

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA



TESIS

**“ANALISIS COMPARATIVO DE LA APLICACIÓN DE LOS METODOS
INDIRECTOS QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
PRESA MALCOMAYO”**

PRESENTADO POR:

BACH. DEIVI PITER FLORES LLANOS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRICOLA

PUNO, PERÚ

2015

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

TESIS

**“ANALISIS COMPARATIVO DE LA APLICACIÓN DE LOS METODOS
INDIRECTOS QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
PRESA MALCOMAYO”**

**PRESENTADO POR:
BACH. DEIVI PITER FLORES LLANOS**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO AGRICOLA**

APROBADA POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE


.....
M.Sc. Oscar Raúl Mamani Luque

PRIMER MIEMBRO


.....
M.Sc. Roberto Alfaro Alejo

SEGUNDO MIEMBRO


.....
M.Sc. Edgardo Sebastián Guerra Bueno

DIRECTOR DE TESIS


.....
M.Sc. Isidro Pilares Huallpa

ASESOR DE TESIS


.....
M.Sc. Aleides Héctor Calderón Montalico

Puno, Noviembre del 2015

ÁREA : Ingeniería y Tecnología
TEMA: Diseño de presas
LÍNEA: Ingeniería de Infraestructura Rural

DEDICATORIA

Esta tesis en primer lugar se la dedico a la fruto de mi inspiración y la razón de mi motivación, mi hija Sumi Y. Flores Laura y a mi compañera incondicional Luz B. Laura, que con tanto amor me motivaste para seguir adelante y a pesar de los tropiezos supiste brindarme tu apoyo incondicional vital para lograr mis objetivos.

En segundo lugar se la dedico a mi Madrecita por ser el soporte y la fortaleza para salir adelante, que desde pequeño me direccionó y me inculco a ser mejor cada día para crecer física y espiritualmente y así poderme realizar como persona.

Y por último este trabajo va dedicado a mi hermano mayor Wilder y mis hermanos menores Nuria, Estit y Danae que son mis motivos de realización, pues el mayor es mi ejemplo a seguir y mis menores son la fuente de mi alegría.

DEIVI PITER FLORES LLANOS

AGRADECIMIENTOS

- En primer lugar agradezco a Dios por ser mi guía, por bendecirme y protegerme cada día de mi vida.
- A la Universidad Nacional del Altiplano, Alma Mater, quien me abrió las puertas del saber y el inicio de mi formación profesional.
- A la Facultad de Ingeniería Agrícola, por ser el vínculo de mi formación como profesional, a mis docentes por inculcarme y enseñarme lo necesario para poder desenvolverme en mi vida profesional.
- Al Ingeniero Alcides Héctor Calderón Montalico, por el apoyo desinteresado e incondicional y brindarme su asesoría para la presentación de esta tesis.
- Al Programa Regional de Riego Y Drenaje, por facilitarme la información necesaria para poder realizar el presente trabajo de investigación.
- A mis familiares, compañeros y amigos por brindarme su apoyo en las buenas y en las malas, buscando siempre nuestra prosperidad.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTOS.....	ii
INDICE GENERAL.....	iii
INDICE DE CUADROS.....	vii
INDICE DE TABLAS.....	viii
INDICE DE FIGURAS.....	xi
INDICE DE ANEXOS.....	x
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT.....	xii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I	
PROBLEMÁTICA DE LA INVESTIGACIÓN	
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2 JUSTIFICACION.....	3
1.3 OBJETIVOS.....	4
1.3.1 Objetivo General.....	4
1.3.2 Objetivos Específicos.....	4
CAPÍTULO II	
REVISION BIBLIOGRAFICA	
2.1 ANTECEDENTES.....	5
2.2 DEFINICION DE TALUD.....	7
2.3 PRESAS DE TIERRA.....	7
2.3.1 Presas de Materiales Suelos.....	8
2.3.2 Presas de Fabrica.....	8
2.4 CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA.....	9
2.4.1 Características de las Fallas Graves o Catastróficas.....	10
2.5 MEDIDAS Y MEDIOS PARA EVITAR LAS FALLAS GRAVES O CATASTROFICAS.....	15
2.5.1 Medidas para evitar el agrietamiento.....	15
2.5.2 Medidas para evitar el sifonamiento mecánico.....	16
2.5.3 Medidas para evitar el deslizamiento de taludes.....	18
2.5.4 Medidas para evitar las pérdidas por filtración.....	19

2.5.5	Medidas para evitar el rebase de la cortina.....	19
2.5.6	Medidas para evitar fallas por licuación.....	20
2.6	ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	20
2.7	RESISTENCIA AL SUELO CORTANTE.....	21
2.7.1	Criterios de Falla de Mohr-Coulomb.....	22
2.8	METODO DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	23
2.8.1	Método de Equilibrio Limite.....	24
2.8.2	Método Sueco.....	25
2.8.3	Método de Bishop.....	27
2.8.4	Método de Janbu.....	31
2.9	COMPARACION ENTRE LOS METODOS DE ANALISIS.....	33
2.10	TRATAMIENTO DE LAS PRESIONES DE PORO EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD.....	37
2.11	ANALISIS EN TENSIONES EFECTIVAS Y EN TENSIONES TOTALES.....	39
2.12	ASPECTOS SISMICOS DEL AREA.....	40
2.12.1	Norma E.030 (Diseño Sismoresistente).....	41
2.12.2	Zonificación Sísmica.....	41
2.12.3	Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio.....	42
2.12.4	Factor de Ampliación Sísmica.....	43
2.12.5	El Coeficiente Sísmico en Presas de Tierra y Enrocado....	45
2.13	TUBIFICACION Y SU EFECTO EN LA CIMENTACION Y ESTABILIDAD DE LA PRESA.....	45
2.13.1	Tipos de Tubificación.....	46
2.13.2	Efectos en la Cimentación y Estabilidad de la Presa.....	47
2.14	FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS EN PRESAS DE TIERRA.....	47

CAPÍTULO III

MÉTODO DE INVESTIGACION

3.1	METODOLOGIA.....	49
3.1.1	Fase de Campo.....	49
3.1.1.1	Estudio topográfico.....	49
3.1.1.2	Estudio Geológico y Geotécnico.....	50
3.1.1.3	Definición del nivel de Agua Máximo Operacional (N.A.M.O.).....	53
3.1.1.4	Caracterización de las Secciones de la Presa.....	54
3.1.1.5	Permeabilidad.....	54

3.1.1.6	Ensayos de Laboratorio.....	58
3.1.2	Fase de Gabinete.....	64
3.1.2.1	Aplicación del Modelo Numérico Slope/W en Estabilidad de Taludes.....	64
3.1.2.2	Etapas Utilizadas por el Programa SLOPE/W Para el Cálculo del Factor de Seguridad.....	66
3.1.2.2	Determinación de los Parámetros Sísmicos.....	68
3.2	MATERIALES	70
3.2.1	Equipos y Materiales para el Procesamiento.....	70
3.2.2	Información Granulométrica.....	70
3.2.3	Información de los Estados de Consistencia.....	70
3.2.4	Información de Compacidad.....	71
3.2.5	Información de esfuerzos efectivos.....	71
CAPÍTULO IV		
CARACTERIZACION DEL AREA DE INVESTIGACION		
4.1	CARACTERISTICAS DEL LUGAR.....	72
4.1.1	Ubicación Política.....	72
4.1.2	Ubicación Geográfica.....	72
4.1.3	Accesibilidad – Vías de Comunicación.....	74
4.2	AREA DE ESTUDIO.....	74
4.2.1	Construcción de Presa Malcomayo.....	74
CAPÍTULO V		
EXPOSICION Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS		
5.1	UTILIZACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO SLOPE/W PARA LA OBTENCION DEL FACTOR DE SEGURIDAD.....	76
5.1.1	Análisis de filtración para Línea de Corriente Superior (LCS)	76
5.1.1.1	Geometría.....	76
5.1.1.2	Condiciones de Frontera.....	78
5.1.1.3	Análisis en SEEP/W.....	78
5.1.2	Análisis de Estabilidad Aplicando SLOPE/W.....	79
5.1.3	Propiedades Geotécnicas Utilizadas en el Modelo.....	81
5.1.4	Cálculo del Factor de Seguridad por Sifonamiento.....	81
5.1.5	Análisis Pseudo-Estático.....	85
5.2	OBTENCION DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA.....	87



5.2.1 Final de Construcción y Con Embalse Totalmente Lleno.....	87
5.2.2 Análisis de la superficie de falla para los distintos métodos aplicados.....	87
5.2.3 Comparación de los resultados obtenidos por los métodos aplicados.....	88
CONCLUSIONES.....	93
RECOMENDACIONES.....	96
BIBLIOGRAFÍA.....	97
ANEXOS.....	99

INDICE DE CUADROS

	Pág.
1 CUADRO N° 01: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc y Lugeon	55
2 CUADRO N° 02: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-1	55
3 CUADRO N° 03: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-03	56
4 CUADRO N° 04: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-04	56
5 CUADRO N° 05: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-05	56
6 CUADRO N° 06: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-06	57
7 CUADRO N° 07: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-07	57
8 CUADRO N° 08: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lugeon Perforación PP-01	57
9 CUADRO N° 09: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lugeon Perforación PP-02	57
10 CUADRO N° 10: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lugeon Perforación PP-05	57
11 CUADRO N° 11: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lugeon Perforación PP-07	57
12 CUADRO N° 12: Parámetros de Cálculo de la Presa Malcomayo	81
13 CUADRO N° 13: Factores de Seguridad Obtenidos en el Análisis	87

INDICE DE TABLAS

1	Tabla N° 01: Condiciones de equilibrio estático que satisfacen los diversos métodos.	34
2	Tabla N° 02: Comparación de los diversos métodos basados en el equilibrio limite	35
3	Tabla N° 03: Análisis en tensiones totales y tensiones efectivas	39
4	Tabla N° 04: Comparación entre análisis en tensiones totales y en tensiones efectivas	40
5	Tabla N° 05: Caracterización de la presa o ataguía	48
6	Tabla N° 06: Factores de seguridad mínimos	48
7	Tabla N° 07: Coeficientes de Permeabilidad	55
8	Tabla N° 08: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción Aguas Arriba sin Sismo).	88
9	Tabla N° 09: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de Construcción Aguas Arriba con Sismo).	88
10	Tabla N° 10: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de Construcción Aguas Abajo sin Sismo).	89
11	Tabla N° 11: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de Construcción Aguas Abajo con Sismo).	89
12	Tabla N° 12: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse Lleno Aguas Arriba sin Sismo).	89
13	Tabla N° 13: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse Lleno Aguas Arriba con Sismo).	89
14	Tabla N° 14: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse Lleno Aguas Abajo sin Sismo).	90
15	Tabla N° 15: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse Lleno Aguas Abajo con Sismo).	90
16	Tabla N° 16: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Descarga Rápida sin Sismo).	90
17	Tabla N° 17: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Descarga Rápida con Sismo).	90

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
1 Figura N° 01: Círculo de Mohr y envolvente de falla	23
2 Figura N° 02: Fuerzas actuantes en dovelas	24
3 Figura N° 03: Trazo de Dovelas	25
4 Figura N° 04: Representación de las Fuerzas actuantes en una Dovela	26
5 Figura N° 05: Fuerzas Actuantes Sobre Una Rebanada.	28
6 Figura N° 06: Diagrama de las Fuerzas Actuantes en Una Rebanada	29
7 Figura N° 07: Superficie de Deslizamiento Irregular	31
8 Figura N° 08: Fuerzas Actuantes Sobre la Dovela	32
9 Figura N° 09: Variación de los coeficientes ϵ y η para el método de Bishop y Fellenius	36
10 Figura N° 10: Zonas Sísmicas	42
11 Figura N° 11: Distribución de Máxima Intensidad Sísmica	44
12 Figura N° 12: Estados tensionales para ensayos triaxiales	64
13 Figura N° 13: Esquema de selección del valor inicial de λ	66
14 Figura N° 14: UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL AREA DE ESTUDIO	73
15 Figura N° 15: Dimensiones de la Presa Malcomayo	77
16 Figura N° 16: Línea de Corriente Superior en la Presa Malcomayo	78

INDICE DE ANEXOS

- 1 Análisis de estabilidad de taludes
- 2 Ensayos
- 3 Panel fotográfico

RESUMEN

Se realizó el análisis comparativo de la aplicación de los métodos indirectos que determinan la estabilidad de taludes en la Presa Malcomayo en donde se analizó una presa de tierra de altura 30.78 m, con el objetivo de analizar utilizando el modelo GEO SLOPE/W para realizar la simulación de estabilidad de taludes con métodos indirectos, a través del método de equilibrio límite y realizar el análisis para la obtención de los factores de seguridad con la aplicación de cada uno de los métodos indirectos, en una primera parte se llevó a cabo en la fase de campo para el estudio topográfico, geotécnico, geológico, nivel de agua máximo operacional, caracterización de las secciones de la presa y permeabilidad, y una segunda parte para la fase de gabinete para el cálculo de estabilidad de Taludes, Factor de Seguridad, en donde se obtuvieron los siguientes resultados, En el análisis de estabilidad aplicando SLOPE/W se ha utilizado el criterio de equilibrio límite mediante los métodos clásicos de Bishop, Jambu, Fellenius, se utilizaron dos estados de carga críticos fin de construcción y presa llena con flujo establecido, las propiedades geotécnicas utilizadas según el material fueron relleno homogéneo $\gamma=18.76 \text{ KN/m}^3$, $\theta = 38.10^\circ$, $c = 2.10 \text{ KPa}$, Material granular 1: $\gamma=19.25 \text{ KN/m}^3$, $\theta = 37^\circ$, $c = 0 \text{ KPa}$ Material granular 2: $\gamma=20.1 \text{ KN/m}^3$, $\theta' = 36^\circ$, $c=0 \text{ KPa}$, Cimentación: $\gamma=18.74 \text{ KN/m}^3$, $\theta = 45.60^\circ$, $c = 7.40 \text{ KPa}$, con estos datos se obtuvo una buena estabilidad de talud. Con respecto al factor de seguridad se realizó la 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 entre el 2.27% - 2.33% en final de construcción y entre 7.65% - 4.68% con embalse lleno con respecto a los otros métodos, mientras el método simplificado de Janbu difiere de un 0.06% en final de construcción y en un 2.97% con embalse lleno con respecto al método de Fellenius, los cuales son los métodos que calculan menores valores de factor de seguridad.

Palabras clave: estabilidad de talud, factor de seguridad, Malcomayo, presa, SLOPE/W

ABSTRACT

The comparative analysis of the application of indirect methods that determine the stability of slopes in the dam Malcomayo where an earth dam height 27.46 m was analyzed, with the aim of analyzing the format GEO SLOPE / W was conducted for the Slope stability simulation indirect methods, through the limit equilibrium method and perform the analysis for obtaining safety factors to the implementation of each of the indirect methods, in the first part was carried out in phase Field for, geotechnical, geological, operational maximum water level, characterization of the sections of the dam and permeability, and a second part to the phase of cabinet for calculating slope stability, safety factor, where topographic survey The following results were obtained in the stability analysis using SLOPE / W is the criterion used by the classical limit equilibrium methods of Bishop, Janbu, Fellenius, two states critical load to full dam construction and flow set used , geotechnical properties were used as homogeneous filler material $\gamma=18.76 \text{ KN} / \text{m}^3$, $\theta = 38.10^\circ$, $c = 2.10 \text{ kPa}$, granular material 1: $\gamma = 19.25 \text{ KN} / \text{m}^3$, $\theta = 37^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$, granular material 2: $\gamma = 20.1 \text{ KN} / \text{m}^3$, $\theta = 36^\circ$, $c = 0 \text{ kPa}$, Foundation: $\gamma = 18.74 \text{ KN} / \text{m}^3$, $\theta = 45.60^\circ$, $c = 7.40 \text{ kPa}$, with this data a good slope stability was obtained. 2.33% at the end of construction and between 7.65% - with respect to safety factor direct comparison between the values obtained for methods gives us that safety factors specific to the method of Bishop differ by approximately 2.27% held - 4.68% with respect to the full with other methods reservoir, while the simplified method Janbu differs from 0.06% in end construction and a reservoir filled with 2.97% for the method of Fellenius, which are methods that calculate lower values of safety factor.

Keywords: slope stability, safety factor, Malcomayo, dam, SLOPE/W.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación, pretende ser una guía para el estudio y practica de problemas geotécnicos que se encuentran dentro de la Ingeniería Agrícola, incluyendo la identificación, análisis, diseño y construcción de taludes con prioridad en los problemas de deslizamiento o falla, que considerándose de una Presa, la falla resultaría catastrófica.

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 la presa Malcomayo 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 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.

CAPÍTULO I

PROBLEMÁTICA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el presente proyecto base se expone la problemática sobre el deslizamiento de masas de tierra que se produce por consecuencia de una serie de factores como: composición del suelo, precipitaciones pluviales, deforestación, erosión, etc., la cual provoca fallas de diferentes tipos en la Presa.

La ocurrencia de un deslizamiento de tierra con la posible consecuencia de la formación de una presa natural, es un evento de suprema importancia por el riesgo hidrogeológico que implica en términos de vidas humanas y pérdidas materiales. El proceso que se inicia con un deslizamiento de tierra y la posible formación de una presa, se sigue con la inundación de tierras aguas arriba provocadas por el almacenamiento del agua de los ríos que confluyen a la presa. Una vez se alcanza el nivel de la cresta de la presa se inicia el sobrevertimiento del agua sobre ella y la posible creación de una brecha a través de su cuerpo, como consecuencia de la erosión producida por el mismo flujo de agua. Con el proceso de erosión puede generarse una avenida natural con riesgo para las poblaciones y las estructuras localizadas aguas abajo del deslizamiento. El conocimiento de la transformación de esta brecha y de la magnitud del caudal que pueda transitar a través suyo se hace indispensable para evaluar el riesgo aguas abajo. Los modelos matemáticos son una herramienta de cálculo que permiten conocer rápidamente cuál puede ser la evolución de la brecha en el tiempo y la hidrógrafa de salida, como consecuencia del proceso de erosión que termina con el rompimiento de la presa.

En el departamento de Puno, en la región denominada Altiplano, fueron encontrados problemas de estabilidad de taludes. Estos problemas se agudizan más en regiones subtropicales como es el caso de la zona de selva (SANDIA, SAN GABAN), que afectan a obras agrícolas siendo estas canales de irrigación, obras hidráulicas en general, carreteras, etc.

La caracterización de esta problemática lleva a plantear la siguiente interrogante de investigación.

- ¿Es posible realizar un análisis comparativo de estabilidad de taludes con los métodos indirectos existentes en la Presa Malcomayo?

La caracterización de esta problemática lleva a plantear las siguientes interrogantes específicas.

- ¿Qué tipo de modelos digitales ayudan a la simplificación de los cálculos de los métodos indirectos en el análisis de estabilidad de taludes de la Presa Malcomayo?
- ¿De qué manera se puede obtener los factores de seguridad a través de los métodos indirectos en la Presa Malcomayo?

1.2 JUSTIFICACION

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 darnos resultados más o menos significativos.

De la variedad de fallas existentes, no existe un método general que sea aplicativo para todo los tipos de fallas, eso principalmente porque no existe un método en la práctica para calcular los esfuerzos en los puntos internos en los puntos de masa del suelo, a partir de las cargas exteriores que actúen.

Además cada método está relacionado con un tipo de falla específica, por lo que cada talud que se analice con un cierto 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 decidí analizar la estabilidad del talud de la presa Malcomayo, con los mejores métodos disponibles en la bibliografía existente.

La presente investigación cuenta con la metodología, la información y los recursos necesarios para alcanzar el objetivo. Además no se realizó un trabajo similar en la región, por lo tanto será una guía de trabajo para realizar estudios de estabilidad de taludes en Presas de tierra en otros ámbitos de la región. Al concluir podré realizar una comparación de los resultados obtenidos.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

- Aplicar los diferentes métodos indirectos existentes para el análisis comparativo de estabilidad de taludes en la Presa Malcomayo.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Analizar utilizando el modelo GEO SLOPE/W para realizar la simulación de estabilidad de taludes de la Presa Malcomayo con métodos indirectos, a través del método de Bishop, Janbu y Fellenius de equilibrio límite.
- Realizar el análisis para la obtención de los factores de seguridad con la aplicación de cada uno de los métodos indirectos en la Presa Malcomayo.

CAPÍTULO II

REVISION BIBLIOGRAFICA

2.1 ANTECEDENTES

En nuestra región, al presentar un clima frío y seco con estación lluviosa de cuatro meses por lo que es evidente señalar lo que dicho fenómeno produce deslizamientos en las laderas de los cerros y en este caso en el talud de una presa.

G. HONGMEI et al. (2015) En el artículo “Evaluación Fuzzy sobre el comportamiento sísmico de los embalses durante el terremoto de Wenchuan de 2008, China” Los resultados de la evaluación sobre el comportamiento sísmico obtenido de aproximación AR/DEA fueron principalmente consistentes. El enfoque AR/DEA propuesto se basa en los datos objetivos y la capacidad cognitiva del modelo de auto para dar los resultados de la evaluación, que era adaptable a la situación de que los comportamientos sísmicos de los embalses no eran fáciles de distinguir. Un método de clasificación se recomienda para juzgar el orden de calidad de comportamiento sísmico de los embalses evaluados.

SHIVAKUMAR S. ATHANI et al. (2015) En la investigación “Infiltración y estabilidad en el análisis de la presa de tierra utilizando el método elementos finitos” muestra que el aumento en el módulo de Young del núcleo y la cubierta resultó en la disminución del desplazamiento máximo de la cresta y la variación en el ángulo de fricción interna juega un papel vital en el cumplimiento de los criterios generales de estabilidad. Se adoptó 2.5H tanto para el de aguas abajo y los lados de aguas arriba: La pendiente de 1 V. El factor de seguridad (FS) fue mayor que 1.6, tanto para el estado (alto) depósito lleno y bajo condición de reservorio que, no se encontraron los

valores de FS a ser inferior a los valores previstos para las otras consideraciones de estabilidad.

RAFAEL MARTÍNEZ et al (2011) Este artículo presenta un método para comparar los campos de deformaciones de los dos modelos y, de esta forma, estimar los coeficientes sísmicos que mejor aproximan los campos de deformaciones de ambos tipos de análisis. Se observa que en la mayoría de los casos, la práctica Chilena sobrestima los valores elegidos de coeficientes sísmicos. Además, se encontraron diferencias significativas entre los valores de coeficientes sísmicos para diferentes alturas de presas y/o diferentes frecuencias sísmicas. Este estudio se presenta como una primera aproximación con el objetivo final de poder seleccionar adecuadamente los valores de coeficientes sísmicos usados en los análisis de equilibrio límite.

GARCIA (2003) En el trabajo de investigación: “comparación de métodos de análisis de estabilidad de taludes en el cerro Pucaorco”, concluye que los métodos que utilizan menor número de simplificaciones en sus análisis, arrojan factores de seguridad más conservadores; menciona también que el método Janbu, obtiene valores superiores de factor de seguridad, que los métodos Bishop y Sueco, sin embargo no se aplica al análisis de estabilidad de taludes en presas.

ESPINOZA Y TAPIA (2013), realizaron su investigación con el objeto de analizar una comparación entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del proyecto Pacolari Ecuador. Por lo que concluyeron que 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 tampoco 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. Sin embargo recomienda cuantificar los parámetros geotécnicos de los suelos usados en

la construcción de la presa con mayor precisión, ya que de ello depende un cálculo confiable del factor de seguridad.

2.2 DEFINICION DE TALUD

JUARES (1996), menciona que es aquella superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes); el primero originado naturalmente por medio de los factores geológicos y climáticos; y el segundo porque es el hombre el que interviene en su configuración, ya sea en una presa, canal, carretera, etc.

F. DE MATTEIS (2003), Describe que los taludes son estructuras complejas que se presentan, con mayor frecuencia, en zonas de corte (topografía a media ladera), cuando se construyen canales, presas, carreteras, y viviendas, y es precisamente donde aparecen los problemas más complicados de la mecánica de suelos aplicada a la construcción de estas obras.

2.3 PRESAS DE TIERRA

BUSTAMANTE (2013), En sus conceptos relacionados a su trabajo de investigación detalla que en ingeniería se denomina presa o represa a una barrera fabricada con piedra, hormigón o materiales sueltos, que se construye habitualmente en un desfiladero que cierra un río o arroyo con la finalidad de embalsar el agua en el cauce fluvial para elevar su nivel con el objetivo de derivarla a canalizaciones de riego o para la producción de energía mecánica y eléctrica en las centrales Hidroeléctricas.

Para la construcción de las presas de tierra se utilizan materiales de la zona y muchas veces se mezclan con otros materiales para mejorar sus propiedades.

Existen dos tipos de presas de tierra de acuerdo al tipo de construcción:

2.3.1 Presas de Materiales Suelos

La principal característica de estas presas es el tipo de material utilizado para su construcción. Los tipos más característicos de presas de materiales sueltos son:

- Presas de sección homogénea: su estructura está formada en su totalidad o en gran medida de un solo material, compactado y de baja permeabilidad. Tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud aguas arriba.
- Presas zonadas con núcleo impermeable de arcilla: Constan de dos o más tipos de materiales. La zona de menor permeabilidad o núcleo ejerce las funciones de elemento impermeable.
- Presas de pantalla: El elemento impermeable consiste en una pantalla relativamente delgada o lámina.

2.3.2 Presas de Fabrica

Son todas que actualmente tienen hormigón y pueden adoptar distinta geometría dependiendo del terreno de cimentación y la morfología de la cerrada (área donde se construirá la presa). Los tipos más importantes son:

- Presas de gravedad: Requiere mayor volumen de hormigón en comparación con otras presas, pues no requiere de la colaboración mecánica de los estribos. Precisan de un terreno de cimentación resistente, formado por un sustrato rocoso a poca profundidad.
- Presas de contrafuertes: Son presas de gravedad aligeradas formadas por elementos estructurales transversales a la

sección, o contrafuertes, con el objeto de reducir su volumen y las sobrepresiones, entre otros fines.

- Presas arco-gravedad: Para reducir la sección de las presas de gravedad se dispone su planta en arco, con el objetivo de transmitir parte de las cargas a los estribos.
- Presas arco-bóveda: Constituyen la de mayor complejidad de diseño, análisis y construcción, pues se trata de estructuras muy esbeltas, de planta y sección curvas, en que se aprovecha la alta resistencia del terreno de cimentación para disminuir notablemente el volumen de hormigón.(4)

2.4 CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA

ARMAS N. (1) 2010, 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.

