta E \quad (2.32)$$

Y reemplazando en la ecuación 2.29 se tiene que:

$$\Delta E = (W + \Delta X) \cdot \tan \alpha - \frac{S}{\cos \alpha} \quad (2.33)$$

Reemplazando las dos últimas ecuaciones y las del esfuerzo tangencial en 2.30 se tiene que:

$$X_x = -\tan \alpha_t \left[ Q + \sum_0^x \left( B - \frac{A}{F} \right) \right] + \frac{h'}{b} \left( B - \frac{A}{F} \right) \quad (2.34)$$

Debe considerarse que la  $\tan \alpha_t$  y  $h'$ ,  $b$  y  $\left( B - \frac{A}{F} \right)$ , del segundo término, son los correspondientes a la dovela siguiente al punto  $x$  considerado.

### 2.6.4 Método de Spencer

El método de Spencer es un método general de cortes realizados en la base del equilibrio límite. Se requiere satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos actuando en bloques individuales. El bloque es creado mediante la división del suelo sobre la superficie de deslizamiento dividiendo planos. Las fuerzas actuando en bloques individuales se muestran en la Figura 2.7.

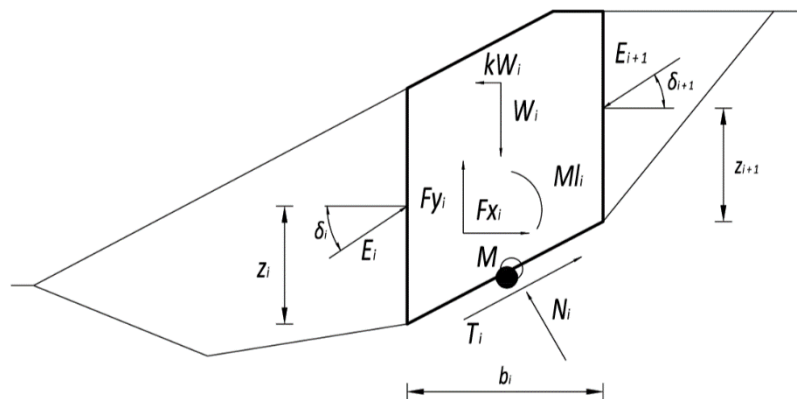


Figura 2. 7 Esquema estático del Método de Spencer





Cada bloque asume una contribución debido a las siguientes fuerzas:

$W_i$  - Peso del bloque, incluyendo material de sobrecarga que tenga la influencia del coeficiente vertical de sismo  $K_v$

$K_h * W_i$  - Fuerza de inercia horizontal representando el efecto del sismo  $K_h$ , es factor de aceleración horizontal durante el sismo

$N_i$  - Fuerza normal actuando en la superficie de deslizamiento

$T_i$  - Fuerza de corte actuando en la superficie de deslizamiento

$E_i, E_{i+1}$  - Fuerza ejercidas por bloques vecinos, inclinados desde el plano horizontal por el ángulo  $\delta$

$F_{x_i}, F_{y_i}$  - Otra fuerza horizontal y vertical actuando en el bloque

$M_{ij}$  - Momento de Fuerzas  $F_{x_i}, F_{y_i}$  rotando alrededor del punto  $M$ , el cual es el centro del segmento de la superficie de deslizamiento  $i^{th}$

$U_i$  - Presión de poro resultante en el segmento de la superficie de deslizamiento  $i^{th}$

Las siguientes suposiciones se introducen en el método de Spencer para calcular el equilibrio límite de fuerzas y momento de bloques individuales:

- La división de los planos entre bloques son siempre verticales
- La línea de acción del peso del corte  $W_i$  pasa a través del centro del segmento de la superficie de deslizamiento por el punto  $M$
- La fuerza normal  $N_i$  está activa en el centro del segmento  $i^{th}$  segmento de la superficie de deslizamiento, en el punto  $M$

- La inclinación de fuerzas  $E_i$  actuando entre bloques es constante para todos los bloques y es igual  $\delta$ , solo en el punto final de la superficie de deslizamiento es  $\delta = 0$

La solución adopta las siguientes expresiones:

$$N_i = N'_i + U_i \quad (2.35)$$

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \phi_i + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (2.36)$$

$$N'_i + U_i - W_i \cdot \cos \alpha_i + k \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i + F_{y_i} \cdot \cos \alpha_i - F_{x_i} \cdot \sin \alpha_i + E_{i+1} \cdot \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (2.37)$$

$$N'_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - W_i \cdot \sin \alpha_i - k \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i + F_{y_i} \cdot \sin \alpha_i + F_{y_i} \cos \alpha_i - E_{i+1} \cdot \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (2.38)$$

$$E_{i+1} \cdot \cos \delta_{i+1} \left( Z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \cdot \sin \delta_{i+1} \cdot \frac{b_i}{2} - E_i \cdot \cos \delta_i \left( Z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \cdot \sin \delta_i \cdot \frac{b_i}{2} + M \cdot l_i - k \cdot W_i (y_M - y_G) = 0 \quad (2.39)$$

Representación de ecuaciones:

**(2.35)** La relación entre valores efectivos y totales de la fuerza normal actuando en la superficie de deslizamiento.

**(2.36)** Corresponde a las condiciones de Mohr-Coulomb representando la relación entre la fuerza normal y la fuerza de corte de un segmento determinado de la superficie de deslizamiento.

**(2.37)** La fuerza ecuación de equilibrio en dirección normal al segmento  $i^{th}$  de la superficie de deslizamiento

**(2.38)** Equilibrio a lo largo del segmento  $i^{th}$  de la superficie de deslizamiento.  $FS$  es el factor de seguridad, el cual se utiliza para reducir los parámetros de suelo.

**(2.39)** Para la ecuación del momento de equilibrio del punto  $M$ . Donde  $y_{g_i}$  es la coordenada vertical del punto de aplicación del peso del bloque y  $y_M$  es la

coordenada vertical del punto **M**. Las ecuaciones modificadas (2.37) y (2.38) proveen la siguiente fórmula recursiva:

$$E_{i+1} = \frac{[(W_i - F_{y_i}) \cos \alpha_i - (k W_i - F_{x_i}) \sin \alpha_i - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i)] \frac{\tan \phi_i + \frac{c_i}{FS} - \frac{b_i}{FS \cos \alpha_i} - (W_i - F_{y_i}) \sin \alpha_i - (k W_i - F_{x_i}) \cos \alpha_i + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - \frac{\tan \phi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} \quad (2.40)$$

Esta fórmula permite calcular las fuerzas  $E_i$  actuando entre bloques de valores dados de  $\delta_i$  y  $FS$ . Esta solución asume que en una superficie plana el valor de  $E$  se conoce como  $E_1 = 0$ .

Otra fórmula recursiva se deriva de la ecuación del momento de equilibrio (2.39) como:

$$Z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} [E_{i+1} (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \tan \alpha_i) + E_i (\sin \delta_i - \cos \delta_i \tan \alpha_i)] + E_i z_i \cos \delta_i - M_{1_i} + k W_i (\gamma_M - \gamma_G)}{E_{i+1} \cos \delta_{i+1}} \quad (2.41)$$

Esta fórmula permite el cálculo para un valor dado  $\delta$  de todos los brazos de  $z$  de las fuerzas actuando entre bloques, conociendo el valor izquierdo en una superficie de deslizamiento original, donde  $Z_1 = 0$ .

El factor de seguridad  $FS$  es determinado empleando el siguiente proceso de iteración:

1. El valor inicial de  $\delta$  se asigna a cero  $\delta = 0$ .
2. El factor de seguridad  $FS$  para un valor determinado de  $\delta$  sigue la siguiente ecuación (2.40), mientras se asume el valor  $E_{n+1} = 0$  de al final de la superficie de deslizamiento.
3. El valor de  $\delta$  es proporcionado por la ecuación (2.41) utilizando el valor de  $E$  determinado en el paso anterior con el requisito de tener el momento del último bloque igual a cero. La ecuación (2.41) no proporciona el valor de  $Z_{n+1}$  ya que ésta es igual a cero. Para éste valor se debe satisfacer la ecuación del momento de equilibrio (2.39).
4. Se repiten los paso 2 y 3 hasta que el valor de  $\delta$  se mantenga estable y no cambie.

Para que el proceso de iteración sea estable es necesario evitar soluciones inestables. Estas inestabilidades se producen en puntos donde la división por 0 en expresiones (2.40) y (2.41) toma lugar. En la ecuación (2.41), la división por cero se encuentra para  $\delta = \pi/2$  o  $\delta = -\pi/2$ . Por lo tanto, el valor del ángulo debe ser localizado dentro del intervalo  $(-\pi/2; \pi/2)$ . En la ecuación (2.40), la división por cero se presenta cuando:

$$FS = \tan \phi_i \cdot \tan(\delta_{i+1} - \alpha_i) \quad (2.42)$$

Otro control para prevenir la inestabilidad numérica es verificar el parámetro  $m_\alpha$ . Se debe satisfacer la siguiente condición:

$$m_\alpha = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{FS} > 0.2 \quad (2.43)$$

Por lo tanto, antes de ejecutar la iteración es necesario encontrar el valor más alto  $FS_{min}$  que satisfaga las condiciones antes mencionadas. Los valores por debajo del valor crítico  $FS_{min}$  se encuentran en un área de soluciones inestables, por lo tanto se comienza con la iteración configurando  $FS$  a un valor “justo” por encima de  $FS_{min}$  y todos los valores  $FS$  resultantes del proceso de iteración son mayores a  $FS_{min}$ .

Generalmente los métodos rigurosos convergen mejor que los métodos simples (Bishop, Fellenius). Ejemplos con problemas convergentes incluyen dos secciones de superficie de deslizamiento empinada, geometría compleja, salto significativo en sobrecargas etc. [9]

### 2.6.5 Morgenstern-Price

El método Morgenstern-Price es un método general de cortes realizados en la base del equilibrio límite. Debe satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos actuando en bloques individuales. Los bloques son creados dividiendo el suelo sobre la superficie terrestre en planos. Las fuerzas actuando en bloques individuales se muestran en la Figura 2.8.

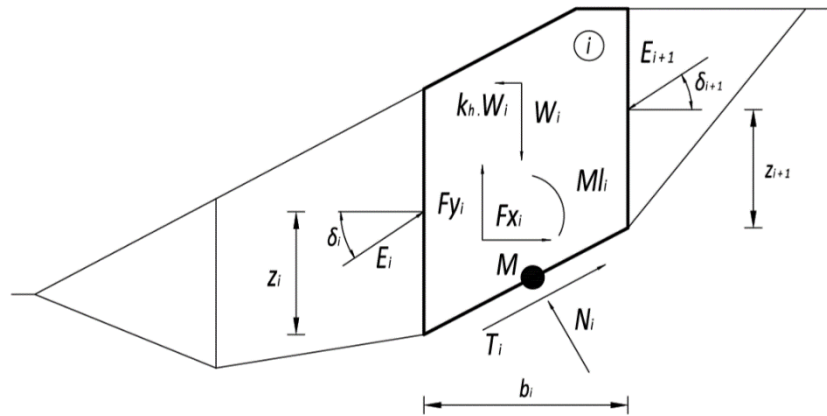


Figura 2. 8 Esquema estático del Método Morgenstern-Price

Cada bloque se asume para contribuir a la misma fuerza como en el método Spencer. Los siguientes supuestos se introducen en el método Morgenstern-Price para calcular el equilibrio límite de las fuerzas y momento de los bloques individuales:

- Los planos divididos entre bloques son siempre verticales
- La línea de acción de peso del bloque  $W_i$  pasa por el centro del segmento *ésimo* de la superficie de deslizamiento representada por el punto **M**
- La fuerza normal  $N_i$  actúa en el centro del segmento  $i$  de la superficie de deslizamiento, en el punto **M**
- La inclinación de las fuerzas  $E_i$  que actúan entre los bloques es diferente en cada bloque ( $\delta_i$ ) al punto extremo de la superficie de deslizamiento  $\delta = 0$

La única diferencia entre el método Spencer y el método Morgenstern-Price se ve en la lista de supuestos superior. La elección de los ángulos de inclinación  $\delta_i$  de las fuerzas  $E_i$  actuando entre los bloques se realiza con la ayuda de la función Half-sine – una de las funciones en la siguiente figura es elegida en forma automática. La elección de la forma de la función tiene una influencia mínima en el resultado final, pero una elección adecuada puede mejorar la convergencia del método. El valor funcional de la función Half-sine  $f(x_i)$  en el punto límite  $x_i$  multiplicado por el parámetro  $\lambda$  da como resultado el valor de la inclinación del ángulo  $\delta_i$ .

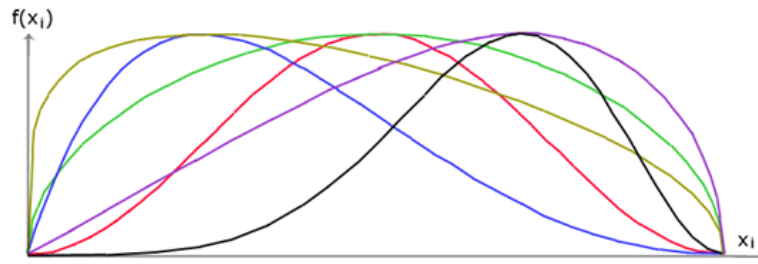


Figura 2. 9 Función Half-sine

La solución adopta la expresión (2.44) – (2.48), mostrando el método Spencer, es decir:

$$N_i = N'_i + U_i \quad (2.44)$$

$$T_i = (N_i - U_i) \tan \phi_i + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = N'_i \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (2.45)$$

$$N'_i + U_i - W_i \cdot \cos \alpha_i + k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i + F_{y_i} \cdot \cos \alpha_i - F_{x_i} \cdot \sin \alpha_i + E_{i+1} \cdot \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (2.46)$$

$$N'_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - W_i \cdot \sin \alpha_i - k_h \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i + F_{y_i} \cdot \sin \alpha_i + F_{x_i} \cos \alpha_i - E_{i+1} \cdot \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (2.47)$$

$$E_{i+1} \cdot \cos \delta_{i+1} \left( Z_{i+1} - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_{i+1} \cdot \sin \delta_{i+1} \cdot \frac{b_i}{2} - E_i \cdot \cos \delta_i \left( Z_i - \frac{b_i}{2} \tan \alpha_i \right) - E_i \cdot \sin \delta_i \cdot \frac{b_i}{2} + M \cdot l_i - k_h \cdot W_i (y_M - y_{gi}) = 0 \quad (2.48)$$

Representación de ecuaciones:

**(2.44)** Relación entre el valor de la tensión efectiva y tensión total de la fuerza normal actuando en la superficie de deslizamiento

**(2.45)** Condición de Mohr-Coulomb representa la relación entre la fuerza normal y la fuerza de corte en un segmento dado de la superficie de deslizamiento ( $N_i$  a  $T_i$ )

**(2.46)** Fuerza de la ecuación de equilibrio en la dirección normal del segmento  $i^{th}$  de la superficie de deslizamiento

**(2.47)** Fuerza de la ecuación de equilibrio a lo largo del segmento  $i^{th}$  de la superficie de deslizamiento

**(2.48)** Momento de la ecuación de equilibrio sobre el punto **M**

Modificando las fuerzas de las ecuaciones (2.46) y (2.47) se obtiene la siguiente fórmula recursiva:

$$E_{i+1} = \frac{\left[ (W_i - F_{y_i}) \cos \alpha_i - (k_h W_i - F_{x_i}) \sin \alpha_i - U_i + E_i \sin(\alpha_i - \delta_i) \right] \frac{\tan \phi_i + c_i}{FS} + \frac{b_i}{FS \cos \alpha_i} (W_i - F_{y_i}) \sin \alpha_i - (k_h W_i - F_{x_i}) \cos \alpha_i + E_i \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - \frac{\tan \phi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})} \quad (2.49)$$

Esta fórmula permite calcular todas las fuerzas  $E_i$  actuando entre los bloques para un valor dado de  $\delta_i$  y  $FS$ . Esta solución asume que en el origen de la superficie de deslizamiento el valor  $E$  es conocido e igual a  $E_1 = 0$ .

Adicionalmente la fórmula recursiva (2.50) sigue la ecuación de momento de equilibrio (2.48) como:

$$Z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} [E_{i+1} (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \tan \alpha_i) + E_i (\sin \delta_i - \cos \delta_i \tan \alpha_i)] + E_i z_i \cos \delta_i - M_{1_i} + k_h W_i (y_M - y_{g_i})}{E_{i+1} \cos \delta_{i+1}} \quad (2.50)$$

Esta fórmula permite calcular todos los brazos  $z_i$  de las fuerzas actuando entre los bloques para un valor dado de  $\delta_i$ , conociendo el valor del lado izquierdo en el origen de la superficie de deslizamiento, donde  $z_1 = 0$ .

El factor de seguridad  $FS$  es determinado empleando el siguiente proceso de interacción:

1. Los valores iniciales de los ángulos  $\delta_i$  se determinan según la función Half-sine ( $\delta_i = \lambda * f(x_i)$ ).
2. El factor de seguridad  $FS$  para los valores dados de  $\delta_i$  deduce de la ecuación (2.49), asumiendo el valor de  $E_{n+1} = 0$  en el extremo de la superficie de deslizamiento.
3. El valor de  $\delta_i$  está dado por la ecuación (2.50) utilizando los valores de  $E_i$  determinados en el paso previo con el requisito de tener el momento en

el último bloque igual a cero. Los valores funcionales de  $f(x_i)$  son los mismos todo el tiempo durante la iteración, solo se itera el parámetro de  $\lambda$ . La ecuación (2.50) no provee el valor de  $z_{n+1}$  ya que éste es igual a cero. Este valor se satisface con la ecuación de momento de equilibrio (2.48).

4. El paso 2 y 3 se repiten hasta que el valor de  $\delta_i$  (parámetro  $\lambda$ ) no cambia.

Es necesario evadir las soluciones inestables para que el proceso de iteración sea exitoso. Estas inestabilidades ocurren cuando toma lugar la división por cero en la expresión (2.49) y (2.50). En la ecuación (2.49) dividir por cero se encuentra por  $\delta_i = \pi/2$  o  $\delta_i = -\pi/2$ . Por lo que, el valor del ángulo  $\delta_i$  debe ser encontrado dentro del intervalo  $(-\pi/2 ; \pi/2)$ .

La división por cero en la expresión (2.49) aparece cuando:

$$FS = \tan \phi_i \cdot \tan(\delta_{i+1} - \alpha_i) \quad (2.51)$$

Otra comprobación para prevenir inestabilidad numérica es la verificación de parámetros  $m_\alpha$  – se satisface siguiendo las siguiente condición.

$$m_\alpha = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{FS} > 0.2 \quad (2.52)$$

Por lo tanto, antes de ejecutar la iteración es necesario encontrar el valor crítico más alto de  $FS_{min}$  que satisfaga las condiciones antes mencionadas. Los valores por debajo de este valor crítico  $FS_{min}$  se encuentran en un área de solución inestable, por lo que la iteración comienza configurando  $FS$  a un valor por encima de  $FS_{min}$  y todos los valores resultantes de  $FS$  de las iteraciones ejecutadas son mayores a  $FS_{min}$ .

Generalmente los métodos rigurosos convergen mejor que los métodos simples (Bishop, Fellenius). [10]

Nota: Para los métodos de Spencer y Morgenstern-Price,  $\delta$  (delta) se define como la inclinación de fuerzas  $E_i$  que actúa entre bloques.



## 2.7 Comparación entre los métodos de análisis

De los métodos presentados, la decisión de qué método utilizar depende de muchas variables, sobre todo de la geometría de la superficie de falla estimada y de los parámetros del suelo.

Los métodos que calculan el factor de seguridad son poco influenciados por las hipótesis referidas a la interacción que existe entre las rebanadas; es por eso que en el caso de superficies de falla circulares en suelos relativamente homogéneos e isotrópicos, el método de Bishop proporciona resultados bastante confiables.

En el caso de masas de suelo en el que existe diferentes estratos alternados con características geotécnicas diferentes será necesario el modelamiento de superficies de rotura no circulares. Inicialmente se puede empezar el análisis usando los métodos de Bishop y de Janbu para que después, definidas las condiciones críticas analizar con algunos de los métodos rigurosos.

Fueron expuestas las condiciones de equilibrio estático con las que se aplica cada método; se establecerán 5 comparaciones a continuación:

1. El problema estático que se resuelve en el método de Bishop simplificado y Fellenius es del mismo orden y sólo se diferencian en la hipótesis que hacen sobre las fuerzas laterales.
2. El método de Bishop desprecia la fricción lateral en la cara de la dovela, y el de Fellenius admite un  $\beta$  mayor a  $\phi$ , siendo ambas hipótesis condiciones extremas del comportamiento del suelo.

Para el caso en que  $u=0$ , o su valor se considera en forma implícita en la solución, se usa la Figura 2.10.

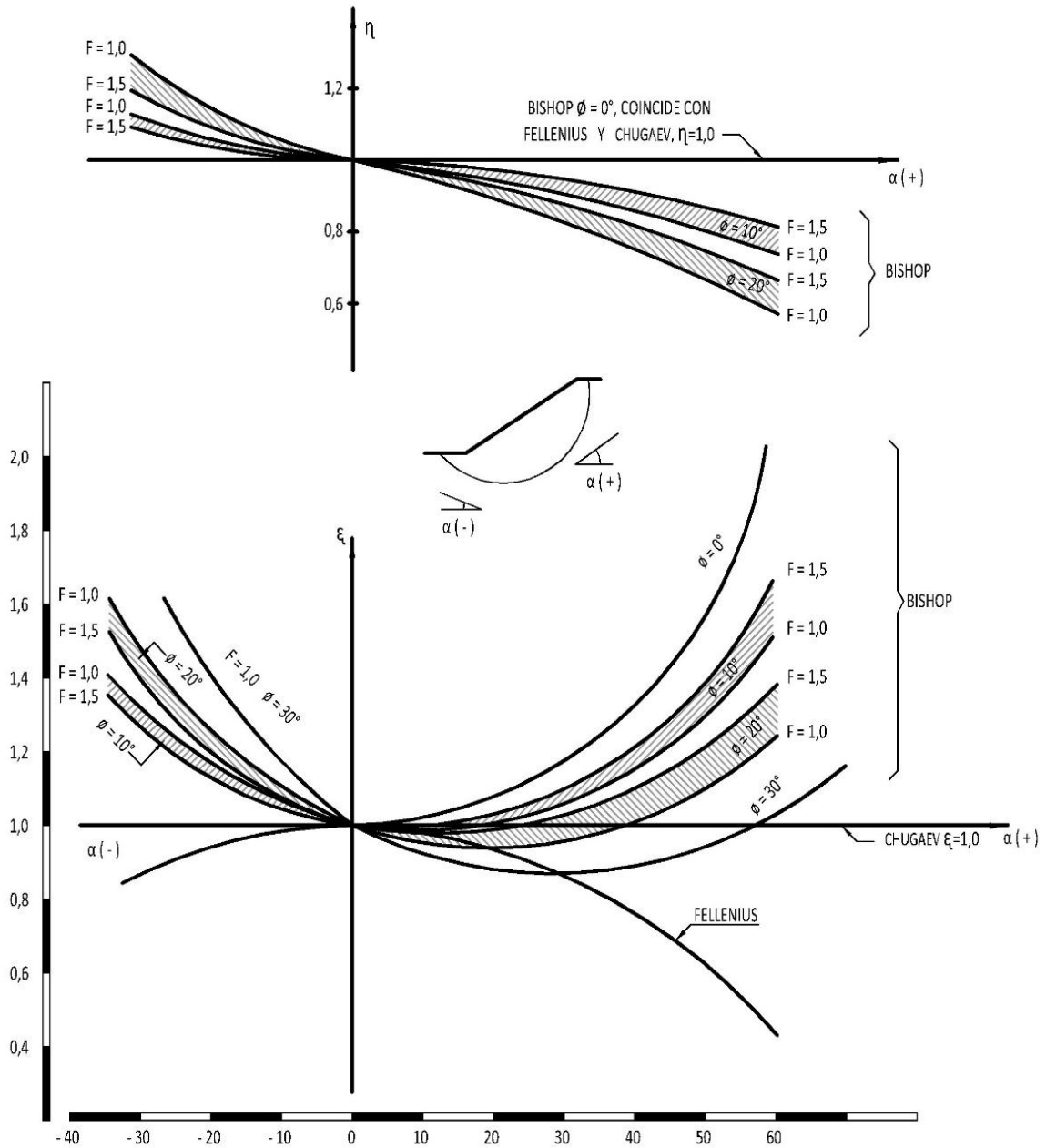


Figura 2. 10 Variación de los coeficientes  $\epsilon$  y  $\eta$  para el método de Bishop y Fellenius

Puede apreciarse que en el caso del primero ambos coeficientes son funciones de  $F$ , por lo que se define una zona de valores acotados por las curvas de  $F=1$  y  $F=1.5$ . En suelos  $\phi$ , el valor de  $\epsilon$  de Bishop siempre es superior al de Fellenius, por lo que el valor del factor de seguridad de Bishop será consecuentemente mayor.

En los suelos  $c-\phi$  la diferencia en el factor de seguridad de Bishop y Fellenius disminuye, pues el valor de  $\eta$  de Fellenius siempre será mayor que el de Bishop.

Este análisis indica que los métodos de Bishop y Fellenius deben ser usados simultáneamente para el cálculo con el fin de establecer el nivel probable de variación del factor de seguridad en un caso dado. El de Fellenius indicando la frontera inferior y el de Bishop la superior [2][8].

Chugaev recomienda usar el método de Fellenius en taludes con  $m > 2$  o 2.5, en presas de categoría 1 y 2

3. El análisis de taludes que han fallado ha permitido establecer que el factor de seguridad del método de Bishop se aproximan más a los reales que a los del método de Fellenius.
4. Cuando las presiones de poro se tratan en forma explícita en el análisis, el método de Fellenius resulta muy conservador y no se recomienda. Para estas situaciones debe recurrirse al método de Bishop.
5. El método de Fellenius y el de Bishop al ser casos extremos de análisis son útiles en función de las condiciones del terreno, pero para un estudio más complejo se pueden usar los de Janbu y Morgenstern-Price para un conocimiento más profundo de la superficie de falla.

## 2.8 Tratamiento de las presiones de poro en el análisis de estabilidad

En una presa de tierra la presión de poros está dada por 3 componentes:

$$U = U_c + U_h + U_f \quad (2.53)$$

donde

$U_h$ : componente debida a la altura de agua que existe sobre el punto considerado (componente hidrostática)

$u_c$ : componente debida a un cambio de las presiones totales (componente de consolidación)

$u_f$ : componente debida a un flujo de filtración (componente de filtración)

En el cuerpo de un talud recién construido se producen presiones de poro de consolidación ( $u_c$ ), mientras que en la base, si existe un nivel freático, se tendrán presiones de poro hidrostáticas más un exceso de éstas producto del peso del terraplén. Esto último se produce si el material es impermeable.

En el cuerpo de un talud y su cimentación, a través del cual se produce un flujo de agua (caso operación), se tienen los componentes ( $u_h+u_f$ ). Finalmente, en el caso de desembalse se tiene que el estado final de presiones de poros es el resultado de la suma de las 3 componentes ( $u_h+u_f+u_c$ ).