2.4.1 Características de las Fallas Graves o Catastróficas

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 canaliculos 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.

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), 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

Cu < 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.

2.5 MEDIDAS Y MEDIOS PARA EVITAR LAS FALLAS GRAVES O CATASTROFICAS

ARMAS N. (2010), 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.

2.5.1 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.

2.5.2 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.

2.5.3 Medidas para evitar el deslizamiento de taludes

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.

2.5.4 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 cársicas 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.

2.5.5 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.

2.5.6 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.

2.6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

SUAREZ D. (2013), 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.

ARMAS N. (2010), 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 $\tan \theta$, para alcanzar un estado de equilibrio límite.

Los cálculos para el factor de seguridad dependen de:

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

2.7 RESISTENCIA AL SUELO CORTANTE

DAS (4) 2001, 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 enrrocamientos, 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.

2.7.1 Criterios de Falla de Mohr-Coulomb

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:

$$\eta_f = f(\zeta)$$

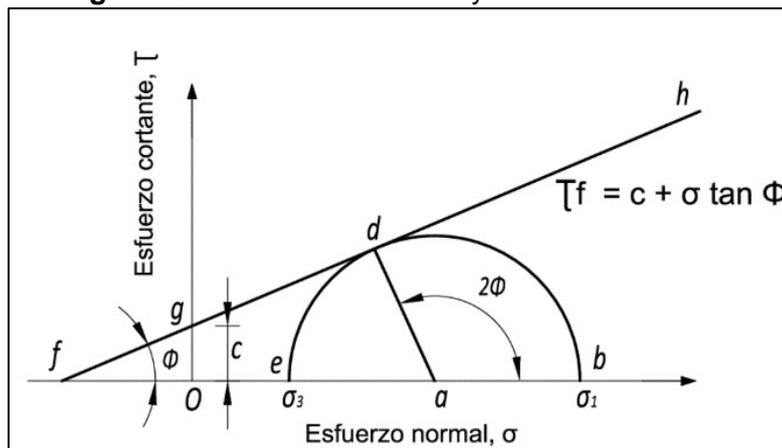
Siendo: η_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla
 ζ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

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:

$$\eta_f = c + \zeta \tan \theta$$

Siendo: c = cohesión
 θ = ángulo de fricción interna

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

Figura N° 01: Círculo de Mohr y envolvente de falla

2.8 METODO DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

ARMAS N. (2002), 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.

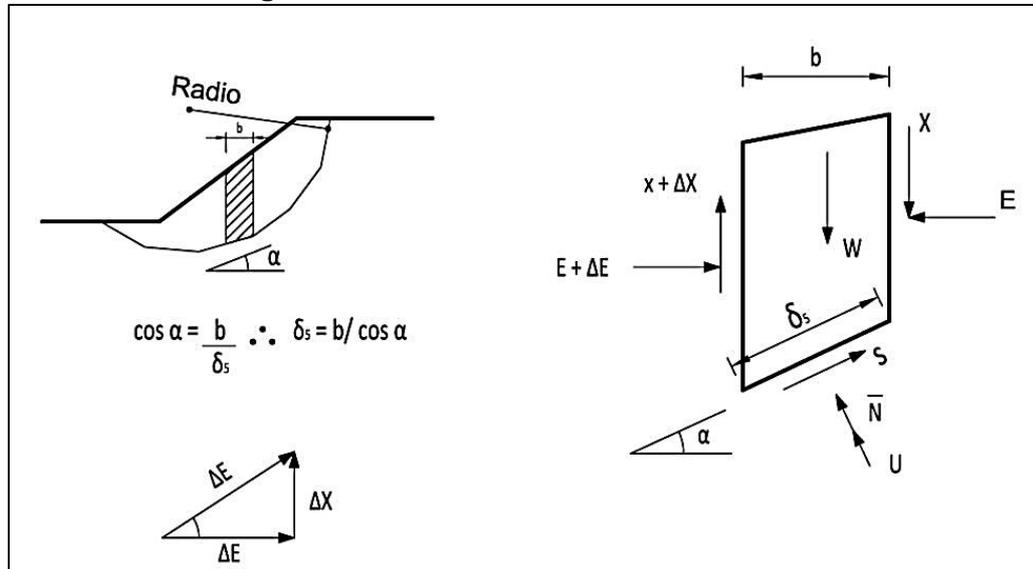
Estos métodos consisten en suponer un mecanismo de falla a través del talud y aplicar a dicho mecanismo los criterios de resistencia mecánica propios del material, de manera que, con tal resistencia existe la posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a suceder.

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.

SUAREZ (2013), 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 N° 02: Fuerzas actuantes en dovelas



En la Figura N° 02 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.

2.8.1 Método de Equilibrio Limite

El método del equilibrio límite consiste en estudiar el equilibrio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma (línea recta, arco circular, espiral logarítmica). Con tal equilibrio se calculan las tensiones de corte (τ) y se comparan con la resistencia disponible (τ_f), valorada según el criterio de rotura de *Coulomb*; de tal comparación se deriva la primera indicación sobre la estabilidad con el coeficiente de seguridad $F = \tau_f / \tau$.

Entre los métodos del equilibrio último, algunos consideran el equilibrio global del cuerpo rígido (*Culman*), otros, por motivos de

la ausencia de homogeneidad, dividen el cuerpo en rebanadas considerando el equilibrio de cada una (*Fellenius, Bishop, Janbu, etc.*).

A continuación se discuten los métodos del equilibrio último de las rebanadas.

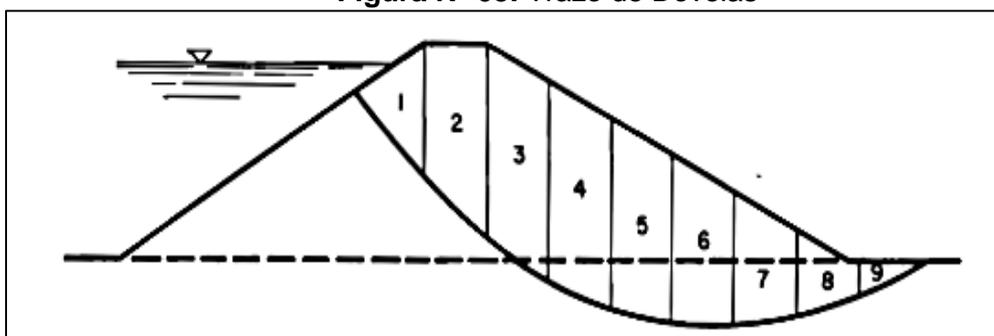
2.8.2 Método Sueco

Estrictamente aplicable a una superficie circular, podría utilizarse, por su simplicidad, para otra distinta, como primera aproximación.

La supuesta masa deslizante se subdivide en franjas verticales trapezoidales, y triangulares en los extremos. Los lados curvos se sustituyen por segmentos rectos. Para que todo sea admisible y la subdivisión responda a la estructura interna de la presa se siguen las siguientes reglas:

- En lo posible, se preocupa que el ancho de las rebanadas sea uniforme y de formas que la rectificación de la curva sea aceptable. A este efecto, en las zonas de curvatura más pronunciada pueden hacerse más estrechas las franjas.

Figura N° 03: Trazo de Dovelas

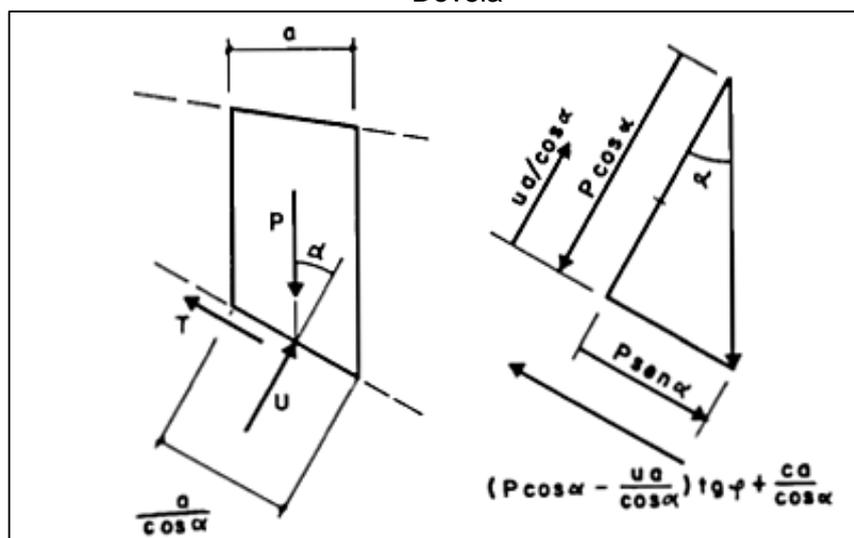


- Conviene que cada rebanada contenga un solo material, por lo menos en su borde deslizante, para que las características resistentes sean uniformes en ella. Aunque a efectos de densidad también conviene que sea uniforme, es de menor

importancia que lo sea, pues el peso conjunto puede calcularse sin dificultad.

- Cumplidas estas condiciones, el número de rebanadas conviene sea mínimo, por simplicidad de cálculo.
- En cada rebanada de un metro de ancho (normal al plano), se supone actúan las fuerzas siguientes (fig. N° 04.).
- El peso P de la rebanada, igual a su área por su peso específico (suelo más agua embebida), que se descompone en una componente normal a la base, $N = P \cos \alpha$, y otra tangencial, $T = P \sin \alpha$.
- La fuerza hidrostática interna U que actúa sobre la base, igual a su longitud por la presión intersticial u . si a este el ancho de la rebanada, $U = ua / \cos \alpha$.

Figura N° 04: Representación de las Fuerzas actuantes en una Dovela



- La fuerza resistente debida a la cohesión, $C = ca / \cos\alpha$, que actúa en la base y tangencialmente a ella (c es la cohesión).
- La fuerza total que puede resistir la base debida al rozamiento $\text{tg } \varphi$: $(N - U) \text{tg } \varphi$.
- Se prescinde del efecto de las fuerzas que actúan en los planos de contacto de rebanadas.
- La suma de todas la fuerzas activas sobre la superficie deslizante es:

$$\sum T = \sum P \text{ sen}\alpha$$

Y la de las fuerzas resistentes:

$$\sum [C + (N - U) \text{tg } \varphi]$$

Luego el coeficiente de seguridad será:

$$F = \frac{\sum [C + (N - U) \text{tg} \varphi]}{\sum T} = \frac{\sum \left[\frac{ca}{\cos\alpha} + \left(P \cos\alpha - \frac{ua}{\cos\alpha} \right) \text{tg} \varphi \right]}{\sum P \text{ sen}\alpha}$$

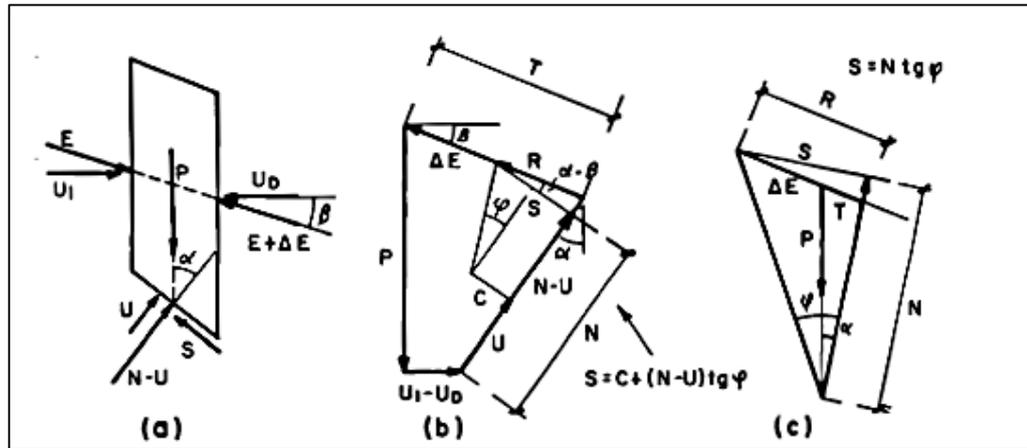
Los valores de C , N , U , T , pueden calcularse en cada rebanada y ordenarse en una tabla, obteniendo con facilidad F .

También pueden obtenerse gráficamente, dibujando las curvas T , C , $(N - U) \text{tg } \varphi$; las áreas (Σ) entre ellas y el eje de abscisas se miden con planímetro.

2.8.3 Método de Bishop

En 1955 Bishop, desarrolló otro método de rebanadas verticales en el que sienta en cuenta las fuerzas interfajas, sin prejuizar su dirección ni posición. El método presupone una superficie deslizante circular.

Figura N° 05: Fuerzas Actuantes Sobre Una Rebanada.



En la figura 4.6 se dibujan las fuerzas actuantes sobre una rebanada, y su composición para que den equilibrio (derecha). Las fuerzas sobre las caras verticales (subíndice *a* izquierda, *b* derecha) se descomponen, vertical (V) y horizontal (H), siendo irrelevantes las posiciones de sus puntos de aplicación, como se verá.

Si *c* es la cohesión en rotura, ϕ el ángulo de rozamiento y *F* el coeficiente de seguridad, la fuerza tangencial resistente *Tr* en la base deslizante de la rebanada, de longitud $ab = 1$, es:

$$T = \frac{cl}{F} + \frac{(N - U)tg\phi}{F}$$

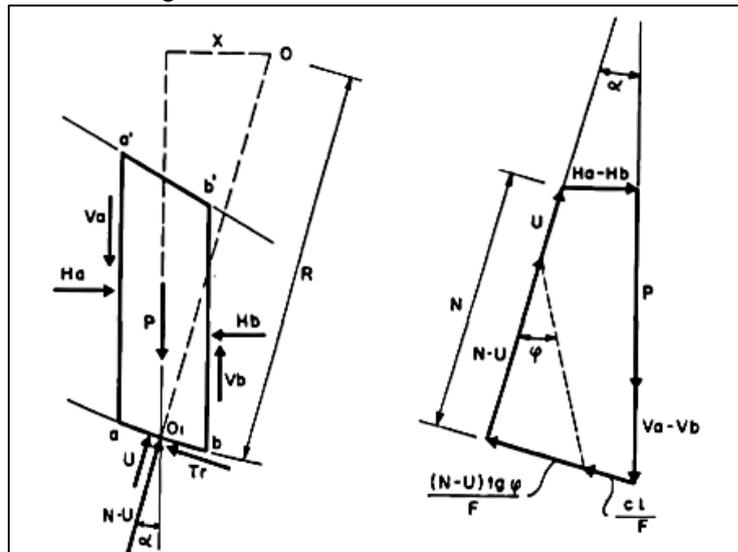
Para plantear las ecuaciones de equilibrio se proyecta sobre dos ejes: el radio *OO1* al centro de la base *ab* de la faja y la vertical; y se toman momentos respecto al centro *O*, con lo que se anulan los de las fuerzas normales (radiales) *N*. Estableciendo esas tres condiciones de equilibrio en la totalidad de la masa deslizante, la suma de los momentos de $H_aH_bV_aV_b$ es cero, puesto que cada una de esas fuerzas, al ser interna, es igual y opuesta a otra de la misma cara en el elemento adyacente. De esta forma, las tres ecuaciones de equilibrio de la masa deslizante son:

$$\sum N = \sum(P + V_a - V_b)\cos\alpha - \sum(H_a - H_b)\text{sen}\alpha$$

$$\sum(P + V_a - V_b) = \sum\left[N\cos\alpha + \frac{(N - U)\text{tg}\varphi}{F}\text{sen}\alpha + \frac{cl}{F}\text{sen}\alpha\right]$$

$$\sum(P \cdot x) = \sum(P \cdot R \text{sen}\alpha) = \sum(T_r \cdot R) = \frac{R}{F}\sum[cl + (N - U)\text{tg}\varphi]$$

Figura N° 06: Diagrama de las Fuerzas Actuantes en Una Rebanada



Eliminando variables entre las tres:

$$F(P + V_a - V_b) = \frac{1}{\sum P \text{sen}\alpha} \cdot \sum \frac{\left(\frac{P + V_a - V_b}{\cos\alpha} - U\right) \text{tg}\varphi + cl}{1 + \frac{\text{tg}\alpha \cdot \text{tg}\varphi}{F}}$$

En esta ecuación se conocen todas las variables, salvo $V_a - V_b$ y F , que es el coeficiente de seguridad que queremos obtener. Sabemos que $\sum(V_a - V_b) = 0$ y, por otra parte, de las ecuaciones de equilibrio, y teniendo en cuenta que también $\sum(H_a - H_b) = 0$, resulta:

$$\sum \frac{(P + V_a - V_b) \left(\frac{\text{tg}\varphi}{F} - \text{tg}\alpha\right) + \frac{cl - U \cdot \text{tg}\varphi}{F \cos\alpha}}{1 + \frac{\text{tg}\alpha \cdot \text{tg}\varphi}{F}} = 0$$

De aquí se deduce un método iterativo para hallar F . Se parte de un valor supuesto F_0 , por ejemplo el obtenido por el círculo sueco, que será más aproximado que uno arbitrario y es fácil de hallar, ya que se tienen todos los datos. Sustituyendo F_0 en [4.6] se deduce $\sum(V_a - V_b)$, se constituye a su vez en [4.7] y se obtiene $F = F_1$ (por tanteos). Con este nuevo F_1 se repite el proceso, y así sucesivamente, hasta que los dos últimos valores de F sean suficientemente próximos. En general, suele bastar con llegar a F_1 .

Lo más común es utilizar un método simplificado, que se basa en admitir que no solo es nula $\sum(V_a - V_b)$, sino que también

$$\sum \frac{(V_a - V_b) \operatorname{tg} \varphi}{\cos \alpha} = 0$$

Esto último solo se cumpliría si φ y α fueran iguales en todas las rebanadas, pero en la práctica la hipótesis resulta suficientemente admisible, y como simplifica mucho los tanteos, es a que se aplica más generalmente.

En este supuesto, resulta una única ecuación a resolver:

$$F = \frac{1}{\sum P \operatorname{sen} \alpha} \cdot \sum \frac{\left(\frac{p}{\cos \alpha} - U \right) \cdot \operatorname{tg} \varphi + cl}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}{F}} = 0$$

La iteración se limita así al valor de F .

Esta simplificación no es admisible si α tiene valores cercanos a 90° , pues tanto $1/\cos \alpha$ como $\operatorname{tg} \alpha$ serían muy grandes, y en ese caso habría que recurrir al procedimiento completo. Esto puede darse cuando el círculo deslizante profundiza bastante en la cimentación.

2.8.4 Método de Janbu

Es también un método de rebanadas verticales para comprobar una superficie de deslizamiento de una forma cualquiera, pero se diferencia de los anteriores en que el estado tensional de cada faja se plantea con toda generalidad, sin limitaciones ni hipótesis simplificadoras para las fuerzas interfajas, con lo que se aproxima un poco al de elementos finitos, si bien con elementos trapeciales grandes y supuesta una masa deslizante, y no el espacio total, como aquel.

Por tanto, es más exacto y completo que los anteriores, pero también más complejo de planteamiento y resolución, por reiteraciones sucesivas, por lo que, per se, exige un programa para ordenador, aunque este puede ser de capacidad relativamente moderada, en general, dado el número razonable de elementos.

Figura N° 07: Superficie de Deslizamiento Irregular

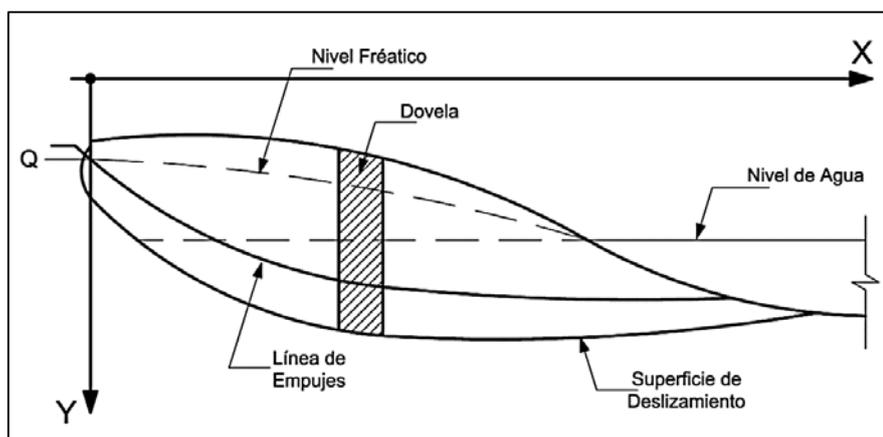
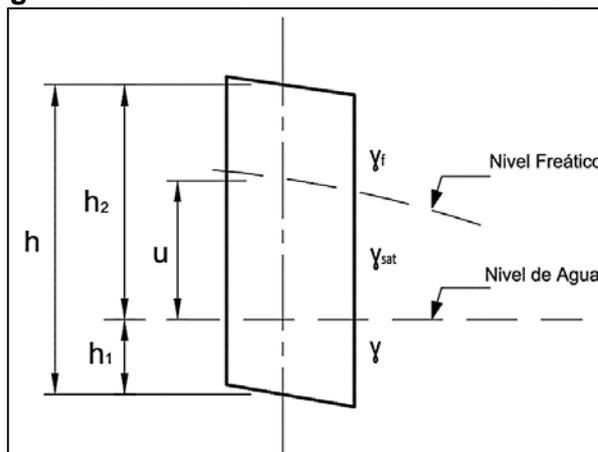


Figura N° 08: Fuerzas Actuantes Sobre la Dovela



Es importante resaltar el hecho de que aplicando el método de Janbu a un círculo se obtiene casi los mismos resultados que con el método de Bishop.

Hay que partir de una superficie de deslizamiento y de una línea de empujes mientras no se realice un estudio tensional, no se puede conocer la posición de la línea de empujes, pero es suficiente suponer que pasa por el punto situado un tercio de la altura, pues su influencia es pequeña.

En la práctica, se trazan las superficies de deslizamiento y línea de empuje, se divide en rebanadas y se calculan en cada una de ellas α , $\text{tg}\alpha$, p , u , Δx . Analizando el equilibrio de cada rebanada y el de la cuña completa, se llega a la siguiente formula recurrente:

$$F = \frac{\frac{[c' + (p + t - u)(\text{tg}\phi')\Delta x]_1}{\cos^2\alpha (1 + \text{tg}\alpha \frac{\text{tg}\phi'}{F})}}{Q + \sum[(p + t)\text{tg}\alpha \cdot \Delta x]} = \frac{\sum A}{Q + \sum B}$$

Donde es desconocida la magnitud:

$$t = \Delta T / \Delta x$$

Un primer coeficiente de seguridad F_0 se obtiene en la fórmula recurrente suponiendo que $t = 0$ en todas las rebanadas, $Q = 0$ y que:

$$\cos^2\alpha \left(1 + \operatorname{tg}\alpha \frac{\operatorname{tg}\varphi'}{F}\right) = 1$$

Este valor se vuelve a introducir repetidas veces en la fórmula recurrente, obteniéndose un valor del lado de la seguridad y bastante aproximado. Si se quiere mayor aproximación, se tienen en cuenta los esfuerzos tangenciales entre fajas, determinándolos por un proceso de aproximaciones y tanteos. Todo ello se suele hacer, se ha dicho, a través de programas establecidos para ordenador.

2.9 COMPARACION ENTRE LOS METODOS DE ANALISIS

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 β mayor a θ , 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 09.

La Tabla N° 01 presenta las condiciones de equilibrio estático que se satisfacen en los diversos métodos. La tabla N° 02 presenta una comparación de los diversos métodos basados en equilibrio límite.

Tabla N° 01: Condiciones de equilibrio estático que satisfacen los diversos métodos

Método	Dirección vertical	Dirección horizontal	Equilibrio de momentos
Fellenius	Si	No	Si
Bishop	Si	No	Si
Janbu	Si	Si	No

FUENTE: Elaboración propia a partir de la bibliografía

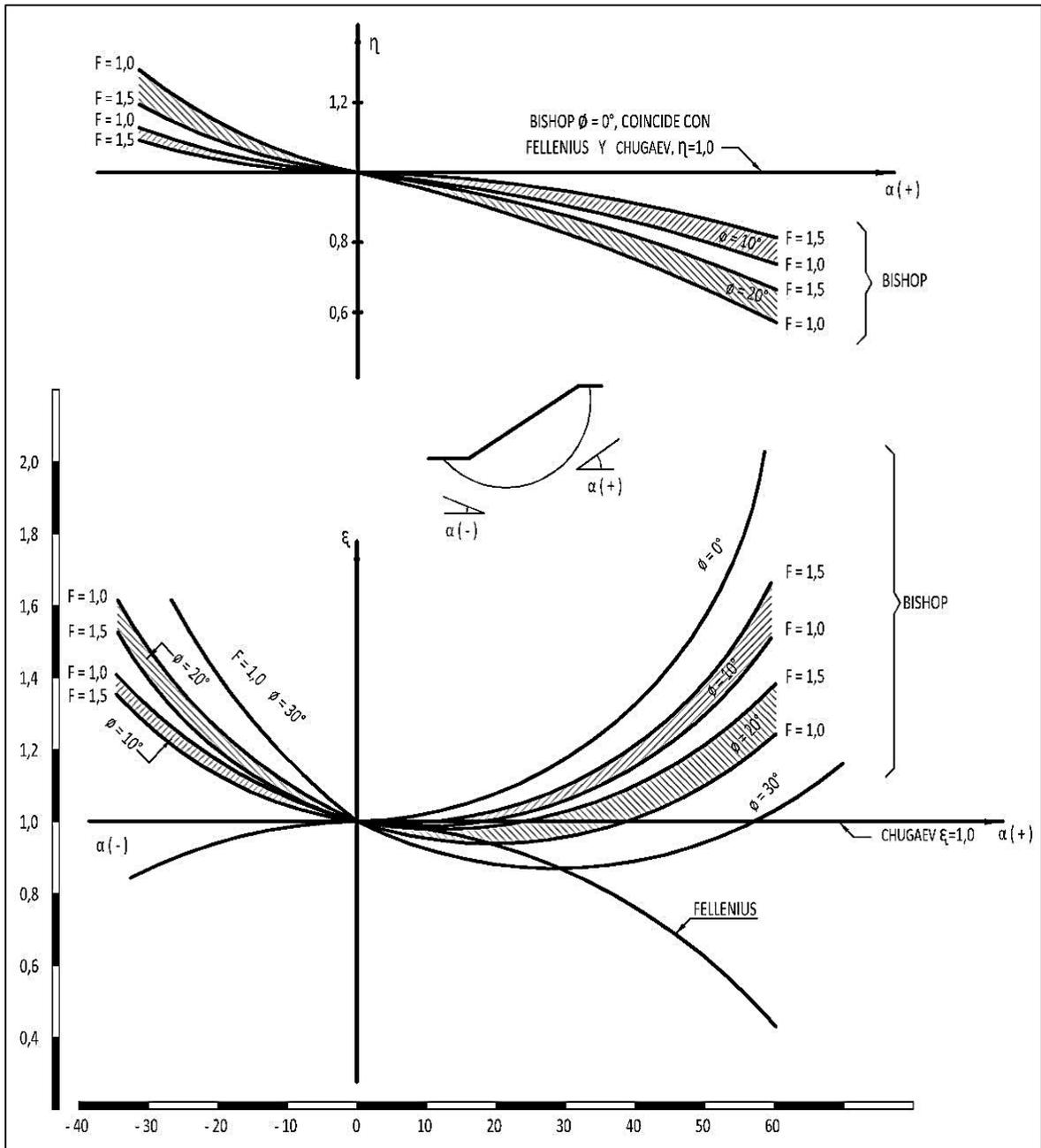
Tabla N° 02: Comparación de los diversos métodos basados en el equilibrio limite

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	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
Bishop (Bishop 1955)	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
Janbu (Janbu 1968)	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_0 para tener en

FUENTE: Elaboración propia a partir de la bibliografía

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 λ). 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.

Figura N° 09: Variación de los coeficientes ϵ y η 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 θ , el valor de ϵ 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 $c-\theta$ la diferencia en el factor de seguridad de Bishop y Fellenius disminuye, pues el valor de η 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.

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.

2.10 TRATAMIENTO DE LAS PRESIONES DE PORO EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD

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

$$u = u_c + u_h + u_f$$

Dónde:

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 (γ_{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 $i = 0$.

2.11 ANALISIS 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.

Tabla N° 03: Análisis en tensiones totales y tensiones efectivas

Análisis en tensiones totales	
<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.
Análisis en tensiones efectivas	
<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 N° 04: Comparación entre análisis en tensiones totales y en tensiones efectivas

Comparación entre un análisis en tensiones totales y tensiones efectivas		
<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.

Quando 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.

Quando 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.

2.12 ASPECTOS SÍSMICOS DEL ÁREA

El Perú es considerado como una de las regiones de más alta actividad sísmicas, forma parte del cinturón circumpacífico, de esta forma es necesario considerar la influencia de los sismos sobre la estabilidad del talud de las presas. Dentro del territorio peruano se ha establecido diversas zonas sísmicas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor ocurrencia de los sismos. Según la zonificación sísmica propuesto por la nueva norma de Diseño Sismorresistente E-030 del reglamento nacional de construcciones (1997).

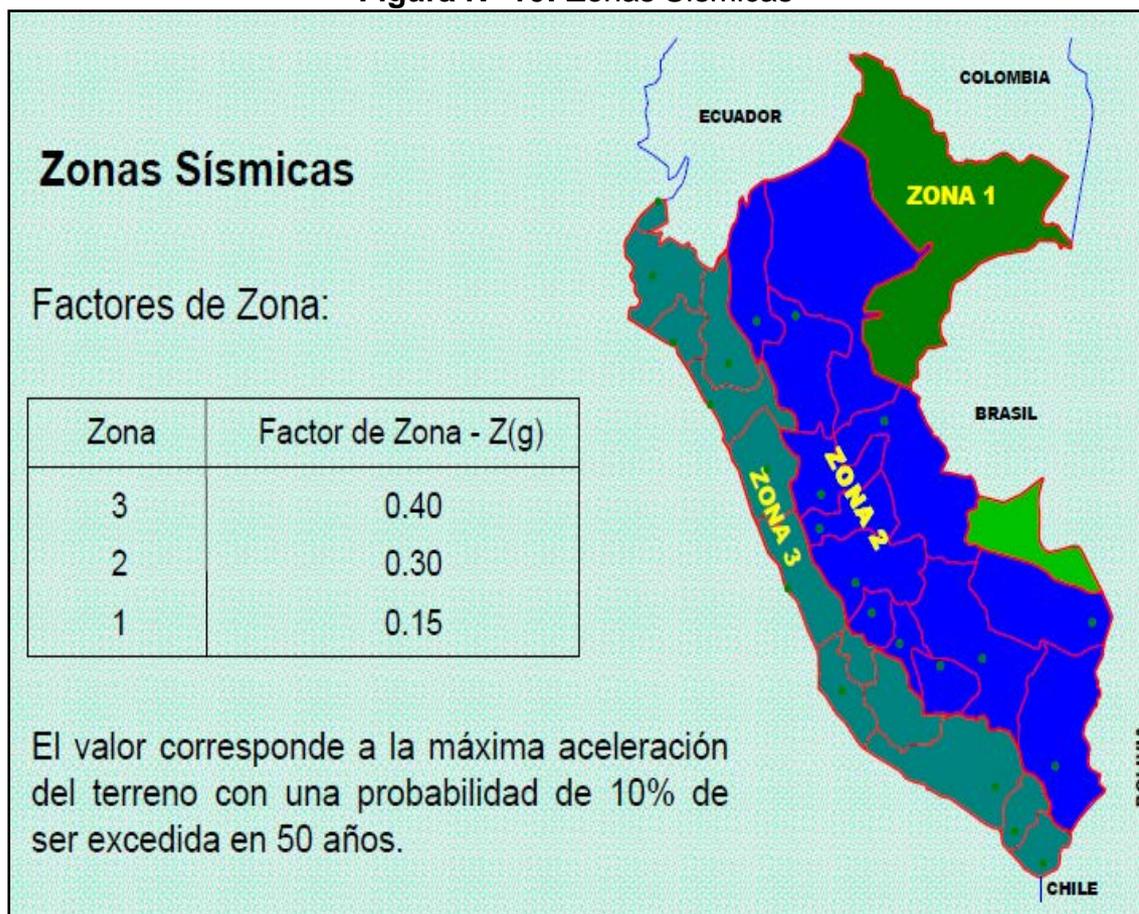
2.12.1 Norma E.030 (Diseño Sismorresistente)

Esta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados. Para el caso de estructuras especiales tales como reservorio, tanques, si los puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente norma. Además del indicado en esta norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

2.12.2 Zonificación Sísmica

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura N° 10. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica. En la siguiente figura se indican las provincias que corresponden a cada zona.

Figura N° 10: Zonas Sísmicas



2.12.3 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

a) Microzonificación Sísmica

Son estudios multidisciplinarios, que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuefacción de suelos, deslizamientos, Tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

- Áreas de expansión de ciudades.
- Complejos industriales o similares.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

Los resultados de estudios de microzonificación serán aprobados por la autoridad competente, que puede solicitar informaciones o justificaciones complementarias en caso lo considere necesario.

b) Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño. No se consideran parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta norma.

2.12.4 Factor de Ampliación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de ampliación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5$$

Dónde:

T = periodo

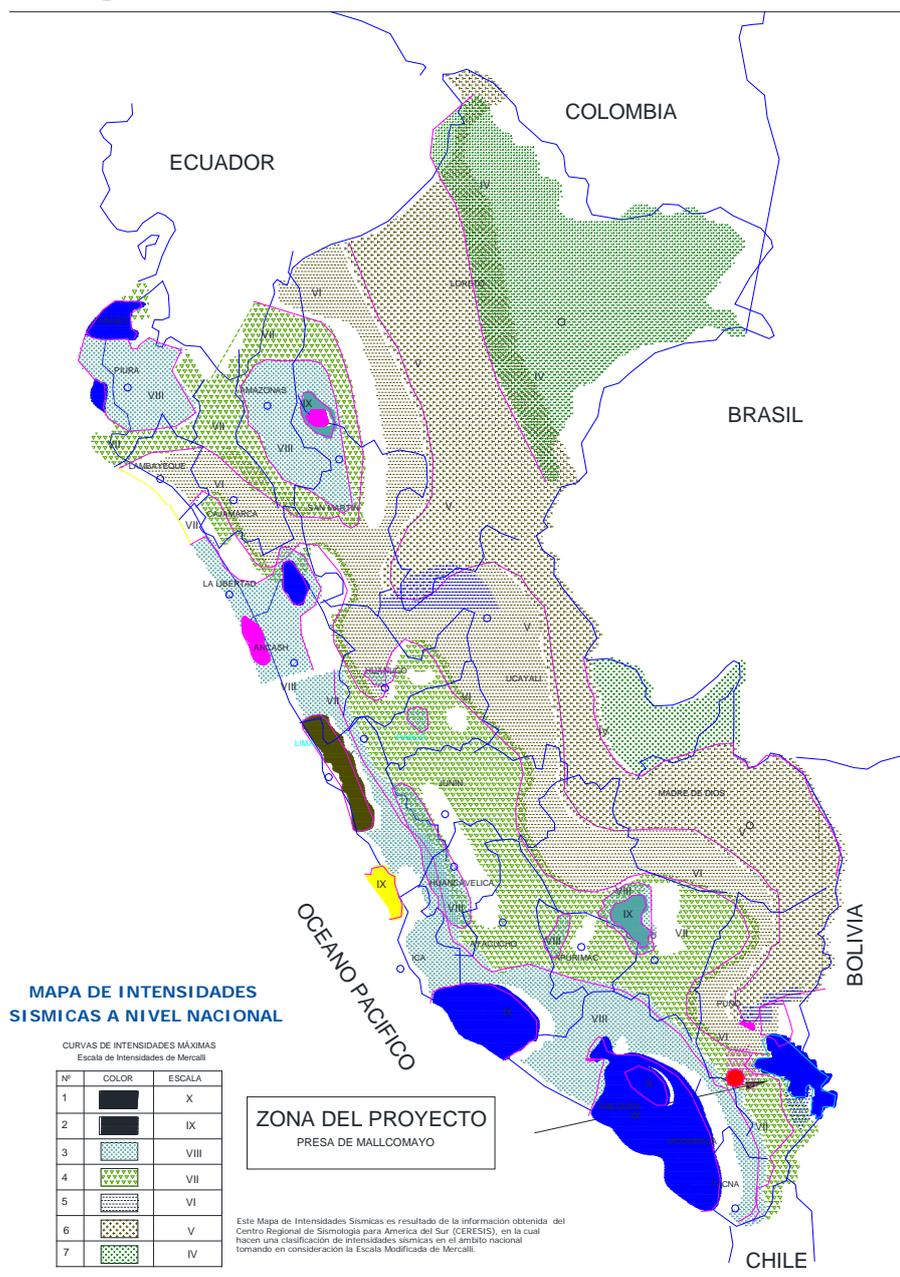
Este coeficiente se interpreta como el factor de ampliación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

a) Intensidad

Según el análisis sísmico tectónico, existen en el mundo dos zonas muy importantes de actividad sísmica conocidas como el círculo Alpino Himalayo y el Circulo Circumpacífico. En esta última, donde se localiza el Perú, han ocurrido el 80% de los eventos sísmicos en el mundo. Por lo tanto, nuestro país está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica. La fuente de datos básica de intensidades sísmicas que

describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú, ha sido presentada por Silgado (1978). En la figura N° 11 se muestra el mapa de distribuciones de máximas intensidades sísmicas observadas (Alva et al 1984), de acuerdo a esta información, se concluye que según la historia sísmica del área de estudio (400 años), han ocurrido sismos de intensidades altas como V – VI en la escala Mercalli Modificado.

Figura N° 11: Distribución de máxima intensidad sísmica



2.12.5 El Coeficiente Sísmico en Presas de Tierra y Enrocado

Los métodos más comunes utilizados en el análisis sísmico de la estabilidad de taludes de presas de tierra y enrocado son los métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite. Estos métodos consideran que la acción sísmica puede remplazarse por una fuerza horizontal proporcional al peso de la masa deslizante ($F=K.W$).

El coeficiente sísmico a utilizarse en el diseño está influenciado por los factores siguientes:

- Sismicidad de la zona.
- Condiciones locales de la cimentación, cuanto mayor sea la densidad natural del subsuelo menor será la amplificación sísmica.
- Periodo fundamental de la presa, implícitamente considera la altura y propiedades de los materiales.
- Importancia de la estructura y riesgo de daños aguas debajo de la presa.

2.13 TUBIFICACION Y SU EFECTO EN LA CIMENTACION Y ESTABILIDAD DE LA PRESA

El fenómeno de tubificación (sifonamiento) se produce cuando se anulan las tensiones efectivas del suelo. En estas condiciones, un suelo sin cohesión pierde completamente su resistencia al corte y pasa a comportarse como un fluido.

La tubificación puede erosionar los terraplenes de las presas, socavando los terraplenes o sus fundaciones, tanto desde aguas abajo hacia aguas arriba como a la inversa.

El flujo tiende a ejercer presión sobre las partículas del suelo, y la fuerza de filtración actuante, definida por unidad de volumen, puede arrastrarlas en el sentido de la corriente.

Las fuerzas que se oponen al arrastre del flujo es la trabazón entre las partículas (estructura) y su cohesión, pero al emerger aguas abajo de la presa, es el peso sumergido del suelo la principal fuerza en sentido opuesto, al menos en suelos sin cohesión.

2.13.1 Tipos de Tubificación

a) Levantamiento

En este tipo de tubificación se analizan los “reventones” donde la arena entraría en “ebullición”, provocando el colapso de la obra si el peso del suelo resultaba insuficiente para contener el movimiento ascendente del suelo bajo el efecto de la fuerza de filtración, en el momento de alcanzarse un determinado gradiente, denominado “crítico”.

b) Fractura hidráulica

Consiste en la brusca irrupción del agua a través de las grietas de los terraplenes, bajo los efectos de la carga hidráulica, ejerciendo subpresiones (fuerzas dirigidas de abajo hacia arriba) y presiones en todas direcciones, principalmente durante el primer llenado del embalse o al producirse alguna variación brusca de su nivel.

A las contracciones y secado como el origen de fisuras pueden agregarse diferencias en compactación producidas por el paso de los rodillos. Estas grietas internas pueden estar cerradas, pero, cuando el nivel de la presa alcanza algunos metros (2 a 3) sobre ellas, la presión hidrostática puede ser superior a la presión total. El agua ejerce presión sobre la fisura abriéndola progresivamente.

2.13.2 Efecto en la Cimentación y Estabilidad de la Presa

Una presa es, en cierta forma, un impedimento interpuesto en la corriente para que el agua pase por debajo de ella. La energía debe disiparse lo suficiente por fricción y otras pérdidas a través de esa trayectoria, de forma de que salga (aguas abajo de la presa) sin provocar erosión (tubificación) que ponga en riesgo la estructura.

El sentido de la fuerza de filtración sigue el de las líneas de flujo, y en su origen, cuando el agua penetra en el suelo tiene el mismo que el del peso de las partículas, pero la erosión se ve impedida por la masa del suelo. En cambio, al emerger aguas abajo, tienen sentidos opuestos, y allí no existe masa alguna que se oponga a la erosión.

Cuando el área de la sección transversal está restringida, como debajo de los tablestacados, la velocidad, la fuerza de filtración y el gradiente aumentan.

Se llama gradiente hidráulico crítico al que resulta del perfecto equilibrio entre estas fuerzas, considerando el peso sumergido del suelo. El gradiente crítico es aproximadamente igual a 1, puesto que el peso saturado de los suelos es aprox. el doble del peso específico del agua ($\gamma_{\text{sumergido}} = \gamma_{\text{saturado}} - \gamma_{\text{agua}}$).

2.14 FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS EN PRESAS DE TIERRA

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 N° 03.

Tabla N° 05: Caracterización de la presa o ataguía

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

FUENTE: A. NOVOA Y H. MESTAS “Presas de Tierra”

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 N° 04.

Tabla N° 06: Factores de seguridad mínimos

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

Fuente: A. NOVOA Y H. MESTAS “Presas de Tierra”

CAPÍTULO III

MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

3.1 METODOLOGIA

La metodología empleada en la presente investigación es la siguiente:

3.1.1 Fase de Campo

- **Recopilación y Ordenamiento de la Información Básica**

Se recopiló la información disponible de libros, investigaciones realizadas y del trabajo realizado en el Programa Regional de Riego y Drenaje PRORRIDRE.

3.1.1.1 Estudio topográfico

a.- Levantamiento Topográfico: Es el conjunto de operaciones que se necesita realizar para poder confeccionar una correcta representación gráfica planimétrica, altimétrica, de una extensión cualquiera de terreno, sin dejar de considerar las diferencias de cotas o desniveles que presente dicha extensión. Este plano es esencial para emplazar correctamente cualquier obra que se desee llevar a cabo, así como para definir las áreas de sitio de Presa. Es primordial contar con una buena representación gráfica, que contemple tanto los aspectos altimétricos como planimétricos, para ubicar de buena forma un proyecto.

El levantamiento de puntos de estación se ha realizado mediante el método indirecto de enlace de estaciones taquimétricas, es decir, apoyándonos en dos puntos previamente levantados. Así comprobamos el error parcial de

cierre calculando las coordenadas de la nueva estación apoyándonos desde cada uno de los puntos de enlace.

Los puntos de relleno se han levantado mediante Radiación, pero siempre almacenando dichos puntos en el colector de datos de la estación total mediante sus coordenadas cartesianas.

b.- Levantamiento de Sitio de Presa: Inicialmente se realizó un reconocimiento del terreno, para tener un conocimiento más real de alcance de levantamiento en sí, y luego para ubicar los puntos para la triangulación topográfica.

Las estaciones de la triangulación y poligonal se seleccionaron de acuerdo a los objetivos del trabajo. Los vértices de la poligonal servirán de estaciones de apoyo en el relleno. De acuerdo a los puntos que se desean relevar, se eligieron los vértices de la poligonal.

Las estaciones adyacentes de la poligonal son visibles entre sí. La distancia que separa las estaciones está de acuerdo con el método y el instrumento que se utilizó para medir la distancia. Las estaciones deben ubicarse en lugares que no estén expuestos a inundación, erosión, desplazamientos, o cualquier otro accidente que destruya la marca del punto.

En los trabajos topográficos desarrollados en el campo se iniciaron con la toma de datos de aje A y eje B de la presa, tomando muy en cuenta la forma de modelamiento del terreno para la elaboración de los diseños civiles.

3.1.1.2 Estudio Geológico y Geotécnico

El estudio Geológico - Geotécnico se centrará en el análisis de las propiedades relevantes de los materiales de las

cimentaciones y de los materiales de préstamos, tratando de determinar los parámetros o el rango de variabilidad de los mismos, que sean determinantes, tanto en el diseño, como en la construcción y funcionamiento de las estructuras.

Dichas investigaciones se han efectuado mediante una exploración de campo consistentes en la excavación de calicatas a cielo abierto cuyo objetivo principal es determinar las características físico mecánicas de los materiales que se encuentran subyacentes en el terreno en estudio con la finalidad de establecerlas condiciones que garanticen una adecuada cimentación.

Efectuando los estudios geotécnicos y geológicos permitió:

- Determinar el perfil estratigráfico del suelo en el terreno de fundación en el eje Presa.
- Determinar los bancos de materiales a utilizar para terraplén, dique de Presa.
- Realizar el muestreo correspondiente y establecer sus propiedades, parámetros de comportamiento.
- Realizar perforaciones diamantinas en el eje de presa.
- Realización de perfiles estratigráficos mediante el logeo y representado en registros de perforación para cada taladro.
- Determinar el grado de permeabilidad del terreno mediante ensayos de permeabilidad tipo Lefranc (carga constante) para suelos, o en roca demasadamente alterada y fragmentada.
- Determinar las características de esfuerzo deformación y de resistencia al esfuerzo cortante de suelos como la cohesión y el ángulo de fricción interna a través de ensayos triaxiales.

a.- Metodología de Trabajo: Para el estudio geológico – geotécnico, la metodología definida comprende básicamente

una investigación de campo a lo largo de la zona en estudio, para determinar las propiedades geotécnicas de los suelos y rocas presentes en el área del proyecto mediante perforaciones diamantinas, ensayos de permeabilidad, pozos exploratorios a cielo abierto ó sea calicatas con la finalidad de obtener muestras representativas en cantidades suficientes, las que fueron objeto de ensayos en laboratorio y finalmente con los datos obtenidos en ambas fases se realizaron las labores de gabinete, para consignar luego en forma gráfica y escrita los resultados del estudio.

b.- Recopilación de Datos: En esta etapa se efectuó lo siguiente:

- Recopilación bibliográfica, selección y evaluación de la información general desde el punto de vista geológico-geotécnico para estudio de presas.
- Obtención de información geológica-geotécnica, cartográfica y topográfica existente.
- Se utilizaron cartas Geológicas del Perú elaborado por el Instituto Geológico Minero Metalúrgico INGEMMET.

c.- Trabajo de Campo: Se realizó un muestreo sistemático en lugares estratégicos y representativos previo a un programa diseñado para cada uno de las estructuras que contendrá el proyecto, para esto se procedió a realizar calicatas a cielo abierto, la profundidad alcanzada obedece a la intensidad y tipos de carga que transmiten el sub-suelo, llegando hasta 1.50 y 2.00 m. en calicatas y en perforaciones diamantinas hasta 58 m. la ubicación de las calicatas y puntos de perforación nos permitieron obtener una información confiable y representativa de los suelos potencialmente consideradas como subrasante o terreno de fundación de la Presa.

Las muestras se depositaron en bolsas de polietileno con su respectiva tarjeta de identificación, para luego ser remitidas al laboratorio de Mecánica de Suelos y Concreto de UNA – PUNO, Laboratorio de la UNI-Lima, Laboratorio de Consorcio SyC – Arequipa y PRORRIDRE.

Se realizaron perforaciones diamantinas en el eje de presa donde han permitido determinar la posición de la roca en el lado derecho e izquierdo en total se realizaron 7 perforaciones con un total de 300 metros, 31 ensayos de permeabilidad del tipo Lefranc en suelos, 5 ensayos de tipo Lugeon en roca consolidado, 14 ensayos SPT.

Paralelamente se hizo el mapeo geológico, exploración y localización de canteras con un reconocimiento del afloramiento de suelo para núcleo de presa, capa impermeable, relleno.

- **Recopilación y Ordenamiento de la Información Básica**

3.1.1.3 Definición del nivel de Agua Máximo Operacional (N.A.M.O.)

La obtención de este parámetro es necesaria 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 2.5m 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.

3.1.1.4 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. Sin embargo para el presente proyecto se ha considerado los datos elaborados por el Programa Regional de Riego y Drenaje (PRORRIDRE).

3.1.1.5 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.

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.

Tabla N° 07: Coeficientes de Permeabilidad

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

FUENTE: Juárez Badillo "Mecánica de Suelos Tomo I"

Con el objetivo de estimar la permeabilidad del subsuelo del emplazamiento de la presa Malcomayo, antes, se han ejecutado ensayos de permeabilidad del tipo Lefranc en suelos y en material rocoso fracturado y/o alterados ensayos de permeabilidad del tipo Lugeon tal como consta en el cuadro siguiente:

CUADRO N° 01: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc y Lugeon

CÓDIGO DE PERFORACION	COORDENADAS		COTA	PROFUNDIDAD	SUELO	ROCA	N° DE ENSAYO LEFRANC	N° DE ENSAYO LUGEON
	NORTE	ESTE						
PP-01	388615	8232845	3938	34.1	0	34.1	4	2
PP-02	388626	8232870	3906	29.4	0	29.4	0	1
PP-03	388623	8232955	3905	58	56.3	58	8	0
PP-04	388688	8232916	3095	56	40.1	0	8	0
PP-05	388678	8233021	3907	51	13.3	37.7	6	1
PP-06	388710	8233017	3919	38	3.3	38	4	0
PP-07	388733	8232973	3923	36.3	0.6	36.3	1	1

FUENTE: PRORRIDRE

Las pruebas de permeabilidad que se han ejecutado en las perforaciones y/o sondajes de la hilera central distanciadas cada 3.00 m. han servido para verificar los resultados como se muestra en los cuadros siguientes:

CUADRO N° 02: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-1

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		K (cm/seg)	NIVEL	LITOLOGIA
	DE	A			
LF-01	5.1	9.6	1.07E-02	Constante	BRECHA TRAQUIANDESITICA
LF-02	9.6	15.6	8.50E-03	Constante	BRECHA TRAQUIANDESITICA
LF-03	20	26.4	1.53E-02	Constante	BRECHA TRAQUIANDESITICA
LF-04	26.4	31.1	1.16E-02	Constante	BRECHA TRAQUIANDESITICA

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 03: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-03

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		K (cm/seg)	NIVEL	LITOLOGIA
	DE	A			
LF-01	0	6	0.00E+00	Constante	Suelo arenas con mezcla de grava con limos
LF-02	6	10.1	0.00E+00	Constante	Suelo arenas con mezcla de grava con limos
LF-03	13.8	15	6.75E-02	Constante	Suelo arenas con mezcla de grava con limos
LF-04	15	20.2	1.75E-02	Constante	Suelo arenas con mezcla de grava con limos
LF-05	21	24.8	7.50E-03	Constante	Suelo arenas con mezcla de grava con limos
LF-06	24	29.5	2.95E-02	Constante	Suelo arenas con mezcla de grava con limos
LF-07	29.6	35	2.49E-02	Constante	Suelo arenas con mezcla de grava con limos
LF-08	36	38.6	1.93E-03	Constante	BRECHA TRAQUIANDESITICA

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 04: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-04

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		K (cm/seg)	NIVEL	LITOLOGIA
	DE	A			
LF-01	3.5	4.95	7.00E-02	Constante	Suelo arenas con mezcla de grava con limos
LF-02	9.6	12.6	1.75E-01	Constante	Suelo de arena limosas con grava
LF-03	12.6	14.9	6.33E-03	Constante	Suelo de arena limosas con grava
LF-04	16.2	21.9	3.31E-01	Constante	Suelo de arena limosas con grava
LF-05	22	24.8	3.45E-01	Constante	Suelo de arena limosas con grava
LF-06	28	30.6	2.99E-02	Constante	Suelo de grava limosa con arenas
LF-07	32	35.2	1.57E-01	Constante	Suelo de arenas con mezcla de limos y grava
LF-08	38	40.1	8.27E-02	Constante	Suelo de grava con mezcla de arena y poco limos
LF-08	40.1	56	7.62E-03	Constante	bolones y roca fracturada de origen traquiandesítico

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 05: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-05

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		K (cm/seg)	NIVEL	LITOLOGIA
	DE	A			
LF-01	15	19.9	3.98E-03	Constante	Roca traquiandesita, fracturada, descolorida, poco consistente
LF-02	20.7	25.7	1.79E-03	Constante	
LF-03	25.3	30.3	2.00E-03	Constante	
LF-04	31.3	36.3	1.75E-03	Constante	Roca brecha volcánica traquiandesita
LF-05	36.9	41.9	1.05E-03	Constante	Roca volcánica andesita fracturada
LF-06	41.3	46.3	2.00E-03	Constante	Roca volcánica andesita poco fracturado

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 06: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-06

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		K (cm/seg)	NIVEL	LITOLOGIA
	DE	A			
LF-01	5	10	5.10E-03	Constante	Suelo residual de aorien traquiandesito
LF-02	10	15	5.13E-03	Constante	Suelo residual de aorien traquiandesito
LF-03	15	20	2.27E-03	Constante	BRECHA TRAQUIANDESITICA
LF-04	30	38	3.41E-02	Constante	BRECHA TRAQUIANDESITICA

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 07: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lefranc Perforación PP-07

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		K (cm/seg)	NIVEL	LITOLOGIA
	DE	A			
LF-01	9	26	2.84E-02	Constante	roca fragmentada traquiandesitica

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 08: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lugeon Perforación PP-01

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		UNIDAD LUGEON	K (cm/seg)	TIPO	LITOLOGIA	CONDICION
	DE	A			FLUJO		
LUG-01	15.6	21.4	12.68	4.91E-05	DILATACION	BRECHA TRAQUIANDESITICA	PERMEABLE
LUG-02	29.5	34.1	14.6	5.38E-04	DILATACION	BRECHA TRAQUIANDESITICA	PERMEABLE

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 09: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lugeon Perforación PP-02

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		UNIDAD LUGEON	K (cm/seg)	TIPO	LITOLOGIA	CONDICION
	DE	A			FLUJO		
LUG-01	15.5	20	14.22	5.21E-04	DILATACION	BRECHA TRAQUIANDESITICA	PERMEABLE

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 10: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lugeon Perforación PP-05

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		UNIDAD LUGEON	K (cm/seg)	TIPO	LITOLOGIA	CONDICION
	DE	A			FLUJO		
LUG-01	46	51	4.18	1.57E-04	DILATACION	ANDESITA	PERMEABLE

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 11: Ensayos de Permeabilidad Tipo Lugeon Perforación PP-07

N° DE ENSAYO	TRAMO EN (m.)		UNIDAD LUGEON	K (cm/seg)	TIPO	LITOLOGIA	CONDICION
	DE	A			FLUJO		
LUG-01	26	36.3	0.86	3.90E-04	DILATACION	BRECHA TRAQUIANDESITICA	PERMEABLE

FUENTE: PRORRIDRE

3.1.1.6 Ensayos de Laboratorio

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 ϕ'' (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 está normado en la A.S.T.M como el D4318-10. Con estos resultados se clasificaron los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

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 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^o 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^o 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 Malcomayo se muestran en el Anexo 02.