Para el caso en que sólo existe flujo de agua a través del cuerpo del terraplén ( $u_h+u_f$ ) puede plantearse, al menos, dos alternativas para analizar el equilibrio de un elemento de suelo.

La resultante de las fuerzas que intervienen en el equilibrio del elemento, se puede obtener utilizando una de las dos alternativas siguientes:

- a) Sumando vectorialmente el peso total saturado de dicho elemento, con las presiones de poro ( $\gamma_{sat}, u$ ).
- b) Sumando los vectores peso sumergido y fuerza de filtración ( $\gamma', i \gamma_w$ ).

Siendo el resultado exactamente el mismo en ambos casos.

La primera alternativa tiene ventajas cuando el agua está en movimiento, como es el caso del flujo a través de un talud.

La segunda alternativa (b) tiene ventajas evidentes cuando el agua está estática y por tanto  $i = 0$ . [2]

## 2.9 Análisis en tensiones efectivas y en tensiones totales

Durante algún tiempo existió cierta controversia entre los defensores del análisis de estabilidad en tensiones efectivas y en tensiones totales.

En la siguiente tabla se muestran las características de los métodos de Bishop y Fellenius a partir del ejemplo de construcción de un terraplén sobre una cimentación firme, donde esta construcción se hace de manera rápida de forma que, no se producen cambios en el contenido de humedad del suelo desde el momento en que se compacta hasta el momento en que todo el terraplén está terminado, analizándose los requisitos y comentarios sobre las dificultades que se producirán acorde al uso de uno u otro análisis. [2]

<b>Análisis en tensiones totales</b>	
<i>Requisitos</i>	<i>Comentarios</i>
Tensiones totales en la masa del suelo debido a fuerzas de masa y cargas externas.	Común a los dos métodos.
Ensayos para determinar la resistencia del suelo cuando es sometido a cambios en esfuerzos totales, similares a los cambios de esfuerzos dentro de la masa del suelo.	La exactitud del ensayo es siempre dudosa ya que la resistencia depende de las presiones de poro inducidas, las cuales dependen a su vez de muchos detalles del método de ensayo; los ensayos son fáciles de realizar.

<b>Análisis en tensiones efectivas</b>	
<i>Requisitos</i>	<i>Comentarios</i>
Tensiones totales en la masa del suelo debido a fuerzas de masa y cargas externas.	Común a los dos métodos.
Ensayos lentos para determinar la relación entre la resistencia a cortante y los esfuerzos efectivos.	Puede realizarse con considerable exactitud ya que esta relación es muy poco sensible a las condiciones de ensayo. Los ensayos son prolongados.
Determinación de los cambios en presión de poro resultantes de los cambios en cargas externas.	La exactitud es dudosa debido a los muchos factores que afectan la magnitud de los cambios de presión de poro.

**Tabla 2. 1 Análisis en tensiones totales y tensiones efectivas [2]**

<b>Comparación entre un análisis en tensiones totales y tensiones efectivas</b>		
<i>Criterio</i>	<i>Tensiones totales</i>	<i>Tensiones efectivas</i>
Simplicidad y cantidad de cálculos en el ensayo	Mucho menos esfuerzo, ya que en análisis en tensiones efectivas se tiene el paso adicional de determinación de los cambios en préstamos de poro.	
Confiabilidad	No hay diferencias: las mismas lagunas que existen en el conocimiento, que hacen difícil reproducir los cambios en presiones de poro, hacen difícil predecir (y reproducir) las condiciones apropiadas para el ensayo rápido.	
Claridad en los resultados		Más claro, porque la resistencia a cortante es controlada por las tensiones efectivas.  Es posible comprobar el diseño mediante la medición de la presión de poro durante la construcción.

**Tabla 2. 2 Comparación entre análisis en tensiones totales y en tensiones efectivas [2]**

Cuando se quiere mantener el costo de análisis ingenieril en un mínimo (muy frecuentemente una falsa economía) y existen muchos otros factores pequeños, que sugieren que el factor de seguridad total va a ser alto, un análisis en tensiones totales es el indicado.

Cuando exista la oportunidad de lograr economías importantes en el costo de construcción, mediante un análisis ingenieril cuidadoso, el análisis en tensiones efectivas ofrecerá el mejor camino.

## 2.10 Análisis de estabilidad

En la construcción de presas es necesario analizar el uso futuro que se le va a dar previo al diseño, para de esta manera estimar correctamente los parámetros a emplear en el análisis de estabilidad. Es necesario acorde a esta medida fijar el tipo de ensayos más adecuados para modelar el comportamiento futuro del suelo en función de los parámetros obtenidos en cada proceso. [2]

### 1. Análisis de estabilidad al final de la construcción

Se considera que existen 3 posibilidades de fallo que la experiencia considera como peligrosas en el estado de carga *final de construcción*. La primera se produce en los suelos con grados de saturación mayores que el 85% y coeficientes de consolidación  $C_v \leq 10^7 \text{ cm}^2/\text{año}$ . En este caso, el peso propio del terraplén produce presiones de poro en el cuerpo del talud y la cimentación que no se disipan totalmente en el periodo constructivo, por lo que se usan parámetros de diseño ( $c_R$  y  $\phi_R$ ) correspondientes a ensayos rápidos (envolvente total), que tienen implícitos el efecto de las presiones de poro al final de la construcción.

En la Figura 2.11 se presenta un esquema común al final de la construcción de un talud mostrando un círculo de falla de radio R.

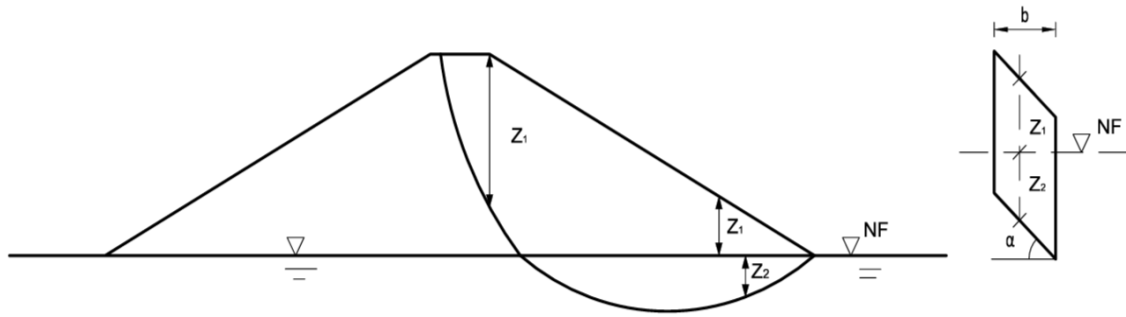


Figura 2. 11 Esquema del talud en final de construcción

En la Figura 2.11 se tienen dos suelos: uno que constituye el talud y otro que forma parte de la cimentación. El suelo del terraplén se considerará con peso húmedo ( $\gamma_f$ ) y el de cimentación con el peso sumergido ( $\gamma'$ ), esto último debido a que al no existir flujo es conveniente utilizar la variante ( $\gamma', i \gamma_w$ ).

La fórmula de Fellenius se puede escribir en este caso como sigue:

$$F_F = \frac{R \sum c_R \cdot \delta_S}{\sum W \cdot x} + \frac{R \sum W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi_R}{\sum W \cdot x} \quad (2.54)$$

donde:

$$W = (\gamma_f \cdot Z_1 + \gamma' \cdot Z_2) \cdot b \quad (2.55)$$

siendo:

$Z_1$ : altura del material húmedo en el centro de la dovela.

$Z_2$ : altura de material sumergido en el centro de la dovela.

Cuando una dovela tiene solamente material del terraplén se tiene:

$$W = \gamma_f \cdot Z_1 \cdot b \quad (2.56)$$

Se debe considerar también que en la cimentación se usan los valores  $c_r$  y  $\phi_R$  para tener en cuenta la carga brusca ejercida en la cimentación por el peso del terraplén.

La segunda posibilidad de falla se produce en los suelos con grados de saturación mayores al 85% y coeficientes de consolidación  $C_v \geq 10^7 \text{ cm}^2/\text{año}$ . Para este caso, el agua que penetra el talud aguas arriba produce una descarga en el pie del talud



que puede dar lugar al deslizamiento. En estas condiciones se recomienda considerar una altura de agua de 0.2H u otro valor que la experiencia indique como el más probable a la terminación de la obra, utilizándose los parámetros de diseño correspondientes a ensayos lentos ( $c'$  y  $\phi'$ ).

En la Figura 2.12 se presenta un esquema del talud aguas arriba para un círculo de falla de radio R.

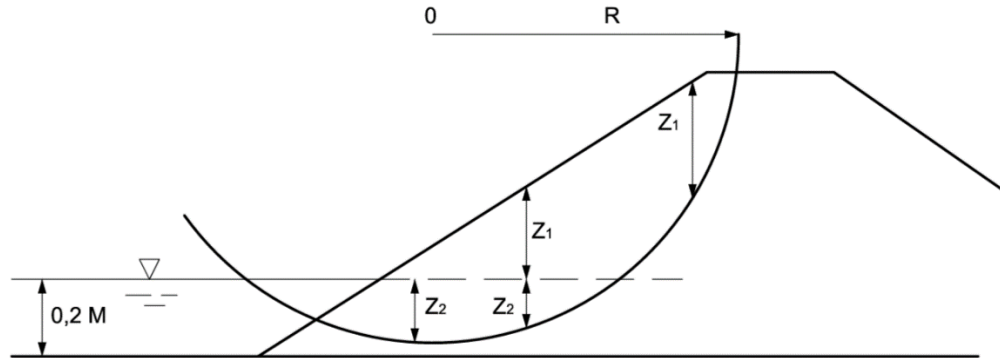


Figura 2. 12 Esquema del talud aguas arriba

La fórmula de Fellenius puede escribirse:

$$F_F = \frac{R c' \sum \delta_s}{\sum W \cdot x} + \frac{R \cdot \tan \phi' \cdot \sum W \cdot \cos \alpha}{\sum W \cdot x} \quad (2.57)$$

donde:

$$W = (\gamma_f \cdot Z_1 + \gamma' \cdot Z_2) \cdot b \quad (2.58)$$

El valor de  $\phi'$  y  $c'$  se considera el mismo para el material húmedo y saturado, aunque dependiendo del tipo de material pueden existir diferencias, fundamentalmente en el valor de  $c'$ . Se ha utilizado  $Z_1$  para designar la altura de suelo húmedo en el centro de la dovela y  $Z_2$  la altura del suelo sumergido.

Los espesores de cada dovela que se encuentren por encima del nivel del agua se designarán como  $Z_1$ . Si hay más de un material en estas condiciones se tendrá  $Z_1'$ ;  $Z_1''$ ;  $Z_1'''$ , etc. Los espesores de suelo por debajo del nivel del agua se designarán por  $Z_2$ . Si hay más de un material se tendrá  $Z_2'$ ;  $Z_2''$ ;  $Z_2'''$ , etc. En estos casos el peso ( $W$ ) será:

$$W = b (\gamma_{f1} \cdot Z'_1 + \gamma_{f2} \cdot Z''_1 + \gamma_{f3} \cdot Z'''_1 + \dots + \gamma'_1 \cdot Z'_2 + \gamma'_2 \cdot Z''_2 + \gamma'_3 \cdot Z'''_2 + \dots) \quad (2.59)$$

En el caso de que el modelo de investigación seleccionado ofrezca sólo los parámetros de resistencia a cortante, correspondientes a la envolvente efectiva ( $c'$ ,  $\phi'$ ), y el círculo de tanteo corte suelos con  $C_v \leq 10^7$  cm<sup>2</sup>/año y saturación  $> 85\%$ , será necesario utilizar para el análisis de estabilidad una fórmula como la de Bishop; en este caso la fórmula de Fellenius puede resultar muy conservadora.

El valor de  $u$  a utilizar será el exceso de presión de poros ( $u_c$ ) en la base de la dovela. Este valor, se obtiene a partir de ensayos triaxiales con medición de las presiones de poro o de los resultados de ensayos de consolidación. La componente hidrostática de la presión de poros no se considera ya que está incluida en el análisis cuando se toma en cuenta el peso sumergido de los suelos por debajo del nivel estático del agua.

### 1. Análisis de estabilidad durante la operación

Es aquel al que se ve sometida la presa y la cimentación luego que se han disipado las presiones de poro de consolidación ( $u_c$ ) del proceso constructivo y se forma la red de flujo.

La resistencia a cortante del suelo en esta situación se obtiene a partir de ensayos lentos o drenados, por lo que se hace un análisis en tensiones efectivas.

Para el análisis de la estabilidad del talud mostrado en la Figura 2.13 se utilizan las fórmulas de Bishop o Fellenius.

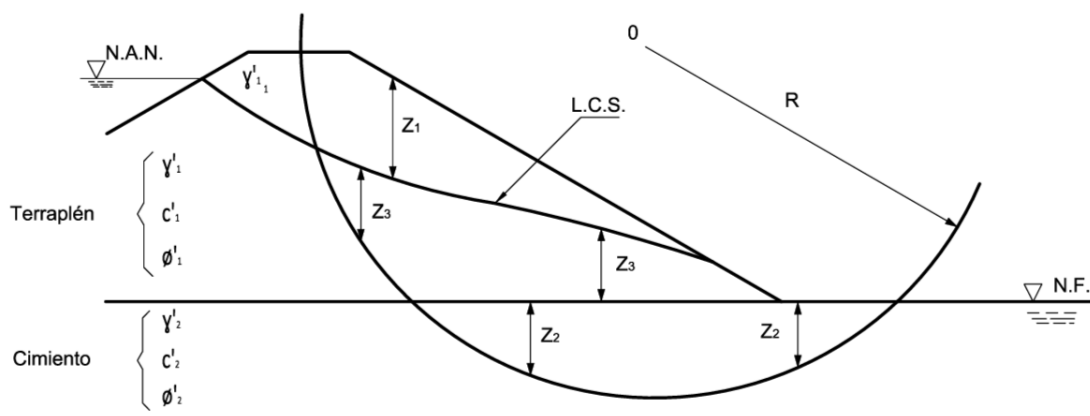


Figura 2. 13Esquema de un talud durante la etapa de operación

Para obtener el peso  $W$  se usan los pesos específicos saturados de los suelos por debajo de la Línea de Corriente Superior (LCS). Los valores de  $u$  se obtienen para la base de cada dovela a partir de la red de flujo (presión hidrodinámica).

En la práctica se suele realizar simplificaciones que reducen el tiempo necesario de análisis, como son:

- Considerar que la red de flujo quede establecida sólo en el cuerpo del talud por encima del nivel estático, mientras que por debajo de este nivel no se produce flujo y por tanto  $i = 0$ . Esto permite utilizar la variante de peso específico sumergido para los suelos por debajo del nivel estático, donde el agua se considera en equilibrio y por tanto:  $u = u_h$
- Considerar en la zona comprendida entre el nivel estático de agua y la línea de corriente superior que las presiones de poro  $u$  son iguales a la componente hidrostática  $u_h$ , en cada dovela. Esta es una hipótesis conservadora que desprecia el valor de la componente de filtración ( $u_f$ ) y por tanto se usa una  $u$  mayor que la real (Figura 2.14). Esto puede hacerse sólo en los casos en que la LCS no sea muy empinada.

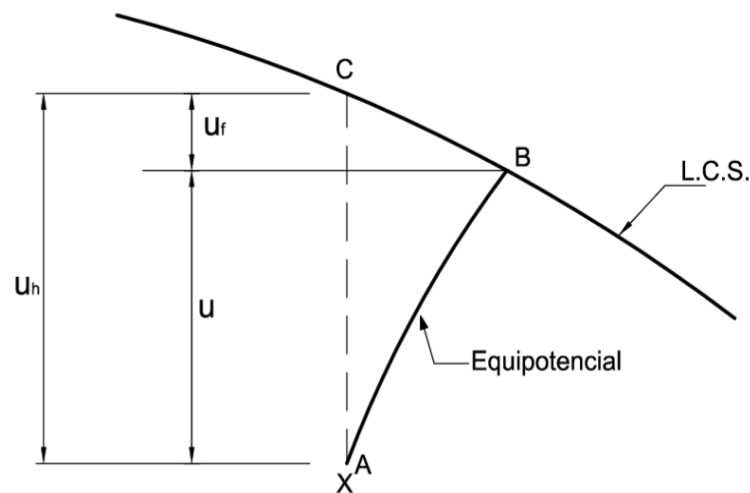


Figura 2. 14 Esquema de las componentes de la presión de poro

Véase el efecto de estas simplificaciones en la ecuación de Bishop, aunque expresada con otro ordenamiento:

$$F_B = \frac{R \sum [c' \cdot b + (W - ub) \cdot \tan \phi'] \cdot \varepsilon}{\sum W \cdot x} \quad (2.60)$$

donde:

$$\varepsilon = \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F}} \quad (2.61)$$

$$W = b (\gamma_{f1} \cdot Z_1 + \gamma_{sat} \cdot Z_3 + \gamma'_2 \cdot Z_2) \quad (2.62)$$

$$\gamma_{sat} = (\gamma'_1 + \gamma_w) \quad (2.63)$$

$$u = \gamma_w \cdot Z_3 \quad (2.64)$$

Se tiene como resultado que todos los materiales por debajo de la LCS se consideran sumergidos para el numerador de la expresión de Bishop. No obstante, en el denominador, de la ecuación de Bishop el peso  $W$  se calcula según la fórmula 2.62 que considera saturado el peso del material entre el nivel estático y la línea de corriente superior.

Haciendo un análisis similar de las simplificaciones anteriores en la expresión de Fellenius, ésta queda expresada de forma aproximada, ya que se ha considerado  $u_h$  de forma implícita, como sigue:

$$F_F = \frac{R \sum (c' \cdot \delta_S + W' \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi')}{\sum W \cdot x} \quad (2.65)$$

Se ha continuado designando a  $Z_1$  como el espesor de suelo húmedo en el centro de la dovela,  $Z_2$  el espesor de suelo sumergido y  $Z_3$  el espesor de suelo saturado.

## 2. Análisis de estabilidad durante un desembalse rápido

El estado de carga desembalse rápido es aquel al que se ve sometida la presa y la cimentación, luego que el nivel del agua desciende bruscamente por debajo del nivel de aguas normales y en el interior del terraplén el agua mantiene aproximadamente el nivel que tenía antes del desembalse.

En la Figura 2.15 se muestra un esquema del talud aguas arriba, que será el único a estudiar en este estado de carga. En la figura 2.16 se muestra un esquema para el cálculo de las presiones de poros en el talud aguas arriba antes del desembalse.

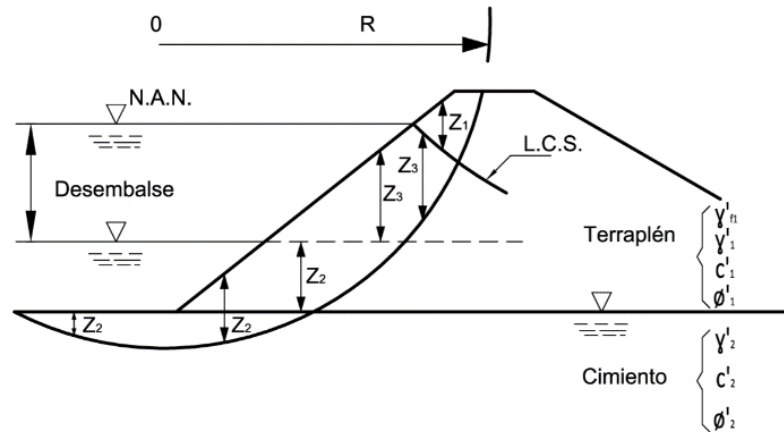


Figura 2. 15 Esquema de un talud aguas arriba durante un desembalse rápido

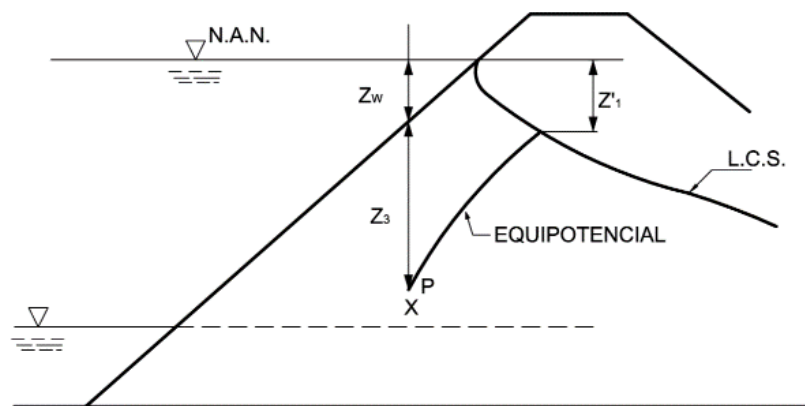


Figura 2. 16 Esquema para cálculo de las presiones de poro en un talud aguas arriba antes del desembalse

La presión de poros después del desembalse es la suma de la presión que había antes de que descendiese el nivel y el cambio que ésta introduce al desembalse.

$$u_1 = u_h + u_f = (Z_w + Z_3) \gamma_w - Z' \cdot \gamma_w \text{ (Presión de poros inicial)}$$

$$\Delta u = -Z_w \cdot \gamma_w \cdot B = u_c \text{ (Cambio en presión de poros)}$$

$$u_2 = (Z_3 + (1 - B) \cdot Z_w - Z') \cdot \gamma_w \text{ (Presión de poros final)}$$

$$u_c = B \left( \frac{w}{b} \right) \quad (2.66)$$

B es un coeficiente de presión de poros que relaciona los cambios de las tensiones totales con los cambios en las presiones de poros.

Como sucede en el caso de *operación*, es posible hacer simplificaciones que reduzcan el tiempo necesario para el análisis, como son:

- Se tiene que considerar que por debajo del nivel de agua, después del desembalse, no se produce movimiento y por tanto el gradiente es igual a cero ( $i=0$ ), por lo que se puede considerar solo el peso sumergido del suelo para tener en cuenta las presiones de poro hidrostáticas en forma implícita.
- Suponer que  $B=1$ , aunque en realidad este valor es mayor que la unidad, quedando la ecuación 2.66:

$$u_2 = (Z_3 - Z') \cdot \gamma_w \quad (2.67)$$

- Suponer que el valor de  $Z'$  es despreciable, por lo que la ecuación 2.67 queda:

$$u_2 = Z_3 \cdot \gamma_w \quad (2.68)$$

- Sustituir en la ecuación de Bishop el valor de  $u$  de la fórmula 2.68:

$$F_B = \frac{R \sum [c' \cdot b + (W - ub) \cdot \tan \phi'] \cdot \varepsilon}{\sum W \cdot x} \quad (2.69)$$

donde:

$$\varepsilon = \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F}}$$

$$W = b [\gamma_{f1} \cdot Z_1 + \gamma_{sat} \cdot Z_3 + \gamma' \cdot Z_2] \quad (2.70)$$

Todos los materiales en la zona 3 se considerarán sumergidos cuando se calcula el peso en el numerador de la fórmula para el cálculo para el factor de seguridad, y saturados cuando se calcula para el denominador de dicha fórmula según la ecuación 2.70

- Sustituir en la expresión de Bishop los valores de  $\phi$  y  $c$  que serán los correspondientes a ensayos lentos ( $c'$  y  $\phi'$ ).

## 2.11 Factores de seguridad mínimos en presas de tierra [2]

El factor de seguridad mínimo que se asume como aceptable está regulado bajo normas. Armas Novoa y Horta Mestas en el libro de Presas de Tierra hacen referencia a las especificaciones de diseño de presas en la República de Cuba, en donde se categorizan las presas en función del tipo de suelo de cimentación, la altura de la presa y aspectos económicos que se muestran en la Tabla 2.3.

Categoría	Tipos de suelo de la base	
	Rocoso	No rocoso
I	$h > 100 \text{ m}$	$h > 50 \text{ m}$
II	$50 < h \leq 100$	$25 < h \leq 50$
III	$200 < h \leq 50$	$15 < h \leq 25$
IV	$h \leq 50$	$h \leq 15$

Tabla 2. 3 Caracterización de la presa o ataguía

De acuerdo a la categoría y las condiciones de trabajo, se establece el rango del factor de seguridad mínimo aceptable. Según los mencionados autores se recomiendan los valores obtenidos en la Tabla 2.4.

Condiciones de trabajo	Categorías			
	I	II	III	IV
<i>Normales</i>	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.20 - 1.10	1.15 - 1.10
<i>Extraordinarias</i>	1.15 - 1.10	1.15 - 1.10	1.10 - 1.05	1.05

Tabla 2. 4 Factores de seguridad mínimos

## 3. METODOLOGÍA

### 3.1 Área de estudio

#### 3.1.1 El Proyecto de Aprovechamiento y Control de Agua en la Provincia de Los Ríos

El Proyecto PACALORI ocupa una extensión de 1900 km<sup>2</sup> de los 8000 km<sup>2</sup> ubicados en la parte central de la Cuenca del Río Guayas, al sur de la ciudad de Quevedo, entre los ríos Daule y Catarama. El área del proyecto está constituida por 2 zonas perfectamente definidas, siendo la zona oeste, a lo largo del río Macul y la zona este a ser servida desde el río Calabí. El objetivo del proyecto es almacenar agua durante el invierno para que pueda ser usada en verano, pudiendo regar las tierras que no disponen de agua segura y continua.

El entorno del proyecto se compone de colinas y llanuras. La zona noroeste está compuesta principalmente por colinas, mientras que, la zona sureste es la zona conformada por llanuras.

La finalidad de la obra se basa en la operación del sistema pretendiendo aprovechar el caudal de los ríos Quevedo y Calabí sin restar agua a los agricultores actuales al norte de Vinces y en el río Catarama en los primeros días de mayo, para mantener una operación sistemática de los embalses y derivación de agua para riego, durante los seis meses restantes, para cubrir el déficit de los campesinos pobres preferentemente, ya que no disponen de estructuras de riego por bombeo.

El proyecto contempla la construcción de obras que trabajarán de manera simultánea a fin de lograr un óptimo rendimiento del mismo; para lo cual éste constará de un sistema de derivación en el río Quevedo ubicado al norte de la ciudad; un trasvase conjunto del río Quevedo al río Macul y río Mocache, además de río Calabí al Estero Lechugal; un sistema de derivación en el río Vinces, en el sector de La Templanza; un trasvase del río Vinces al río Chojampe; un sistema de derivación en el río Calabí. Además se requerirá la construcción de 13 embalses con una capacidad total de 896.4 hm<sup>3</sup> con un área total de inundación incluyendo el área propia de los cauces de los ríos de 17.846 Has. [11]



### **3.1.2 Caracterización general del área de estudio**

#### **3.1.2.1 Geología Regional**

El proyecto PACALORI se ubica en la llanura o planicie costanera, en la cuenca del río Guayas. En términos geológicos y morfológicos, dicha llanura es una cuenca de sedimentación que se asume como una cuenca subandina por su posición en el pie de la cordillera Occidental de los Andes.

Los sedimentos acumulados en la zona de estudio son primordialmente de piedemonte, o conos de deyección, terrazas indiferenciadas, bancos de arcillas y limos, intercalados con bancos de arena y gravas poco consolidadas que rellenan la gran planicie de la cuenca alta y media del río Guayas.

Los relieves de los bordes montañosos de la cuenca promedian una altura de 3.000 m en la cordillera occidental, y un máximo de 800 m en la cordillera de la costa. Los ríos que drenan la cordillera Occidental de los Andes son los transportadores de enormes depósitos de piedemonte que, en forma de abanicos, se esparcen al pie del flanco occidental de la cordillera.