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

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

El *límite líquido (LL)* está expresado como un porcentaje del contenido de agua en relación al peso seco que debe tener un suelo remoldeado, de manera que, al ser sometido al impacto de 25 golpes bien definidos según la práctica, 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:

$$IP = LL - LP$$

Los ensayos efectuados para encontrar los límites de consistencia en la zona de la presa Malcomayo se muestran en el Anexo 02.

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.

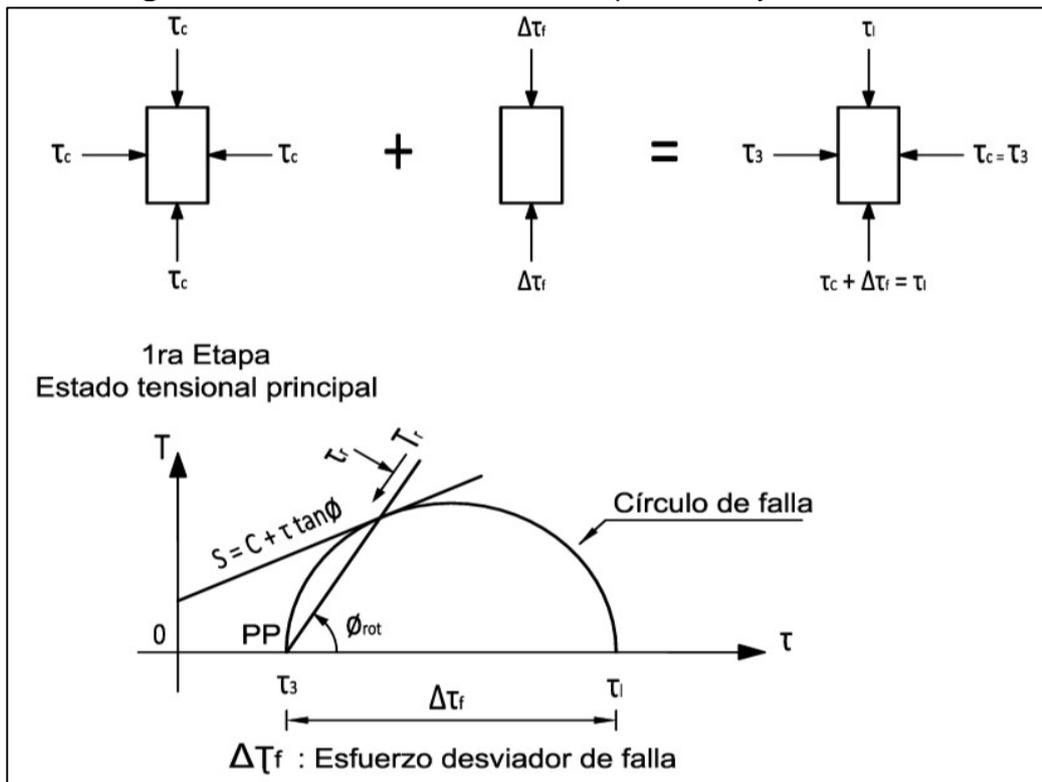
Dependiendo de las condiciones a las que se someta la muestra los tipos de ensayos triaxiales a los que se podrá someter las muestras son los siguientes:

- a) Ensayo consolidado-drenado o ensayo drenado (lento, prueba CD, L, D).
- b) Ensayo consolidado-no drenado o ensayo consolidado rápido (prueba CD).
- c) 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:

Figura N° 12: Estados tensionales para ensayos triaxiales



3.1.2 Fase de Gabinete

3.1.2.1 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 registrarán 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.

3.1.2.2 Etapas Utilizadas por el Programa SLOPEW 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.

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 λ (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.

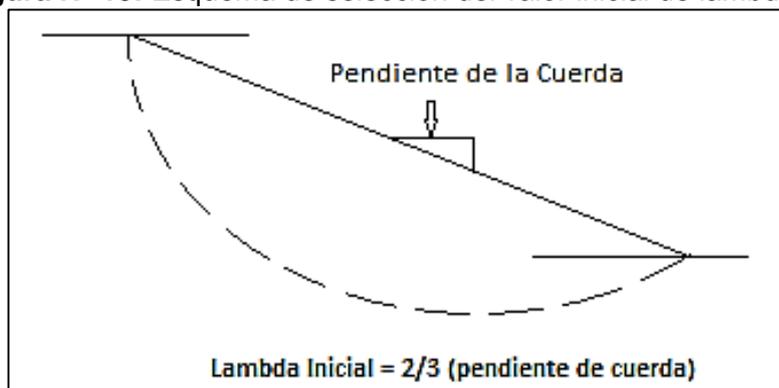
La solución del factor de seguridad de equilibrio de fuerzas corresponde al método de Janbu, sin la aplicación del factor de corrección empírico f_0 . Dicho factor depende de la geometría de la superficie de falla, la cohesión y el ángulo de fricción del suelo.

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 λ 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 N° 13). 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 N° 13: Esquema de selección del valor inicial de lambda (λ)



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 $\lambda=1$.

3.1.2.3 Determinación de los Parámetros Sísmicos

Según la mapa de zonificación sísmica presentada por el IGP, el área de estudio se encuentra en la zona 2, en el cual la aceleración máxima varía entre el rango de 0.15 – 0.30, lo que indica sismos según la escala de Mercalli hasta de grado VI estando dentro de la categoría de sismos leves. Los parámetros necesarios para el análisis de aceleración máxima:

- Distancia Epicentral (R)
- Magnitud del sismo (M)

INTENSIDAD

Por antecedente histórico se puede decir que si hay indicios de la presencia movimientos sísmicos en los últimos años y por la presencia de rocas volcánicas, geomorfología y topografía dan indicios de presencia de sismo por tal razón se debe tener en cuenta este aspecto en la zona de proyecto.

DETERMINACIÓN DE MÁXIMA MAGNITUD

Para el cálculo de las magnitudes esperadas en el área del proyecto utilizaremos la fórmula de IGP (1972), que es la siguiente:

$$I = 4.89Mb - 6.89\log D - 13.81$$

Donde se tiene:

$$Mb = \frac{6.89\log D + 13.81 + I}{4.89}$$

Dónde:

I = Intensidad para la zona 6 y 8

D = Distancia epicentral = 55 km.

Para I = 6

$$Mb = \frac{6.89 \log 55 + 13.81 + 6}{4.89}$$

$$Mb = 6.5$$

Para $l = 8$

$$Mb = \frac{6.89 \log 55 + 13.81 + 8}{4.89}$$

$$Mb = 6.9$$

De esta manera concluimos que en la zona del proyecto pueden esperarse magnitudes comprendidas entre 6.50 y 6.90, fijándose una magnitud del sismo de diseño de 7.

ACELERACIÓN: (COEFICIENTE SÍSMICO)

SEGÚN FACCIOLI:

$$a = 190 \times 10^{0.069M} (R + 25)^{-0.314}$$

Dónde:

$$M = 7 \text{ y } R = 55 \text{ Km.}$$

$$a = 190 \times 10^{0.069(7)} (55 + 25)^{-0.314}$$

$$a = 149.6 \text{ cm/seg}^2$$

$$a = 0.146 \text{ g}$$

SEGÚN CASA VERDE – VARGAS:

$$a = 68e^{0.80M} (R + 25)^{-1.0}$$

Dónde:

$$M = 7 \text{ y } R = 55 \text{ Km.}$$

$$a = 68e^{0.80(7)} (55 + 25)^{-1.0}$$

$$a = 229.9 \text{ cm/seg}^2$$

$$a = 0.23 \text{ g.}$$

Considerando que no siempre se manifiesta una aceleración del 100% y para efectos del diseño

consideramos un 87% de la aceleración mayor calculada resultando.

$$a = 0.20 g.$$

3.2 MATERIALES

3.2.1 Equipos y Materiales para el Procesamiento

Los equipos y materiales utilizados en el procesamiento e impresión son:

- Hardware: Computadora, impresora y accesorios
- Software: Office 2010, Auto CAD v-2013, GeoStudio 2007
- Cámara Fotográfica
- Materiales de escritorio.

3.2.2 Información Granulométrica

De los resultados de laboratorio de mecánica de suelos, se han obtenido los valores promedio de las características físicas que han servido para la determinación de los parámetros de cálculo para el análisis de estabilidad.

El material del cuerpo de la presa está conformado por materiales compuestos por gravas redondeadas de dimensiones medias como 1" a 1 ½" de tonalidades grisáceas y marrón rojizas, con materiales arenosos y limo arcillosos de tonalidades rojizas en menor medida de buenas condiciones.

3.2.3 Información de los Estados de Consistencia

La información para la determinación de los límites de consistencia se obtuvo de los ensayos realizados por el Programa Regional de Riego y Drenaje (PRORRIDRE), ya que el comportamiento de un suelo está muy influenciado por la presencia de agua en su seno, la cual es directamente proporcional a su resistencia y ya que la presa estará constantemente en contacto con el agua se hizo la

determinación del índice de plasticidad a través de los límites de atterberg con un L.L. de 35.30 %, L.P. de 27.13 % y un I.P. de 8.17 %, para el cuerpo de Presa.

3.2.4 Información de Compacidad

Para la determinación de Compacidad del material de cuerpo de presa el Programa Regional de Riego y Drenaje (PRORRIDRE) realizó el ensayo de compactación PROCTOR MODIFICADO, ya que la relación existente entre la densidad seca de un suelo, su grado de compacidad y su contenido en agua es de gran utilidad en la compactación de suelos; por lo que se determinó a través del ensayo una densidad máxima seca de 2.108 gr/cm³ con un contenido de humedad optima de 7.20%.

3.2.5 Información de esfuerzos efectivos

La información para la determinación de los esfuerzos efectivos se obtuvo de los ensayos realizados por el Programa Regional de Riego y Drenaje (PRORRIDRE), con los cuales se determinó los parámetros necesarios para realizar el modelamiento como son: la cohesión y el ángulo de fricción interna del material de cuerpo de presa, cuyos resultados del ensayo obtenido son: relleno homogéneo peso específico 18.76 KN/m³, Ángulo de Fricción 38.10°, Cohesión 2.10 KPa, Material granular 1: 19.25 KN/m³, Ángulo de Fricción 37°, Cohesión 0 KPa Material granular 2: 20.1KN/m³, Ángulo de Fricción 36°, Cohesión 0 KPa, Cimentación: 18.74 KN/m³, Ángulo de Fricción 45.60°, Cohesión 7.40 KPa. considerando los esfuerzos efectivos del ensayo triaxial saturado, consolidado con medición de presión de poros.

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACION DEL AREA DE INVESTIGACION

4.1 CARACTERISTICAS DEL LUGAR

La presente investigación se llevó a cabo en la Microcuenca Malcomayo, la cual presenta la siguiente ubicación política y geográfica.

4.1.1 Ubicación Política

Región	: Puno
Provincia	: Puno
Distrito	: Puno
Localidades beneficiadas	: Mallcomayo, Cutimbo, Central, Caracollo, Sañaccachi y Ciudad de Puno.

4.1.2 Ubicación Geográfica

El ámbito de Proyecto se encuentra ubicada geográficamente, según el siguiente detalle:

Sistema Integral Hídrico	: Huenuque
Sub Sistema Integral	: Laraqueri
Microcuenca	: Malcomayo
Región Natural	: Sierra (Altiplano de Puno)
Altitud	: 3,903 a 3,897 msnm.
Este	: 388,641.48 a 395,299.57 UTM
Norte	: 8'232,878.30 a 8'227,687.23 UTM

Figura N° 14: UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL AREA DE ESTUDIO



- **Límites Colindantes del Ámbito del Proyecto.**

Los límites colindantes del Sistema de Riego Collacachi, se mencionan de acuerdo al siguiente detalle:

LIMITES COLINDANTES

Norte	CC. Itapalluni, Cerro Putina
Sur	Ruinas de Cutimbo y Rio Chullumpi, Cutimbo
Este	CC.Inchupalla.
Oeste	Cerro Santa Rosa, Cerro Charaque

Fuente: Elaborado por PRORRIDRE en base a información de campo; 2014

4.1.3 Accesibilidad – Vías de Comunicación

Al ámbito de proyecto se llega desde la Ciudad de Puno tomando la Vía Puno-Moquegua a 17 km al desvío, luego el recorrido es de 2.00Km. de trocha carrozable en donde se ubica el eje de presa malcomayo, la accesibilidad se detalla en el siguiente cuadro:

VIAS DE COMUNICACION

N°	TRAMO	DISTANCIA (Km.)	TIEMPO (min.)	TIPO DE VIA	VIA PRINCIPAL
1	Puno-Desvío Collacachi	17.00	20	Asfaltada	Puno – Moquegua
2	Desvío Collacachi - Central Collacachi	4.50	7	Trocha Carrozable	Puno – Collacachi
3	Desvío Collacachi - Sector Sañacachi	6.00	10	Trocha Carrozable	Puno – Collacachi
4	Desvío Collacachi - Eje de presa	2.00	5	Trocha Carrozable	Puno – Mallcomayo
5	Desvío Collacachi - Sector Cutimbo	2.50	5	Asfaltada	Puno - Laraqueri

Fuente: Elaborado por PRORRIDRE en base a información de campo; 2014

4.2 AREA DE ESTUDIO

4.2.1 Construcción de Presa Malcomayo

El cuerpo de Presa consiste en una estructura de materiales sueltos, conformada por un cuerpo de material suelto homogéneo provisto de un plinto y una losa inclinada de concreto armado como elemento impermeabilizante y un espaldón aguas abajo de material con enrocado que proporciona la estabilidad a la estructura y

aseguren una alta permeabilidad para disponer de un drenaje libre que propicie una línea de saturación baja que se traduce a su vez en una mayor solidez de la estructura. Entre el relleno homogéneo y la losa de concreto va dispuesto un filtro como elemento de transición para el control de la migración de partículas, y a su vez está constituido de las siguientes características hidráulicas:

• Tipo de Presa	Presa Zonificada con Cara de Concreto
• Volumen Total de Embalse	32.00 MMC
• Volumen Muerto	2.00 MMC
• Volumen Útil	30.00 MMC
• Talud Aguas Arriba	1.00V : 2.50H
• Talud Aguas Abajo	1.00V : 2.00H
• Altura de la Presa (Sobre el Terreno Natural)	27.46 m (Eje de Presa)
• Altura de la Presa (Sobre su cimentación)	30.78 m (Eje de Presa)
• Longitud de Coronación de Presa	210.00 m
• Ancho de Corona	8.00 m
• Borde Libre	2.50 m
• Ducto de Descarga	Longitud 195.85 m La misma que conduce Un caudal de 25.85m ³ /seg.

Aliviadero de Demasías

Es de forma trapezoidal con una base mayor de 15m y una base menor de 6m, y muros de altura de 3.20m hasta una altura de 1.70m de concreto armado

Caudal a desaguar de 24.00 m³/seg, en periodo de máximas avenidas.

CAPÍTULO IV

EXPOSICION Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS

5.1 UTILIZACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO SLOPE/W PARA LA OBTENCION DEL FACTOR DE SEGURIDAD

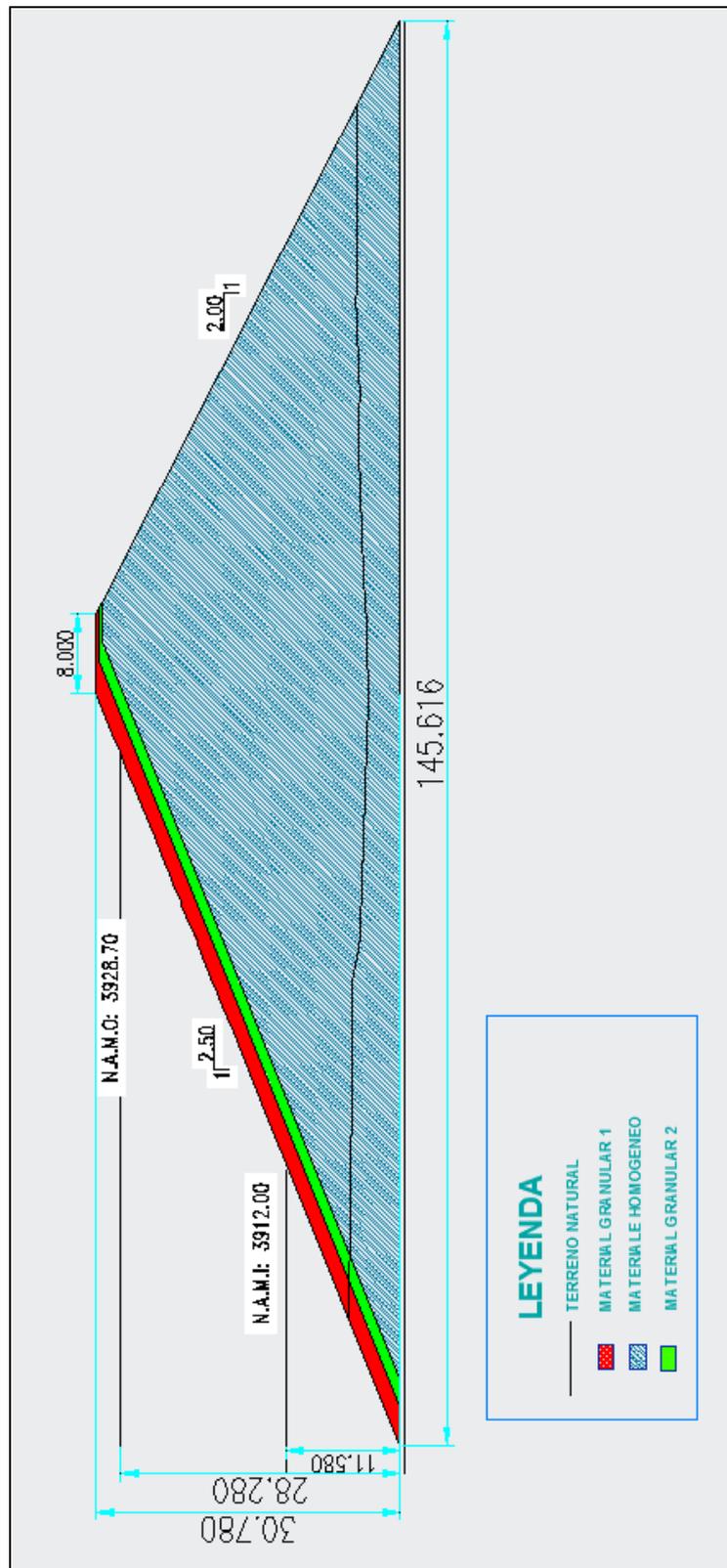
5.1.1 Análisis de filtración para Línea de Corriente Superior (LCS)

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.

5.1.1.1 Geometría

Se analizó la estabilidad para la presa Malcomayo de acuerdo a la disponibilidad de datos. Las dimensiones de la sección transversal de la presa Malcomayo en la parte más alta se muestran en la Figura N° 15:

Figura N° 15: Dimensiones de la Presa Malcomayo



5.1.1.2 Condiciones de Frontera

Condición aguas arriba: Se ha establecido que el nivel de aguas máximo operacional (N.A.M.O.) sobre el cimiento tiene una altura de 28.28 m.

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

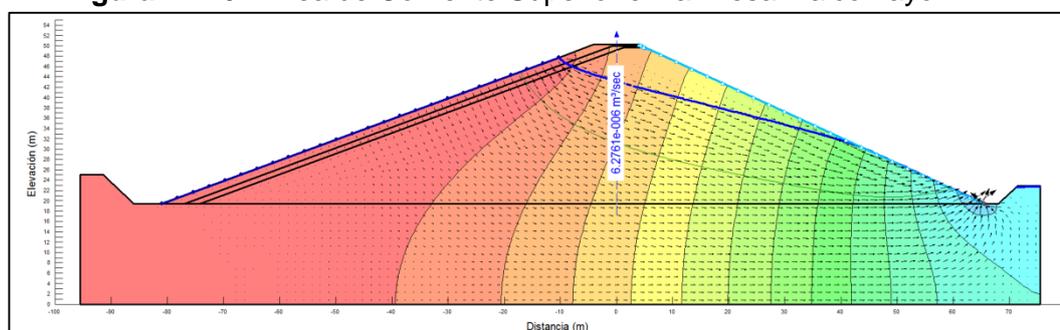
$$(H = Z + \frac{U}{\gamma_w}, \text{ Y } h = \frac{U}{\gamma_w}) \text{ y el gasto } Q.$$

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.

5.1.1.3 Análisis en SEEP/W

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

Figura N° 16: Línea de Corriente Superior en la Presa Malcomayo



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 N° 16 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.

5.1.2 **Análisis de Estabilidad Aplicando SLOPE/W**

Para la verificación de la estabilidad de la presa Mallcomayo se ha utilizado el criterio de equilibrio límite mediante los métodos clásicos de Bishop, Jambu, Fellenius, donde las superficies de deslizamiento son definidas por familias (circulares o planas). Hoy en día el análisis se facilita mediante el uso de programas de cómputo que permiten simular problemas con estratigrafías muy complejas y analizar cientos de miles de superficies de falla para obtener un factor de seguridad mínimo o para obtener un análisis paramétrico del factor de seguridad en función de los parámetros de los suelos que componen un corte.

Estos métodos se resuelven por aproximaciones sucesivas y se ha efectuado con la ayuda del programa de cómputo "Slope/W" que analiza la estabilidad de superficies deslizantes usando métodos de equilibrio límite. Las superficies deslizantes son tratadas individualmente por medio de métodos de investigación para localizar la superficie de deslizamiento crítica de un talud.

Las características incluyen la investigación de superficies de deslizamiento críticas, circulares por los métodos Bishop, Janbu y Fellenius.

Los estados de carga críticos analizados, fueron:

- Fin de construcción
- Presa llena con flujo establecido

Durante la etapa de construcción y a la finalización, las presiones de poro aumentan en las capas inferiores debido a la compresión que sufren por el incremento del peso al colocarse las capas superiores. En el análisis de estabilidad se ha asumido que las presiones intersticiales aún no se han disipado y el cálculo se ha hecho en términos de esfuerzos totales, es decir, tomando la resistencia no consolidada no drenada. Teniendo en cuenta que la presa en su conjunto es simétrica, el análisis de aguas arriba es válido para el de aguas abajo.

En la situación de presa llena en la que el flujo se ha establecido, las presiones de poro en el cuerpo de la presa por debajo de la línea de corriente superior alcanzan sus máximos valores. Esta hipótesis es la más desfavorable respecto a la estabilidad en el talud de aguas abajo y el análisis se ha realizado considerando los esfuerzos efectivos del ensayo triaxial saturado, consolidado con medición de presión de poros.

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

- Se debe delimitar la sección del probable deslizamiento, ya que el modelo nos calculara el círculo de deslizamiento crítico y por ende el factor de seguridad mínimo.

- Para el caso de realizar el análisis del cuerpo de la presa bajo el criterio pseudo-estático se debe asignar un coeficiente de sismicidad de acuerdo a la zona donde se ubica el proyecto en estudio.
- Se deben tomar con precaución los resultados de seguridad exageradamente elevados o extremadamente bajos.

5.1.3 Propiedades Geotécnicas Utilizadas en el Modelo

El análisis de estabilidad tiene por objeto verificar en función de las propiedades de los materiales que integran la sección y de las condiciones de cimentación, que los taludes no sean tan inclinados del que resulte un alto riesgo de daños por deslizamientos o falla, ni tan tendidos que den lugar a un costo excesivo.

Las propiedades geotécnicas utilizadas en el modelo se presentan en el cuadro N° 12, Las cuales fueron obtenidas a partir de los ensayos triaxiales (Ver anexo 02).

CUADRO N° 12: Parámetros de Cálculo de la Presa Malcomayo

PROPIEDADES DE LOS SUELOS	UNIDAD	MUESTRAS			
		Relleno Homogéneo	Material granular 1	Material granular 2	Cimentación
Peso Específico	γ (KN/m ³)	18.76	19.25	20.1	18.74
Ángulo de Fricción	°	38.10	37	36	45.60
Cohesión	KPa	2.10	0	0	7.40

Fuente: Elaboración Propia

5.1.4 Calculo del Factor de Seguridad Por Sifonamiento

El estado de sifonamiento es aquel estado en la cual la tensión efectiva al corte del suelo es nula. El estado de sifonamiento en los suelos cohesivos no necesariamente se produce debido a que

estos pueden poseer resistencia aun cuando las tensiones efectivas sean nulas. Existen dos casos en los que se produce el sifonamiento:

- a) En un flujo ascensional cuando la fuerza de filtración es igual al peso sumergido.
- b) Un impacto en ciertos suelos de baja compacidad que ocasiona una reducción en el volumen del esqueleto del suelo haciendo que la presión efectiva se transmita al agua de los poros.

Así el gradiente que produce el sifonamiento denominado “gradiente crítico” es igual al peso específico sumergido entre el peso del agua. Para el caso específico de las presas de material local (Presas de tierra o Enrocado), se puede establecer que el gradiente crítico es igual a la perdida de carga hidráulica al atravesar algún elemento de la presa (núcleo, pantalla, etc.) dividido entre el ancho del elemento atravesado.

Es muy práctico y confiable cubrir un gradiente hidráulico máximo en función del tipo de suelo.

METODOLOGÍA DE CÁLCULO

El flujo ascendente disminuye la tensión de las partículas sólidas. Si el gradiente que origina el flujo de agua es suficientemente grande, puede darse el caso de que la tensión efectiva se anule:

$$\begin{aligned}\tau &= \sigma_i - U = 0 \\ \sigma_i &= U \\ \gamma_p \cdot h_p &= (h_e + L_c) \cdot \gamma_w\end{aligned}$$

En esta situación en la que se anula la tensión efectiva, la masa de suelo no es capaz de soportar ninguna tensión vertical y se dice que se encuentra en estado de sifonamiento. En esta situación el agua

arrastra hacia arriba a las partículas sólidas que se encuentra a su paso. Un ejemplo son las arenas movedizas.

El gradiente a partir del que se produce sifonamiento es el gradiente hidráulico crítico:

$$i_c = \frac{h_e}{L_c}$$

El sifonamiento ($i_{real} > i_c$) sólo ocurre en suelos granulares ya que en los finos, las fuerzas de cohesión mantienen unidas a las partículas en grandes grumos, siendo muy difícil que se produzca este fenómeno.

Existe riesgo de que se produzca sifonamiento en determinadas estructuras hidráulicas como por ejemplo en el pie del talud aguas abajo de una presa de materiales sueltos. Para evitar este fenómeno se debe establecer un factor de seguridad F mayor de 1,4.

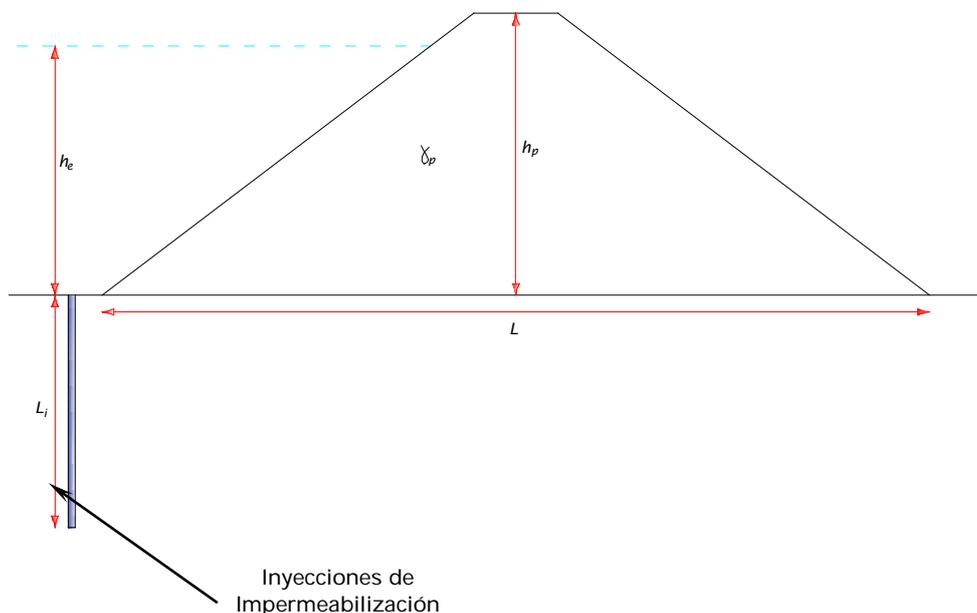
$$F = \frac{i_c}{i_{real}} \geq 1.4$$

Siendo $i_{real} = h/L$. Gradientes reales del orden de 0,6 - 0,7 no dan problemas pero sí pueden darlo en torno a 1.

La pantalla de impermeabilización tiene una longitud de 30 m. la cual se diseñó para reducir y desviar el flujo de agua que pueda arrastrar las partículas sólidas del cemento; para el diseño se realizaron perforaciones con diamantina.

MEMORIA DE CÁLCULO

CON PANTALLA IMPERMEABLE



Datos:

$$\begin{aligned} \gamma_p &= 2.08 \text{ gr/cm}^3 \\ h_p &= 3078.0 \text{ cm} \\ h_e &= 2828.0 \text{ cm} \\ L &= 14856.0 \text{ cm} \\ L_i &= 3000.0 \text{ cm} \end{aligned}$$

1 Determinación de la Longitud Crítica:

$$\begin{aligned} \gamma_p \cdot h_p &= (h_e + L_c) \cdot \gamma_w \\ L_c &= \frac{\gamma_p \cdot h_p}{\gamma_w} - h_e \end{aligned}$$

Resultado:

$$\begin{aligned} L_c &= 3615.8 \text{ cm} \\ L_c &= 36.2 \text{ m} \end{aligned}$$

2 Determinación del Gradiente Hidráulico Crítico:

$$i_c = \frac{h_e}{L_c}$$

Resultados:

$$i_c = 0.782$$

3 Determinación del Gradiente Hidráulico Real:

$$i = \frac{h_e}{L + 2L_i}$$

Resultados:

$$i = 0.136$$

4 Determinación del Factor de Seguridad por Sifonamiento:

$$F = \frac{i_c}{i} \geq 1.4$$

$$F = 5.768 \geq 1.4 \dots \dots \dots (\text{OK})$$

5.1.5 Análisis Pseudo-Estático

El análisis del cuerpo de la presa se ha hecho bajo el criterio pseudo estático en el que se ha considerado el valor de la aceleración por efecto sísmico teniendo en cuenta la historia sísmica de la región donde existe la posibilidad que ocurran terremotos de magnitudes similares a los sismos de magnitud $M > 7,5$ que influirían en el área de interés con intensidades esperadas de VII a VIII en la escala de Mercalli Modificada.

Diversas correlaciones entre la intensidad y la aceleración en la escala de Richter, dan para una intensidad VIII MM, una aceleración $a = 0,17 \text{ g}$. El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América recomienda para California un coeficiente sísmico de $0,15 \text{ g}$, zona donde pueden esperarse aceleraciones pico e intensidad mayor de VIII. Las recomendaciones de la

Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles sugieren para la zona de mayor intensidad de Japón valores de 0,12 g a 0,20 g en embalse lleno y la mitad de estos, en embalse vacío.

Teniendo como referencia las recomendaciones sobre sismicidad contenidas en el Estudio Geotécnico, se asume una aceleración $a = 0,20$ g.

Los factores de seguridad mínimos considerados, son los de Stability of Earth and Rock – Fill Dams U.S. Army Coastal Engineers Research Center:

- $F_{smín} = 1,30$ análisis estático
- $F_{smín} = 1,00$ análisis pseudo estático

5.2 OBTENCION DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA

5.2.1 Final de Construcción, Embalse totalmente lleno y Desembalse Rápido

Los factores de seguridad mínimos calculados son los siguientes:

CUADRO N° 13: Factores de Seguridad Obtenidos en el Análisis

ESTADO	DESCRIPCIÓN	Metodología		
		Bishop	Janbu	Fellenius
Fin de Construcción	Aguas Arriba sin Sismo	1.876	1.873	1.873
	Aguas Arriba con Sismo	1.231	1.228	1.228
	Aguas Abajo sin Sismo	1.728	1.681	1.682
	Aguas abajo con Sismo	1.195	1.156	1.156
Embalse Totalmente Lleno	Aguas Arriba sin Sismo	2.094	2.092	1.550
	Aguas Arriba con Sismo	1.215	1.213	1.024
	Aguas Abajo sin Sismo	1.077	1.046	1.006
	Aguas abajo con Sismo	1.088	1.040	1.006
Desembalse Rápido	Aguas arriba sin Sismo	0.9834	0.9663	0.9663
	Aguas Arriba con Sismo	0.8526	0.8218	0.8231

La falla en la presa no significa el colapso, la presa sigue en operación
 FUENTE: Elaboración Propia.

5.2.2 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 tanto en cuanto a los métodos en la etapa de final de construcción y con embalse lleno, pero existe cierta variación para cada estado, cortando el material homogéneo pero sin llegar al límite inferior conformado por el

cimiento; esto se debe a que el material homogéneo que conforma la presa 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 talud.

5.2.3 Comparación de los resultados obtenidos por los métodos aplicados.

De los factores de seguridad obtenidos en el modelo se presentan las siguientes tablas:

Tabla N° 08: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción Aguas Arriba sin Sismo).

FINAL DE CONSTRUCCION AGUAS ARRIBA S/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	0.16%	0.00%
Bishop	0.16%	-	0.16%
Janbu	0.00%	0.16%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla N° 09: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de Construcción Aguas Arriba con Sismo).

FINAL DE CONSTRUCCION AGUAS ARRIBA C/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	0.24%	0.00%
Bishop	0.24%	-	0.24%
Janbu	0.00%	0.24%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla N° 10: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de Construcción Aguas Abajo sin Sismo).

FINAL DE CONSTRUCCION AGUAS ABAJO S/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	2.66%	0.06%
Bishop	2.66%	-	2.72%
Janbu	0.06%	2.72%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla N° 11: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de Construcción Aguas Abajo con Sismo).

FINAL DE CONSTRUCCION AGUAS ABAJO C/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	3.26%	0.00%
Bishop	3.26%	-	3.26%
Janbu	0.00%	3.26%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla N° 12: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse lleno Aguas Arriba sin Sismo).

EMBALSE LLENO AGUAS ARRIBA S/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	25.98%	25.88%
Bishop	25.98%	-	0.10%
Janbu	25.88%	0.10%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla N° 13: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse Lleno Aguas Arriba con Sismo).

EMBALSE LLENO AGUAS ARRIBA C/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	15.72%	15.56%
Bishop	15.72%	-	0.16%
Janbu	15.56%	0.16%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla N° 14: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos
(Embalse Lleno Aguas Abajo sin Sismo).

EMBALSE LLENO AGUAS ABAJO S/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	6.59%	3.71%
Bishop	6.59%	-	2.88%
Janbu	3.71%	2.88%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla N° 15: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos
(Embalse Lleno Aguas Abajo con Sismo).

EMBALSE LLENO AGUAS ABAJO C/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	7.54%	3.13%
Bishop	7.54%	-	4.41%
Janbu	3.13%	4.41%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla N° 16: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos
(Desembalse Rápido Aguas Arriba sin Sismo).

EMBALSE LLENO AGUAS ABAJO C/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	1.74%	0.00%
Bishop	1.74%	-	1.74%
Janbu	0.00%	1.74%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla N° 17: Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos
(Desembalse Rápido Aguas Arriba con Sismo).

EMBALSE LLENO AGUAS ABAJO C/SISMO			
	Fellenius	Bishop	Janbu
Fellenius	-	3.46%	0.15%
Bishop	3.46%	-	3.61%
Janbu	0.15%	3.61%	-

FUENTE: Elaboración propia.

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.

Una comparación directa entre los valores para los métodos obtenidos a partir del análisis aguas arriba con sismo y sin sismo respectivamente nos entrega que, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente de un 0.16% y 0.24% respecto a los métodos de Fellenius y Janbu, ya que los métodos de Janbu y Fellenius entregan factores de seguridad similares, por lo que entre ellos no existe variación porcentual.

Mientras tanto aguas abajo sin sismo en el final de construcción, el método de Bishop difiere de un 2.66% y 2.77% con respecto a los otros métodos y existe una mínima variación de 0.06% entre los métodos de Janbu y Fellenius; mientras que aguas abajo con sismo, solo el método de Bishop difiere de un 3.26% con respecto a los otros métodos.

Sin embargo el análisis el análisis hecho con el embalse totalmente en los diferentes estado de carga, existe una variación más significativa con respecto al análisis hecho en el final de construcción de la presa en estudio, la cual nos entrega valores de variación pico de hasta un 25.98% de Bishop con respecto a Fellenius en embalse lleno aguas arriba sin sismo (ver tabla 12).

En cada uno de los diferentes análisis realizados para los diferentes estados de carga, encontramos que los métodos de Janbu y Fellenius son los métodos que calculan menores valores de factor de seguridad.

Usualmente se consideran como casos extremos los factores de

seguridad obtenidos por los métodos de Fellenius y Janbu debido a las hipótesis que dan a las fuerzas laterales entre dovelas; pero se puede observar que para el análisis efectuado a la presa Malcomayo el mínimo valor encontrado ha sido obtenido por el método de Janbu y Fellenius, por lo que se determina que el talud de la presa es estable, ya que las fuerzas disponibles para resistir el movimiento son mayores que las fuerzas que desequilibran el talud.

CONCLUSIONES

La presa Malcomayo que se encuentra ubicado en el Sistema Integral Hídrico: Huenque, Sub Sistema Integral: Laraqueri, Microcuenca : Malcomayo, tiene con características, Tipo de Presa Zonificada con Cara de Concreto, Volumen Total de Embalse 32.00 MMC, Volumen Muerto 2.00 MMC, Volumen Útil 30.00 MMC, Talud Aguas Arriba 1.00V : 2.50H, Talud Aguas Abajo 1.00V : 2.00H, Altura de la Presa (Sobre el Terreno Natural) 27.46 m (Eje de Presa), Altura de la Presa (Sobre su cimentación) 30.78 m (Eje de Presa), Longitud de Coronación de Presa 210.00 m, Ancho de Corona 8.00 m, Borde Libre 2.50 m.

En el análisis de estabilidad aplicando SLOPE/W se ha utilizado el criterio de equilibrio límite mediante los métodos clásicos de Bishop, Jambu, Fellenius, donde las superficies de deslizamiento son definidas por familias y se utilizaron dos estados de carga críticos fin de construcción y presa llena con flujo establecido, las propiedades geotécnicas utilizadas según el material fueron relleno homogéneo peso específico 18.76 KN/m³, Ángulo de Fricción 38.10°, Cohesión 2.10 KPa, Material granular 1: 19.25 KN/m³, Ángulo de Fricción 37°, Cohesión 0 KPa Material granular 2: 20.1KN/m³, Ángulo de Fricción 36°, Cohesión 0 KPa, Cimentación: 18.74 KN/m³, Ángulo de Fricción 45.60°, Cohesión 7.40 KPa, con estos datos se obtuvo una buena estabilidad de talud.

El factor de seguridad por Sifonamiento es igual a 5.768 valor que resulta mayor a 1.4 de acuerdo a la bibliografía por lo que es improbable el Sifonamiento en la presa Malcomayo

En la presa Malcomayo el factor de seguridad para los distintos estados de carga crítico en final de construcción aguas arriba sin sismo se obtuvo para los métodos de Fellenius = 1.873, Bishop = 1.876, Janbu = 1.873, y con el estado de carga crítico final de construcción aguas arriba con sismo se obtuvo para Fellenius = 1.228, Bishop = 1.231 y Janbu = 1.288, Una comparación directa entre los valores para los métodos obtenidos a partir del análisis aguas arriba con sismo y sin sismo respectivamente nos entrega que, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente de un 0.16% y 0.24% respecto a los métodos de Fellenius y Janbu, ya que los métodos de Janbu y

Fellenius entregan factores de seguridad similares, por lo que entre ellos no existe variación porcentual.

El factor de seguridad para los distintos estados de carga en el final de construcción aguas abajo sin sismo se obtuvo para Fellenius = 1.682, Bishop = 1.728, Janbu = 1.681, y con el estado de carga crítico final de construcción aguas abajo con sismo se obtuvo para Fellenius = 1.156, Bishop = 1.195 y Janbu = 1.156, por lo que, el método de Bishop difiere de un 2.66% y 2.77% con respecto a los otros métodos y existe una mínima variación de 0.06% entre los métodos de Janbu y Fellenius; mientras que aguas abajo con sismo, solo el método de Bishop difiere de un 3.26% con respecto a los otros métodos.

Aguas Arriba el FS obtenido a presa llena sin sismo para Fellenius es de 1.550, Bishop = 2.094 y Janbu = 2.092; Aguas Arriba el FS obtenido a presa llena con sismo para Fellenius es de = 1.024, Bishop = 1.215 y Janbu = 1.213; Aguas Abajo el FS obtenido a presa llena sin sismo para Fellenius es de = 1.006, Bishop = 1.077 y Janbu = 1.046; Aguas Abajo el FS obtenido a presa llena con sismo para Fellenius es de 1.006, Bishop = 1.088 y Janbu = 1.040. Estos factores de seguridad obtenidos varían significativamente con respecto al análisis hecho en el final de la construcción, la cual nos entrega valores de variación pico de hasta un 25.98% de Bishop con respecto a Fellenius en embalse lleno aguas arriba sin sismo.

Los factores de seguridad en el estado de carga en desembalse rápido sin sismo para Fellenius es de 0.9663, Bishop = 0.9834 y Janbu = 0.9663, en este estado solo existe variación porcentual de 1.74% entre los métodos de Bishop con respecto a los otros dos, ya que el factor de seguridad entre Janbu y Fellenius son similares; por ende la variación es nula.

En cambio los factores de seguridad obtenidos en el estado de carga en desembalse rápido con sismo si existe una variación porcentual significativa de 3.61% y 3.41% entre los métodos de Janbu – Bishop y Fellenius – Bishop respectivamente; en cambio existe una mínima variación de 0.15% entre los métodos de Janbu y Fellenius.

En cada uno de los diferentes análisis realizados para los diferentes estados de carga, encontramos que los métodos de Janbu y Fellenius son los métodos que calculan menores valores de factor de seguridad.

Finalmente de los resultados obtenidos se puede observar que las superficies de falla son similares tanto en la etapa de final de construcción y con embalse lleno, pero existe cierta variación para cada estado, cortando el material homogéneo pero sin llegar al cimiento; esto se debe a que el material homogéneo que conforma la presa 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 talud y se concluye que el análisis determina que la presa es estable y segura.

RECOMENDACIONES

Aplicar esta metodología en diseño de presas de tierra en la región de Puno.

Las instituciones encargadas del diseño y construcción de deben velar por adecuado predimensionamiento de las presas controlando los factores de seguridad y la estabilidad de taludes para así evitar fallas de magnitudes considerables o catastróficas.

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.

Se recomienda utilizar el programa Geoslope para los presentes cálculos de Estabilidad, este programa considera los métodos propuestos por Bishop, Janbu, Morgensten, Price, Spencer y Ordinario los mismos que se basan en procesos iterativos y considera los esfuerzos principales (normales al plano y tangenciales al plano).

Aspectos que hacen más completos y seguros a los análisis de estabilidad, los métodos de Fellenius y Sueco, que se realizaban a mano en épocas anteriores, sin desmerecerlos, han sido relevados los mismos que en la actualidad son ampliamente utilizados internacionalmente por su alto grado de exactitud y seguridad.

BIBLIOGRAFÍA

1. ARMAS NOVOA, Rolando y Evelio HORTA. «Capítulo 5.» “Presas de tierra”. La Habana, Cuba: Félix Varela, 2010.
2. ARMAS NOVOA, Rolando. “Criterios para el diseño de Presas de Tierra: Prioridad y secuencia.” Habana, Cuba, 2002. 12 págs. Dpto. Ingeniería Civil. ISPJAE.
3. BAÑÓN BLÁZQUEZ, Luis y José Francisco BEVIÁ GARCÍA. “Estabilidad de taludes.” *Manual de carreteras*. Alicante, España, 2000. Vol. 2.
4. BUSTAMANTE HUAMAN, Yonatan Anibal. “Modelamientos Numérico de una Onda de Avenida Generada por la Rotura de una Presa de Tierra y su Estimación de Riesgo” UNSM Lima, Perú – 2013.
5. DAS, Braja M. «Fundamentos de ingeniería geotécnica.» California State University, Sacramento: CENGAGE LEARNING / THOMSON INTERNACIONAL, 2001. Primera Edición.
6. DUQUE ESCOBAR, Gonzalo – ESCOBAR POTES, Carlos E. “Mecánica de los Suelos”. Manizales, Colombia – 2002.
7. E. BOWLES, Joseph. “Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil” Edit. Mc GRAW, México – 1981.
8. ESPINOZA DURAN, Carlos Eduardo – TAPIA BERZOZA, Leandro Enrique. “Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI”, Trabajo de Investigación. Cuenca, Ecuador – 2013.
9. F. DE MATTEIS, Álvaro. “Estabilidad de Taludes”, Argentina – 2003.
10. GARCIA NUÑEZ, María Luisa. “Comparación de Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes – Cerro Pucacocha” Tesis. Puno, Perú – 2003.
11. GONZALES DE VALLEJO, Luis I. “Ingeniería Geológica”. Madrid, España: Editorial Prentice Hall, 2002.
12. HERRERA RODRIGUEZ, Fernando. “Introducción a la Estabilidad de Taludes”; Zaragoza, Noviembre del 2003.
13. JUARES BADILLO, Eulalio - RICO RODRIGUEZ, Alfonso. “Mecánica de Suelos” Tomo I y II. Edit. Limusa, México – 1996.
14. JUARES BADILLO, Eulalio – RICO RODRIGUEZ, Alfonso. “Flujo de Agua en Suelos” Mecánica de suelos Tomo III. Edit. Limusa, México – 1996.

15. LÓPEZ PINEDA, Germán. «Introducción al uso de SLOPE/W 2007 Versión Student.» Córdoba, Argentina, 2012. Universidad de Córdoba.
16. LLERENA CHIPANA, Oscar. “EVALUACION GEOTECNICA DEL SUELO PARA LA CONFORMACION DEL DIQUE DE LA PRESA LLANCOPI-CUSCO” Tesis. UNA - Puno, Perú – 2013.
17. MARTÍNEZ, RAFAEL, BARRERA, SERGIO, & GÓMEZ, PATRICIO. (2011). El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. Obras y proyectos, (9), 30-37. Recuperado en 23 de agosto de 2015.
18. NAVARRO UDIEL, Sergio. 2002.
sjnavarro.files.wordpress.com/2008/09/estabilidad-de-taludes.pdf. 11 de Junio de 2013. <sjnavarro.files.wordpress.com/2008/09/estabilidad-de-taludes.pdf>
19. QUISPE VERA, Yetchan. “Flujo A Través de la Presa con SEEP/W 2007 Versión Full Licence” UNSCH – Ayacucho, Perú - 2012
20. SHERARD, J.L. «Properties and Construction Methods on Performance of Homogeneous Earth Dams.» Denver, Colorado: U.S. Bureau of Reclamation Tech. Mem, 1953.
21. Shivakumar S. Athani et al. “Seepage and Stability Analyses of Earth Dam Using Finite Element Method” Aquatic Procedia 4 (2015) 876 – 883
22. SUAREZ DÍAZ, Jaime.
«http://albatros.uis.edu.co/~pagina/profesores/planta/jsuarez/publicaciones/libro_taludes/.» Deslizamiento y estabilización de taludes en zonas tropicales. Colombia, 1998. Capítulo IV. 27 de Agosto de 2013.
23. VALLARINO CÁNOVAS DEL CASTILLO, Eugenio. “Tratado Básico de Presas” Tomo I. Edit. Coopegraf/Visagrafic, S.L., España – 1998.