#### **3.1.2.2 Hidrología**

En el proyecto PACALORI se desarrollan las cuencas hidrográficas provenientes de las vertientes este y oeste. La primera se forma en el flanco de la cordillera Occidental de los Andes, desde donde salen los ríos abriéndose paso entre la topografía, acarreado voluminosos mantos de materiales que se depositan con dirección NNE-SSW, constituyéndose en una cubeta de sedimentación. Los ríos de la vertiente oeste corren con dirección al este, desde las elevaciones y terrenos colinados de la cadena marginal de elevaciones, de la cordillera costera. En este punto los ríos drenan hacia el centro-oeste de la cuenca del río Guayas, que recoge sus aguas y baja hacia el golfo de Guayaquil.

Los materiales del lecho de los cauces varían desde bloques mayores y menores, pasando por cantos y gravas de tamaños medianos a finos, acarreados y depositados sobre lechos caracterizados por las formaciones litológicas a las que corta; en los cauces medianos y en los de órdenes inferiores acarrear clastos de menor tamaño y hasta arena limosa.

Se observa con frecuencia la presencia de meandros de condiciones muy desarrolladas, que han llegado a un estado de madurez y vejez para formar cauces abandonados, que posteriormente se erosionan y se rompen en la parte más estrecha, dejando enormes cantidades de depósitos aluviales que podrán ser utilizados en las obras de construcción. [12]

### 3.1.2.3 Presas

El proyecto está formado por 2 zonas en las que se ubicarán 13 presas de tierra, cada una con diferentes características en función del volumen de almacenaje y de la topografía del terreno.

El Trasvase 1 cuenta con las siguientes presas: Macul 1, Macul 2, Macul 3, Maculillo, La Angostura, Mangas Saibas, Garzas y Mocache.

El Trasvase 2 cuenta con las presas: Estero Lechugal, Chojampe, Mapancillo, Pueblo Viejo, Aguacatal, Lechugal y Río Calabí. [11]

A continuación se muestra una tabla con las características de cada una de las presas:

Presa	Volumen de Embalse ( $\times 10^6 \text{ m}^3$ )	Cota Corona (msnm)	NAN (msnm)	Nivel Mínimo (msnm)	Talud aguas Arriba (1:X)	Talud aguas Abajo (1:X)
Macul 1	57	38	35	17	3	2.5
Maculillo	136	38	35	14	3	2.5
Macul 2	51.4	23	20	6	2.5	2.5
La Angostura	39.2	23	20	9	3	2.5
Mangas Saibas	180	33	30	19	3	2.5
Mocache	26.6	53	50	35	3	2.5
Garzas	45.6	51	48	32	3	2.5
Chojampe 2	19.4	35	32	20	3	2.5
Chojampe	105	23	20	10	3	2.5
Esteros Lechugal	13.4	23	20	15	2.5	2.5
Lechugal 2	70	43	40	23	3.25	2.5
Pueblo Viejo	86	27	24	15	2.5	2.5
Aguacatal	18.5	33	30	18	3	2.5

Tabla 3. 1 Caracterización de las presas del proyecto PACALORI

## 3.2 Investigación de ingeniería geológica del cierre

Para la presente etapa de factibilidad es necesario tener una idea de las condiciones geotécnicas de los suelos en los que se va a asentar la presa. Se requiere, por lo tanto, un profundo estudio de los entornos físicos-geológicos debido a la extrapolación que en el campo tensional supone el peso de la presa así como el efecto de los factores externos, tales como el agua.

Se realiza, por tanto, una serie de estudios metodológicos en el campo de terreno referido al *cierre*, donde se analiza en sí mismo el suelo que soportará la presa y si éste cumple con las exigencias para soportar los esfuerzos a los que va a ser sometida.

En lo que concierne a esta parte del proyecto, en donde se ha tomado en cuenta como criterio inicial la construcción de presas de tierra, no se presenta mayor inconveniente para que el muestreo pueda ser analizado en laboratorio. Para el análisis del material del *cierre*, uno de los primeros factores a analizar es la permeabilidad, ya que el aspecto resistente queda relegado a segundo lugar si se tiene una base rocosa, o es posible su estudio en pequeñas probetas si su estructura es granular, merced a la constante mejora de los ensayos en muestras inalteradas [13]. Mientras que, referido al material que va a formar el cuerpo de la presa, son las compactaciones y las propiedades del material resultante los que tienen que ser sometidos a ensayos 'in situ' para poder comparar con los resultados obtenidos en laboratorio en mezclas consolidadas.

### 3.1.3 Perforación y toma de muestras inalteradas

El muestreo del suelo es fundamental para la obtención de sus parámetros físicos y mecánicos. Es importante recalcar que la muestra nunca va a estar completamente inalterada, debido al proceso de extracción en el que pierde su estado natural de esfuerzos y hay una variación de humedad debido a la exposición que sufre al medio ambiente. Dependiendo de la finalidad de la muestra, estas pueden ser muestras de inspección de campo y muestras para laboratorio. De las primeras se requiere que sean sólo distintivas, mientras que las segundas deben cumplir con requisitos técnicos de geometría y condiciones de entorno para que la precisión del ensayo sea adecuada. [14]



En la construcción de presas de tierra se realiza una serie de perforaciones, pozos, zanjas y sondeos; los suficientes para representar todo el terreno correspondiente al *cierre*. Las muestras inalteradas sirven para obtener parámetros de resistencia, permeabilidad y deformabilidad de los suelos, así como ensayos de clasificación de suelos para este tipo de estructuras, donde se necesita cuantificar las propiedades físicas del material para el diseño y construcción.

Las muestras inalteradas deberán tomarse con cautela mediante el tallado de muestras en bloque o la hincada de tubos por presión a golpeo, tomando en cuenta la dirección a la que se encuentra naturalmente en el suelo (se debe marcar la parte superior para efectos de carga vertical). La muestra debe conservar su humedad natural, por lo que debe ser sometida a un recubrimiento de mantas, impermeabilizándola con capas de brea o parafina. [15]

Del tipo de suelo requerido dependerá el tipo de proceso de muestreo a planear. Existen varios tipos de análisis para muestras inalteradas, estudiándolas a través de calicatas y sondeos. Para el presente estudio se tomará en cuenta las primeras, debido a que son las usadas para los ensayos del proyecto. Se describe a continuación cada una de ellas:

*Muestras en bloque.* Radica en la extracción de un bloque de suelo tallado a mano y su inmediata protección mediante el sellado con parafina y vendas.

*Hincada de tubos tomamuestras.* El procedimiento para este tipo de extracción consiste en la introducción de un tubo en las paredes o en el fondo de la excavación mediante empuje manual en suelos blandos o mecánico en suelos firmes, para un posterior sellado de los extremos del tubo con parafina. El tamaño de las muestras requeridas depende de los requerimientos de los ensayos de laboratorio.

### **3.1.4 Ensayos de laboratorio en muestras inalteradas**

Este tipo de procedimientos están enfocados en la obtención de los parámetros físicos y mecánicos del suelo en el que se va a cimentar la presa y que servirá para su construcción, el cual puede tener el mismo origen o proceder de los

bancos de préstamo. Todos los valores conseguidos a través de estos ensayos serán usados para el diseño definitivo de la presa ya que están relacionados directamente con la estabilidad del talud en cada presa; de ahí la importancia de que las muestras sean inalteradas para mejorar los resultados.

Para los ensayos de laboratorio es necesaria la preparación del material obtenido en el campo ya que por lo general está formado por grava y grumos de tierra. Al preparar la muestra para su ensayo debemos deshacer los grumos usando un pisón de madera procurando no romper los fragmentos de roca. Igualmente debe evitarse la pérdida del material más fino ya que esto conllevaría a la pérdida de las características reales del suelo al momento de hacer la granulometría, de esta manera queda lista la porción de muestra para su análisis en laboratorio.[16]

Los tipos de ensayos a considerar son los siguientes:

#### **a) *Granulometría***

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

El análisis mecánico que se realiza consiste en segregar el suelo por medio de una serie de tamices y luego clasificarlo por medio del tamaño de las partículas obtenidas.

El análisis granulométrico es un proceso general para cualquier tipo de muestra, independientemente de si su procedencia es alterada o inalterada, ya que el proceso mecánico de cribado disgrega las partículas que componen la muestra.

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

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

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

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

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

Los ensayos granulométricos efectuados para la zona de la Presa Macul 1 se muestran en el Anexo A.1 y A.3.

De igual manera, la clasificación de los suelos presentes en tal zona se muestran en el Anexo A.5.

#### **b) Límites de Atterberg**

Para bajos contenidos de agua el suelo se comporta como un sólido frágil. Por el contrario, cuando el contenido de agua es muy alto, éste se comporta como un líquido [6]. Si el contenido de agua en una suspensión es muy elevado, ésta se vuelve muy concentrada y carece de resistencia estática al esfuerzo cortante. Si se pierde agua va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en el que el material se vuelve maleable. Al continuar con el proceso, el material llega a comportarse como un sólido pudiendo soportar relativamente grandes esfuerzos de compresión y tensión. [15]

Por lo tanto, en función del contenido de agua presente en el material se le puede distinguir cuatro etapas básicas que dependen de la naturaleza de su comportamiento, siendo los estados *sólido*, *semisólido*, *plástico* y *líquido*. El contenido de agua, en porcentaje, en que se da el cambio de estado sólido a semisólido, se define como el *límite de contracción*. El contenido de agua en el punto de cambio de estado semisólido a plástico es el *límite plástico*, y de estado plástico a líquido es el *límite líquido*. A estos límites se les conoce como límites de Atterberg o de Consistencia. [6]



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

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

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

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

$$IP = LL - LP$$

Los ensayos efectuados para encontrar los límites de consistencia en la zona de la presa Macul 1 se muestran en el Anexo A.2.

### **c) Ensayos triaxiales para resistencia a corte**

Braja M. Das, en su libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica menciona las características de este tipo de ensayos, así como el tipo de esfuerzos que conllevan, por lo que será usado en mayoría para el análisis de este estudio.

El ensayo de compresión triaxial es el más usado para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. El ensayo consiste en aplicar esfuerzos laterales y verticales diferentes, a probetas cilíndricas de suelo y estudiar su comportamiento. Es de los métodos más confiables a la hora de determinar la resistencia a corte de un suelo, siendo más fiable que el ensayo de corte directo ya que la muestra falla por el plano más débil. Se usa tanto para investigaciones como para pruebas convencionales. El ensayo proporciona los siguientes datos:



1. Información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del suelo.
2. Condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo.
3. Más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

Braja M. Das, en su libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica hace mención a este tipo de ensayo, así como las características al que se realiza, mostrando a la vez las condiciones analíticas que sufre la masa de suelo en el proceso.

El espécimen usado para la prueba triaxial de corte tiene aproximadamente 36mm de diámetro y 76 mm de longitud. Estas medidas dependen a la norma a usar, pero generalmente tiene una altura igual a dos veces su diámetro. Queda encerrado por una membrana delgada de hule (esta membrana va sujeta a un cabezal y a un pedestal sobre los que se apoyan los extremos de la probeta) y se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico que se llena con agua o glicerina. La muestra queda sometida a una presión de confinamiento por compresión de fluido en la cámara. Para generar la falla a cortante en el espécimen se aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga.

El ensayo se divide en dos etapas:

En la primera etapa los esfuerzos verticales son iguales a los horizontales debido a la presión hidrostática a la que es sometida la muestra. Se dice que la probeta es *consolidada* si se permite el drenaje del fluido de los poros. Al contrario, si el drenaje no puede ocurrir se considera que la muestra es *no consolidada*.

En la segunda etapa se incrementan los esfuerzos verticales mediante el pistón vertical de carga, por lo que se produce la falla, por esta razón a este esfuerzo se le conoce como *esfuerzo desviador*. En esta parte del ensayo se puede mantener o eliminar la presión neutra. Si se mantiene, el ensayo es *no drenado*, y si se disipa el ensayo es considerado *drenado*.

Para generar la falla cortante en la muestra se le aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga (esfuerzo desviador).

El esfuerzo se aplica de dos maneras:



- Carga controlada.
- Deformación controlada.

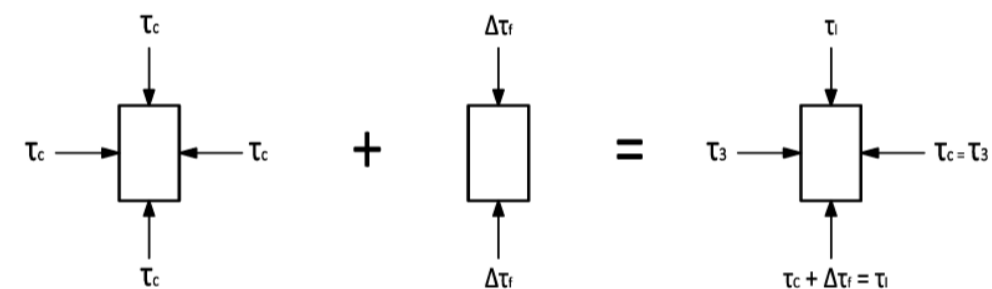
El equipo debe tener conexiones para permitir el drenaje en el espécimen o para medir presiones de poro en el agua, según las condiciones de la prueba.

Dependiendo de las condiciones a las que se someta la muestra los tipos de ensayos triaxiales a los que se podrá someter las muestras son los siguientes:

- Ensayo consolidado-drenado o ensayo drenado (lento, prueba CD, L, D)
- Ensayo consolidado-no drenado o ensayo consolidado rápido (prueba CD)
- Ensayo no consolidado-no drenado o ensayo no drenado (rápido, UU)

En función del tipo del suelo se tienen diferentes ensayos que se muestran a continuación y que se realizará en el proyecto en función de los estados de carga a los que se ve sometida la presa a lo largo de su vida útil.

Los procedimientos de las pruebas en suelos saturados son:



1ra Etapa  
Estado tensional principal

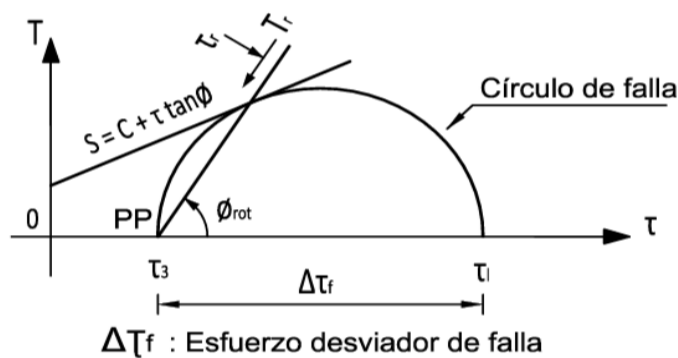
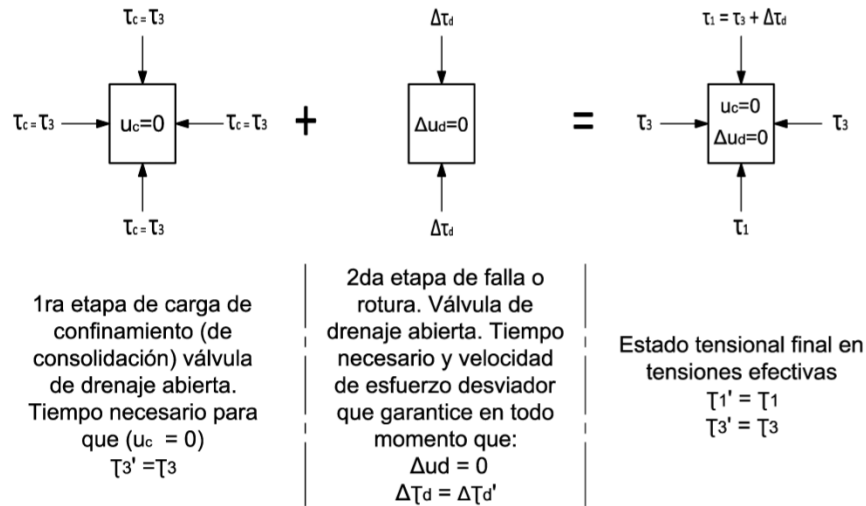


Figura 3. 1 Estados tensionales para ensayos triaxiales

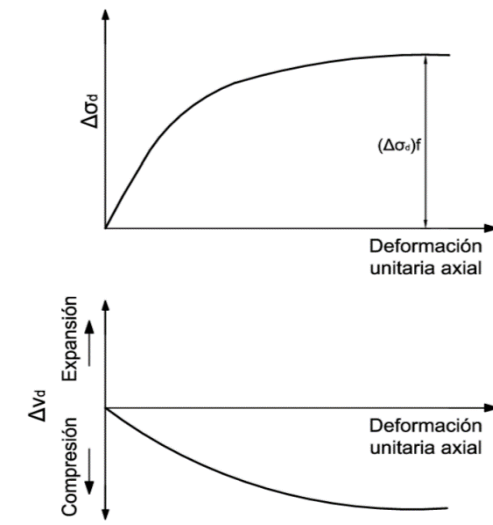
**c.1) Prueba consolidada-drenada (lento o drenado)**



**Figura 3. 2 Estados tensionales para el ensayo consolidado-drenado**

En la primera etapa  $u_c = B\sigma_c = B\sigma_3$ , donde B es el parámetro de presión de poro de Skempton (1954). Para suelos blandos saturados,  $B=1$ .

De la realización de una prueba triaxial drenada a una muestra de arena suelta y arcilla normalmente consolidada se obtiene:



**Figura 3. 3 Cambio de volumen causado por la presión de confinamiento en cámara y gráfico del esfuerzo desviador vs deformación unitaria para arena suelta y arcilla normalmente consolidada**

De una prueba triaxial drenada a una muestra de arena densa y arcilla preconsolidada se obtiene:

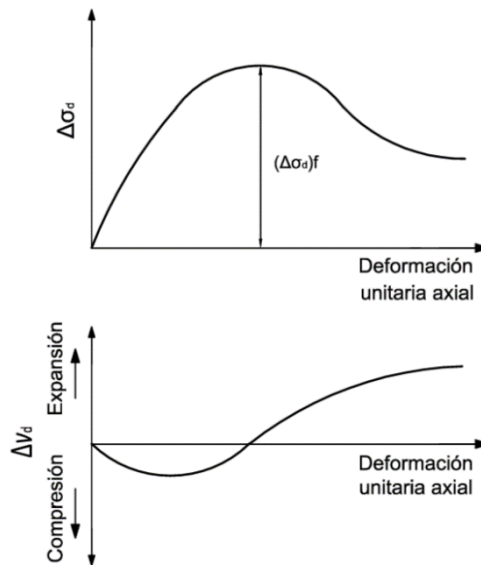


Figura 3. 4 Cambio de volumen causado por la presión de confinamiento en cámara y gráfico del esfuerzo desviador vs deformación unitaria para arena densa y arcilla preconsolidada

Como la presión de poro en el agua desarrollada en la prueba drenada se disipa completamente con el tiempo, tenemos:

- El esfuerzo de confinamiento total se convierte en efectivo al hacerse  $u=0$ , por lo tanto  $\sigma_3 = \sigma_3'$ .
- El esfuerzo axial total se convierte también en efectivo al hacerse  $u=0$  en la falla, por lo tanto  $\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1'$ . Donde  $\sigma_1'$  es el esfuerzo efectivo principal mayor en la falla y  $\sigma_3'$  es el esfuerzo efectivo principal menor en la falla.

Se realizan varias pruebas drenadas de compresión triaxial, cada una con valores mayores de  $\sigma_3$  (presión de confinamiento) para dibujar los círculos de Mohr y con ella la envolvente de falla o rotura (línea de resistencia intrínseca).

Para una arcilla normalmente consolidada se tiene:

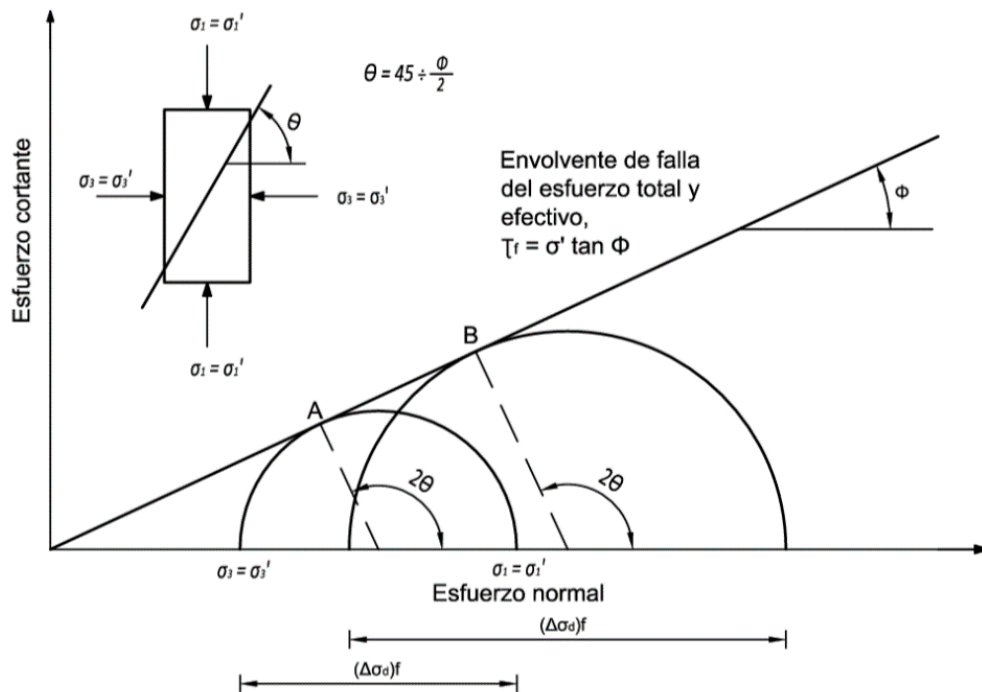


Figura 3. 5 Envolvente de falla por esfuerzo efectivo de pruebas drenadas en arena y arcilla normalmente consolidada

De la Figura 3.5 se tiene que un suelo arcilloso normalmente consolidado o una arena, tiene una envolvente de falla en prueba de compresión triaxial drenada o lenta que pasa por el origen de coordenadas y, por tanto, su ecuación de resistencia es:

$$s = \tau_f = \sigma' \tan \phi \text{ y } c=0 \quad (3.1)$$

Para una arcilla preconsolidada se tiene:

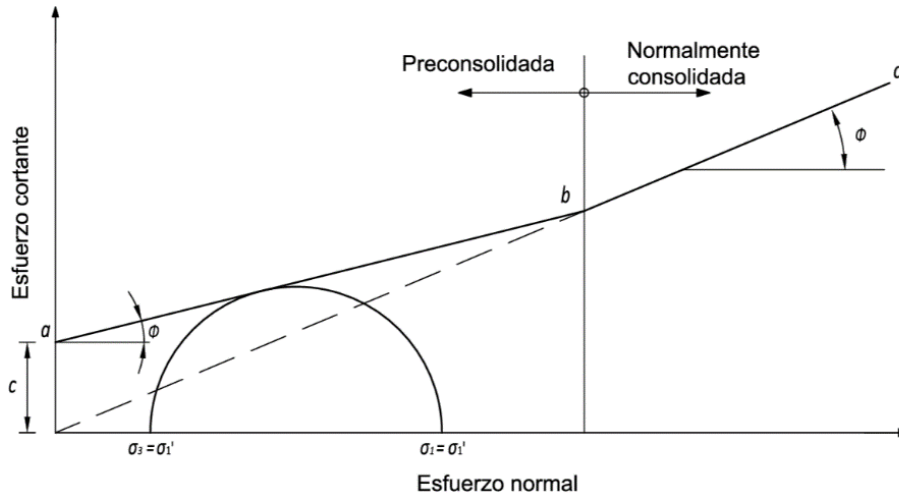


Figura 3. 6 Envolvente de falla por esfuerzo efectivo para arcilla preconsolidada

Para el rango de presiones en el que el suelo es preconsolidado (esfuerzos menores que  $\sigma_c'$ ) la ecuación de resistencia es:

$$s = \tau_f = c + \sigma' \tan \phi \text{ (el plano de falla origina el ángulo } \Theta = 45 + \phi_1) \quad (3.2)$$

Para el rango de presiones en que el suelo es normalmente consolidado (esfuerzos mayores que  $\sigma_c'$ ) la ecuación de resistencia es:

$$s = \tau_f = \sigma' \tan \phi \text{ y } c=0 \text{ (el plano de falla origina el ángulo } \Theta = 45 + \phi/2) \quad (3.3)$$

La prueba drenada tarda varios días en realizarse, dependiendo del tamaño de la muestra y la permeabilidad del suelo ensayado; ya que tiene que garantizarse una velocidad de aplicación de carga para que en todo el momento del ensayo el exceso de presión de poro por encima del hidrostático sea nulo.

**c.2) Prueba consolidada-no drenada**

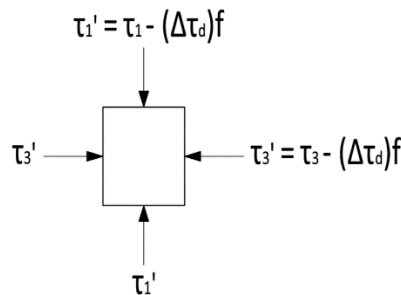


Figura 3. 7 Estado tensional en esfuerzos efectivos en el momento de falla o rotura

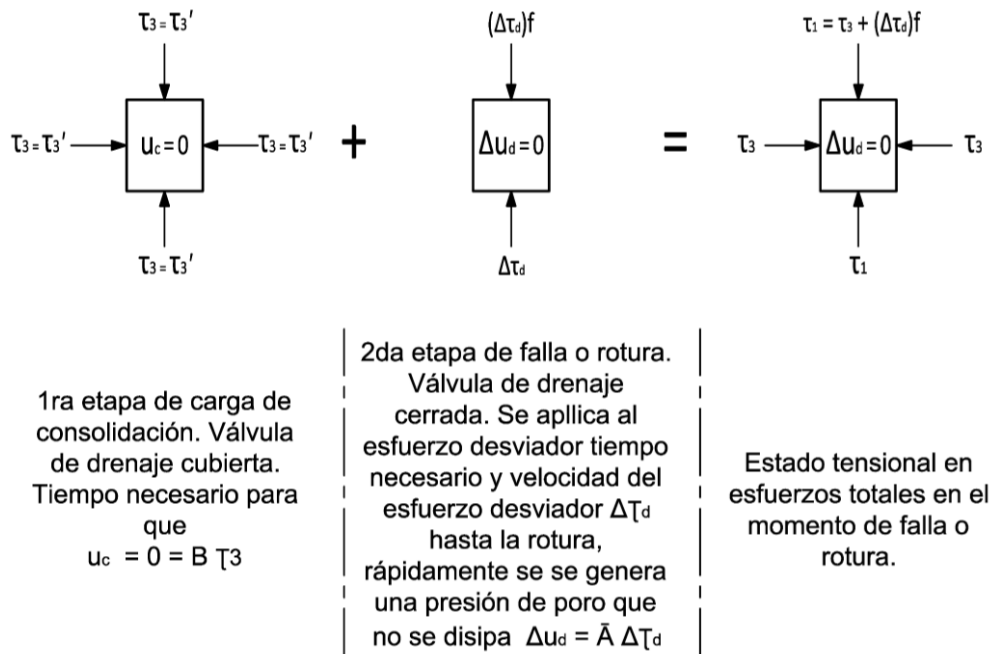


Figura 3. 8 Estados tensionales para el ensayo consolidado-no drenado

Si se mide la presión de poro  $(\Delta u_d)_f = \bar{A} (\Delta\sigma_d)_f$  en el momento de la falla o rotura podemos conocer el estado tensional en esfuerzos efectivos en dicho momento.  $\bar{A}$  es el parámetro de presión de poros de Skempton (1954).

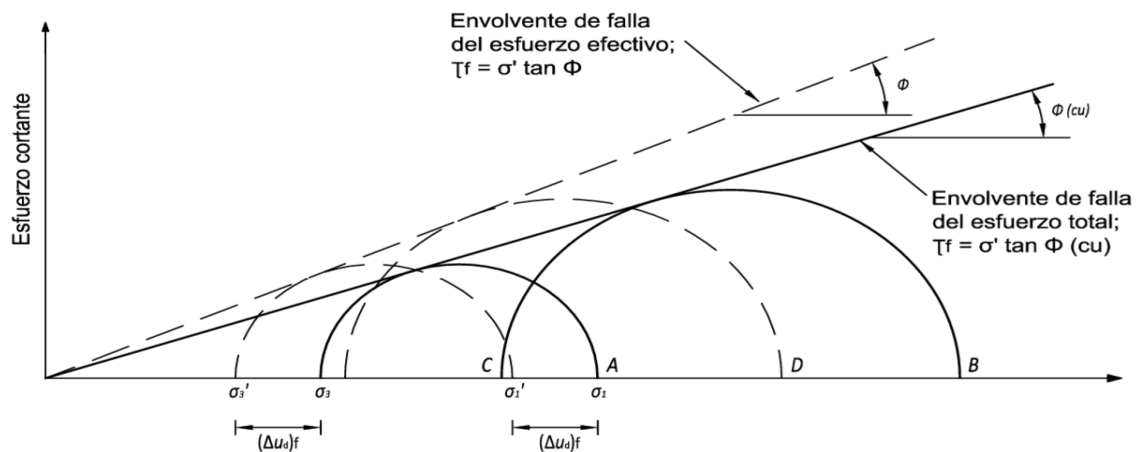
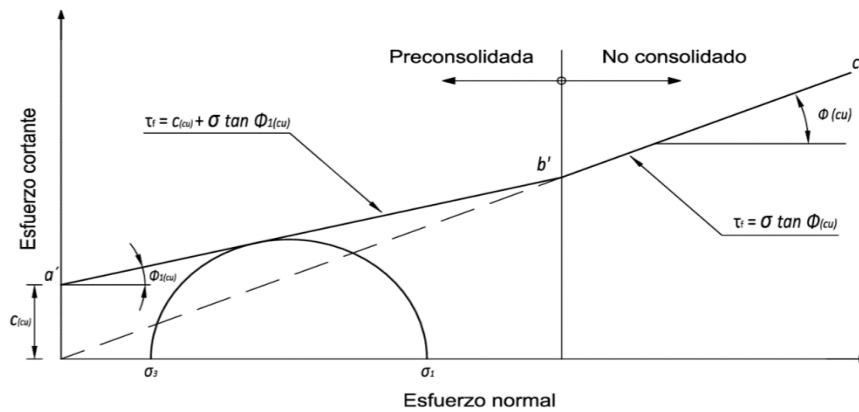


Figura 3. 9 Envolvente de falla del esfuerzo total y efectivo para ensayos triaxiales consolidados-no drenados

En la Figura 3.9, la envolvente de falla que es tangente a los círculos de Mohr en tensiones efectivas se representa por la ecuación  $s = \tau_f = \sigma' \tan \phi$ .

Si se realiza el ensayo consolidado-no drenado con medición de la presión de poro en la etapa de falla o rotura se puede obtener la verdadera resistencia a cortante en esfuerzos efectivos, dada por la envolvente de falla de la prueba triaxial drenada.

En las arcillas preconsolidadas, la envolvente de falla o rotura en esfuerzos totales, obtenidas en pruebas de compresión triaxial consolidada-no drenada, toma la forma mostrada en la Figura 3.10.



**Figura 3. 10 Envolvente de falla del esfuerzo total obtenida en pruebas consolidadas-no drenadas en arcillas preconsolidadas**

Se tiene que las pruebas consolidadas-drenadas (lentas) en suelos arcillosos toman un tiempo considerable; por eso las pruebas consolidadas-no drenadas deben realizarse en tales suelos con medición de la presión de poro para obtener los parámetros de resistencia cortante drenada. Como el drenaje no se permite en esas pruebas durante la aplicación del esfuerzo desviador, las pruebas consolidadas no drenadas se efectúan en menos tiempo.

El parámetro  $\bar{A}$  de presión de poro de Skempton se define como:

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_d} \tag{3.4}$$

En la falla, el parámetro  $\bar{A}$  se escribe como:

$$\bar{A} = \bar{A}_f \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f} \tag{3.5}$$

El rango general de valores de  $\bar{A}_f$  en la mayoría de los suelos arcillosos es:

- Arcillas normalmente consolidadas:  $\bar{A}_f = (0.5 \text{ a } 1)$
- Arcillas preconsolidadas:  $\bar{A}_f = (-0.5 \text{ a } 0)$

### c.3) Prueba no consolidada-no drenada (UU)

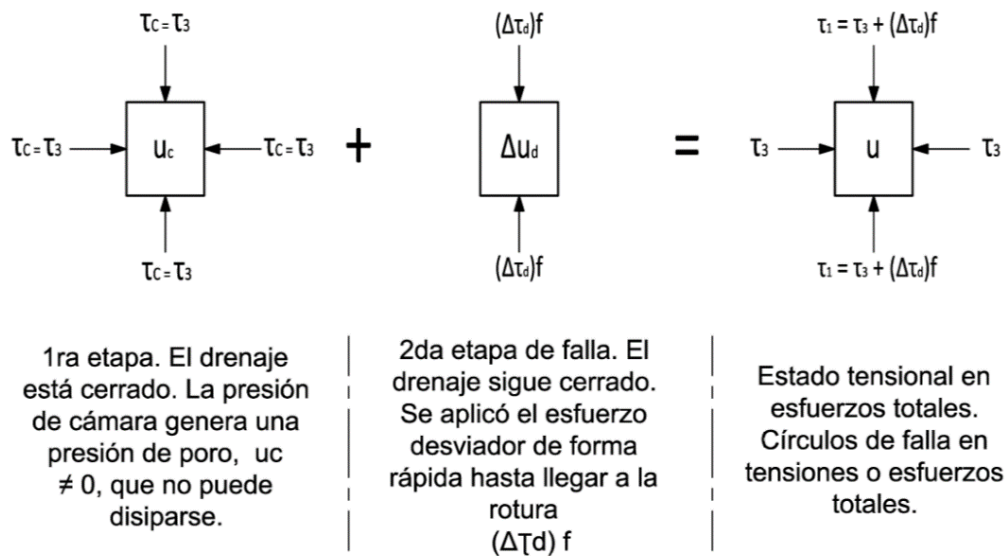


Figura 3. 11 Estados tensionales para el ensayo no consolidado-no drenado

Esta prueba es llevada a cabo rápidamente debido a que no se permite el drenaje en ninguna de las etapas, siendo estas:

*Primera etapa:* se genera una presión de poro debido a la aplicación de la presión de cámara

$$\sigma_c = \sigma_3 = u_c \text{ (Si el suelo está saturado } u_c = \sigma_3)$$

*Segunda etapa:* Se produce un incremento de la presión de poro  $(\Delta u_d)$  debido a la aplicación del esfuerzo desviador  $(\Delta \sigma_d)$

La presión de poro en el agua en cualquier etapa de aplicación del esfuerzo desviador será

$$u = u_c + \Delta u_d \tag{3.6}$$



Por lo tanto se tiene:

$$u = B \sigma_3 + \bar{A} \Delta\sigma_d = B \sigma_3 + \bar{A} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3.7)$$

La prueba sin consolidación y sin drenaje es utilizada usualmente para ensayar arcillas saturadas.

El esfuerzo axial requerido para alcanzar la falla o rotura  $(\Delta\sigma_d)_f$  es prácticamente el mismo, sin importar la presión de confinamiento en la cámara,  $\sigma_c = \sigma_3$

La envolvente de falla para los círculos de Mohr del esfuerzo total es una línea horizontal, por lo que  $s = \tau_f = c_u$

Donde  $c_u =$  resistencia cortante no drenada

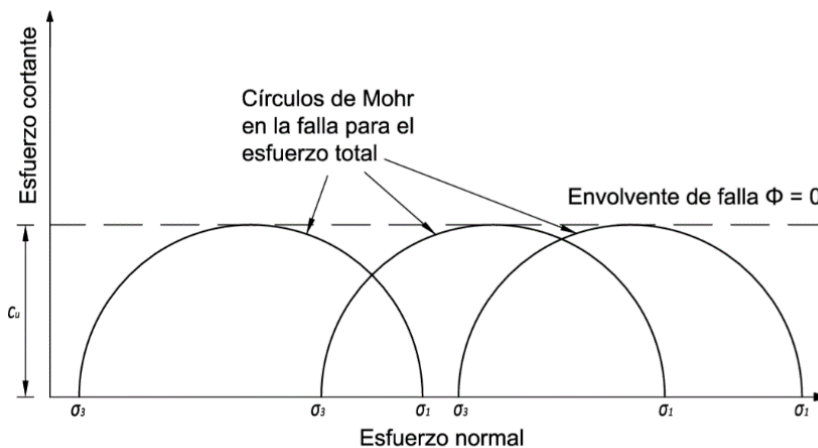


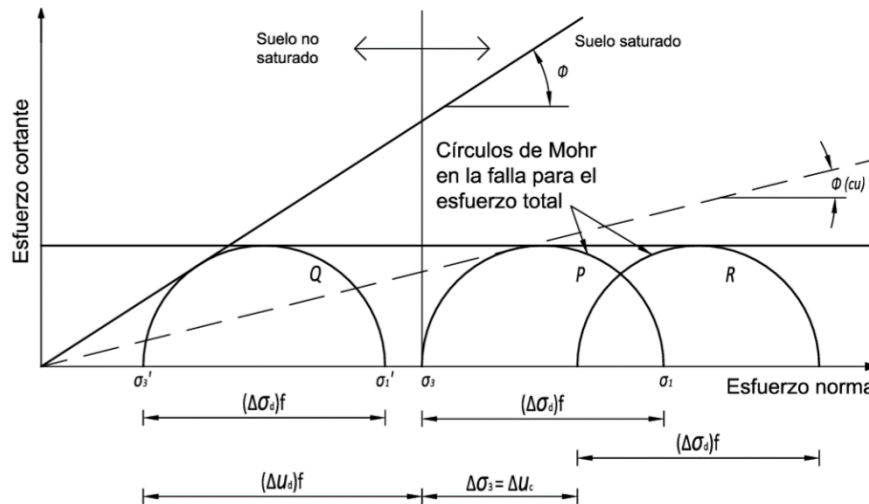
Figura 3. 12 Círculos de Mohr del esfuerzo total y envolvente de falla ( $\phi=0$ ) obtenidos en ensayos triaxiales no consolidados-no drenados

La razón por la que el esfuerzo axial agregado  $(\Delta\sigma_d)_f$  es igual independientemente de la presión de confinamiento aplicada, es que, si un espécimen de arcilla es consolidado a una presión de cámara  $\sigma_3$  y luego es cortado a la falla sin drenaje permitido, entonces las condiciones de esfuerzo total son representadas por el círculo de Mohr P. La presión de poro que se tiene en el espécimen es igual a  $(\Delta u_d)_f$ . Los esfuerzos efectivos principales mayor y menor en la falla serán:

$$\sigma_1' = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f \quad (3.8)$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f \tag{3.9}$$

Q es el círculo de Mohr por esfuerzo efectivo con los esfuerzos principales precedentes, mientras que R es el círculo de Mohr para esfuerzo total en la falla. Se observa que los diámetros de los círculos P, Q y R son iguales.



**Figura 3. 13 Círculos de Mohr en la falla por el esfuerzo total para suelos saturados bajo esfuerzos isotrópicos y envolvente de falla ( $\phi=0$ )**

Las muestras de arcilla saturada de un suelo a una profundidad tienen una estructura y un índice de poros  $e = \frac{V_v}{V_s}$ . Como durante toda la prueba no hay cambios de volumen ( $\Delta V=0$ ), no hay variación del índice de poros y la resistencia a cortante permanece constante, dado por la estructura que tiene originalmente.

*Ensayo no consolidado-no drenado para suelos semisaturados arcillosos*

En la primera etapa con el drenaje cerrado se da el efecto de la compresión del aire que se encuentra en los poros, lo que produce una variación de  $e$  y cambio de volumen ( $\Delta V \neq 0$ ). Al producirse dicho efecto se da una variación de la resistencia a cortante y se requerirán esfuerzos desviadores mayores para alcanzar la falla o rotura de la muestra. En el momento que la presión de cámara ( $\sigma_c = \sigma_3$ ) logra la saturación de la muestra, el comportamiento de los círculos de Mohr es idéntico a los mostrados anteriormente; es decir, se requiere el mismo esfuerzo desviador de

falla  $(\Delta\sigma_d)_f$  para llevar a la falla o rotura la muestra ahora saturada por la presión de cámara  $\sigma_3$ , por lo que se tiene:

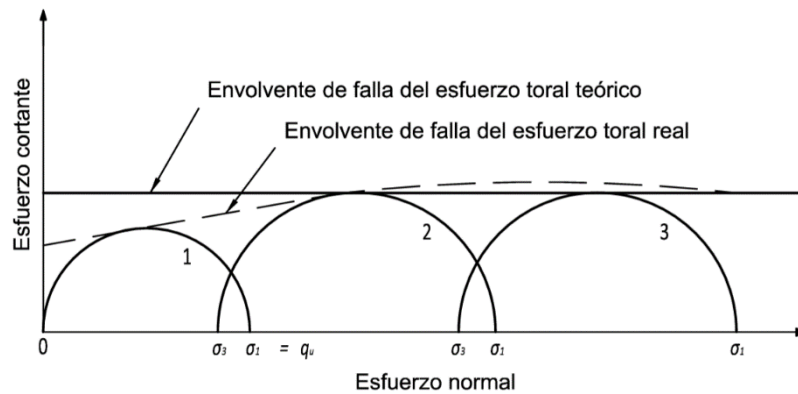


Figura 3. 14 Círculos de Mohr en la falla por el esfuerzo total para suelos semisaturados arcillosos

En el rango de presiones de cámara  $\sigma_3$  que no logran la saturación de la muestra, los círculos de Mohr en tensiones totales aumentan de diámetro en la medida que aumenta la presión de cámara, hasta tanto se satura la muestra.

La envolvente a los círculos de presiones o esfuerzos totales en la zona en la que el suelo no está saturado es una curva, la cual se lleva a una recta de mejor conformación con una ecuación, según el criterio de Coulomb. Se tiene:

$$s = \tau_f = c + \sigma \tan \varphi$$

*Prueba de compresión simple* (índice de la resistencia a cortante).

Es un tipo especial de prueba no consolidada-no drenada utilizada para muestras de arcilla. En esta prueba se tiene  $\sigma_3=0$  y  $\sigma_1=q_u$  (resistencia a la compresión simple). Como la resistencia a cortante no drenada es independiente de la presión de confinamiento se tiene que:

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{(\Delta\sigma_d)_f}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u \tag{3.10}$$

Teóricamente para muestras similares de arcillas saturadas, las pruebas de compresión simple y las pruebas de compresión triaxial sin consolidación y sin drenaje deberían dar los mismos valores de  $c_u$ . En la práctica no es así, las

pruebas de compresión simple sobre arcillas saturadas dan valores ligeramente menores para  $c_u$ .

### ***Criterios de elección del tipo de ensayo triaxial a realizar según la finalidad de la presa***

En el libro Mecánica de Suelos (Tomo I) de Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez se menciona que a la larga para estabilidad de taludes se usa el criterio de Coulomb, que establece que, el esfuerzo resistente en el momento de la falla es una función lineal del esfuerzo normal sobre el plano de falla. Del caso más general se tiene:

$$s = \tau_f = c + \sigma \tan \varphi$$

De la ecuación general de la Mecánica de Suelos ( $\sigma' = \sigma - u$ ) dada por Terzaghi, el esfuerzo normal sobre el plano de falla en la ecuación de Coulomb, es el esfuerzo normal efectivo por lo que:

$$s = \tau_f = c + \sigma' \tan \varphi \quad (3.11)$$

Existen varios tipos de ensayos con los que se pueden obtener los parámetros  $c$  y  $\varphi$ ; en general, podemos resumir que estos dependerán de los suelos comunes en la naturaleza, siendo los gruesos y los finos.

Los suelos gruesos (arenas, gravas y limos) secos o saturados por su alta permeabilidad tienen como envolvente de falla o rotura la siguiente ecuación:

$$s = \tau_f = c + \sigma' \tan \varphi$$

En estos suelos gruesos con comportamiento al esfuerzo cortante del tipo friccional puro el valor de  $\varphi$  depende de:

- a) Compacidad.- A mayor densidad mayor ángulo de fricción interna.
- b) Granulometría.- Para suelos bien graduados se tiene mayor ángulo de fricción interna.
- c) Forma de las partículas.- Las de tipo anguloso dan mayor ángulo de fricción interna.

Los suelos arcillosos presentan baja permeabilidad, por lo tanto difícil drenaje; de tal manera su comportamiento al esfuerzo cortante va a depender de:

- a) Velocidad de aplicación de la carga.
- b) Condiciones de drenaje.
- c) Historia tensional.
- d) Susceptibilidad tixotrópica.

En suelos arcillosos los ensayos de compresión triaxial permiten determinar las envolventes de falla verdadera o aparente, es decir, aquellas que se obtienen en pruebas que movilizan los esfuerzos efectivos en la muestra (verdaderos) o aquellos que se obtienen en pruebas que movilizan los esfuerzos totales (aparentes), desconociéndose los esfuerzos efectivos en el momento de falla.

#### **d) Gravedad específica ( $G_s$ )**

El peso específico o gravedad específica de los sólidos de un suelo se define como el cociente del peso al aire de un volumen dado de partículas de un suelo a una temperatura determinada al peso de volumen igual de agua a esa misma temperatura.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (3.12)$$

dónde:

$\gamma_s$  = peso específico de los sólidos (gr/cm<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  = peso específico del agua a 4 ° C (gr/cm<sup>3</sup>)

Según el tipo de suelo analizado, así como el tamaño de sus partículas, puede diferir el cálculo de la gravedad específica  $G_s$ . Para los suelos que contienen partículas mayores que el tamiz # 4, el método recomendado es el C-127 de la ASTM [17] llamado Gravedad específica y absorción de agregados gruesos. Si el suelo se compone de partículas mayores y menores a 4.75 mm (tamiz #4), la muestra se separa en el tamiz determinando de esta manera el porcentaje en masa seca de ambas fracciones y se ensaya por separado con el método que corresponda.

El valor de la gravedad específica es útil para calcular la relación de vacíos de un suelo  $e$  y para graficar la recta de saturación máxima en el ensayo de compactación Proctor.

Los ensayos efectuados para la obtención de la Densidad Húmeda y Densidad Seca para la zona de Macul 1 se encuentran en el Anexo A.6.

### **3.2 Investigación ingeniero-geológica del préstamo**

El estudio de materiales empieza en las primeras fases de investigación en los estudios previos y de factibilidad, y continúa a lo largo del proyecto, incluso en la etapa de construcción debido a que se pueden encontrar canteras en campo. Cuando no se produce una compensación de volúmenes por no alcanzar el material natural o no cumplir con las condiciones adecuadas, surge la necesidad de obtener material o suelo de una zona distante del *cierre* para ejecutar la construcción de la presa. Se toma de un préstamo lateral, cantera de préstamo o simplemente préstamo. [18]

En la etapa de prefactibilidad se realizan las primeras estimaciones de lo que serán las canteras de préstamo basándose en la cartografía geológica, luego, cuando se avanza a la siguiente fase del proyecto se realizan ensayos de laboratorio para conocer las características de un material que podría constituir una zona de préstamo. Se efectúan entonces, sondeos de reconocimiento, calicatas mecánicas y geofísica, dependiendo del tiempo disponible para la etapa factibilidad.

De estos ensayos se obtienen muestras para la clasificación de suelos y propiedades básicas (ensayos de identificación y de compactación). En las zonas de posibles canteras la investigación incluye la medida de datos estructurales, niveles de alteración del material y factores topográficos que puedan incidir en la extracción.

Las propiedades geotécnicas y mecánicas de los materiales a evaluar se realizan a través de ensayos de laboratorio en muestras estadísticamente representativas

del área de préstamo [19]. Esto supone ensayar un considerable número de muestras, a fin de que los resultados obtenidos sean completamente confiables.

En principio la mayoría de los materiales geológicos pueden ser utilizados, excepto los inestables química o físicamente, solubles, orgánicos, colapsables, dispersivos, reactivos, expansivos, de muy baja densidad o de alta plasticidad. Sin embargo en presas de tierra se requieren distintas propiedades de los materiales en función del uso que tengan en la estructura.

De los ensayos que se realizan en los materiales de las canteras, los más usuales son la granulometría y el Proctor estándar, características suficientes para saber si el material de préstamo es útil o se va a descartar.

### **3.3.1 Perforación y toma de muestras alteradas**

Las muestras de suelo alteradas no conservan las propiedades propias del suelo durante el proceso de recolección. Estas muestras son más fáciles de obtener que las inalteradas, ya que se realizan a cielo abierto y no requieren tanto cuidado para su extracción.

Las muestras alteradas sufren un cambio en su estructura interna distinta a la que poseían *in situ*, de modo que, éstas no representan de forma real las propiedades ingenieriles de resistencia y permeabilidad del suelo; por lo que generalmente son usadas para los procesos de identificación y caracterización del suelo. [16]

Las muestras alteradas se obtienen como parte de un sondeo del que también se pueden obtener muestras inalteradas o de un sondeo meramente alterado. Las técnicas desarrolladas para este tipo de muestreo son:

- **Método manual.-** consiste en recuperar a mano muestras alteradas que se guardaran en un recipiente hermético (puede ser una bolsa de polietileno o un frasco hermético de vidrio). Las muestras pueden ser de 0.5 a 20 kg. Dependiendo si serán empleadas para identificación y determinación de propiedades índice y pruebas de compactación o sólo para alguna de las anteriores.

- **Método con penetrómetro estándar.-** consiste en un tubo de dimensiones normalizadas que se hinca a percusión, el cual es de pared gruesa partido longitudinalmente con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo interior de la columna de barras de perforación con que se hinca.
- **Método del penetrómetro estático tipo eléctrico.-** este tipo de instrumento tiene incorporado celdas con deformímetros eléctricos que permiten la medición de las fuerzas requeridas para el hincado de la punta cónica. La capacidad de las celdas debe elegirse de acuerdo con la resistencia del suelo a penetrar.

Con la información que se obtiene del ensayo en muestras alteradas es posible determinar la clasificación de los suelos, que se puede obtener con ayuda de alguno de los métodos convencionales, siendo el más conveniente para presas el que nos ofrece el sistema SUCS.

### 3.3.2 Ensayos de laboratorio para muestras alteradas

Para este tipo de especímenes se realizan ensayos similares a los aplicables en muestras inalteradas, debido principalmente a que las prácticas de granulometría, límites de consistencia y densidad específica incluyen la separación de partículas para llevarse a cabo. De esta manera, los procedimientos son iguales ya que los resultados se basan más en procesos mecánicos de ejecución. Sin embargo, para las muestras alteradas se realiza un ensayo a parte, siendo el de Proctor Estándar para determinar las densidades secas máximas y humedades óptimas a las que se deba compactar la presa. Se describe a continuación dicho ensayo.

#### a) Proctor Estándar

El objeto de realizar este ensayo es disminuir el índice de poros, ( $e$ ), a través del uso de medios mecánicos. Proctor, 1933, estableció un ensayo de compactación, que aplica un tipo de energía eficiente, para su estudio de la compactación económica. Las características del ensayo ideado por Proctor son:



<b>Pisón</b>		<b>Molde</b>	
Altura de compactación	12"	Diámetro	4"
Peso	5,5 lb	Volumen	1/30 pie <sup>3</sup>

Tabla 3. 2 Características del ensayo Proctor

El suelo se coloca en el cilindro en 3 capas, aproximadamente iguales. Cada capa se compacta con 25 golpes del pisón, dejándolo caer libremente desde una altura de 12".

La energía por unidad de volumen usada en el ensayo es:

$$E_c = \frac{W * h * n * N}{V} \quad (3.13)$$

$$n = 3 \text{ capas}$$

$$N = 25 \text{ golpes/ capa}$$

Si aplicamos la energía de compactación Proctor a muestras de un mismo suelo con diferentes humedades,  $w$ , obtenemos diferentes valores del peso específico húmedo,  $\gamma_f$ , en el material compactado en el molde.

Conocidos los valores de  $w$  y  $\gamma_f$  de cada muestra compactada con la misma energía de compactación, podemos calcular el peso específico seco,  $\gamma_d$ , mediante la relación:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_f}{1+w} \quad (3.14)$$

Dónde:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (3.15)$$

$$\gamma_f = \frac{W}{V} \quad (3.16)$$

$$\gamma_d = \frac{V_s}{V} \quad (3.17)$$

$$V = \text{volumen del molde Proctor} = 1/30 \text{pie}^3$$

Mediante la cual se obtiene la Figura 3.15

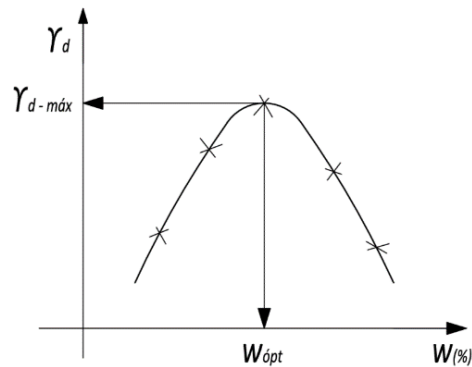


Figura 3. 15 Curva de compactación Proctor

Se observa que a medida que la humedad aumenta se obtienen pesos específicos secos de mayor magnitud, debido principalmente, a que el agua en los poros de suelo lubrica las partículas, provocando un mejor reacomodo de éstas en el esqueleto de la masa de suelo, llegando hasta un valor máximo, a partir del cual el aumento de humedad impide que las partículas se unan. El agua de los poros absorbe la energía de compactación aplicada y por tanto el peso específico seco disminuye.

Proctor definió como humedad óptima,  $w_{\text{ópt}}$ , el valor de la humedad con la que se obtiene el máximo peso específico seco,  $\gamma_d - \text{máx}$ , para la energía de compactación constante de su ensayo:

$$E_c = 12375 \frac{lb - pie}{pie^3}$$

Esta es la base del ensayo ideado por Proctor, pero en la actualidad dicho procedimiento ha sido normado por la ASTM (D-698) como prueba para determinar las relaciones entre humedad y peso específico seco.

Para un mismo suelo, el incremento de la energía de compactación implica humedades óptimas menores y pesos específicos secos máximos mayores, por lo que para los objetivos planteados en el estudio de presas es necesario y suficiente el uso del ensayo Proctor Estándar.