ANEXOS

ANEXO 01: ANALISIS DE ESTABILIDAD DE
TALUDES

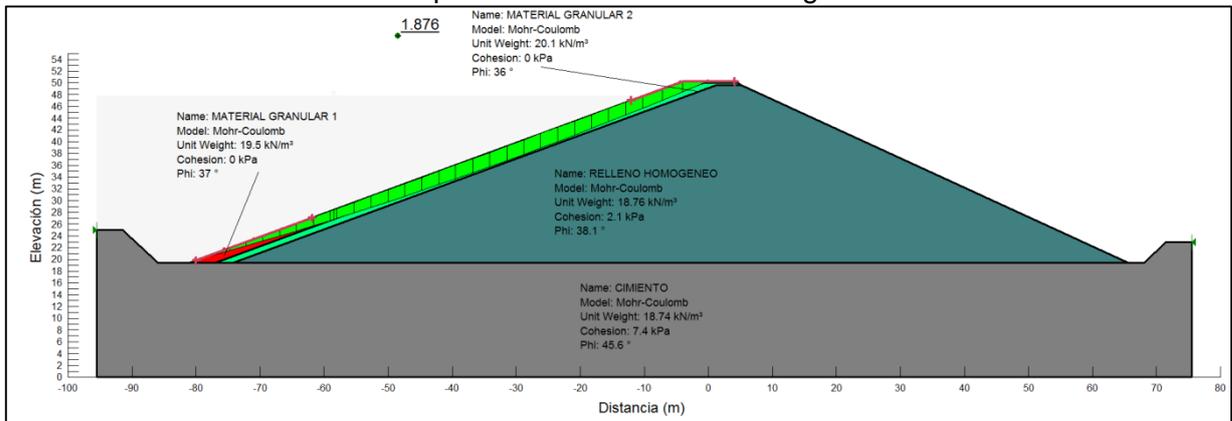
ANEXO 02: ENSAYOS REALIZADOS

ANEXO 03: PANEL FOTOGRAFICO

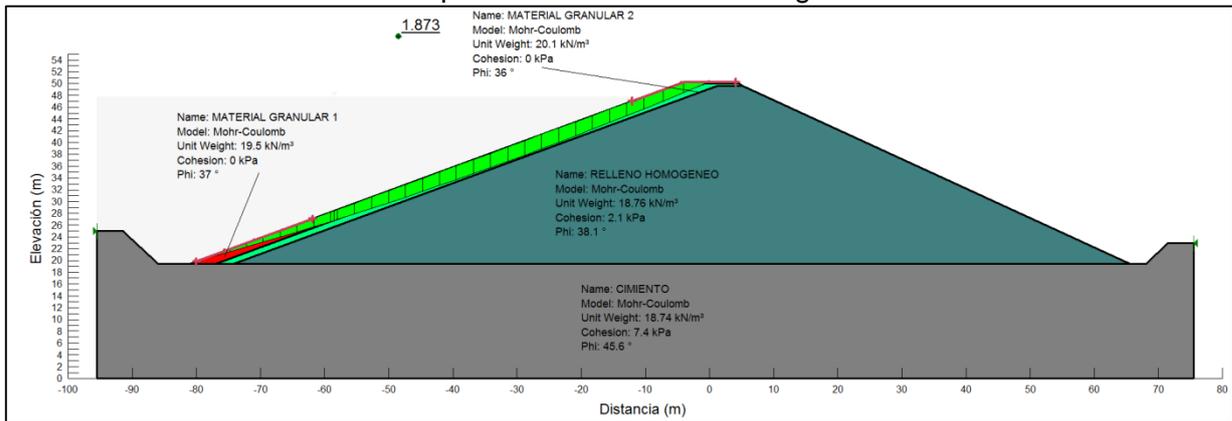
ANEXO 04: FOTOGRAFIAS

A1. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA MALCOMAYO EN FINAL DE CONSTRUCCION

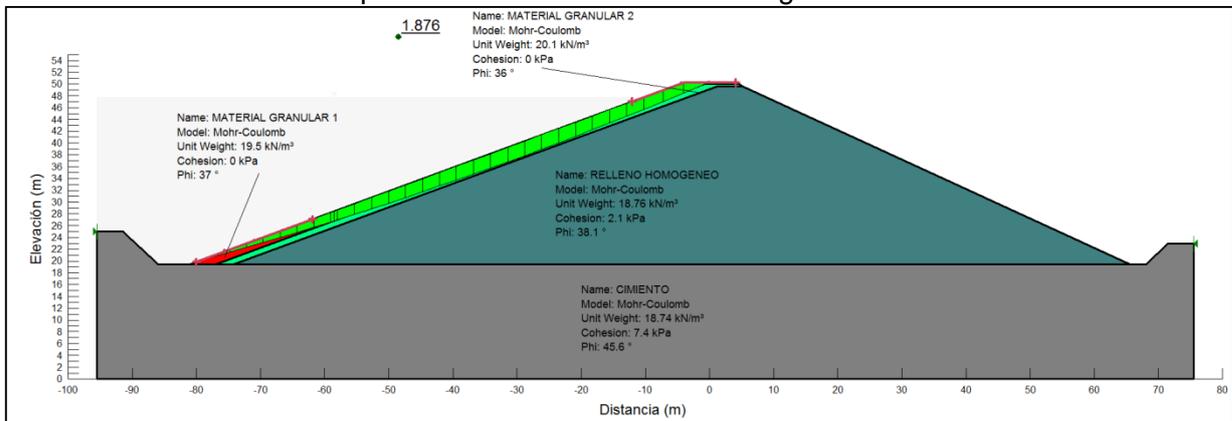
1. Análisis de estabilidad por el método de BISHOP Aguas Arriba sin Sismo



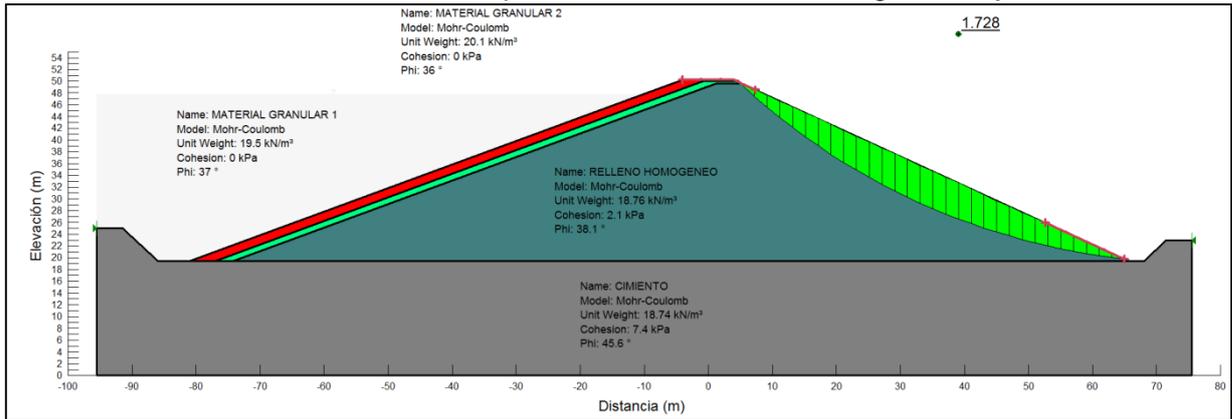
2. Análisis de estabilidad por el método de JANBU Aguas Arriba sin Sismo



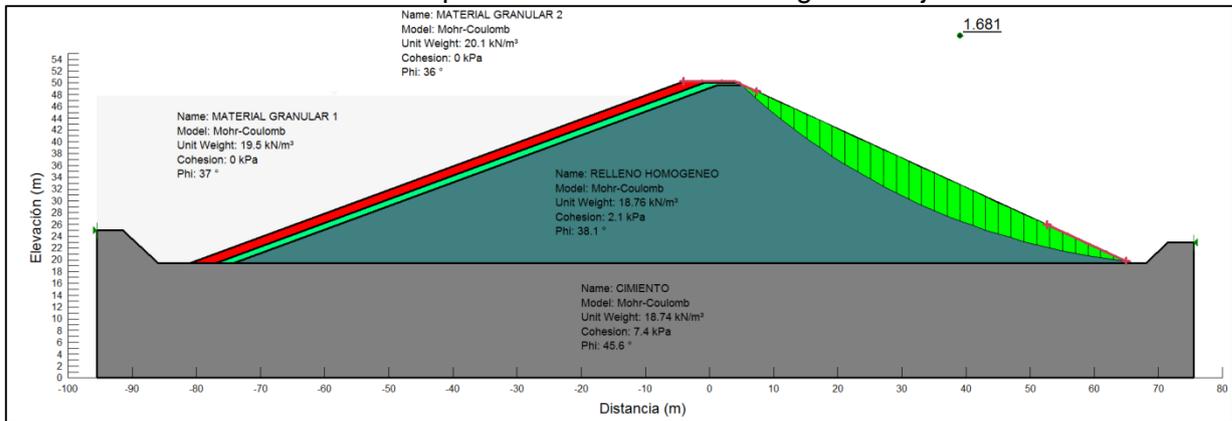
3. Análisis de estabilidad por el método de FELLENIUS Aguas Arriba sin Sismo



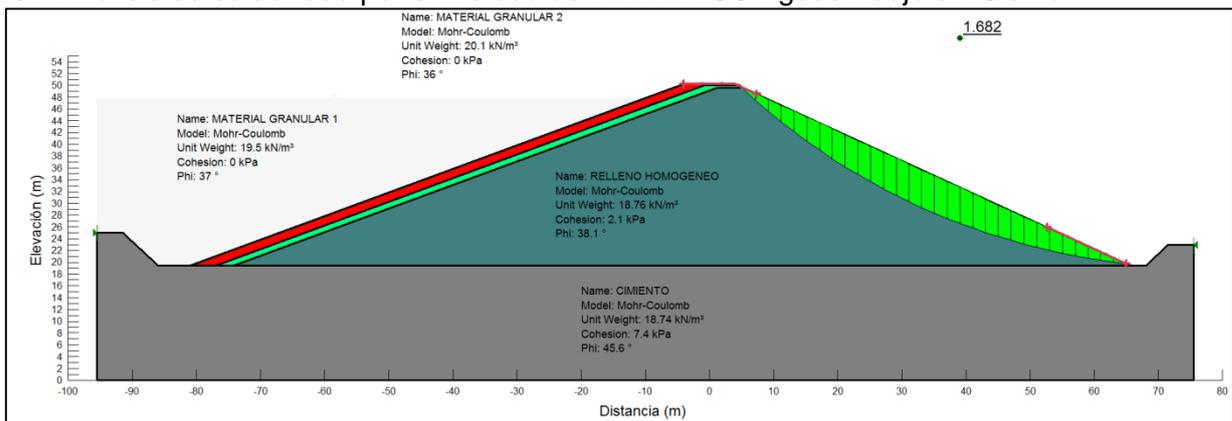
4. Análisis de estabilidad por el método de BISHOP Aguas Abajo sin Sismo



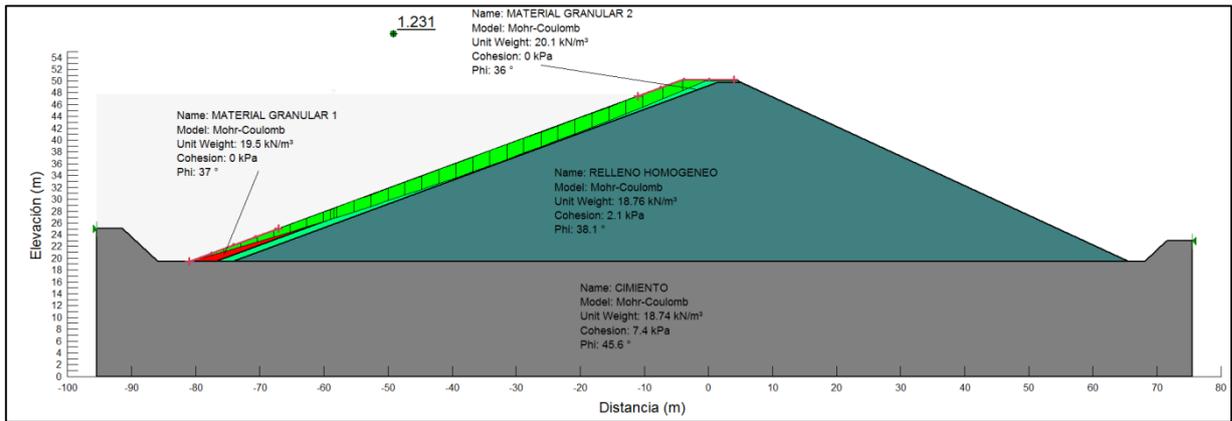
5. Análisis de estabilidad por el método de JANBU Aguas Abajo sin Sismo



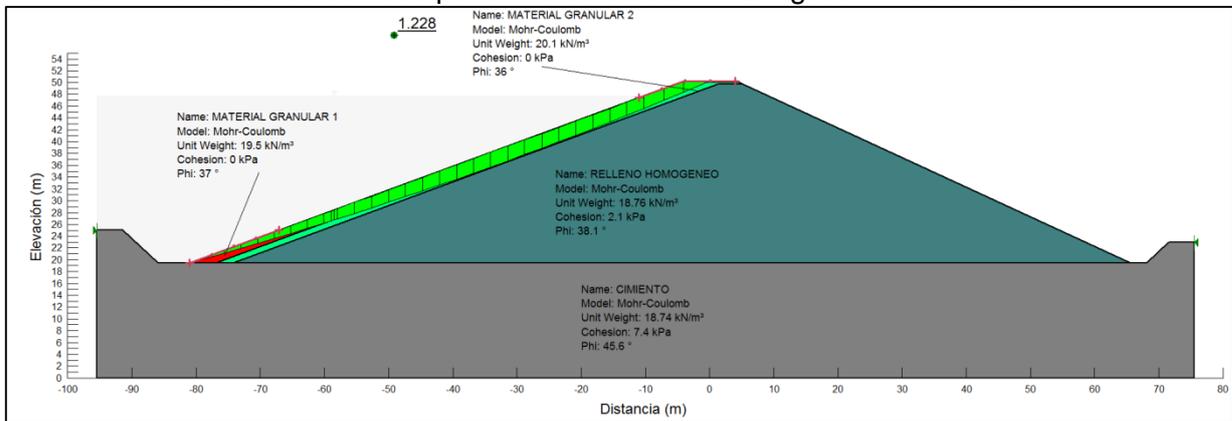
6. Análisis de estabilidad por el método de FELLENIUS Aguas Abajo sin Sismo



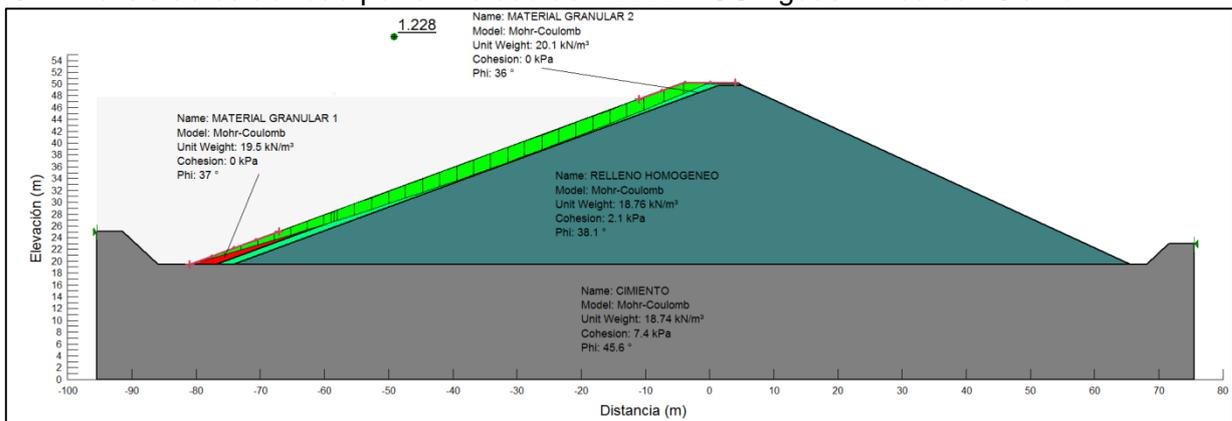
7. Análisis de estabilidad por el método de BISHOP Aguas Arriba con Sismo



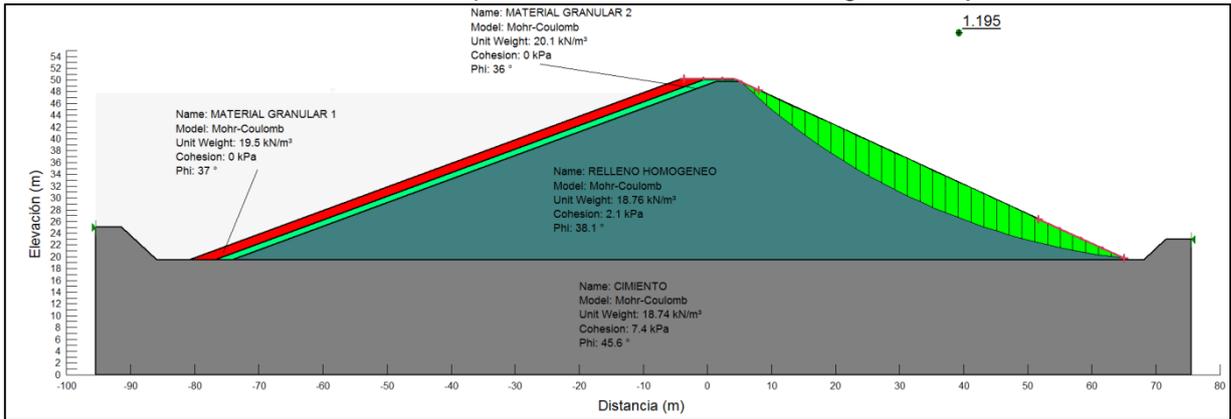
8. Análisis de estabilidad por el método de JANBU Aguas Arriba con Sismo



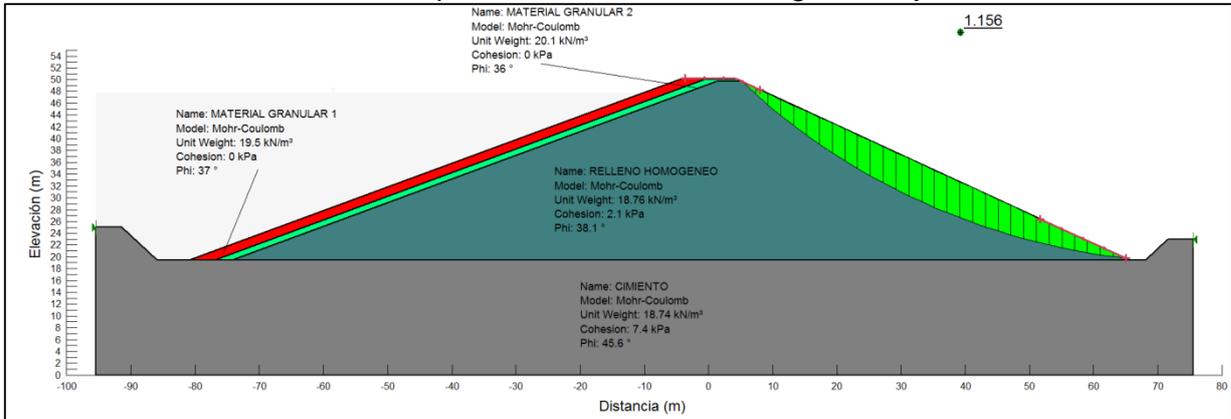
9. Análisis de estabilidad por el método de FELLENIUS Aguas Arriba con Sismo



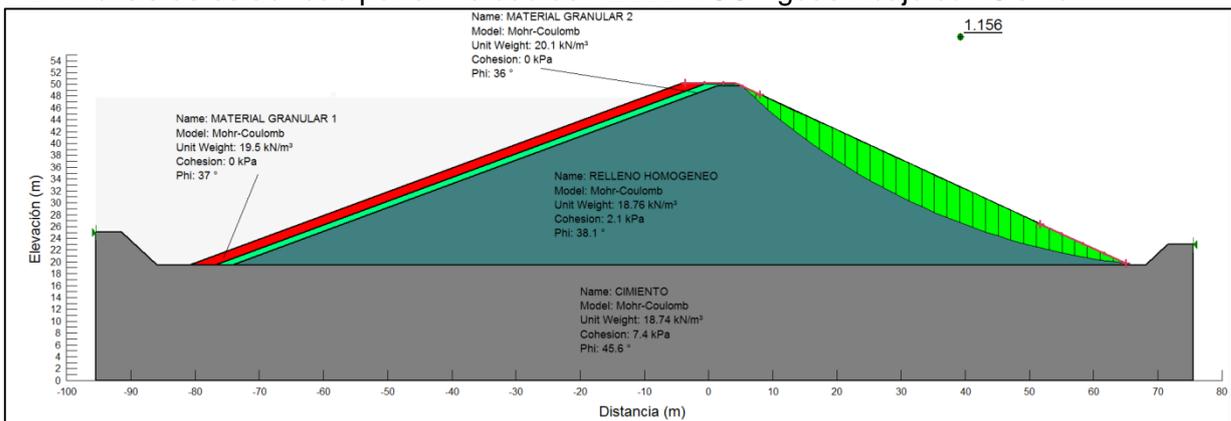
10. Análisis de estabilidad por el método de BISHOP Aguas Abajo con Sismo



11. Análisis de estabilidad por el método de JANBU Aguas Abajo con Sismo

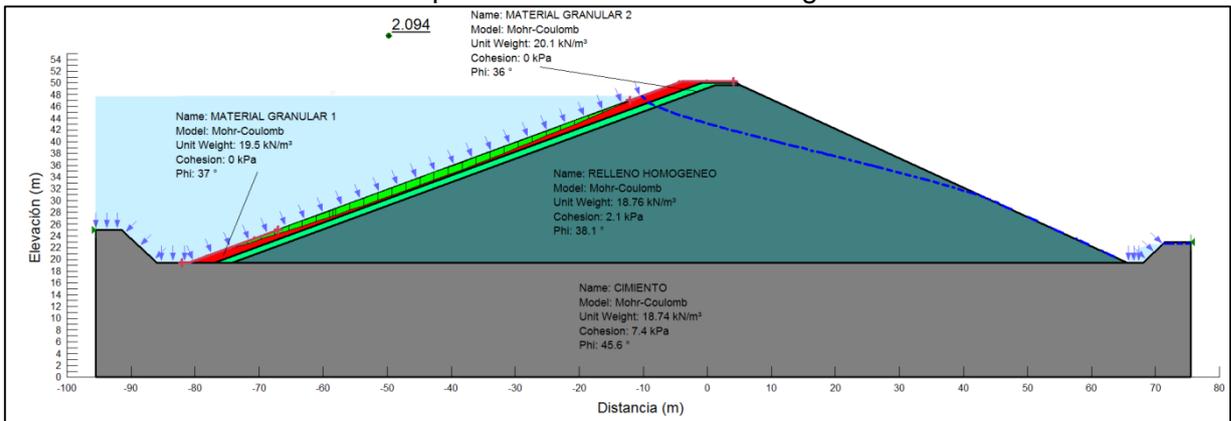


12. Análisis de estabilidad por el método de FELLENIUS Aguas Abajo con Sismo

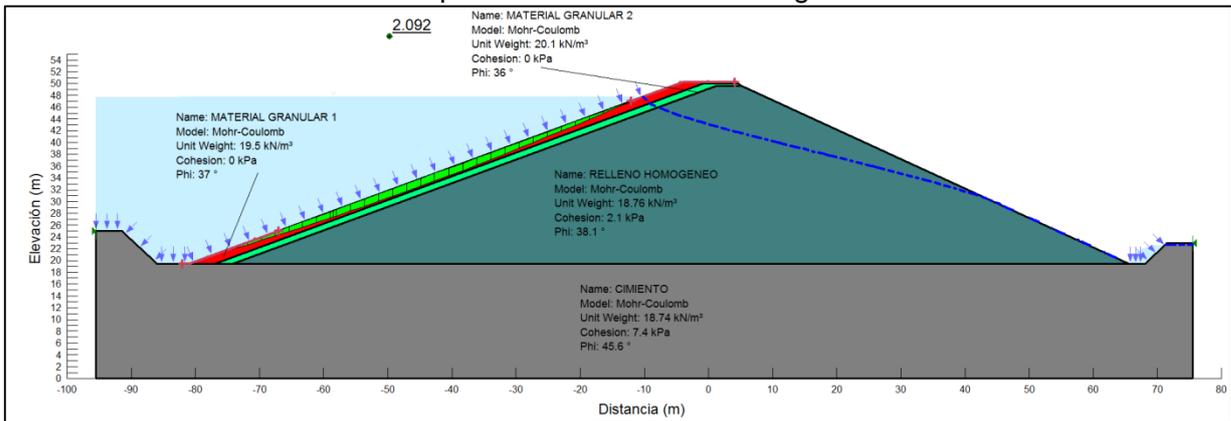


A2. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA MALCOMAYO CON EMBALSE TOTALMENTE LLENO

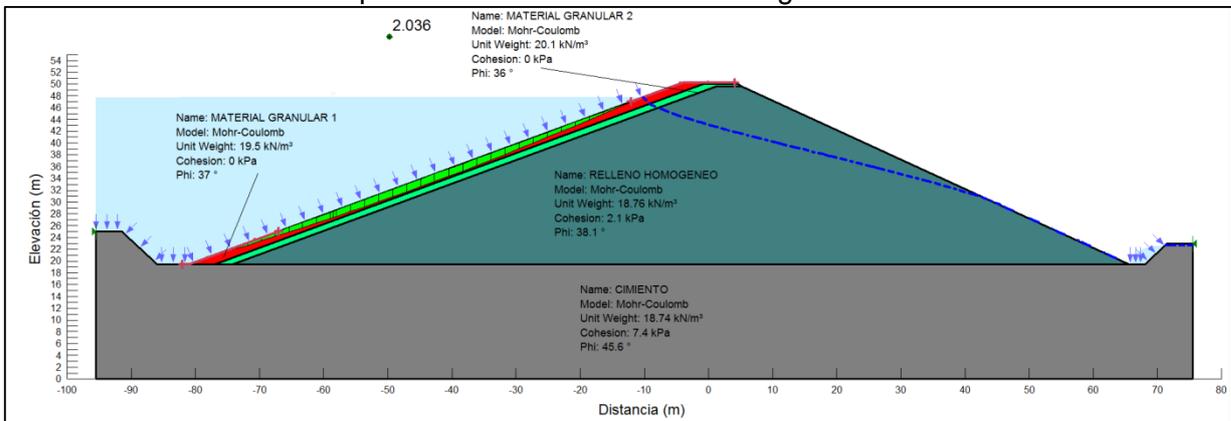
13. Análisis de estabilidad por el método de BISHOP Aguas Arriba sin Sismo



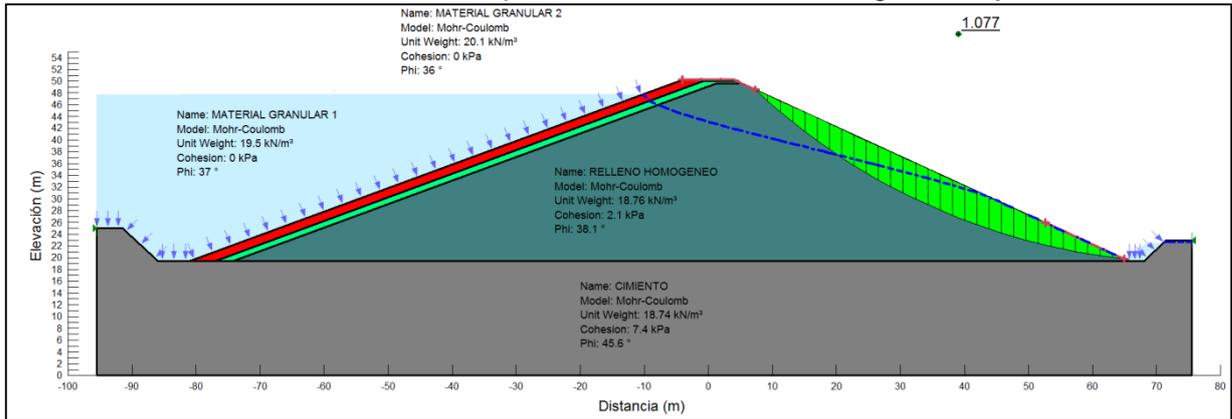
14. Análisis de estabilidad por el método de JANBU Aguas Arriba sin Sismo