Ya que los suelos plásticos o arcillosos son útiles en la construcción de estas estructuras, se los observa en la naturaleza con humedades altas y baja permeabilidad. En estos suelos un incremento de energía de compactación aumentaría la rigidez del terraplén, pudiendo causar fallas por agrietamiento ante la presencia de asientos diferenciales de cimiento. [20]

### **3.4 Levantamiento y estructuración de información para el estudio**

#### **3.4.1 Definición del Nivel de Aguas Normales (N.A.N.)**

La obtención de este parámetro es necesario para hallar la Línea de Corriente Superior que es un factor requerido para modelar las condiciones de filtración del terraplén en la etapa de *Operación*.

Para la presente etapa del proyecto se ha decidido que el N.A.N. se encontrará 3m por debajo de la cota máxima del embalse en función del bordo libre, por lo que es menester un análisis minucioso de la topografía de la zona a fin de encontrar las cotas más altas que alcanzará el agua. La cota máxima del embalse, por lo tanto, depende de una serie de factores que afectarán su ubicación, interviniendo en este aspecto los sitios de presa (perfil vertical), la diferencia de altura en la cola con la altura de la divisoria de aguas; y finalmente la altura de toma del agua en caso de que se requiera rellenar a gravedad. [21]

#### **3.4.2 Ubicación de los embalses**

Los modelos digitales que contienen como atributo las alturas del terreno son útiles para encontrar las posibles ubicaciones de los embalses además de, los volúmenes que pueden soportar.

Los criterios que se tomaron en cuenta para la ubicación de los embalses en el proyecto son:



- Sitios en los cuales se reducen las dimensiones del embalse: Si el río pasa una garganta, significa que a los dos lados del río a poca distancia tenemos un fuerte incremento en altura.
- Sitios en cuales se puede embalsar mayor volumen: cuando aguas arriba del sitio del embalse se encuentra una planicie el volumen del embalse será mayor.

Además se tomaron ciertos criterios topográficos como son:

- El tamaño de la cuenca de aporte: cuando mayor es la superficie de esta característica se tienen condiciones favorables para llenar una parte del volumen del embalse con agua de la propia cuenca.

Cabe mencionar también que para verificar si el sitio de presa o la cola del embalse interferirán con la estructura actual existente en la zona se ha calculado un área de influencia de 15m, seleccionando los elementos que se encuentran dentro de ésta.

### **3.4.3 Caracterización de las secciones de la presa**

El criterio que se ha tomado para atribuir las pendientes y las formas de los taludes ha sido tomado acorde a la altura de la presa. El valor definitivo de la pendiente del talud debe ser comprobado después por el cálculo de la estabilidad; normalmente se supone 1 y se comprueba, o sea, se utiliza un método de tanteo.

En la Tabla 3.3 se dan los valores más usuales para presas homogéneas de suelos arcillosos sobre cimientos rígidos.



Altura de la presa (H) (m)	Pendiente de los taludes	
	Aguas arriba	Aguas abajo
$H \leq 10$	$m = 2.0$	$m = 1.5$
$10 < H \leq 15$	2.0 – 2.5	1.5 – 2.0
$15 < H \leq 30$	2.5 – 3.0	2.0 – 2.5
$30 < H \leq 50$	3.0 – 3.5	2.5 – 3.0
$H > 50$	4.0 – 5.0	3.0 – 4.0

Tabla 3. 3Caracterización de las presas del proyecto PACALORI

$m$  = cotangente del ángulo de inclinación del talud

#### 3.4.4 Permeabilidad

La permeabilidad ( $k$ ) puede ser medida tanto en el campo, como en el laboratorio, siendo las determinaciones de laboratorio más simples que las de campo. Sin embargo, estas últimas son mucho más representativas que las primeras, ya que tienen en cuenta las variaciones locales de  $k$ , producto de la heterogeneidad del suelo, la presencia de grietas, oquedades, etc. [22]

En presas de tierra, la permeabilidad varía de acuerdo al material del que estén constituidas las mismas. Juárez Badillo en su libro Mecánica de Suelos Tomo I presenta una tabla de rangos de permeabilidades de acuerdo al tipo de suelo presente.



Tipo de suelo	Coficiente de permeabilidad k (cm./seg)
Grava limpia	$1 \times 10^{-1}$
Arena limpia	$1 \times 10^{-3}$
Grava arenosa	$1 \times 10^{-3}$
Arena fina	$1 \times 10^{-3}$ a $1 \times 10^{-5}$
Limos	$1 \times 10^{-3}$ a $1 \times 10^{-5}$
Arena limo arcilloso	$1 \times 10^{-4}$ a $1 \times 10^{-7}$
Arcilla homogénea	$<1 \times 10^{-7}$

Tabla 3. 4 Coficiente de permeabilidad

En el Anexo A.7 se muestra la gráfica completa de los valores asignados a la permeabilidad en función del tipo de suelo. [23]

### 3.4.5 Toma de muestras

Los lugares elegidos para tomar las muestras en cada embalse fueron:

- Margen derecho e izquierdo del río.
- Centro del cauce del río.
- Cimacio del vertedero.
- Cuenco disipador de energía del vertedero.
- Estación de bombeo.

El muestreo se efectuó en estos puntos debido a la necesidad de parámetros representativos de las zonas en los que se construirán los embalses. Para esta parte del proyecto se optó por el uso de trincheras y perforación con tubos. Las primeras se realizaron a una profundidad de 5m, siendo procedimientos muy generales para conocer *grosso modo* el comportamiento mecánico de los suelos

que se analizarán. El uso de tubos fue usado para la determinación de la estratigrafía y propiedades índices de los suelos en los que se asentarán las presas, ya que tales sondeos se efectuaron a profundidades de toma cercanas a los 25m.

Para la determinación de las propiedades mecánicas del suelo se consideró suficiente obtener muestras alteradas, ya que para los ensayos granulométricos y de compactación no es necesario que las partículas del suelo conserven su acomodo estructural.

### 3.4.6 Ensayos

Debido a que las presas del proyecto se utilizarán para almacenamiento y riego se analizaron los métodos de *final de construcción* y *operación*, por lo que los parámetros a obtener eran la cohesión y el ángulo de fricción interna en tensiones totales y efectivas. Así, el ensayo rápido sin drenaje en muestras saturadas representa el estado *final de construcción* y el ensayo lento drenado representa el *estado de operación*.

Los parámetros  $c'$  y  $\phi'$  (envolvente efectiva) se obtuvieron, para el análisis de los estados de carga, mediante ensayos lentos triaxiales. Los resultados se combinaron en el análisis de estabilidad con las presiones de poro correspondientes a cada estado de carga.

Además de los parámetros obtenidos es necesario conocer el peso volumétrico de cada suelo, por lo que se realizaron ensayos Proctor Estándar para conocer la densidad óptima de cada suelo.

Un factor requerido para la ubicación de la Línea de Corriente Superior es la permeabilidad. Para cuantificar ésta se realizaron ensayos granulométricos además de la determinación de los límites de Atterberg. El ensayo requerido para hallar estos factores esta normado en la A.S.T.M como el D4318-10. [24]

Con estos resultados se clasificaron los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) [25], posteriormente en base al tipo de suelo obtenido y en función de tablas se asignó un coeficiente de permeabilidad a cada suelo.

### 3.4.6 Propiedades geomecánicas consideradas

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) nos da valores aproximados de las propiedades mecánicas para los diferentes tipos de suelo, los cuales se presentan en la Tabla 3.5.

Grupo	Resistencia al corte (tensiones efectivas)	
	$c'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tan \phi'$
GW	-	> 0.79
GP	-	> 0.74
GM	0.05	> 0.67
GC	0.05	> 0.60
SP	-	0.72 – 0.76
SM	0.13 – 0.27	0.65 – 0.69
SC	0.09 – 0.21	0.59 – 0.73
SC	0.05 – 0.17	0.53 – 0.67
ML	0.09	0.58 – 0.66
CL	0.22	0.56 – 0.68
CL	0.1 – 0.15	0.50 – 0.58
MH	0.11 – 0.29	0.42 – 0.52

Tabla 3. 5 Propiedades mecánicas de los suelos según la SUCS

Los factores que influyen en la obtención de un mayor o menor ángulo de fricción pueden variar en función de:





- Los suelos que contienen ángulos de fricción interna medios y altos presentan esta característica debido a que aumenta el contacto entre las partículas de su estructura, esto es usual en los suelos que poseen una buena distribución granulométrica.
- A medida que se incrementa el contenido de humedad disminuye el ángulo de fricción interna.

### **3.5 Aplicación del modelo numérico Slope/W en estabilidad de taludes**

Para resolver la problemática en torno a la estabilidad de taludes se deben tomar en cuenta las ecuaciones de campo de los vínculos constitutivos. Las primeras son de equilibrio, las segundas del comportamiento del terreno. Dichas ecuaciones presentan complejidad en su resolución debido a que los terrenos son sistemas multifase.

En la mayor parte de los casos nos encontramos con que el material que forma el terraplén, si bien es saturado también puede ser bifase, lo que hace que el uso de la ecuación de equilibrio se vuelva complicado. Por lo mencionado anteriormente, es casi imposible definir una ley constitutiva de validez general, en cuanto los terrenos presentan un comportamiento no lineal, inclusive en el caso de deformaciones muy pequeñas.

En el análisis de estabilidad de taludes se realizan suposiciones enfocadas al equilibrio estático para que la obtención del factor de seguridad sea factible. Para cada radio posible se puede obtener diferentes superficies de falla, por lo que el cálculo de dicho factor es una tarea tediosa y extensa.

El continuo desarrollo que ha tenido la tecnología en los últimos años ha permitido que las tareas asignadas a los métodos numéricos sean optimizadas a través de *software* que cumplen procesos sistemáticos e iterativos. Como se mencionó anteriormente, el presente estudio analizará la estabilidad de taludes usando el



programa SLOPE/W para que, sistemáticamente se calculen los factores de seguridad mínimos que regirán el comportamiento de la presa.

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

### **3.5.1 Etapas utilizadas por el programa SLOPE/W para el cálculo del factor de seguridad**

Para calcular los factores de seguridad según los diversos métodos de equilibrio límite, se procede a realizar 4 etapas para la solución. [26]

#### ***Etapa 1***

Para la primera iteración, las fuerzas normales y cortantes entre las dovelas son nulas. El factor de seguridad obtenido para el equilibrio de momentos corresponde al factor de seguridad del Método Ordinario de Fellenius. Este factor se utiliza como una primera aproximación correspondiente para las siguientes etapas de iteración.

#### ***Etapa 2***

Para esta etapa se resuelven las ecuaciones no lineales de los factores de seguridad. El valor  $\lambda$  (relación de fuerza cortante y fuerza normal entre dovelas) se iguala a cero, por lo tanto, la fuerza cortante que actúa en la interfaz de las dovelas es nula. Se requieren de 4 a 6 iteraciones para asegurar la convergencia de los factores de seguridad de fuerzas y momentos. La respuesta para la ecuación del equilibrio de momentos corresponde al Método Simplificado de Bishop.

La solución del factor de seguridad de equilibrio de fuerzas corresponde al método de Janbu, sin la aplicación del factor de corrección empírico  $f_0$ . Dicho factor

depende de la geometría de la superficie de falla, la cohesión y el ángulo de fricción del suelo.

### **Etapa 3**

Se procede a calcular los factores de seguridad de fuerzas y momentos para los métodos que consideran las fuerzas entre dovelas.

El programa calcula un valor de  $\lambda$  que provee el mismo factor de seguridad para equilibrio de fuerzas y momentos. Se asigna un valor a este parámetro igual a  $2/3$  de la cuerda del talud, para una primera estimación (Figura 3.16). Los factores de seguridad de equilibrio de fuerzas y momentos son calculados utilizando esta estimación de lambda, para su posterior uso que predecirá valores más óptimos de tal forma que los factores de seguridad para equilibrio de momentos y fuerzas sean iguales

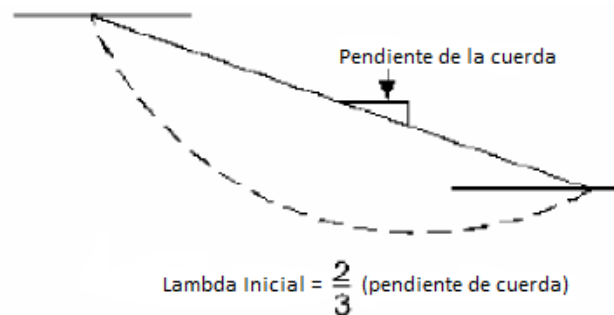


Figura 3. 16 Esquema de selección del valor inicial de lambda ( $\lambda$ )

### **Etapa 4**

Para esta etapa es necesario un entendimiento completo de la relación entre los factores de seguridad y la función definida por las fuerzas entre dovelas. El factor de seguridad es calculado utilizando la ecuación de equilibrio de fuerzas con un valor de  $\lambda=1$ .

## 4. OBTENCIÓN DE RESULTADOS APLICANDO EL PROGRAMA SLOPE/W

### 4.1 Implementación del modelo numérico SLOPE/W para encontrar el factor de seguridad

#### 4.1.1 Análisis de filtración para Línea de Corriente Superior (LCS)

Para el análisis de estabilidad de taludes es primordial definir el lugar geométrico de la LCS para delimitar las zonas saturadas y no saturadas que constituyen el terraplén. Se hará uso del programa SEEP/W analizando las posibles alternativas. Se han estudiado todas las variantes considerando las etapas antes y después de la excavación para la construcción de la presa con el propósito de verificar la posición de la curva piezométrica en la sección del talud.

#### ***Permeabilidad***

Las permeabilidades asumidas son iguales en ambas direcciones, por lo que  $k_x = k_{yp}$ , ya que el suelo es homogéneo e isótropo.

De la Tabla 3.4 se ha obtenido el siguiente valor de permeabilidad para el limo arenoso:

$$k = 1.2 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

#### ***Geometría***

Primeramente se analizará la estabilidad para la presa Macul 1 debido a la disponibilidad de datos, y en función de ésta se hará una proyección del posible comportamiento del resto de presas por la similitud de los suelos con los que serán construidas las presas.

Las dimensiones de la sección transversal de la presa Macul 1 en la parte más alta se muestran en la Figura 4.1:

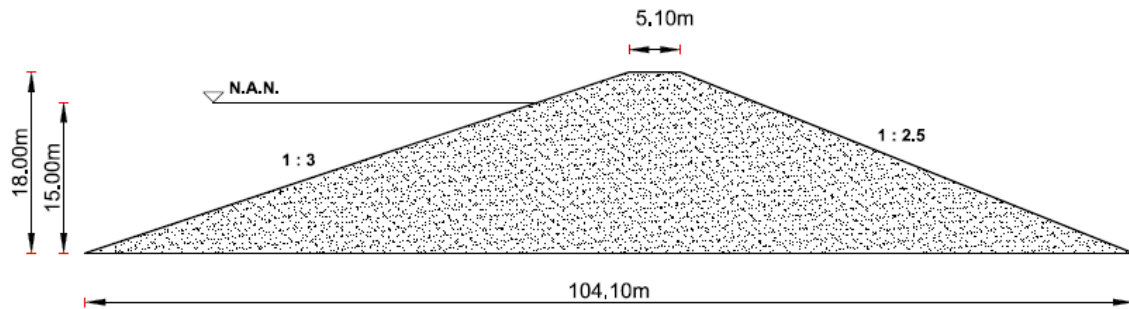


Figura 4. 1 Dimensiones de la presa de tierra Macul 1

### **Condiciones de saturación**

Con frecuencia se presenta que las fallas en los taludes son ocasionadas por un incremento de peso de la superficie deslizante, acompañada de la pérdida de la capacidad soportante causada por un aumento de la presión de poros en la época lluviosa; dada esta razón se busca un modelo en el cual las condiciones de saturación sean críticas para la falla.

### **Condiciones de frontera**

Condición aguas arriba: Se ha establecido que el nivel de aguas normales sobre el estrato de las lutitas tiene una altura de 15m.

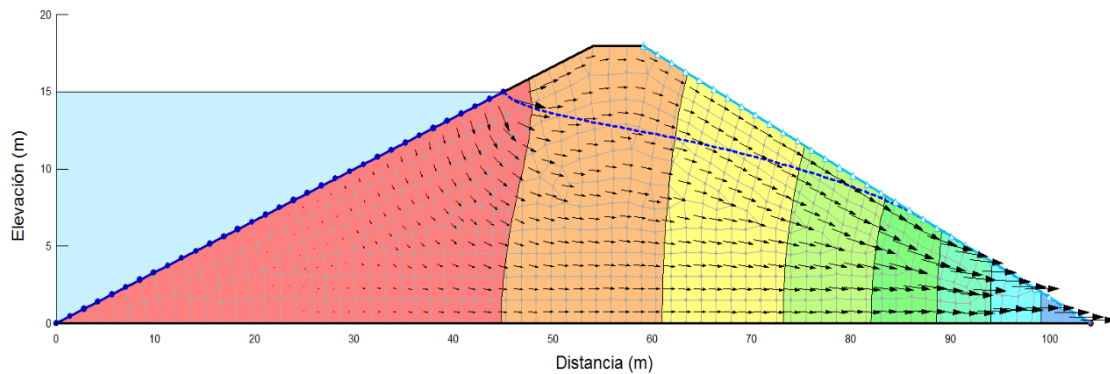
Condición aguas abajo: Se ha considerado que las caras aguas abajo de las presas de tierra están sometidas a la presión atmosférica.

En los análisis de filtración se definen las condiciones de borde del problema, al adoptar la carga piezométrica total ( $H = Z + \frac{u}{\gamma_w}$ , y  $h = \frac{u}{\gamma_w}$ ) y el gasto Q.

La presión de poro en la Línea de Corriente Superior es cero (o atmosférica en la escala absoluta de presiones), pero al programa no se le puede poner dicha condición, ya que, el mismo, por un proceso iterativo la determina.

### **Análisis en SEEP/W**

Tomando en cuenta todas las consideraciones anteriormente mencionadas se han obtenido los siguientes resultados:



**Figura 4. 2 Línea de Corriente Superior en la presa Macul 1**

Los métodos convencionales para hallar la Línea de Corriente Superior, como Schaffernak y Von Iterson consideran que en la masa de suelo sobre ésta no existe flujo; sin embargo, se puede observar que a través del análisis por elementos finitos si existe una cantidad mínima de agua que cruza esta parcela de la presa.

Los vectores de color negro mostrados en la Figura 4.2 indican la magnitud del flujo a lo largo de la sección. En la parte superior de la presa se observan flujos pequeños, existentes debido al efecto de la capilaridad propia de la estructura del terreno; mientras que, en la parte final se tienen mayores movimientos de agua, evidenciando la utilidad de este análisis para la localización de la zona del talud en donde se colocarán los drenes.

#### **4.1.2 Análisis de estabilidad aplicando SLOPE/W**

Los estados de carga a los que se va a someter la presa de tierra son los de *final de construcción y operación*. En el primer estado de carga es obligatorio hacer el cálculo de estabilidad mediante un análisis en tensiones efectivas, lo que conlleva a determinar la resistencia a cortante de los materiales que constituyen la parte aguas abajo de la presa, mediante ensayos triaxiales lentos en muestras saturadas y pronosticar las presiones de poro que provocan la inestabilidad (presiones hidrodinámicas). En el segundo es necesario hacer un análisis en tensiones totales, para lo que se utilizarán ensayos lentos o drenados sobre muestras saturadas.

En este análisis no se consideran los materiales que constituyen el filtro aguas abajo, ni el recubrimiento aguas arriba, ya que los mismos no contribuyen a la estabilidad de la sección analizada.

Se procede a hacer una serie de tanteos, tomando las siguientes consideraciones:

- La malla de centros debe ser lo más grande posible para no obviar eventuales radios de falla.
- La proyección horizontal de los vértices extremos de la malla ha de quedar dentro de los límites de los radios, teniendo en cuenta que éstos se obtienen por la distancia en proyección perpendicular a los límites de los radios.
- Es conveniente que el centro de deslizamiento para el factor de seguridad mínimo quede relativamente centrado en la malla de centros definida, no debiendo aceptarse nunca en sus laterales.
- Se deben tomar con precaución los resultados de seguridad exageradamente elevados o extremadamente bajos. [27]

#### **4.1.3 Perfil estratigráfico del lugar de presa**

En la figura 4.4 se muestra la estratigrafía del terreno en donde se ubicará la Presa Macul 1, las 3 zonas mostradas corresponden a las perforaciones de los márgenes izquierda y derecha del río y la zona central del cauce.

El lugar geométrico donde se prevé mayor riesgo de falla es en el que el talud es el más alto, el cual corresponde al fondo del cauce del río.

El primer estrato donde se asentará la presa está compuesto por limos que llegan hasta una profundidad de 4m. Debajo de éste se tiene una zona conformada por limos de baja plasticidad, los que tienen una profundidad de 9m, como se muestra en la figura 4.3. Para el análisis se ha considerado a estas dos capas como un estrato único de lutitas, de manera que se les pueda atribuir valores iguales de cohesión ( $c'$ ), ángulo de fricción interna ( $\phi'$ ) y peso volumétrico ( $\gamma$ ).

El estrato más bajo está compuesto por areniscas, las cuales debido a los altos valores de cohesión y fricción interna propios será la zona límite a la que llegarán las posibles superficies de falla.

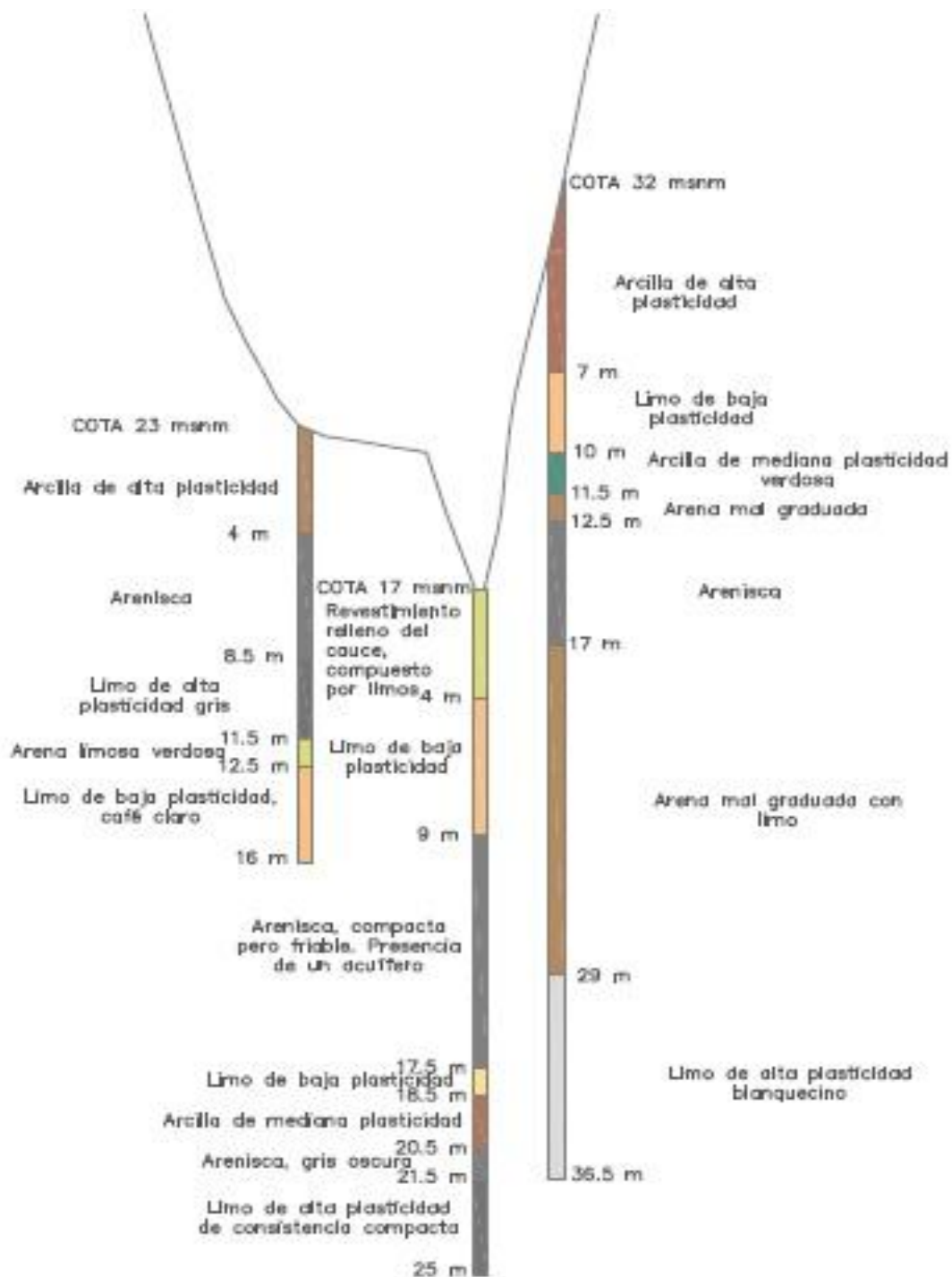


Figura 4. 3 Perfil estratigráfico del lugar de presa para Macul 1



#### 4.1.4 Propiedades geotécnicas utilizadas en el modelo

En función de los materiales presentes en la estratigrafía que se muestra en la Figura 4.3, y basándonos en los valores de la Tabla 3.5 se obtienen las tablas 4.1 y 4.2.

Para el análisis en tensiones totales para el estado de carga *final de construcción* se tiene:

Zona	Material	c' (kPa)	$\Phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Terraplén	Limo arenoso	80	5	17
Cimiento	Lutita	100	0	20
	Arenisca	20	38	18

Tabla 4. 1 Propiedades geotécnicas en tensiones totales para Macul 1

Para el análisis en tensiones efectivas en el estado de carga *operación* se tiene:

Zona	Material	c' (kPa)	$\Phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Terraplén	Limo arenoso	40	18	18.5
Cimiento	Lutita	10	15	20
	Arenisca	20	38	18

Tabla 4. 2 Propiedades geotécnicas en tensiones efectivas para Macul 1

El estado de carga *desembalse rápido* es al que se ven sometidas la presa y la cimentación luego de que el nivel del agua desciende de manera rápida y brusca por debajo del Nivel de Aguas Normales (N.A.N.) y en el interior del terraplén el agua mantiene casi el mismo nivel que tenía, dado el uso que tendrán las presas del proyecto PACALORI (riego y control de inundaciones) este estado de carga se descarta, ya que durante el funcionamiento de las mismas la velocidad de descenso del agua será muy baja.

## 4.1.5 Obtención del factor de seguridad para los distintos estados de carga

### 4.1.5.1 Final de construcción

#### a) Fellenius

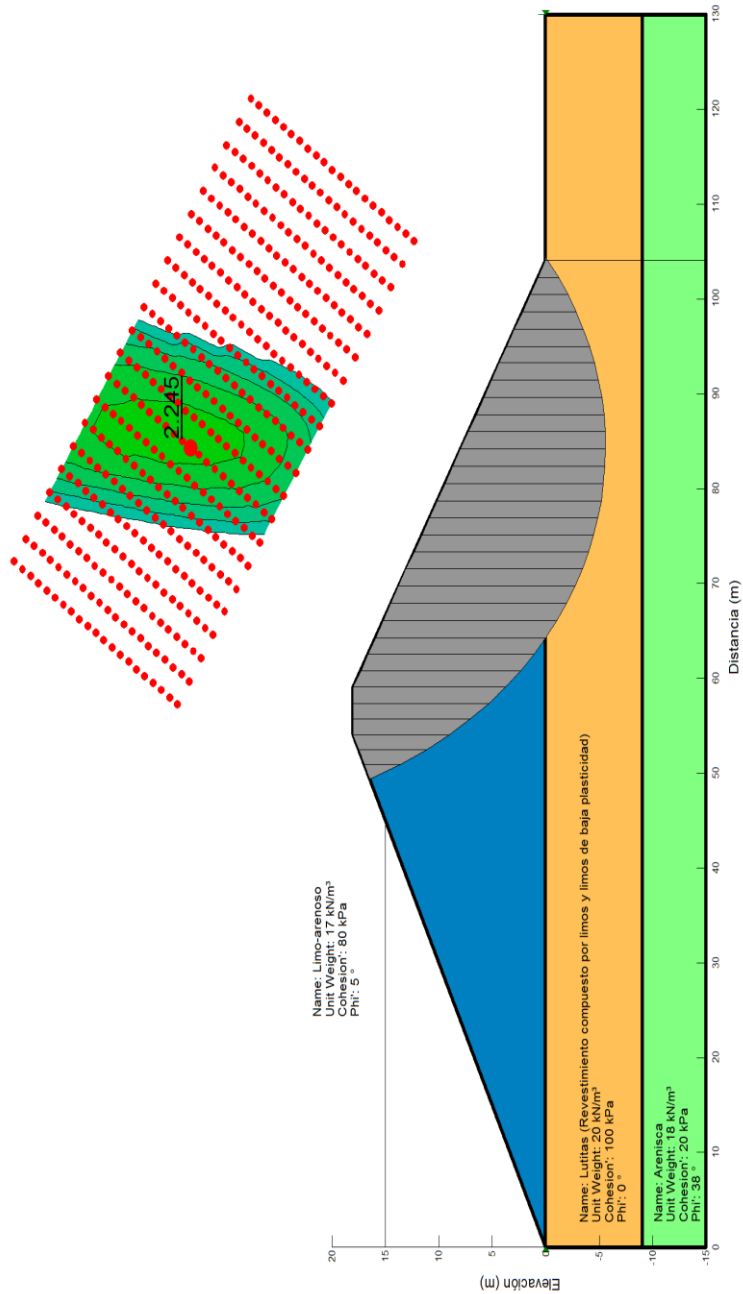


Figura 4. 4 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Fellenius en la presa Macul 1

### b) Bishop

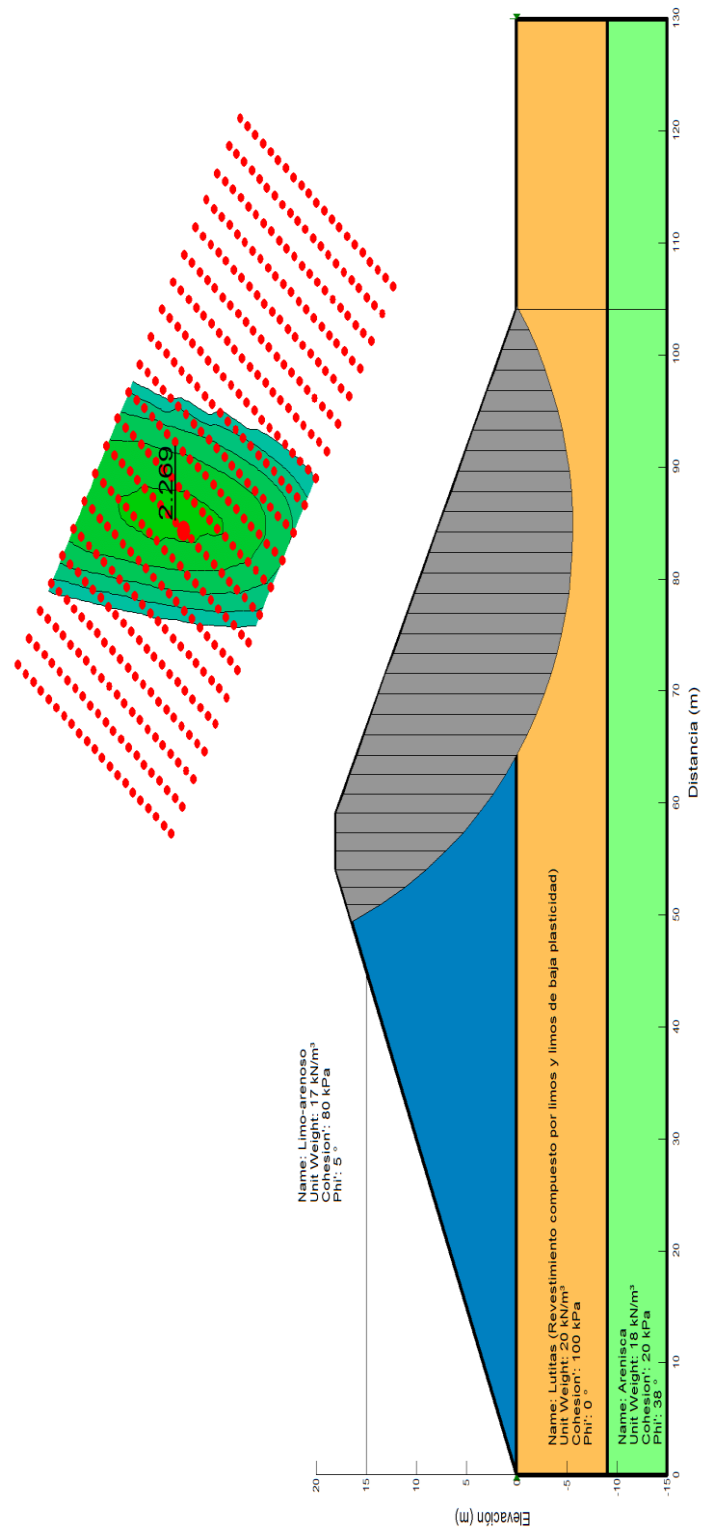


Figura 4. 5 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Bishop en la presa Macul 1

### c) Janbu

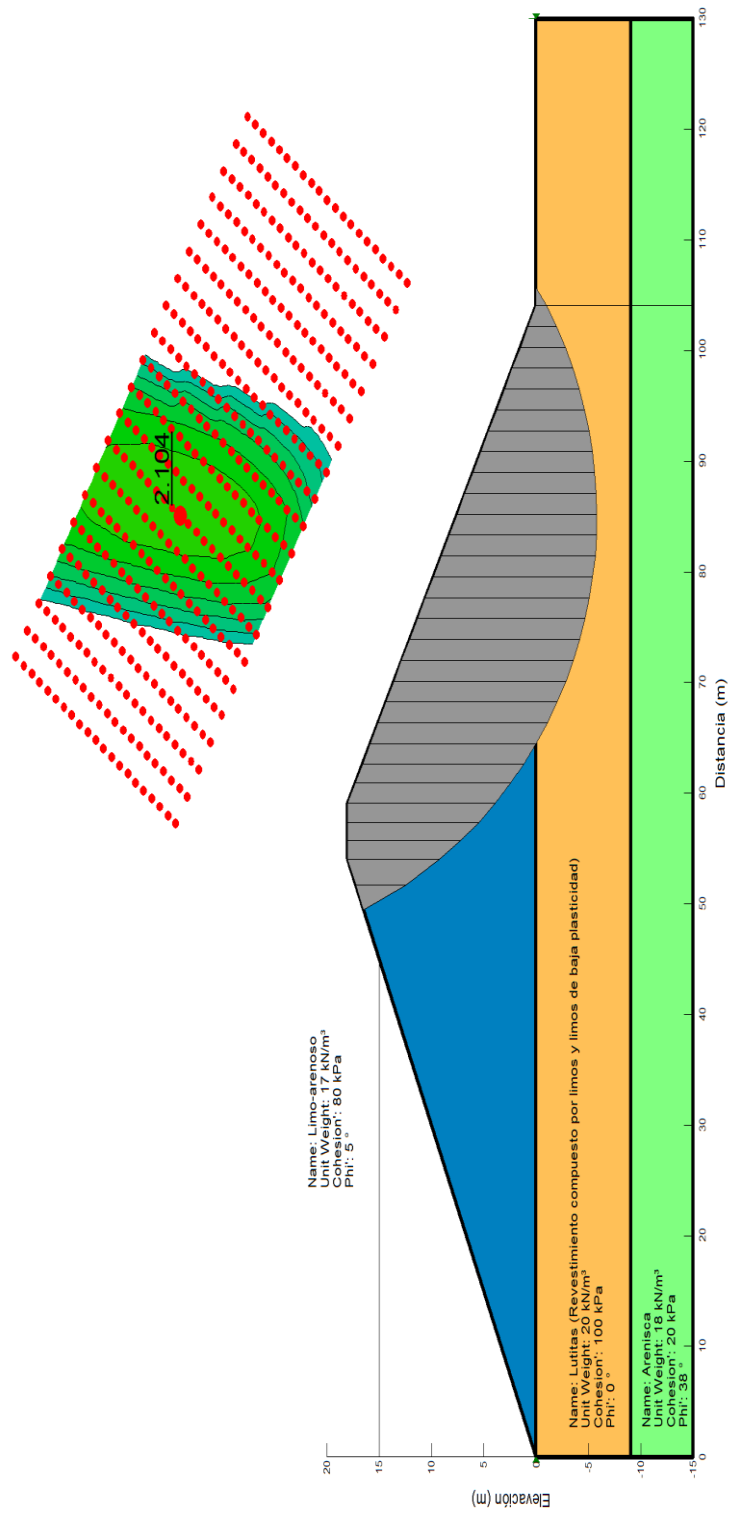


Figura 4. 6 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Janbu en la presa Macul 1

### d) Spencer

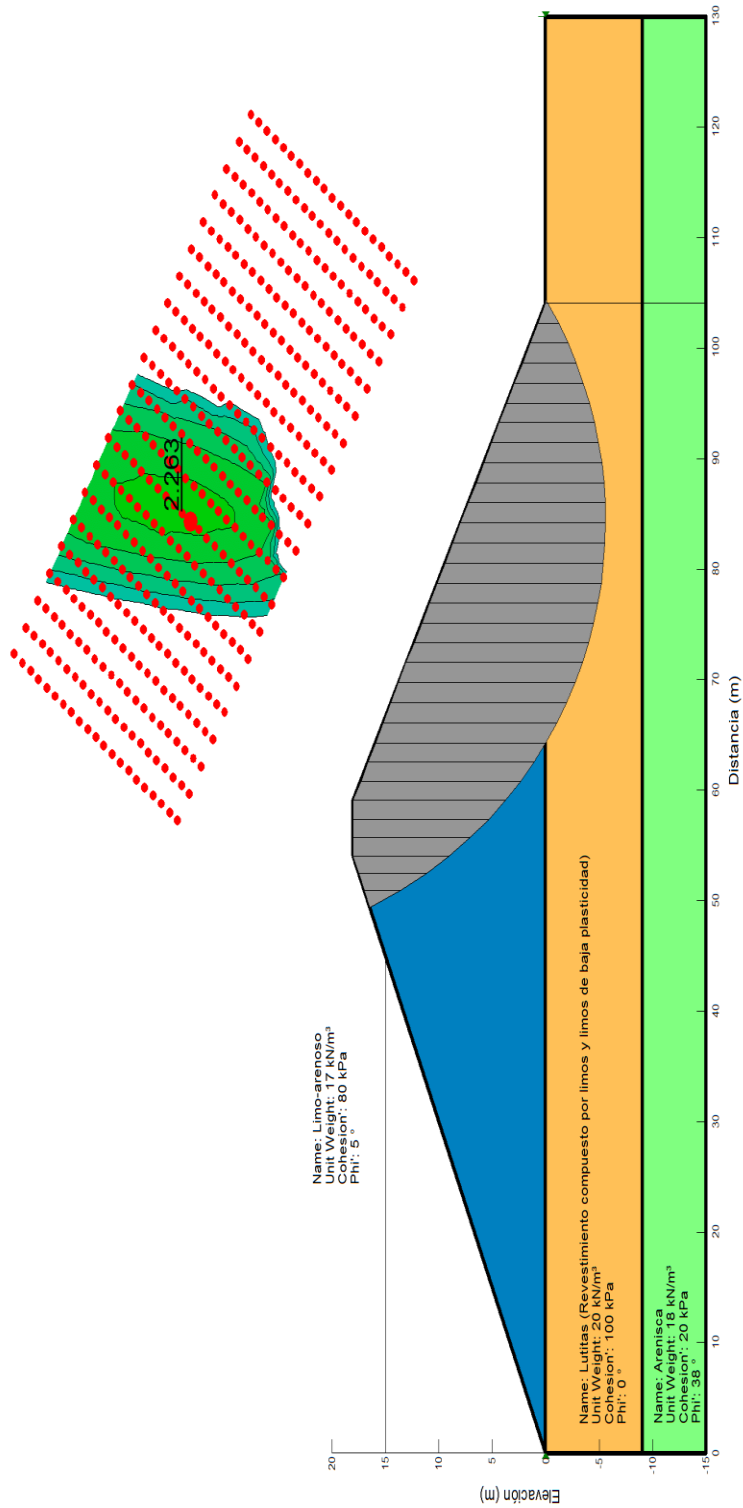


Figura 4. 7 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Spencer en la presa Macul 1

### e) Morgenstern - Price

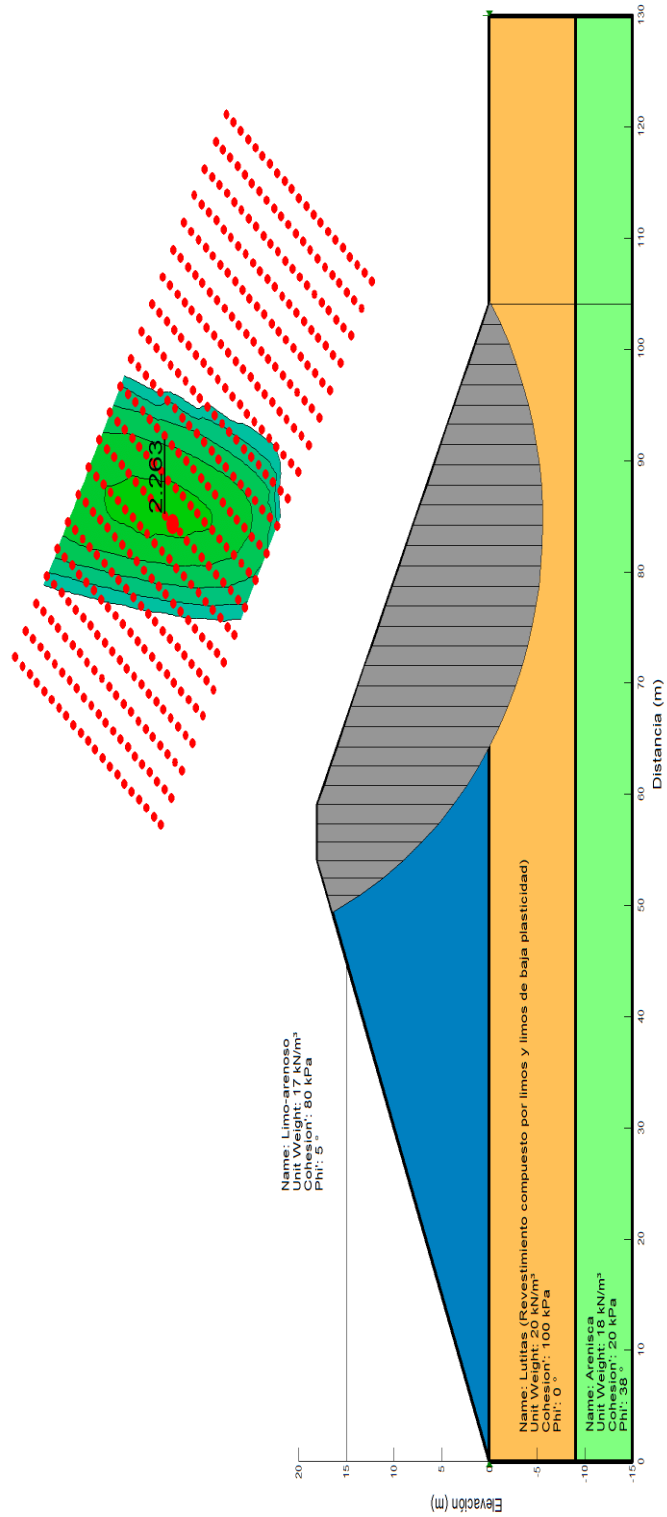


Figura 4. 8 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Morgenstern-Price en la presa Macul 1

### 4.1.5.2 Operación

#### a) Método de Fellenius.

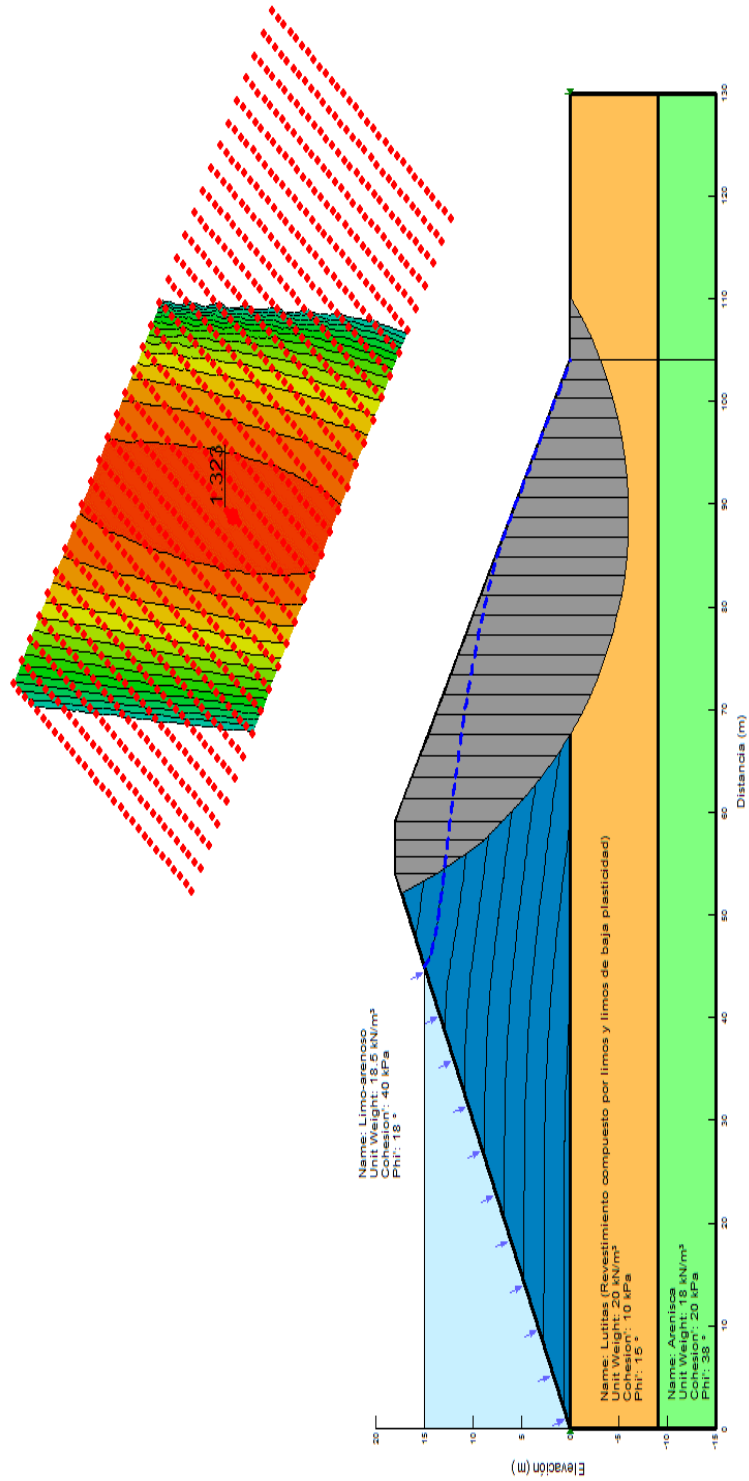


Figura 4. 9 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Fellenius en la presa Macul 1

### b) Método de Bishop

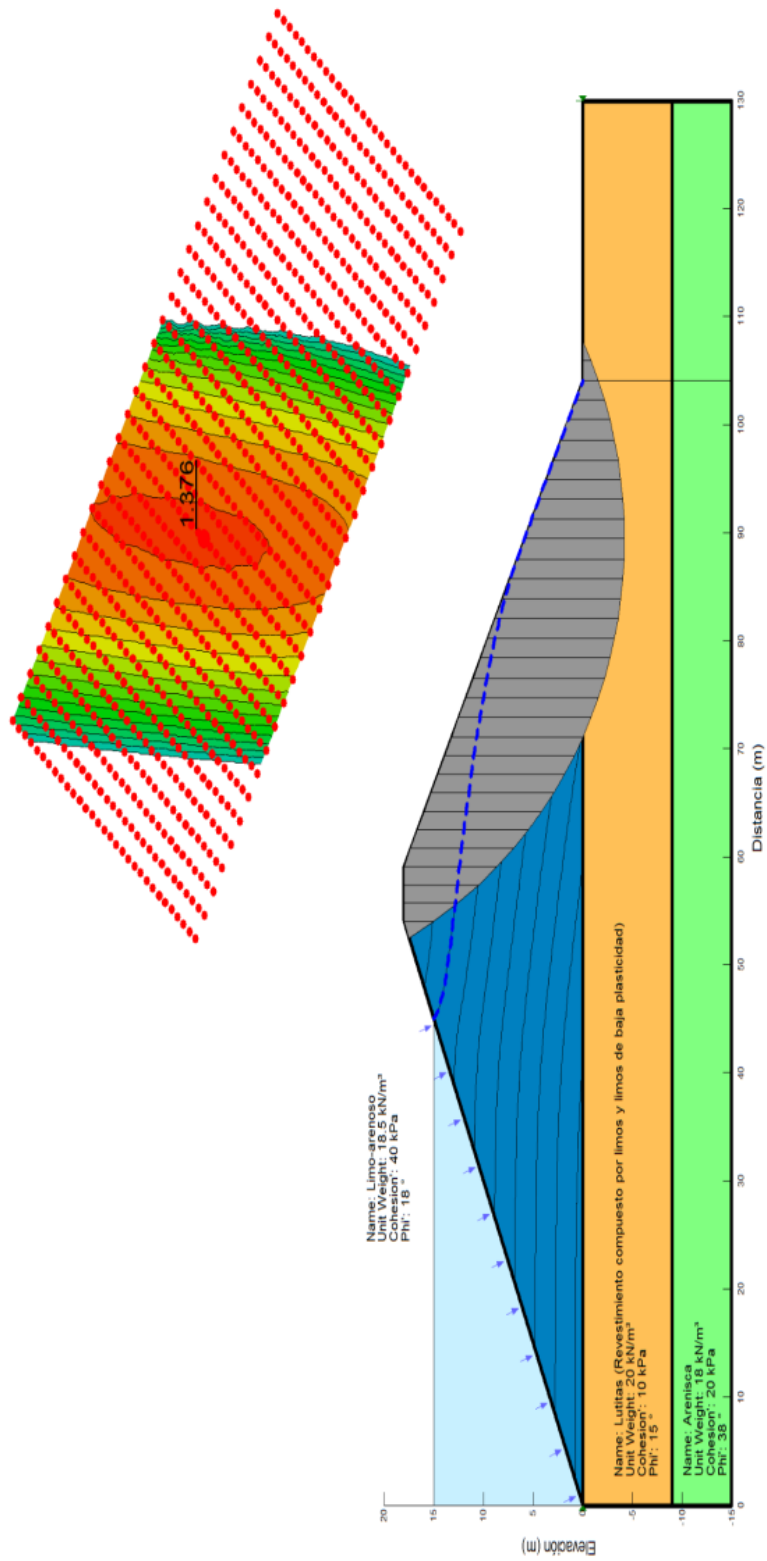


Figura 4. 10 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Bishop en la presa Macul 1



### c) Método de Janbu

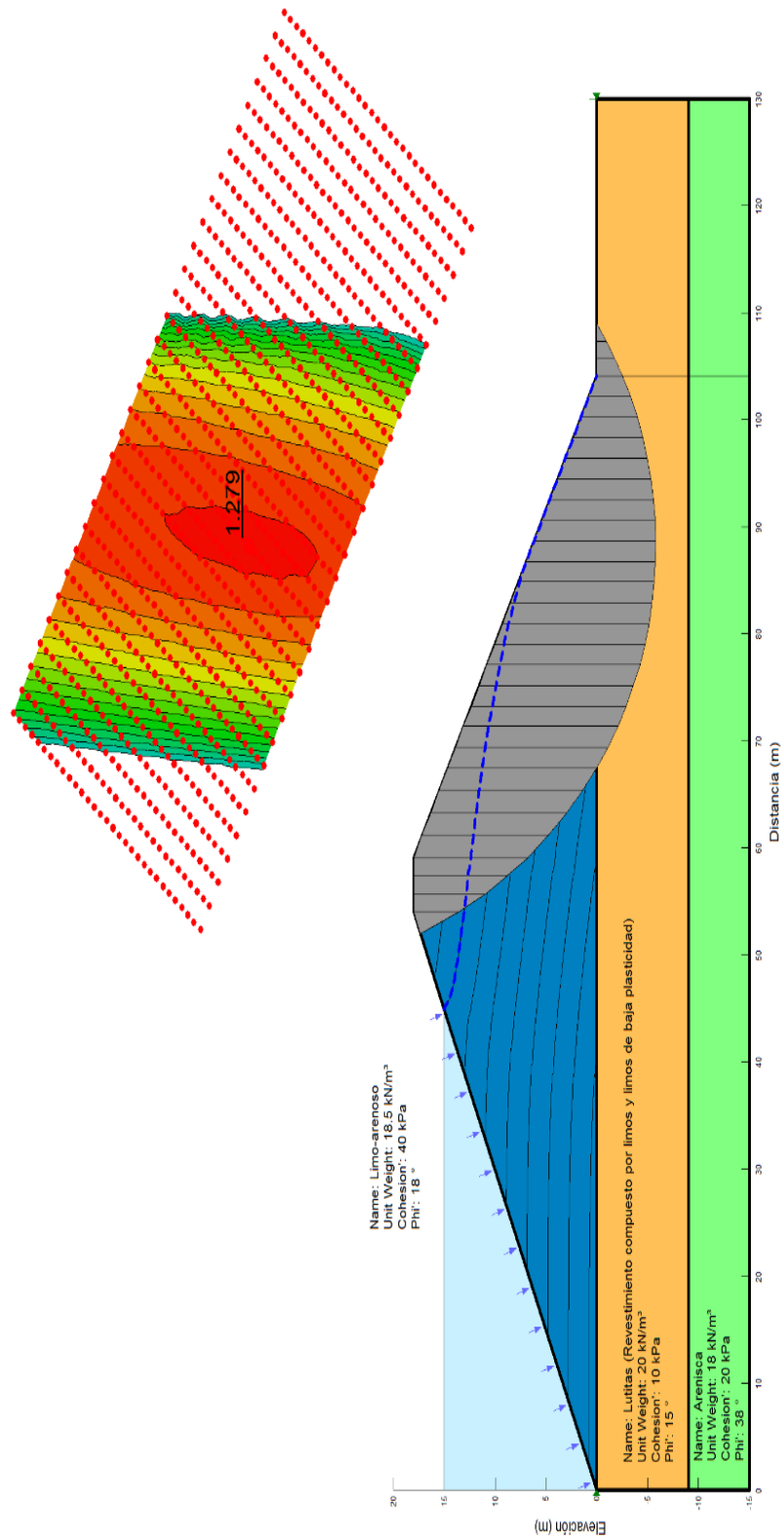


Figura 4. 11 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Janbu en la presa Macul 1