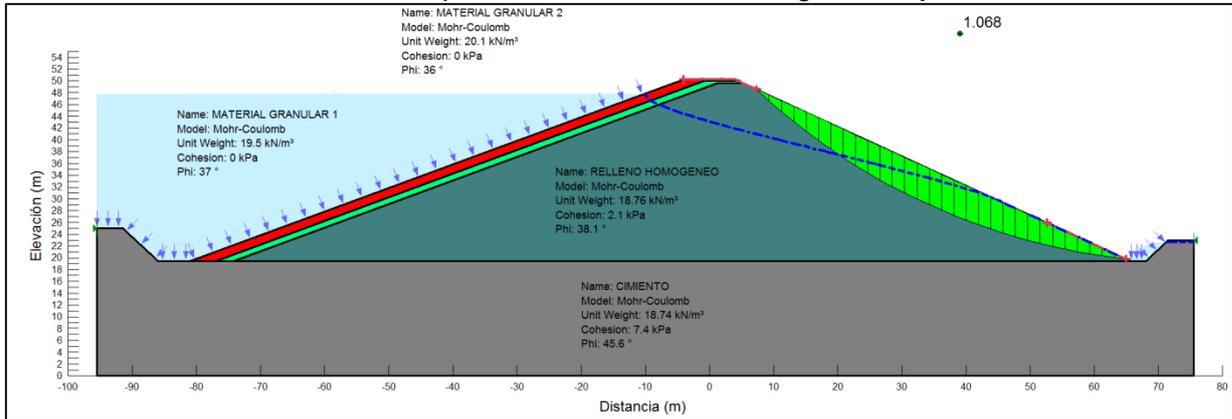
15. Análisis de estabilidad por el método de FELLENIUS Aguas Arriba sin Sismo



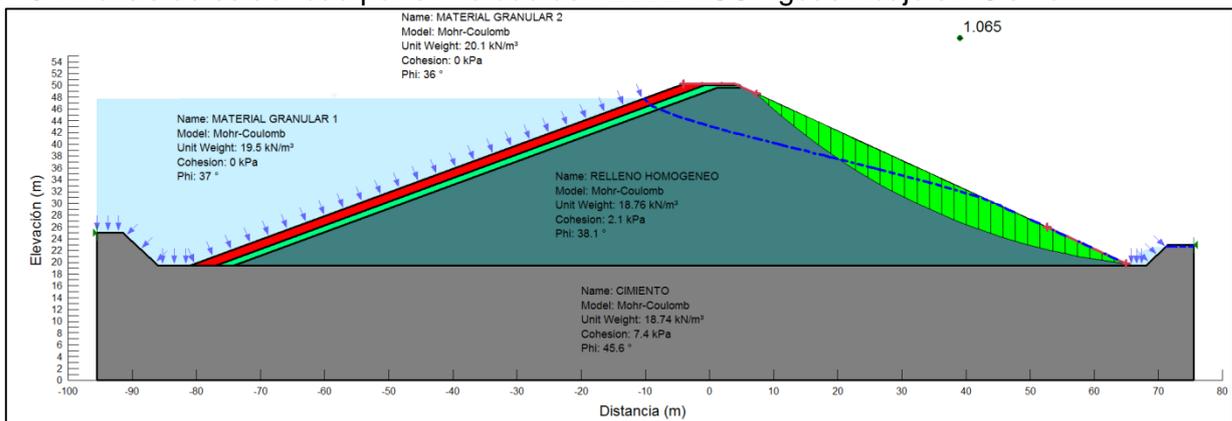
16. Análisis de estabilidad por el método de BISHOP Aguas Abajo sin Sismo



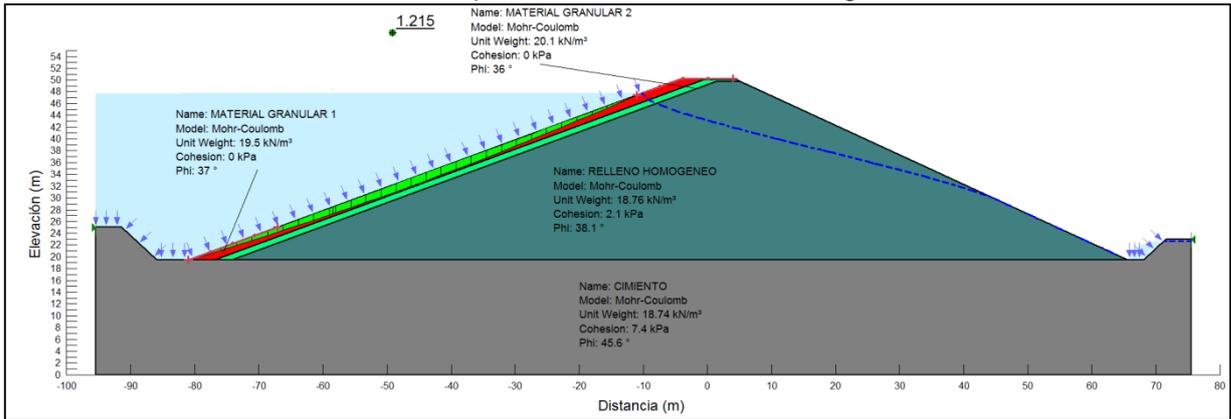
17. Análisis de estabilidad por el método de JANBU Aguas Abajo sin Sismo



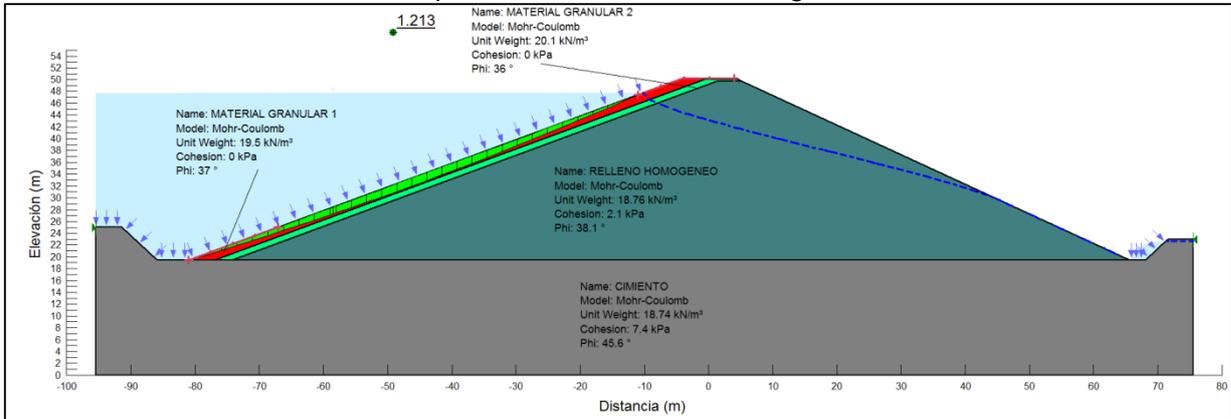
18. Análisis de estabilidad por el método de FELLENIUS Aguas Abajo sin Sismo



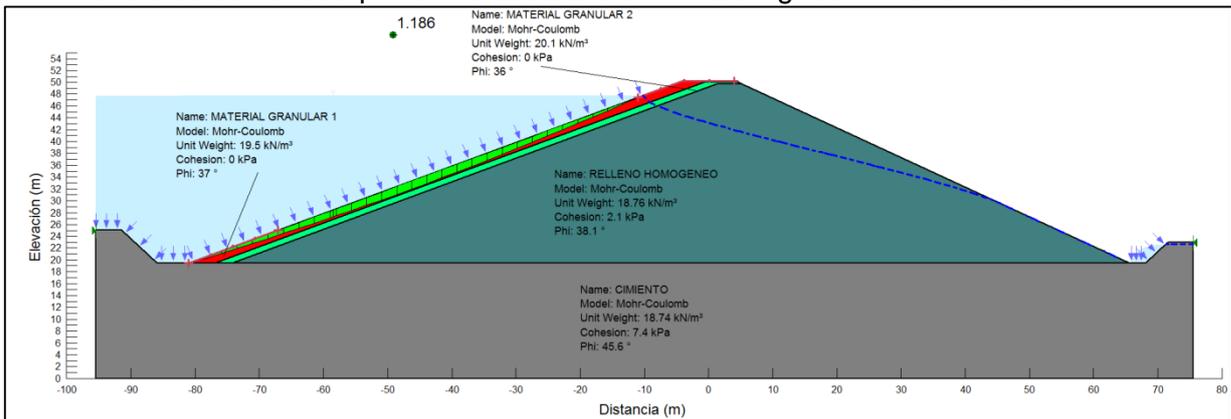
19. Análisis de estabilidad por el método de BISHOP Aguas Arriba con Sismo



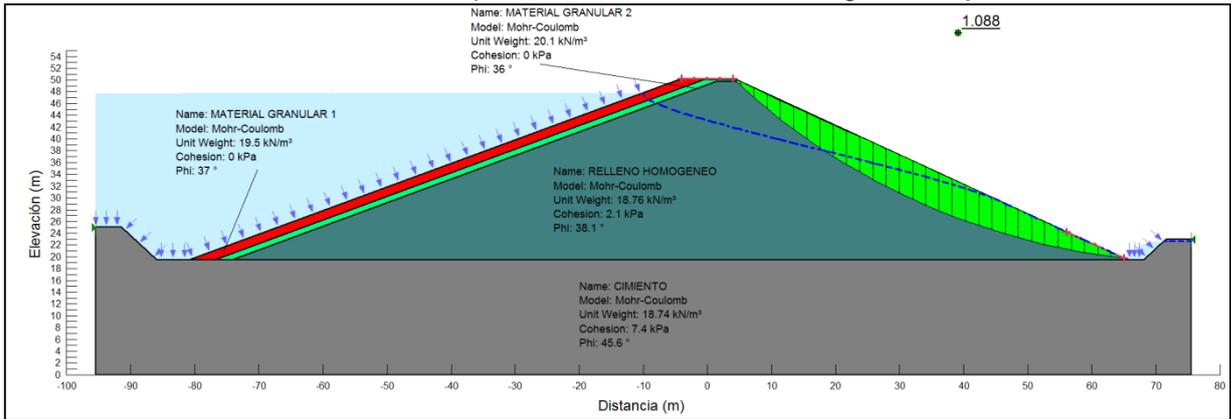
20. Análisis de estabilidad por el método de JANBU Aguas Arriba con Sismo



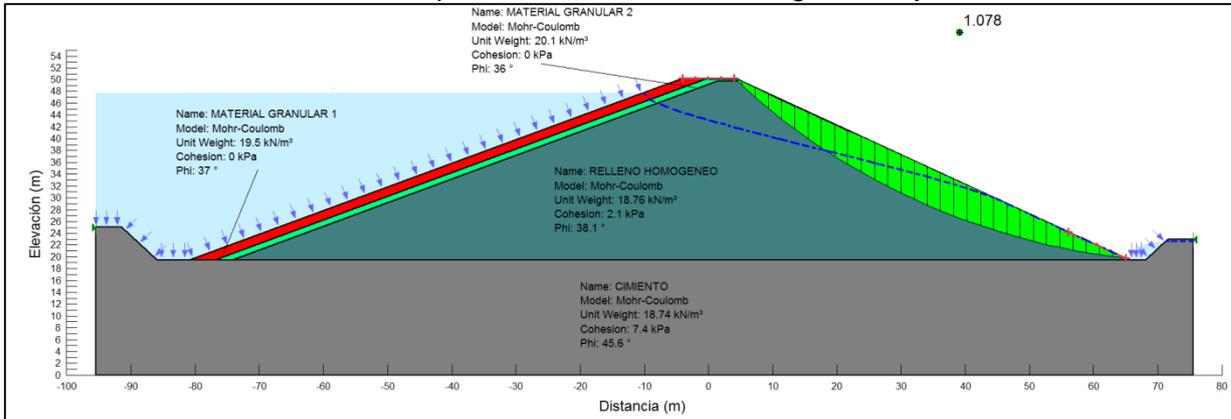
21. Análisis de estabilidad por el método de FELLENIUS Aguas Arriba con Sismo



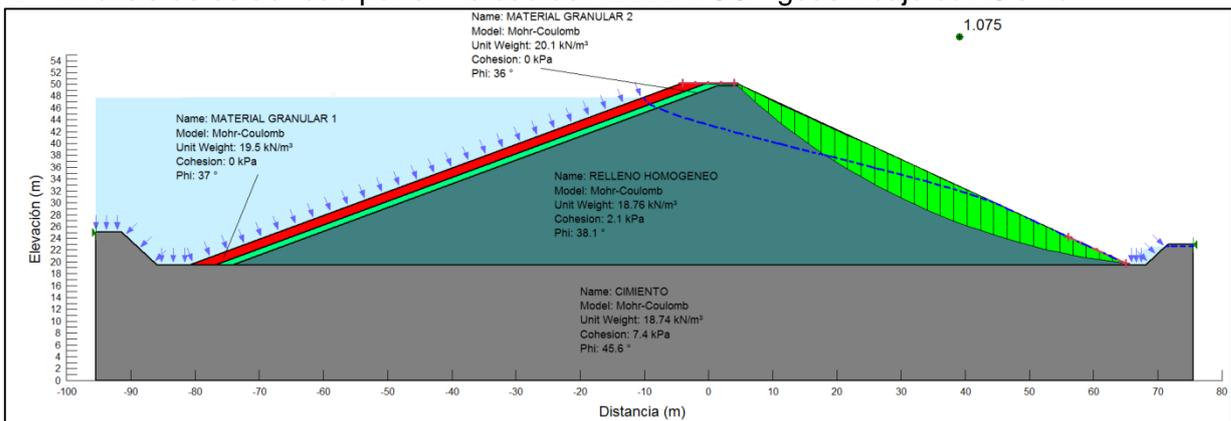
22. Análisis de estabilidad por el método de BISHOP Aguas Abajo con Sismo



23. Análisis de estabilidad por el método de JANBU Aguas Abajo con Sismo



24. Análisis de estabilidad por el método de FELLENIUS Aguas Abajo con Sismo



ANEXO 02: ENSAYOS REALIZADOS



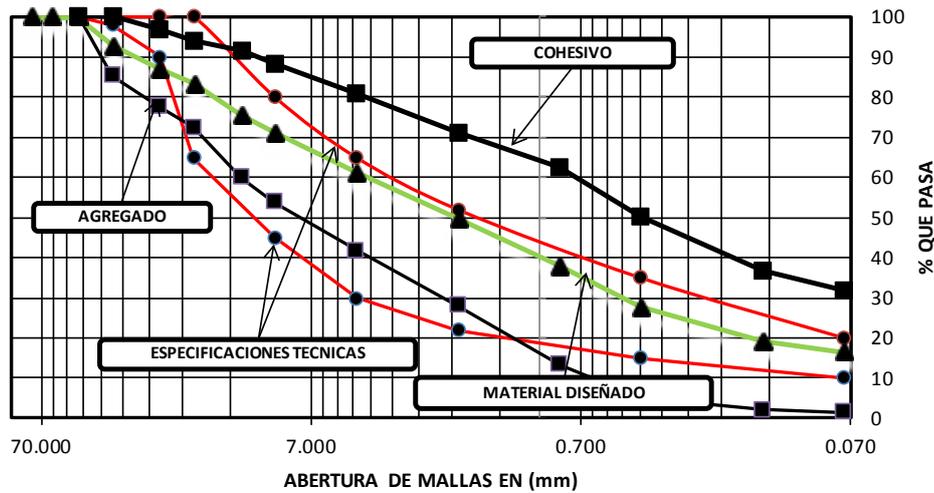
GOBIERNO REGIONAL - PUNO
 PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



DISEÑO DE MEZCLA DE DOS SUELOS

PROYECTO	: INSTALACION DE SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	MUESTRA	: MC-02 (SIRENA) 50% Y AGREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO) 50 %
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	PROFUNDIDAD	: 0.00 - 1.80 m.
LUGAR	: COLLACACHI	RESPONSABLES	: B.T.S.
CANTERA	: MC-02 (SIRENA) Y AGREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO)	FECHA	: ENERO DEL 2014

CURVA GRANULOMETRICA



RANGO GRANULOMETRICO PARA OBRAS DE TIERRA (AFIRMADO)

TAMIZ EN mm.	MATERIAL COHESIVO MC-02			RIO MALLCOMAYO			MEZCLA DE 02 SUELOS PARA AFIRMADO		ESPECIFICACIONES (AFIRMADO)
	PESO RETENIDO	% QUE PASA	50	PESO RETENIDO	% QUE PASA	50	% Q. PASA DISEÑO		
3"	76.200	0.00			0.00		100.00		
2 1/2"	63.500	0.00			100.00		100.00		
2"	50.800	0.00	100.00	50.00	0.00	100.00	50.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	100.00	50.00	532.06	85.31	42.66	92.66	
1"	25.400	101.76	96.80	48.40	282.80	77.50	38.75	87.15	
3/4"	19.050	85.11	94.12	47.06	185.16	72.39	36.20	83.26	
1/2"	12.700	79.30	91.63	45.81	448.60	60.00	30.00	75.82	
3/8"	9.525	101.93	88.42	44.21	222.62	53.86	26.93	71.14	
1/4"	6.350								
# 4	4.760	240.83	80.85	40.42	435.24	41.84	20.92	61.34	
# 8	2.380								
# 10	2.000	302.50	71.33	35.67	495.36	28.17	14.08	49.75	
# 16	1.190								
# 20	0.840	272.82	62.75	31.38	533.05	13.45	6.72	38.10	
# 30	0.590								
# 40	0.420	393.20	50.38	25.19	303.62	5.07	2.53	27.72	
# 50	0.295								
# 60	0.250								
# 80	0.180								
#100	0.149	435.98	36.67	18.34	107.74	2.09	1.05	19.38	
#140	0.105								
# 200	0.074	152.16	31.88	15.94	22.20	1.48	0.74	16.68	



GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

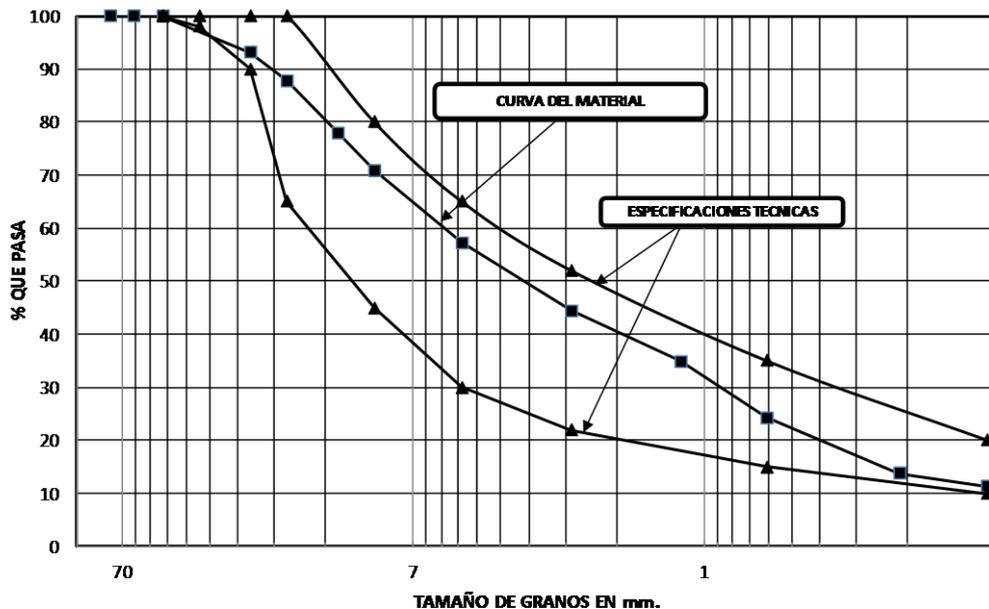


ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

PROYECTO	: INSTALACION DE SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	MEZCLA	: MC-02 (SIRENA) 50% Y AGREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO) 50 %.
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	ESTRATO	: 1
LUGAR	: COLLACACHI	ENCARGADO	: B.T.S.
CANTERAS	: MC-02 (SIRENA) Y AGREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO)	FECHA	: ENERO DEL 2014

PROCEDENCIA DEL MATERIAL : MC-02 (SIRENA) Y AGREGADO (RIO MALLCOMAYO)						NORMA : ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107.		
Nº DE MALLAS	ABERTURA DE MALLAS (mm)	PESO RETENIDO	% RETEN. PARCIAL	% RETEN. ACUMUL.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES		
3"	76.200				100.00		Peso Inicial : 6,235.23 Gr.	
2 1/2"	63.500	0.0	0.000	0.000	100.00		Peso Fracción : 0.00 Gr.	
2"	50.800	0.0	0.000	0.000	100.00	100 - 100	Humedad Natural : 11.45	
1 1/2"	38.100	0.0	0.000	0.000	100.00		Limite Liquido : 35.3	
1"	25.400	428.2	6.867	6.867	93.13	90 - 100	Limite Plastico : 27.1	
3/4"	19.050	331.6	5.318	12.184	87.82	65 - 100	Indice Plastico : 8.2	
1/2"	12.700	616.4	9.885	22.070	77.93		CLASIFICACION	
3/8"	9.525	435.2	6.979	29.049	70.95	45 - 80	AASHTO : A-2-4 (0)	
1/4"	6.350	0.00	0.000	29.049	70.95		SUCS : SW-SM	
Nº 4	4.760	856.5	13.736	42.785	57.22	30 - 65	IG : 0.00	
Nº 6	3.360						CC : 30.69	
Nº 8	2.380						CU : 32.83	
Nº 10	2.000	793.5	12.725	55.510	44.49	22 - 52	DENSIDAD MAXIMA : 2.108	
Nº 16	1.190						HUMEDAD OPTIMA : 7.2	
Nº 20	0.840	595.2	9.545	65.055	34.94		CBR AL 100% : 79	
Nº 30	0.590						CBR AL 95% : 45	
Nº 40	0.426	661.8	10.614	75.670	24.33	15 - 35	Observaciones :	
Nº 50	0.297							
Nº 80	0.177							
Nº 100	0.149	654.0	10.489	86.159	13.84			
Nº 200	0.074	159.0	2.550	88.708	11.29	10 - 20		
-200		704.07	11.292	100.000	0.00			

CURVA GRANULOMETRICA





GOBIERNO REGIONAL - PUNO
 PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO



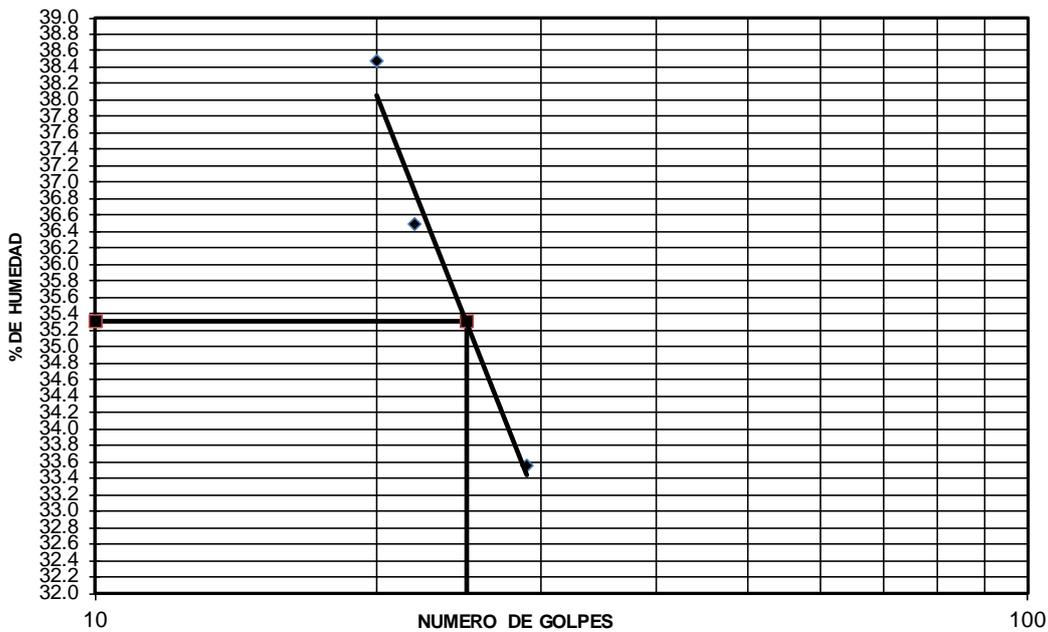
ENSAYOS DE CONSTANTES FISICAS LL MTC E-110-2000 LP MTC E-111-2000

PROYECTO	: INSTALACION DE SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	MEZCLA	: MC-02 (SIRENA) 50% Y A GREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO) 50 %.
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	ESTRATO	: 1
LUGAR	: COLLACACHI	ENCARGADO	: B.T.S.
LADO	: MC-02 (SIRENA) Y A GREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO)	FECHA	: ENERO DEL 2014

LIMITE LIQUIDO					DETERMINACIÓN DE HUMEDAD NATURAL			
Nro. De Tarro	Nº	15	5	45	Nro. De Tarro	Nº	45	48
T. + Suelo Húmedo	Gr.	28.69	30.19	25.26	T. + Suelo Húmedo	Gr.	138.4	155.43
T. + Suelo Seco	Gr.	24.28	24.95	21.19	T. + Suelo Seco	Gr.	128.25	145.12
Agua	Gr.	4.41	5.24	4.07	Agua	Gr.	10.15	10.31
Peso del Tarro	Gr.	11.14	10.59	10.61	Peso del Tarro	Gr.	40.41	54.29
Suelo Seco	Gr.	13.14	14.36	10.58	Suelo Seco	Gr.	87.84	90.83
% de Humedad	%	33.56	36.49	38.47	% de Humedad	%	11.56	11.35
Nro. De Golpes	Nº	29	22	20	Humedad Natural	%	11.45	