### d) Método de Spencer

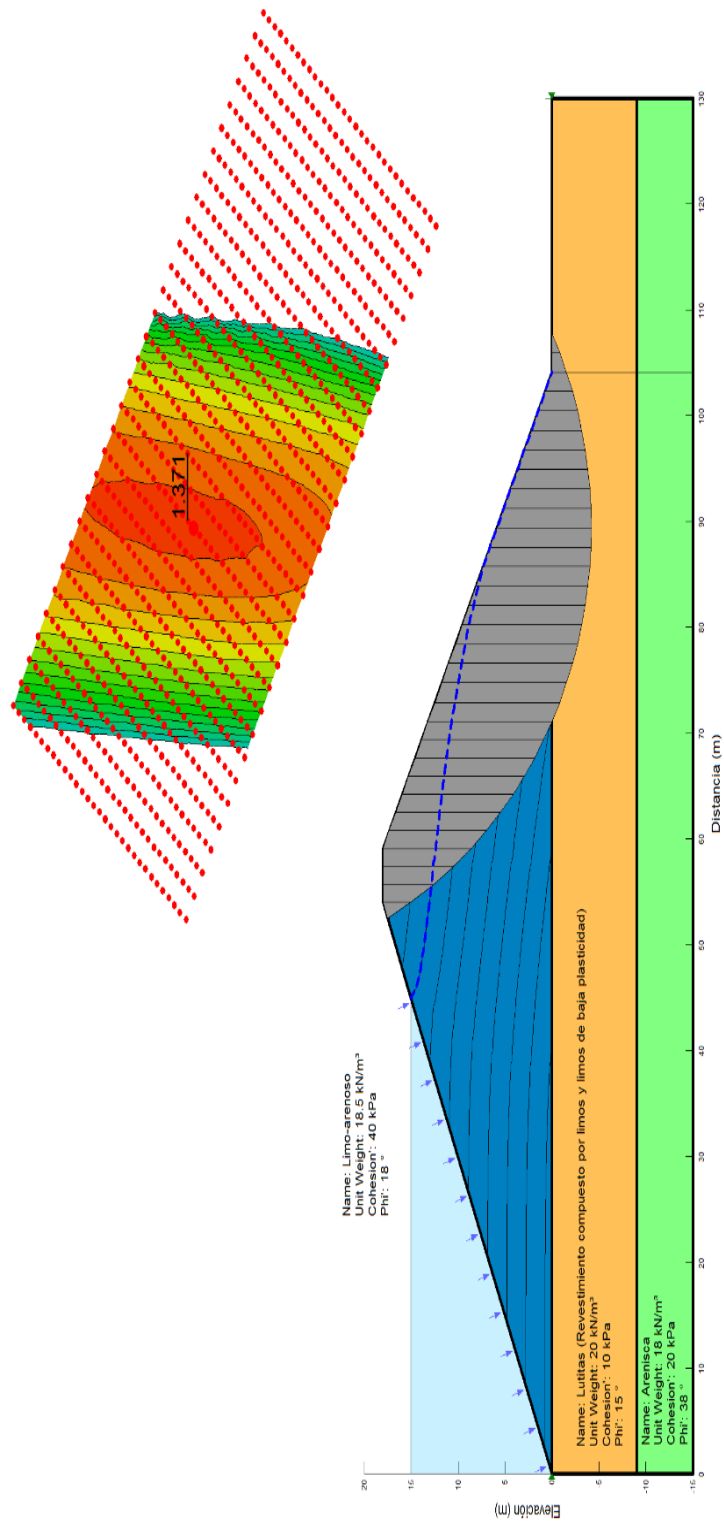


Figura 4. 12 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Spencer en la presa Macul 1

### e) Método de Morgenstern-Price

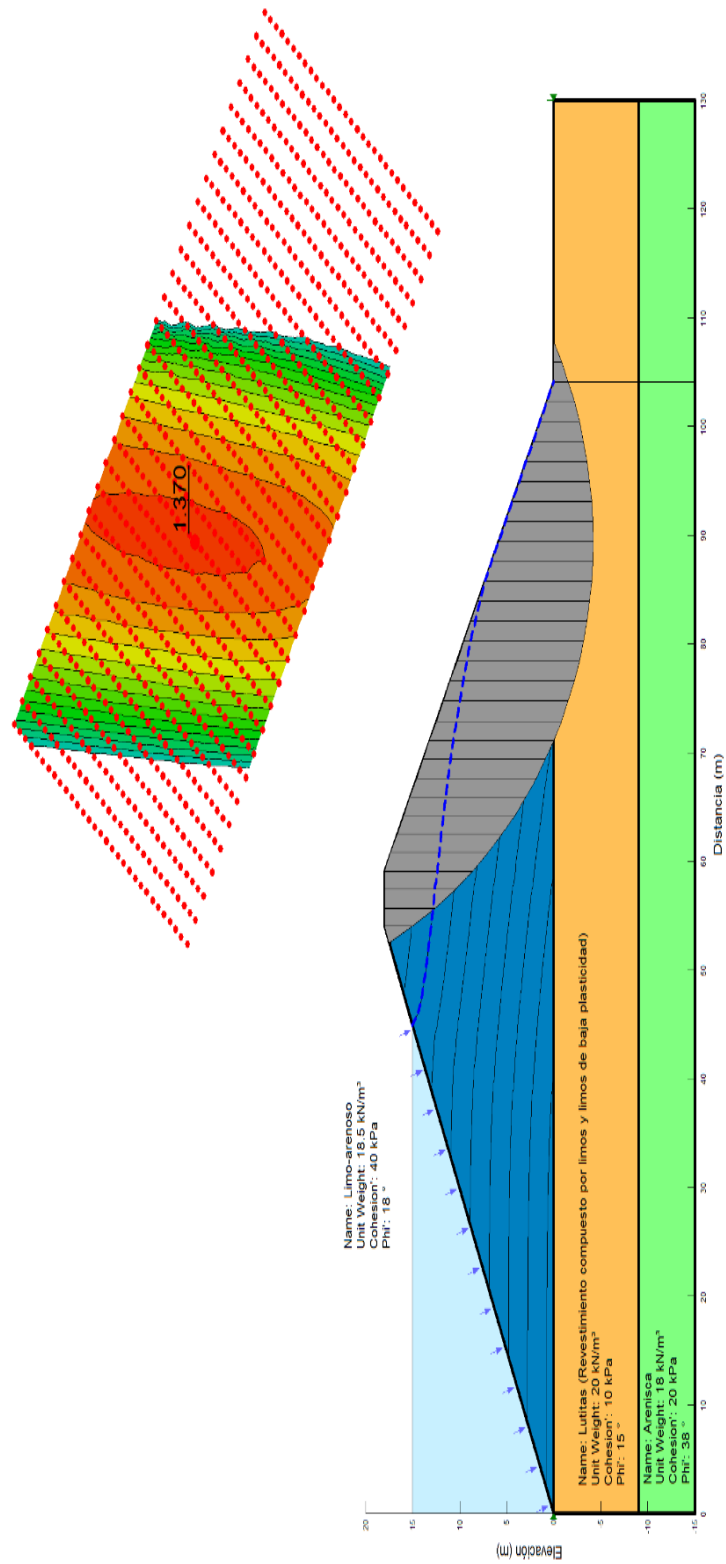


Figura 4. 13 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Morgenstern-Price en la presa Macul 1



Los factores de seguridad mínimos calculados son los siguientes:

**a) Final de construcción:**

Método	Factor de Seguridad
Fellenius	2.245
Bishop simplificado	2.269
Janbu	2.104
Spencer	2.263
Morgenstern-Price	2.263

Tabla 4. 3 Factores de seguridad obtenidos para *final de construcción*

**b) Operación:**

Método	Factor de Seguridad
Fellenius	1.323
Bishop simplificado	1.376
Janbu	1.279
Spencer	1.371
Morgenstern-Price	1.370

Tabla 4. 4 Factores de seguridad obtenidos para *operación*

## 4.2 Análisis de la superficie de falla para los distintos métodos aplicados

De los resultados obtenidos se puede observar que las superficies de falla son similares para todos los métodos, cortando el estrato conformado por las lutitas pero sin llegar al límite inferior formado por areniscas; esto se debe a que el estrato que conforma el cimiento tiene un espesor considerable, además que, el ángulo de fricción interna y la cohesión propia de este tipo de suelos son suficientes para que la superficie no corte en su totalidad el estrato.



## 5. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

### 5.1 Tabla de factores de seguridad para cada método

Los factores de seguridad mínimos calculados son los siguientes:

Factor de seguridad		
Método	Final de construcción	Operación
Fellenius	2.245	1.323
Bishop simplificado	2.269	1.376
Janbu	2.104	1.279
Spencer	2.263	1.371
Morgenstern-Price	2.263	1.370

Tabla 5. 1 Factores de seguridad obtenidos para *final de construcción y operación*

### 5.2 Comparación de resultados obtenidos por los métodos aplicados

De los factores de seguridad obtenidos se presentan las tablas comparativas 5.2 y 5.3



<b>Final de construcción</b>					
	<b>Fellenius</b>	<b>Bishop</b>	<b>Janbu</b>	<b>Spencer</b>	<b>Morg.-Price</b>
<b>Fellenius</b>	-	1,07%	6,70%	0,80%	0,80%
<b>Bishop</b>	1,07%	-	7,84%	0,27%	0,27%
<b>Janbu</b>	6,70%	7,84%	-	7,56%	7,56%
<b>Spencer</b>	0,80%	0,27%	7,56%	-	0,00%
<b>Morg.-Price</b>	0,80%	0,27%	7,56%	0,00%	-

Tabla 5. 2 Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción)

<b>Operación</b>					
	<b>Fellenius</b>	<b>Bishop</b>	<b>Janbu</b>	<b>Spencer</b>	<b>Morg.-Price</b>
<b>Fellenius</b>	-	4,01%	3,44%	3,63%	3,55%
<b>Bishop</b>	4,01%	-	7,58%	0,36%	0,44%
<b>Janbu</b>	3,44%	7,58%	-	7,19%	7,11%
<b>Spencer</b>	3,63%	0,36%	7,19%	-	0,07%
<b>Morg.-Price</b>	3,55%	0,44%	7,11%	0,07%	-

Tabla 5. 3 Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Operación)

Los métodos más utilizados en el análisis de estabilidad de taludes son los de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas y de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Una comparación directa entre los valores para los métodos obtenidos nos entrega que, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 0.27% en *final de construcción* y entre 0.36%-0.44% en *operación* con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado



de Janbu generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 8%. Freddlund y Krahn (1977) aseveran que el método simplificado de Janbu puede llegar a subestimar el valor del factor de seguridad hasta en un 30%. Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. [28]

Usualmente se consideran como casos extremos los factores de seguridad obtenidos por los métodos de Fellenius y Bishop debido a las hipótesis que dan a las fuerzas laterales entre dovelas; pero se puede observar que para el análisis efectuado a la presa Macul 1 el mínimo valor encontrado ha sido obtenido por el método de Janbu; el que además presenta la mayor variación con respecto al resto de métodos.

La Tabla 5.4 presenta las condiciones de equilibrio estático que se satisfacen en los diversos métodos. La tabla 5.6 presenta una comparación de los diversos métodos basados en equilibrio límite.

Método	Dirección vertical	Dirección horizontal	Equilibrio de momentos
Fellenius	Si	No	Si
Bishop simplificado	Si	No	Si
Janbu	Si	Si	No
Spencer	Si	Si	Si
Morgenstern-Price	Si	si	Si

Tabla 5. 4 Condiciones de equilibrio estático que satisfacen los diversos métodos

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
<b>Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)</b>	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.



<b>Bishop simplificado (Bishop 1955)</b>	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela
<b>Janbu Simplificado (Janbu 1968)</b>	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbu utiliza un factor de corrección $F_o$ para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
<b>Spencer (1967)</b>	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
<b>Morgenstern-Price (1965)</b>	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.

Tabla 5. 5 Comparación de los diversos métodos basados en el equilibrio límite (23)

El método de Spencer considera las fuerzas normal y de corte entre dovelas y satisface el equilibrio de fuerzas y de momentos. La única condición en este método es que la proporción de fuerza de corte a normal entre dovelas debe mantenerse constante.

El programa SLOPE/W calcula un factor de seguridad que satisface el equilibrio entre fuerzas ( $F_f$ ) y otro que satisface el equilibrio de momentos ( $F_m$ ), para varias proporciones cortante a normal (esta proporción es nombrada en el programa como lambda). Este proceso iterativo continúa efectuándose hasta que  $F_f$  y  $F_m$  son aproximadamente el mismo, cuando estos dos valores se encuentran dentro de una tolerancia especificada se dice que la solución tiene convergencia y se ha encontrado el factor de seguridad de Spencer.

Aunque el método de Morgenstern-Price y el de Spencer son muy similares tienen una pequeña variación la cual es que el primero permite especificar una función de



fuerzas entre dovelas, es decir, que la fuerza de corte a normal entre dovelas es distinta para cada una de ellas.

En la Figura 5.1 podemos observar cómo varía el factor de seguridad con respecto al valor de lambda para el *final de construcción* de la presa analizada; mientras que, la variación para el factor de seguridad que satisface el equilibrio de fuerzas es muy pequeña, ésta es muy grande para el factor que satisface el equilibrio de momentos.

Al ser métodos casi exactos los valores del factor de seguridad obtenidos por ambos procedimientos es similar, llegando incluso a ser el mismo, como se observa en el caso de *final de construcción*. De cualquier forma, la transición presente en el estado de carga de *operación* para dicho parámetro es del 0.07%, por lo que se aduce que el uso de ambos métodos son útiles para el análisis de presas de tierra en donde la variación de las fuerzas y momentos entre dovelas es mínima.

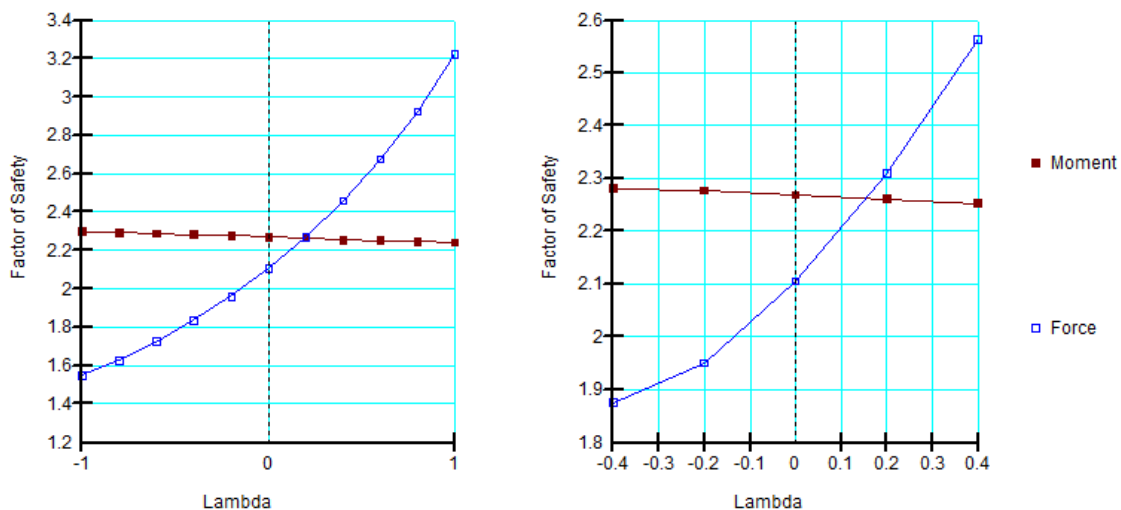


Figura 5. 1 Gráfica del factor de seguridad vs. Lambda en *final de construcción* para los métodos Morgenstern-Price (izquierda) y Spencer (derecha)

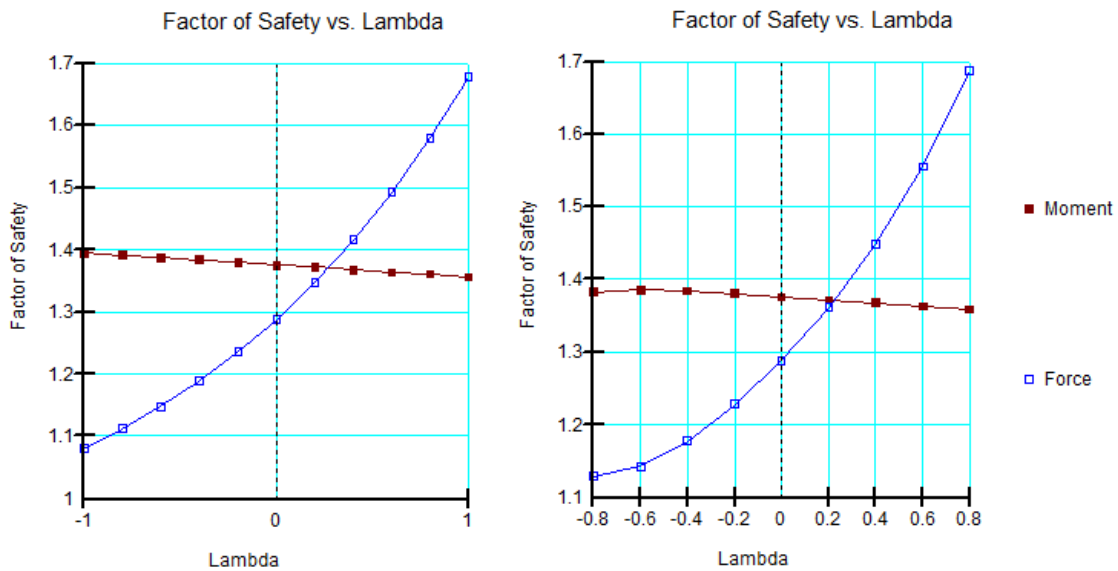


Figura 5. 2 Gráfica del factor de seguridad vs. Lambda en *operación* para los métodos Morgenstern Price (izquierda) y Spencer (derecha)

En la Figura 5.3 se presenta el cambio de los esfuerzos totales con respecto al eje X. Se puede observar que los métodos de Fellenius, Bishop y Janbu presentan valores similares en los picos de la curva, llegando a los 275 kPa aproximadamente. Se advierte además, que hay diferencias únicamente en la forma de la parábola obtenida y de la abscisa en la que se evalúa el esfuerzo; siendo el método Ordinario o de Fellenius el que presenta mayor uniformidad de desarrollo a lo largo de la presa.

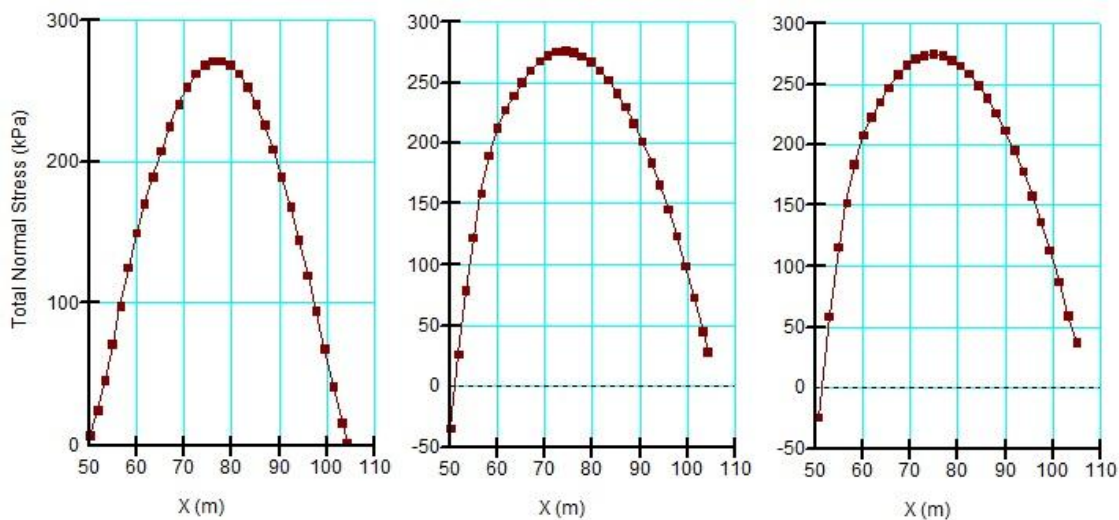


Figura 5. 3 Variación de los Esfuerzos totales en estado de carga *final de construcción* para los métodos Fellenius, Bishop y Janbu, respectivamente.

Para el estado de carga *operación* se ha realizado un análisis de la variación de los esfuerzos efectivos a lo largo del eje X. Como se observa en la Figura 5.4, por el método de de Fellenius y Janbu se obtienen picos similares aproximados a 265 kPa, mientras que el método de Bishop nos da un pico de 230 kPa. Se tiene además que, hay un incremento importante en los esfuerzos efectivos cuando la superficie de falla cambia de estrato: esto se debe principalmente a la diferencia de resistencias que se produce al intentar cortar suelos con mejores cohesiones, como por ejemplo los de la base del cimiento, que han sufrido procesos previos de consolidación. Por otro lado, se observa que, debido a la variación de las hipótesis fijada por cada método, el incremento no se produce exactamente en la misma abscisa, sino que tiene ligeras variaciones, siendo en el método de Bishop del que se desprende una diferencia mayor, produciéndose después de los 70m a lo largo de la sección de la presa.

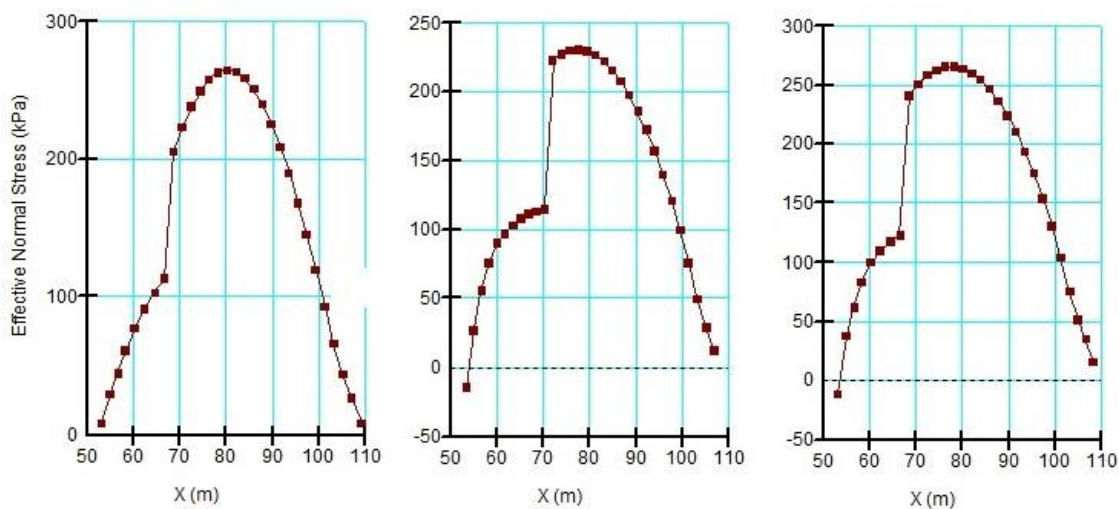


Figura 5. 4 Variación de los esfuerzos efectivos en estado de carga *operación* para los métodos Fellenius, Bishop y Janbu, respectivamente.



### 5.3 Conclusiones

- El contenido de agua presente en la masa del suelo contribuye a la disminución de la estabilidad de taludes, ya que saturan los suelos disminuyendo la cohesión de sus partículas. Esto es observable en la marcada diferencia del factor de seguridad entre el estado de carga *final de construcción* y *operación*, como se tiene en la Tabla 5.1. En el primer caso, donde no hay incremento de humedad en el cuerpo del terraplén se tiene taludes más seguros debido a que la cohesión del cuerpo de la presa no se ve afectada.
- No existe un procedimiento que proporcione un factor de seguridad totalmente confiable, por lo que se realizó el análisis de estabilidad usando varios métodos, para obtener un rango de valores en los que el más conservador fue derivado del método de Janbu y el más alto fue otorgado por el método de Bishop, por ende, el resto de factores se encuentran en este intervalo.

Debido a sus características geométricas, Macul 1 es una presa de Categoría III (Tabla 2.3), por lo que, los factores de seguridad admitidos se encuentra entre 1.10 – 1.20 (Tabla 2.4); así, el factor de seguridad mínimo calculado fue de  $FS=1.279$  (Janbu) para el estado de carga *operación*, pudiendo de esta manera concluir que la presa estudiada es estable y segura.

- Debido a que el estado de carga *operación* presenta los factores de seguridad más críticos, éste debe ser el que gobierne la elección de las pendientes que tendrán los taludes. En el caso de Macul 1, el factor de seguridad mínimo calculado (1,279) sobrepasa el límite permitido 1.20 (Tabla 2.4).
- Para el estado de carga *final de construcción* se ha realizado el análisis de estabilidad en el talud más empinado (aguas abajo); encontrando que es estable y seguro ( $FS=2,104$ ), por lo que se puede concluir que el talud aguas arriba también lo será debido a que es más tendido. Por otro lado, para el caso de *operación* solamente se debe analizar el talud aguas abajo, ya que



éste presenta el caso más desfavorable debido a la filtración a la que se ve sujeto.

- Se puede concluir que para la presa estudiada el método de Janbu nos entrega el factor de seguridad más conservador, por lo que debe ser tomado en cuenta para un diseño seguro en la etapa de factibilidad. Para etapas posteriores en las que se requiera mayor precisión en los cálculos se puede realizar el análisis mediante los métodos de Spencer y Morgenstern-Price ya que de la experiencia adquirida en otras presas se sabe que estos son los que más se aproximan a la realidad.

#### 5.4 Recomendaciones

- Un cálculo confiable del factor de seguridad depende de la precisión con la que se cuantifiquen los parámetros geotécnicos de los suelos usados en la construcción de la presa; por lo que se deben efectuar los ensayos requeridos para cada estado de carga al que se verán sometidas las mismas, procurando siempre alcanzar un diseño que optimice la seguridad y el gasto económico de la obra.
- Debido a que el agrietamiento es una de las causas más comunes de falla en presas de tierra, es necesario tomar medidas para contrarrestar este efecto. Del análisis efectuado en este estudio se recomienda seleccionar materiales que tengan  $IP > 15\%$  y que sean colocados con energías bajas de compactación, de forma que las presas sean flexibles y así reducir los efectos causados por asentamientos diferenciales originados por la deformación del propio cuerpo del terraplén o del terreno de cimentación.
- Se deben realizar los estudios hidrológicos necesarios en los sitios de ubicación de los embalses, a fin de que los datos usados para el diseño del vertedero de excesos sean confiables y seguros, garantizando de esta manera la funcionalidad de la estructura para evitar las fallas por rebase de la cortina.



- Es recomendable asegurar la estabilidad de los taludes mediante el uso de bermas, a fin de que reduzcan considerablemente la acción erosiva de las lluvias, logrando así mitigar los efectos que producen las aguas de escorrentía. Estas deben ser colocadas cada 10m y tener un ancho de 4m.



## BIBLIOGRAFÍA

- [1] NAVARRO UDIEL, Sergio. 2002.  
snavarro.files.wordpress.com/2008/09/estabilidad-de-taludes.pdf? 11 de  
Junio de 2013. <snavarro.files.wordpress.com/2008/09/estabilidad-de-  
taludes.pdf?>.
- [2] ARMAS NOVOA, Rolando y Evelio HORTA. «Capítulo 5.» *Presas de tierra*. La  
Habana, Cuba: Félix Varela, 2010. 453 págs.
- [3] SHERARD, J.L. «Properties and Construction Methods on Performance of  
Homogeneous Earth Dams.» Denver, Colorado: U.S. Bureau of Reclamation  
Tech. Mem, 1953. No. 645.
- [4] ARMAS NOVOA, Rolando. «Criterios para el diseño de Presas de Tierra:  
Prioridad y secuencia.» Habana, Cuba, 2002. 12 págs. Dpto. Ingeniería Civil.  
ISPJAE.
- [5] SUAREZ DÍAZ, Jaime.  
«<http://albatros.uis.edu.co/~pagina/profesores/planta/jsuarez/publicaciones/librotaludes/>.» *Deslizamiento y estabilización de taludes en zonas tropicales*.  
Colombia, 1998. Capítulo IV. 27 de Agosto de 2013.
- [6] DAS, Braja M. «Fundamentos de ingeniería geotécnica.» California State  
University, Sacramento: CENGAGE LEARNING / THOMSON  
INTERNACIONAL, 2001. Primera Edición.
- [7] BAÑÓN BLÁZQUEZ, Luis y José Francisco BEVIÁ GARCÍA. «Estabilidad de  
taludes.» *Manual de carreteras*. Alicante, España, 2000. Vol. 2. ISBN 84-607-  
0123-9.
- [8] ALE VÉLIZ, José Daniel. «Análisis de estabilidad de taludes.» Alicante, España,  
2002. [http://www.scribd.com/doc/148327821/53170729-Analisis-de-  
Estabilidad-de-Taludes](http://www.scribd.com/doc/148327821/53170729-Analisis-de-Estabilidad-de-Taludes).
- [9] SPENCER, E. «A method of analysis of the stability of embankments assuming  
parallel interslice forces.» *Géotechnique* (1967): pág. 11-26.
- [10] MORGENSTERN , N.R. y V.E. PRICE. «The Analysis of the Stability of General  
Slip Surfaces.» *Géotechnique* (1965): pág. 79-93.
- [11] PROMAS. «Estudio de prefactibilidad del Proyecto PACALORI.» Cuenca,  
Ecuador, 2013.



- [12] PROMAS. *Informe Climatología, hidrología y sedimentología*. Informe digital. Cuenca, Ecuador, 2013. Tomo 3.
- [13] URIEL ROMERO, Santiago. «La geotecnia aplicada a las grandes presas.» *Revista de Obras Públicas* (1964): 112 págs. Tomo I.
- [14] BIBLIOTECARIA, RED INSTITUCIONAL.  
«<http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/8624/Capitulo2.pdf>.» 2004. Universidad de Sonora. 14 de Agosto de 2013.
- [15] BIBLIOTECARIA, RED INSTITUCIONAL.  
«<http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/8066/Capitulo2.pdf>.» 2000. Universidad de Sonora. 23 de Junio de 2013.
- [16] MARSAL, Raúl J. y Daniel RESENDIZ NUÑEZ. *Presas de tierra y enrocamiento*. México D.F.: Limusa, 1972.
- [17] ASTM C127-04 Método de Ensayo Normalizado para Determinar la Densidad, la Densidad Relativa (Gravedad Específica), y la Absorción de Agregados Gruesos
- [18] NAVARRO UDIEL. 2002.  
<http://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/movimiento-de-tierra.pdf>. 21 de Mayo de 2013.
- [19] GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis I. *Ingeniería Geológica*. Madrid, España: Editorial Prentice Hall, 2002.
- [20] ARMAS NOVOA, Rolando. «Compactación de suelos.» La Habana, Cuba, 2002. 14 págs. Dpto. Ingeniería Civil. ISPJAE.
- [21] PROMAS. *Estudio de alternativas y diseño preliminar de obras hidráulicas para el Proyecto PACALORI*. Informe digital. Cuenca, Ecuador, 2013.
- [22] PROMAS. *Estudios Alternativas*. Informe digital. Cuenca, Ecuador, 2013. Tomo 9. Página 10
- [23] JUÁREZ BADILLO, Eulalio; RICO RODRIGUEZ, Alfonso. «Mecánica de suelos.» La Habana, Cuba: Edición Revolucionaria, s.f. Tomo I, Capítulo XI.
- [24] ASTM D4318 - 10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils
- [25] ASTM D2487-00 Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)
- [26] HERNANDEZ, Walter.  
«<http://portafolio.snet.gob.sv/digitalizacion/pdf/spa/doc00233/doc00233-contenido.pdf>.» s.f. 26 de Agosto de 2013.





- [27] LÓPEZ PINEDA, Germán. «Introducción al uso de SLOPE/W 2012 Versión Student.» Córdoba, Argentina, 2012. 87 págs. Universidad de Córdoba.
- [28] FREDLUND, D.G., J. KRAHN y D.E. PUF AHL. «The Relationship between Limit Equilibrium Slope Stability Methods.» *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (1981): pág. 409-416. Vol. 3, Sweden.



# ANEXOS

## A.1 Granulometría suelos Macul 1



**PROYECTO:** PACALORI

**Localización:**

**Material:** Suelo existente

### ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

**Perforación №** Macul 1-S-1 (Centro del cauce del río)

**Fecha :** julio, 15 de 2013

**Muestra :** 1

**Contratista:**

**Profundidad:** 0,55 - 1,00m

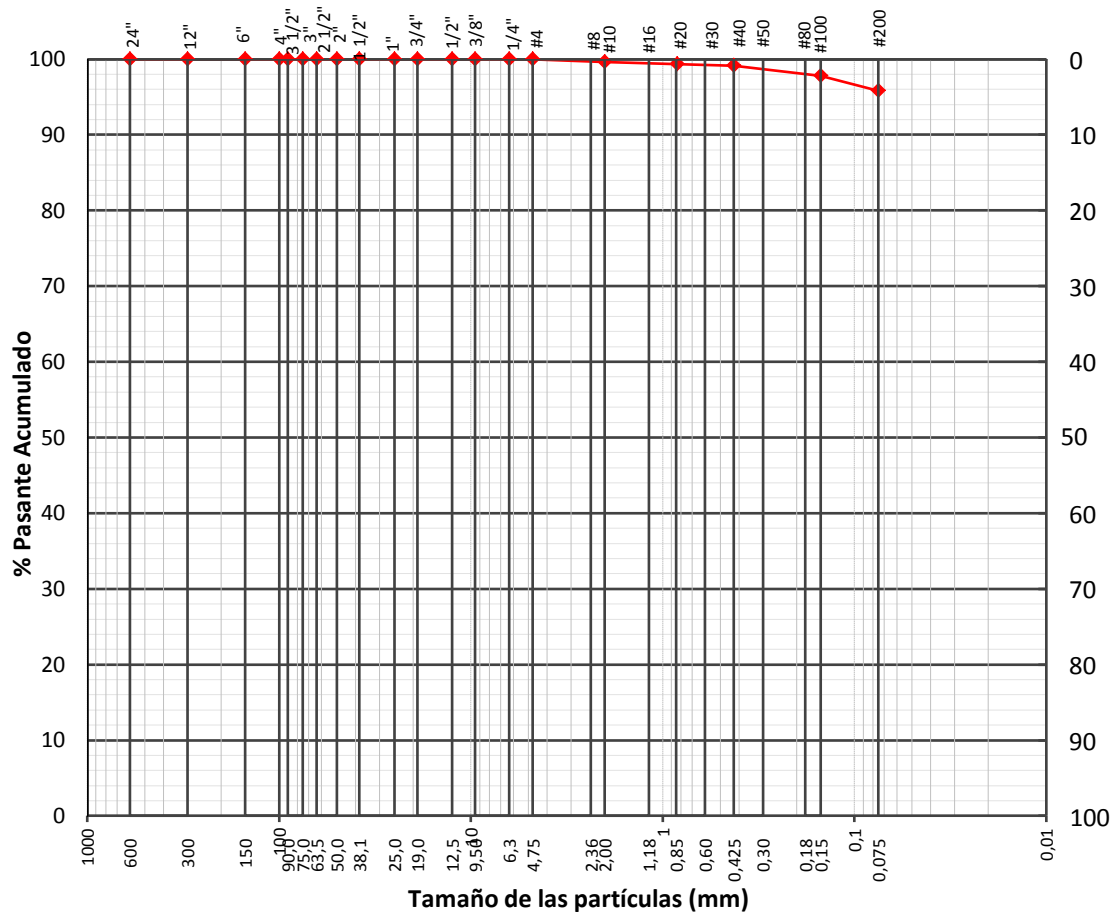
**Contratante:**

		GRANULOMETRÍA				
TAMIZ		PESO	PESO	%	%	%
		RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO	PASANTE
A.S.T.M	mm	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO	ACUMULADO
24"	600	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
12"	300	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
6"	150	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
4"	100.0	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3½"	90.0	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3"	75.0	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2½"	63.0	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.0	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1½"	38.1	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.0	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
¾"	19.0	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
½"	12.5	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
⅜"	9.5	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
¼"	6.3	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
No.4	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
Pasa el No.4						



No.8	2.36					
No.10	2.00	0.28	0.28	0.37	0.37	99.63
No.16	1.18					
No.20	0.84	0.21	0.49	0.28	0.65	99.35
No.30	0.6					
No.40	0.42	0.17	0.66	0.23	0.88	99.12
No.50	0.3					
No.80	0.18					
No.100	0.15	1.01	1.67	1.34	2.21	97.79
No.200	0.075	1.50	3.17	1.99	4.20	95.80
Pasa el No.200		72.25		95.80		
Total		75.42		100.00		

Curva Granulométrica

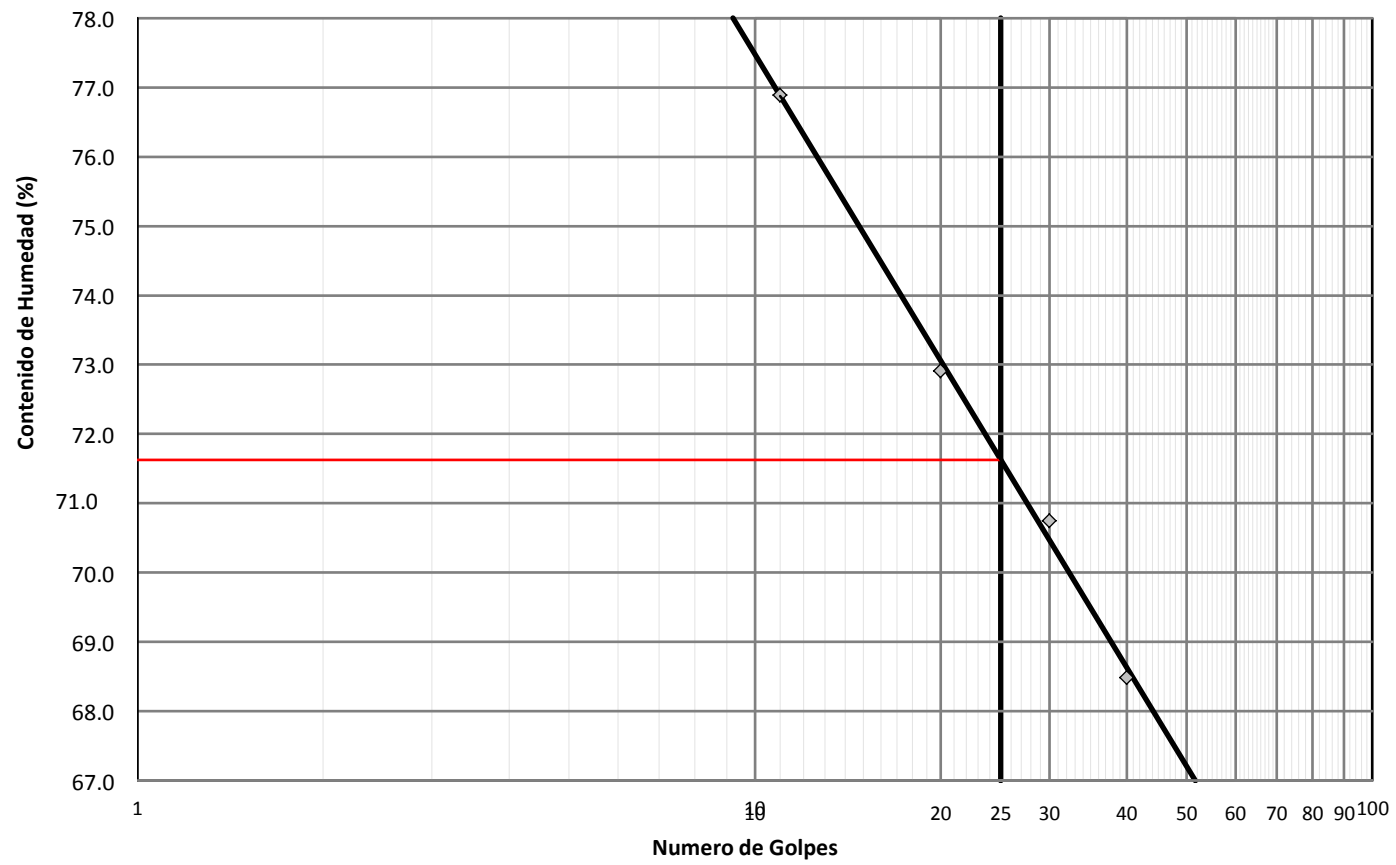





Distribución del Tamaño de las Partículas					
(Valores expresados en Porcentajes)					
<b>Pedrón Rodado</b>		=		0.00	
<b>Canto Rodado</b>		=		0.00	
<b>Grava</b>	<b>Gruesa</b>	=	0.00	0.00	
	<b>Fina</b>	=	0.00		
<b>Arena</b>	<b>Gruesa</b>	=	0.37		
	<b>Media</b>	=	0.50	4.20	
	<b>Fina</b>	=	3.33		
<b>Finos</b>		=		95.80	
Coeficiente de Curvatura					
Cc =	D60	=			
	D10				
Coeficiente de Uniformidad					
Cu =	$(D30)^2$	=			
	$(D10 \times D60)$				

## A.2 Límites de Consistencia para Macul 1

LÍMITES DE ATTERBERG															
DESCRIPCION	LÍMITE LÍQUIDO						LÍMITE PLÁSTICO			CONTENIDO DE HUMEDAD					
ENSAYO №	1	2	3	4	1	2	3	1	2						
CAPSULA №	15	13	12	20	13	36	C-1	126							
NUMERO DE GOLPES	11	20	30	40											
PESO DE CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr	14.01	16.35	17.40	15.26	4.79	4.13	4.87	136.36						
PESO DE CAPSULA + SUELO SECO	gr	10.55	11.99	12.66	11.50	4.05	3.52	4.10	107.08						
PESO DE AGUA	gr	3.46	4.36	4.74	3.76	0.74	0.61	0.77	29.28						
PESO DE CAPSULA	gr	6.05	6.01	5.96	6.01	1.40	1.40	1.40	31.66						
PESO DE SUELO SECO	gr	4.50	5.98	6.70	5.49	2.65	2.12	2.70	75.42						
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	76.89	72.91	70.75	68.49	27.9	28.7	28.52	38.82						
<b>RESULTADOS DE ENSAYOS</b>										<b>Observaciones:</b>					
										Normas de Referencia					
CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL .....										38.82	%	ASTM D-422			
												ASTM D-4318			
LÍMITE LÍQUIDO .....										71.63	%	CLASIFICACION		ASTM D-2216	
												SUCS .....	CH		
LÍMITE PLÁSTICO .....										28.41	%	AASHTO .....		A-7-6 (49)	
												DESCRIPCIÓN		Ensayado por	: E.M
INDICE DE PLASTICIDAD .....										43.22	%	Arcilla de alta plasticidad, café		Calculado por	:
												Verificado por		: Ing. J.C.P	



### A.3 Granulometría finos para Macul 1

							
<b>PORCENTAJE QUE PASA EL TAMIZ Nº 200</b>							
<b>PROYECTO:</b> <u>PACALORI</u>				<b>FECHA:</b> <u>julio, 15 de 2013</u>			
<b>Perforación:</b> <u>Macul 1-S-1 (Centro del cause del río)</u>				<b>Localización:</b> <u>0</u>			
<b>Coordenadas:</b> _____				<b>Coordenadas:</b> _____			
Muestra Nº	1	2	3	4	5	6	
Profundidad m.:	0,55 - 1,00	2,00 - 2,50	3,50 - 4,00	5,00 - 5,50	6,50 - 7,00	8,00 - 8,50	
Recipiente Nº	126	54	47	47	111	107	
Peso en gramos	Peso del recipiente	31.66	31.82	31.56	31.56	31.88	31.87
	Peso inicial + recipiente	107.08	107.76	133.12	133.82	134.09	125.81
	Peso final + recipiente	34.66	32.51	33.01	100.16	120.65	110.74
	Peso inicial	75.42	75.94	101.56	102.26	102.21	93.94
	Peso final	3.00	0.69	1.45	68.60	88.77	78.87
$\% \text{Retenido} = \frac{\text{Peso final}}{\text{Peso inicial}} \times 100$		3.98	0.91	1.43	67.08	86.85	83.96
$\% \text{Pasa Tamiz Nº 200} = 100\% - \% \text{Retenido}$		96.02	99.09	98.57	32.92	13.15	16.04

Muestra N°		7	8	9	10	11	12
Profundidad m.:		9,50 - 10,00	11,00 - 11,50	12,00 - 12,50	13,00 - 13,50	14,00 - 14,50	15,50 - 16,00
Recipiente N°		118	46	73	52	14	58
Peso en gramos	Peso del recipiente	31.68	32.02	31.70	31.68	31.74	31.37
	Peso inicial + recipiente	114.74	128.29	133.31	121.88	105.82	81.71
	Peso final + recipiente	32.39	36.32	95.65	36.03	33.34	48.04
	Peso inicial	83.06	96.27	101.61	90.20	74.08	50.34
	Peso final	0.71	4.30	63.95	4.35	1.60	16.67
$\% \text{Retenido} = \frac{\text{Peso final}}{\text{Peso inicial}} \times 100$		0.85	4.47	62.94	4.82	2.16	33.11
% Pasa Tamiz N° 200 = 100% - %Retenido		99.15	95.53	37.06	95.18	97.84	66.89



## A.4 Ensayos contenido de humedad para Macul 1



### CONTENIDO DE HUMEDAD

FECHA: julio, 11 de 2011

PROYECTO: PACALORI

Localización:

Perforación: Macul 1-S-1 (Centro del cause del río)

Muestra N°		1	2	3	4	5	6	
Profundidad m.:		0,55 - 1,00	2,00 - 2,50	3,50 - 4,00	5,00 - 5,50	6,50 - 7,00	8,00 - 8,50	
Recipiente N°		126	54	47	47	111	107	
Peso en gramos	Recipiente + peso húmedo	136.36	149.36	165.45	165.45	157.49	147.50	
	Recipiente + peso seco	107.08	107.76	133.12	133.82	134.09	125.81	
	Agua	W <sub>w</sub>	29.28	41.60	32.33	31.63	23.40	21.69
	Recipiente		31.66	31.82	31.56	31.56	31.88	31.87
	Peso seco	W <sub>s</sub>	75.42	75.94	101.56	102.26	102.21	93.94
Contenido de agua		W	38.82	54.78	31.83	30.93	22.89	23.09
Muestra N°		7	8	9	10	11	12	
Profundidad m.:		9,50 - 10,00	11,00 - 11,50	12,00 - 12,50	13,00 - 13,50	14,00 - 14,50	15,50 - 16,00	
Recipiente N°		118	46	73	52	14	58	

Peso en gramos	Recipiente + peso húmedo		160.45	162.96	165.22	152.86	140.44	102.35
	Recipiente + peso seco		114.74	128.29	133.31	121.88	105.82	81.71
	Agua	$W_w$	45.71	34.67	31.91	30.98	34.62	20.64
	Recipiente		31.68	32.02	31.70	31.68	31.74	31.37
	Peso seco	$W_s$	83.06	96.27	101.61	90.20	74.08	50.34
Contenido de agua		$W$	55.03	36.01	31.40	34.35	46.73	41.00

### A.5 Tabla resumen y clasificación según SUCS para Macul 1

MUESTRA No.	PERFORACIÓN		LONGITUD	LONGITUD	RECUPERACIÓN	MUESTREO			N	CONTENIDO	DENSIDAD	LIMITES DE ATTERBERG		
	Desde m	Hasta m	PERFORADA m	TESTIGO m		Tipo	STP	HUMEDAD %		kg/m3		LL %	LP %	IP %
1	0.00	0.55	0.55			STP	3 4 7	11	38.82	1828	71.63	28.41	43.22	
2	0.55	2.50	1.95			STP	3 7 10	17	54.78	1750	55.18	29.53	25.65	
3	2.50	4.00	1.50			STP	3 4 8	12	66.56	1567	75.46	31.39	44.07	
4	4.00	5.50	1.50			STP	8 10 8	18	30.93	1652	47.6	32.36	15.24	
5	5.50	7.00	1.50			STP	8 13 15	28	22.89		-	-	-	
6	7.00	8.50	1.50			STP	17 25 28	53	23.09		-	-	-	
7	8.50	10.00	1.50			STP	3 3 3	6	55.03	1651	65.49	42.55	22.94	
8	10.00	11.50	1.50			STP	7 10 15	25	36.01	1724	39.77	24.14	15.63	
9	11.50	12.50	1.00			STP	3 8 14	22	31.02	2003	49.2	35.72	13.48	
10	12.50	13.50	1.00			STP	8 15 22	37	34.35		41.41	27.75	13.66	
11	13.50	14.50	1.00			STP	10 12 16	28	46.73	1779	59.59	36.18	23.51	
12	14.50	16.00	1.50			STP	5 5 15	20	41.02		42.49	34.17	8.32	

GRANULOMETRIA						CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN
% Pasante al Tamiz No.						SUCS	AASHTO	
4	10	20	40	100	200			
100	99.63	99.35	99.12	97.79	95.8	CH	A-7-6 (49)	Arcilla de alta plasticidad, café
100	100	100	100	99.2	98.99	MH	A-7-6 (31)	Limo de alta plasticidad, café
100	100	99.87	99.71	99.03	97.97	CH	A-7-5 (52)	Arcilla de alta plasticidad, café
100	100	99.86	98.75	44.01	32.96	SM	A-2-67(1)	Arena limosa, café
100	100	99.45	72.62	16.68	13.18	SM	A-2-4	Arena limosa, gris
100	98.25	97.73	85.97	26.12	16.13	SM	A-2-4	Arenisca
100	100	100	99.78	99.49	99.1	MH	A-7-5 (32)	Limo de alta plasticidad, gris
100	100	100	99.77	98.33	95.51	CL	A-6 (17)	Arcilla de media plasticidad, gris verdosa
100	99.37	97.2	86.8	42.07	37.41	SM	A-7-5 (1)	Arena limosa verdosa
100	100	100	100	98.48	95.08	ML	A-7-6 (15)	Limo de baja plasticidad, café claro
100	100	100	99.91	99.35	97.79	MH	A-7-5 (30)	Limo de alta plasticidad, café claro
100	100	99.66	99.42	89.25	66.95	ML	A-5 (6)	Limo de alta plasticidad, café claro

## A.6 Determinación de la Densidad húmeda y la Densidad seca para Macul 1



### Determinación de la Densidad Húmeda y Densidad Seca

**PROYECTO:** PACALORI **FECHA:** julio, 12 de 2013  
**Localización:** \_\_\_\_\_  
 Macul 1-S-1 (Centro del cause del  
**Perforación N°** \_\_\_\_\_ **río)** **Muestra :** 1 **Profundidad mts :** 0,55-1,00  
**Descripción de la muestra** \_\_\_\_\_ **Arcilla de alta plasticidad, café**

Contenido de humedad		
Tara N°	126	
Peso húmedo + tara (gr)	136.36	
Peso seco + tara (gr)	107.08	
Peso de tara (gr)	31.66	
Humedad (%)	38.82	
Humedad promedio (%)	<b>38.82</b>	

Datos de la probeta		
Diámetro (cm)	Superior	3.61

Altura (cm)	Centro	3.60	
	Inferior	3.60	
	( Ø ) Promedio	<b>3.60</b>	
	Superior	7.02	
	Centro	7.00	
	Inferior	7.01	
	( L ) Promedio	<b>7.01</b>	
	Relación altura / diámetro =		1.95
	Area inicial (A) cm <sup>2</sup>		10.198
	Volumen (cm <sup>3</sup> )		71.485
Peso (gr)		130.70	
Densidad Inicial (kg/m <sup>3</sup> )		<b>1828</b>	
Densidad Seca (kg/m <sup>3</sup> )		<b>1317</b>	

Observaciones:

---



---



---

Laboratorista: G.S.M

Calculado por:

Verificado por : Ing. J.C.P



## A.7 Tabla de permeabilidades según tipo de suelo

**COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD**  
"K" en cm. por seg. (segda bog)

	10 <sup>4</sup>	10 <sup>3</sup>	10 <sup>2</sup>	10 <sup>1</sup>	10 <sup>0</sup>	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>
<b>Propiedad de Drenaje</b>				Buen Drenaje						Mal Drenaje				Prácticamente Impermeables
<b>Aplicación en Presas y Diques de Tierra y Diques</b>				Secciones Permeables de Presas y Diques						Secciones Impermeables de Presas de Tierra y Diques				
<b>Tipos de Suelos</b>	Grava Limpia			Arenas Limpas Masclas de Grava y Arena Limpas				Arenas muy Finas, Limos Orgánicos e Inorgánicos. Masclas de Arena, Limo y Arcilla. Morena Glacial. Depósitos de Arcilla Estretificadas, etc.			Suelos "Impermeables" vg. Arcillas Homogéneas abajo de la zona de in- temperancia			
							"Suelos Impermeables" que han sido modificados por los efectos de la vegetación y del intemperismo.							
<b>Determinación Directa del coeficiente de permeabilidad</b>				Prueba Directa de los Suelos en su Fracción Original (vg. Pozos de bombeo) Contable si se conduce apropiadamente. Requiere Considerable Experiencia.										
				Permeámetro de Carga Constante Requiere poca Experiencia										
				Contable Requiere poca Experiencia					Permeámetro de Carga Variable					
									Rango de Permeabilidad inestable Requiere Mucha Experiencia para una Correcta Interpretación					Acceptable Requiere Considerable Experiencia
<b>Determinación Indirecta del coeficiente de permeabilidad</b>				Cálculo de la distribución granulométrica. (v.g. Fórmula de A. Hazen) Aplicable únicamente a Gravas y Arenas Limpas sin cohesión										
														Cálculos de las Pruebas de Consolidación. Equipo de Laboratorio Completo. Requiere considerable experiencia.