LIMITE PLASTICO					LL = Wn * (N/25) + 0.121		
Nro. De Tarro	Nº	12	14		DONDE		
T. + Suelo Húmedo	Gr.	7.72	7.85		LL	: Límite líquido	
T. + Suelo Seco	Gr.	6.98	7.09		Wn	: Contenido de humedad promedio	
Agua	Gr.	0.74	0.76		N	: Número de golpes	
Peso del Tarro	Gr.	4.29	4.25		DETERMINACIÓN DE INDICE DE PLASTICIDAD		
Suelo Seco	Gr.	2.69	2.84		L.L.	=	35.30 %
% de Humedad	%	27.51	26.76		L.P.	=	27.13 %
Humedad Promedio	%	27.13			I.P.	=	8.17 %

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO





GOBIERNO REGIONAL - PUNO
 PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR MODIFICADO
MTC- E 115 - 2000

PROYECTO	: INSTALACION DE SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	MEZCLA	: MC-02 (SIRENA) 50% Y AGREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO) 50 %.
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	ESTRATO	: 1
LUGAR	: COLLACACHI	ENCARGADO	: B.T.S.
LADO	: MC-02 (SIRENA) Y AGREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO)	FECHA	: ENERO DEL 2014

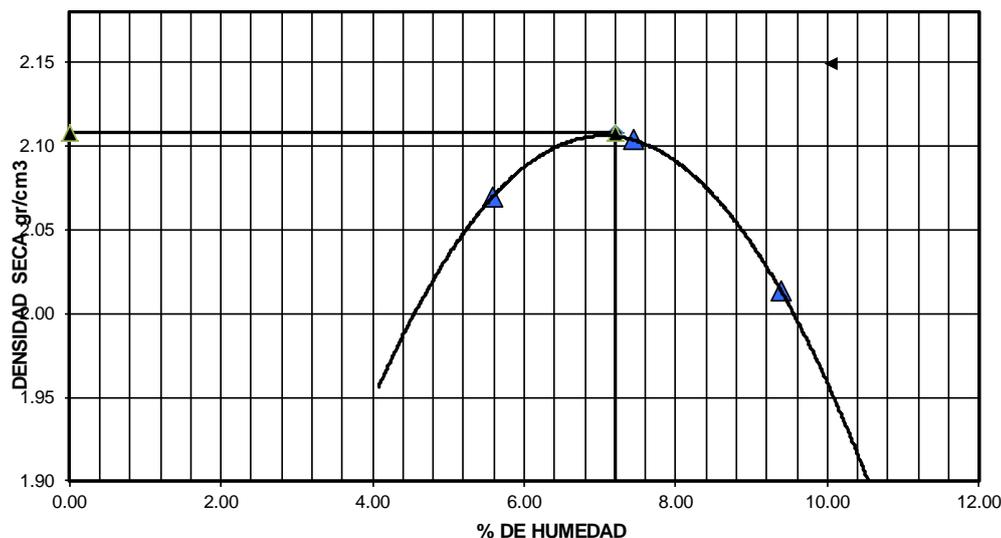
Determinación	Nº	1	2	3
Peso del Molde y la muestra	gr.	10,823	10,980	10,860
Peso del Molde	gr.	6,264	6,264	6,264
Peso de la muestra compact.	gr.	4,559	4,716	4,596
Volumen del molde	cc.	2,087	2,087	2,087
Densidad Humeda	gr/cc.	2.18	2.26	2.20
Contenido de Humedad	%	5.58	7.43	9.39
Densidad Seca	gr/cc.	2.07	2.10	2.01

CONTENIDO DE HUMEDAD

Tarro	Nº	12	10	25	103	4	6
Peso del Tarro	gr.	17.20	15.23	70.76	88.16	74.55	73.27
Peso del T.+Suelo Humedo	gr.	85.23	86.32	329.71	354.24	169.28	224.79
Peso del T.+Suelo Seco	gr.	81.62	82.58	311.53	336.10	161.13	211.82
Peso del Agua	gr.	3.61	3.74	18.18	18.14	8.15	12.97
Peso del Suelo Seco	gr.	64.42	67.35	240.77	247.94	86.58	138.55
Contenido de Humedad	%	5.60	5.55	7.55	7.32	9.41	9.36
Promedio de Humedad	%	5.58		7.43		9.39	

DENSIDAD MAXIMA SECA 2.1080 Gr./Cm3 **CONTENIDO DE HUMEDAD OPTIMA** 7.20%

GRAFICO DEL PROCTOR





GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DREN AJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.)

(NORMA AASHTO T-193, ASTM D 1883)

PROYECTO : INSTALACION DE SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO. **MEZCLA** : MC-02 (SIRENA) 50% Y A
UBICACIÓN : PUNO - PUNO - PUNO. **ESTRATO** : 1
LUGAR : COLLACACHI **ENCARGADO** : B.T.S.
LADO : MC-02 (SIRENA) Y AGREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO) **FECHA** : ENERO DEL 2014

COMPACTACIÓN

MOLDE N°	3A				2A				1A			
N° DE CAPAS	5				5				5			
N° DE GOLPES / CAPA	56				25				12			
COND. DE LA MUEST	SIN SATURAR		SATURADO		SIN SATURAR		SATURADA		SIN SATURAR		SATURADO	
PESO MOLDE + SUELO H.	12,051		12,185		12,599		12,584		11,398		11,556	
PESO DEL MOLDE	6,917		6,917		7,400		7,400		6,636		6,636	
PESO DEL SUELO HUM.	5,134		5,268		5,199		5,184		4,762		4,920	
VOLUMEN DEL SUELO	2,271		2,271		2,358		2,358		2,271		2,271	
DENSIDAD HUMEDA	2,26		2,32		2,20		2,20		2,10		2,17	
DENSIDAD SECA	2,11		2,14		2,06		2,02		1,96		1,95	
TARRO N°	1	0	2	0	3	0	4	0	5	0	6	0
TARRO + SUELO HUM.	870.12	0.00	665.40	0.00	478.86	0.00	756.32	0.00	659.87	0.00	678.40	0.00
TARRO + SUELO SECO	810.98	0.00	613.50	0.00	446.58	0.00	693.43	0.00	619.62	0.00	610.60	0.00
AGUA	59.14	0.00	51.90	0.00	32.28	0.00	62.89	0.00	40.25	0.00	67.80	0.00
PESO DEL TARRO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	60.15	0.00	0.00	0.00
PESO DEL SUELO SECO	810.98	0.00	613.50	0.00	446.58	0.00	693.43	0.00	559.47	0.00	610.60	0.00
% DE HUMEDAD	7.29	0.00	8.46	0.00	7.23	0.00	9.07	0.00	7.19	0.00	11.10	0.00
% DE HUM. PROMEDIO	7.29		8.46		7.23		9.07		7.19		11.10	

EXPANCIÓN = 0.00 %

FECHA	HORA	TIEMPO	DIAL (mm.)	EXPANSIÓN		DIAL (mm.)	EXPANSIÓN		DIAL (mm.)	EXPANSIÓN	
				(mm.)	%		(mm.)	%		(mm.)	%
10-10-11	11:30 AM	00:00	2.45	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00	1.23	0.00	0.00
11-10-11	11:30 AM	24:00	2.45	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00	1.23	0.00	0.00
12-10-11	11:30 AM	48:00	2.45	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00	1.23	0.00	0.00
13-10-11	11:30 AM	72:00	2.45	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00	1.23	0.00	0.00

PENETRACIÓN

PENET. Mm	CARGA SLUMP	MOLDE N° 3A				MOLDE N° 2A				MOLDE N° 1A			
		N° DE GOLPES / CAPA 56				N° DE GOLPES / CAPA 25				N° DE GOLPES / CAPA 12			
		CARGA		CORRECCION		CARGA		CORRECCION		CARGA		CORRECCION	
		DIAL	Kg	Kg/cm2	%	DIAL	Kg	Kg/cm2	%	DIAL	Kg	Kg/cm2	%
0.000		0	0	0		0	0	0		0	0	0	
0.630		98	477	24		51	263	13		22	130	7	
1.270		155	737	38		96	468	24		42	222	11	
1.910		210	988	50		125	600	31		64	322	16	
2.540	70	246	1152	59	83.8%	164	778	40	56.6%	80	395	20	28.7%
3.810		338	1571	80		232	1088	55		105	509	26	
5.080	105	423	1959	100		304	1416	72		138	659	34	
6.350		525	2424	123		372	1726	88		175	828	42	
7.620	133	653	3008	153		422	1954	100		200	942	48	
8.890													
10.160	181												



GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.)

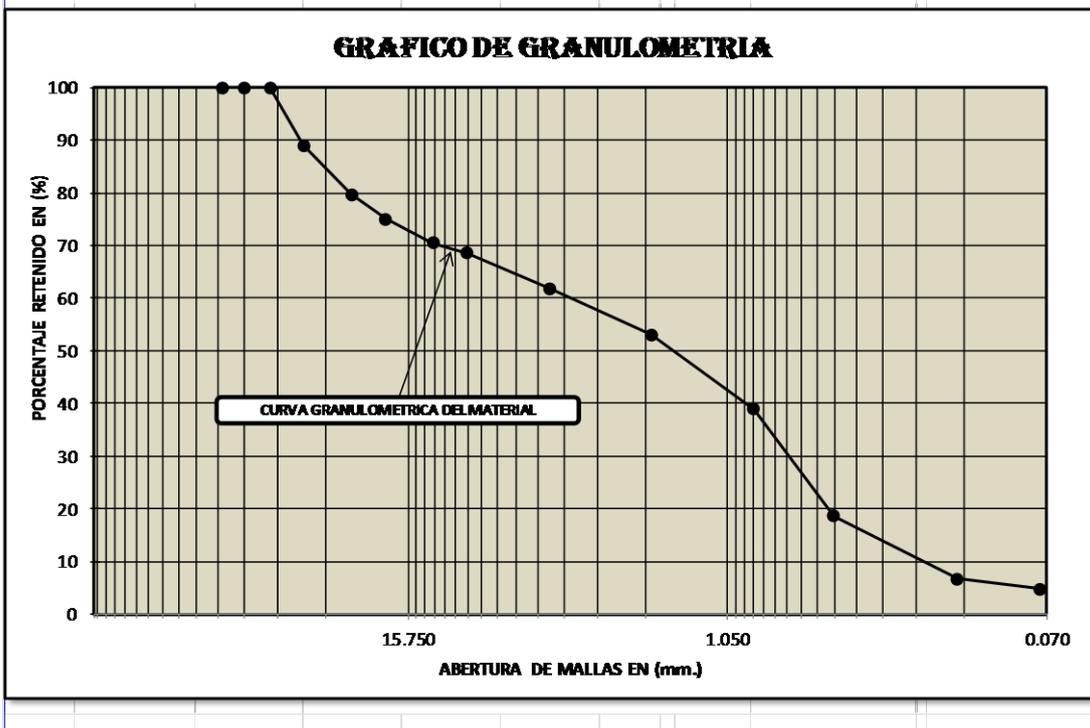
(NORMA AASHTO T-193, ASTM D 1883)

PROYECTO	: INSTALACION DE SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	Metodo de compactación	T-180 "D"
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	Máxima Densidad Seca (gr/cc)	2.108
PROGRESIVA	: COLLACACHI	Optimo Contenido de Humedad (%)	7.20
LADO	: MC-02 (SIRENA) Y AGREGADO MA-02 (RIO MALLCOMAYO)	CBR 100% MDS	79.0%
		CBR 95% MDS	45.0%
		CBR 90% MDS	

<p>GRAFICO DEL PROCTOR</p>	<p>RESULTADO DE C.B.R.</p>	<p>ENSAYO PRELIMINAR DEL PROCTOR</p>																													
		<table border="1"> <tr><td>METODO DE COMPACTACION</td><td>D</td></tr> <tr><td>MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³)</td><td>2.11</td></tr> <tr><td>OPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)</td><td>8.40</td></tr> <tr><td>95% MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³)</td><td>2.00</td></tr> <tr><td>90% MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³)</td><td></td></tr> </table>		METODO DE COMPACTACION	D	MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³)	2.11	OPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	8.40	95% MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³)	2.00	90% MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³)																			
METODO DE COMPACTACION	D																														
MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³)	2.11																														
OPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	8.40																														
95% MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³)	2.00																														
90% MAXIMA DENSIDAD SECA (g/cm³)																															
		<p>COMPACTACIÓN DE LOS MOLDES</p>																													
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>MOLDE N°</th> <th>3A</th> <th>2A</th> <th>1A</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>N° DE CAPAS</td><td>5</td><td>5</td><td>5</td></tr> <tr><td>NUMERO DE GOLPES POR CAPA</td><td>56</td><td>25</td><td>12</td></tr> <tr><td>DENSIDAD SECA (g/cm³)</td><td>2.123</td><td>2.04</td><td>1.95</td></tr> <tr><td>CONTENIDO DE HUMEDAD (%)</td><td>7.3</td><td>7.2</td><td>7.2</td></tr> <tr><td>C.B.R. %</td><td>2.54</td><td>83.8</td><td>56.6</td></tr> <tr><td>C.B.R. %</td><td>5.08</td><td></td><td>28.7</td></tr> </tbody> </table>		MOLDE N°	3A	2A	1A	N° DE CAPAS	5	5	5	NUMERO DE GOLPES POR CAPA	56	25	12	DENSIDAD SECA (g/cm³)	2.123	2.04	1.95	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	7.3	7.2	7.2	C.B.R. %	2.54	83.8	56.6	C.B.R. %	5.08		28.7
MOLDE N°	3A	2A	1A																												
N° DE CAPAS	5	5	5																												
NUMERO DE GOLPES POR CAPA	56	25	12																												
DENSIDAD SECA (g/cm³)	2.123	2.04	1.95																												
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	7.3	7.2	7.2																												
C.B.R. %	2.54	83.8	56.6																												
C.B.R. %	5.08		28.7																												
		<p>RESULTADOS</p>																													
		<table border="1"> <tr><td>C.B.R. al 100% de M.D.S. (%)</td><td>2.54</td><td>79.0</td></tr> <tr><td>C.B.R. al 95% de M.D.S. (%)</td><td>2.54</td><td>45.0</td></tr> <tr><td>C.B.R. al 90% de M.D.S. (%)</td><td>2.54</td><td></td></tr> </table>		C.B.R. al 100% de M.D.S. (%)	2.54	79.0	C.B.R. al 95% de M.D.S. (%)	2.54	45.0	C.B.R. al 90% de M.D.S. (%)	2.54																				
C.B.R. al 100% de M.D.S. (%)	2.54	79.0																													
C.B.R. al 95% de M.D.S. (%)	2.54	45.0																													
C.B.R. al 90% de M.D.S. (%)	2.54																														

<p>GRAFICO DE C.B.R. 56 GOLPES</p>	<p>GRAFICO DE C.B.R. 25 GOLPES</p>	<p>GRAFICO DE C.B.R. 12 GOLPES</p>
---	---	---

		GOBIERNO REGIONAL - PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO					
ANALISIS GRANULOMETRICO							
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.			CALICATA	: C-01		
UBICACION	: PUNO - PUNO - PUNO.			ESTRATO	: 0.00 - 2.00 m. E-1		
LUGAR	: EJE DE PRESA MALLCOMAYO			ENCARGADO	: B.T.S.		
PROGRESIVA	: KM. 0+070 C-02 MARGEN IZQUIERDO			FECHA	: ENERO DEL 2014		
PROCEDENCIA DEL MATERIAL : C-01 EJE DE PRESA				NORMA : ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107.			
N° DE MALLAS	ABERTURA DE MALLAS (mm)	PESO RETENIDO	% RETEN PARCIAL	% RETEN. ACUMUL	% QUE PASA	ESENCIFICACIONES	
3"	76.200				100.00	Peso Inicial : 1,543.09 Gr.	
2 1/2"	63.500			0.00	100.00	Peso Fracción : 0.00 Gr.	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	Humedad Natural : 8.42 %	
1 1/2"	38.100	170.22	11.03	11.03	88.97	Limite Liquido : 0.0	
1"	25.400	143.70	9.31	20.34	79.66	Limite Plastico : N.P.	
3/4"	19.050	70.63	4.58	24.92	75.08	Indice Plastico : 0.00	
1/2"	12.700	70.71	4.58	29.50	70.50	CLASIFICACION	
3/8"	9.525	30.22	1.96	31.46	68.54	AASHTO : A-1-b (0)	
1/4"	6.350					SUCS : SP	
N° 4	4.760	104.38	6.76	38.23	61.77	Densidad Máxima : 0.00	
N° 6	3.360					Humedad Optima : 0.00	
N° 8	2.380					I.G. : 0.00	
N° 10	2.000	135.11	8.76	46.98	53.02	CC : 0.00	
N° 16	1.190					CU : 0.00	
N° 20	0.840	218.04	14.13	61.11	38.89	D ₅₀ : -	
N° 30	0.590					D ₆₅ : -	
N° 40	0.426	313.60	20.32	81.43	18.57	OBSERVACIONES: ES UN MATERIAL CONFORMADO POR ARENA MAL GRADUADA	
N° 50	0.297						
N° 80	0.177						
N° 100	0.149	182.91	11.85	93.29	6.71		
N° 200	0.074	29.05	1.88	95.17	4.83		
-200		74.52	4.83	100.00	0.00		





GOBIERNO REGIONAL - PUNO
 PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS ASTM D-4318

PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	CALICATA	: C-01
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	ESTRATO	: 0.00 - 2.00 m. E-1
LUGAR	: EJE DE PRESA MALLCOMAYO	ENCARGADO	: B.T.S.
PROGRESIVA	: KM: 0+070 C-02 MARGEN IZQUIERDO	FECHA	: ENERO DEL 2014

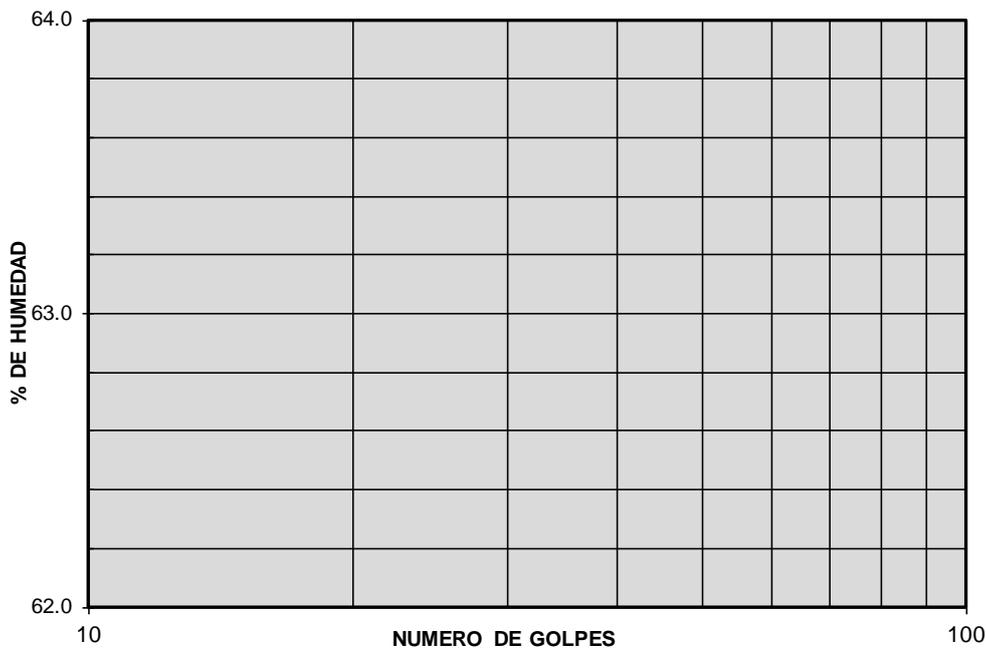
LIMITE LIQUIDO			
Nro. De Tarro	Nº		
T. + Suelo Húmedo	Gr.		
T. + Suelo Seco	Gr.		
Agua	Gr.	N.P.	
Peso del Tarro	Gr.		
Suelo Seco	Gr.		
% de Humedad	%		
Nro. De Golpes	Nº		

DETERMINACIÓN DE HUMEDAD NATURAL				
Nro. De Tarro	Nº	51	53	
T. + Suelo Húmedo	Gr.	231.59	214.79	
T. + Suelo Seco	Gr.	218.53	203.49	
Agua	Gr.	13.06	11.30	
Peso del Tarro	Gr.	67.44	65.69	
Suelo Seco	Gr.	151.09	137.80	
% de Humedad	%	8.64	8.20	
Humedad Natural	%	8.42		

LIMITE PLÁSTICO			
Nro. De Tarro	Nº		
T. + Suelo Húmedo	Gr.		
T. + Suelo Seco	Gr.	N.P.	
Agua	Gr.		
Peso del Tarro	Gr.		
Suelo Seco	Gr.		
% de Humedad	%		
Humedad Promedio	%		

LL = Wn * (N/25) + 0.121	
DONDE	
LL	: Límite líquido
Wn	: Contenido de humedad promedio
N	: Número de golpes
DETERMINACIÓN DE ÍNDICE DE PLASTICIDAD	
L.L.	= %
L.P.	= N.P. %
I.P.	= %

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO

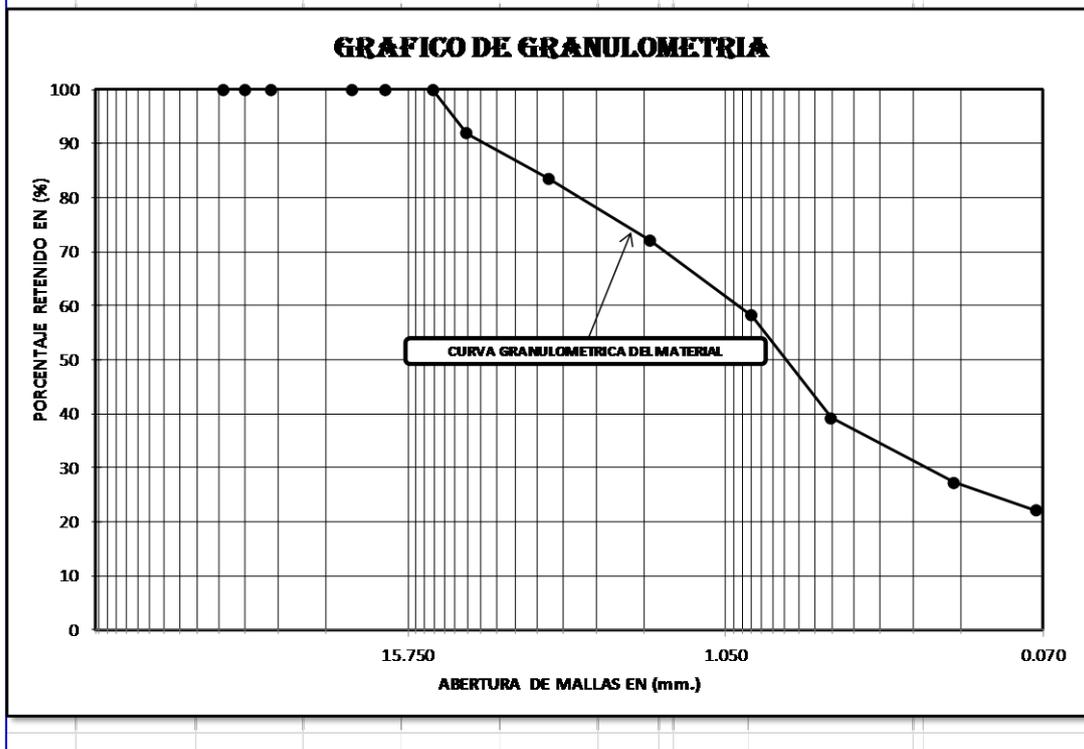




GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO						
PROYECTO			: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.		CALICATA : C-02 EJE DE PRESA	
UBICACIÓN			: PUNO - PUNO - PUNO		ESTRATO : E-2 (0.40 - 1.0) m	
LUGAR			: EJE DE PRESA MALICOMAYO		ENCARGADO : B.T.S	
PROGRESIVA			: KM 0+00 C-02 MARGEN IZQUIERDO		FECHA : ENERO DEL 2014	
PROCEDENCIA DEL MATERIAL			: C-01 EJE DE PRESA			NORMA : ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107.
Nº DE MALLAS	ABERTURA DE MALLAS (mm)	PESO RETENIDO	% RETEN. PARCIAL	% RETEN. ACUMUL.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	76.200				100.000	Peso Inicial : 0,604.48 Gr.
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.000	Peso Fracción : 0.00 Gr.
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.000	Humedad Natural : 9.10 %
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.000	Limite Liquido : 35.3
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.000	Limite Plastico : 28.6
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.000	Indice Plastico : 6.7
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	100.00	CLASIFICACION
3/8"	9.525	49.70	8.22	8.22	91.78	
1/4"	6.350					SUCS : SM
Nº 4	4.760	50.40	8.34	16.56	83.44	Densidad Máxima : 0.00
Nº 6	3.360					Humedad Optima : 0.00
Nº 8	2.380					I.G. : 0.00
Nº 10	2.000	68.52	11.34	27.90	72.10	CC : 0.00
Nº 16	1.190					CU : 0.00
Nº 20	0.840	84.45	13.97	41.87	58.13	D ₅₀ :
Nº 30	0.590					D ₆₅ :
Nº 40	0.426	114.36	18.92	60.78	39.22	OBSERVACIONES : ES UN MATERIAL CONFORMADO POR LIMO Y ARGILLA DE BAJA PLASTICIDAD.
Nº 50	0.297					
Nº 80	0.177					
Nº 100	0.149	72.80	12.04	72.83	27.17	
Nº 200	0.074	30.98	5.13	77.95	22.05	
-200		133.27	22.05	100.00	0.00	





GOBIERNO REGIONAL - PUNO
 PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS ASTM D-4318

PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	CALICATA	: C-02 EJE DE PRESA
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	ESTRATO	: E-2 (0.40 - 1.10) m.
LUGAR	: EJE DE PRESA MALLCOMAYO	ENCARGADO	: B.T.S.
PROGRESIVA	: KM: 0+100 C-02 MARGEN IZQUIERDO	FECHA	: ENERO DEL 2014

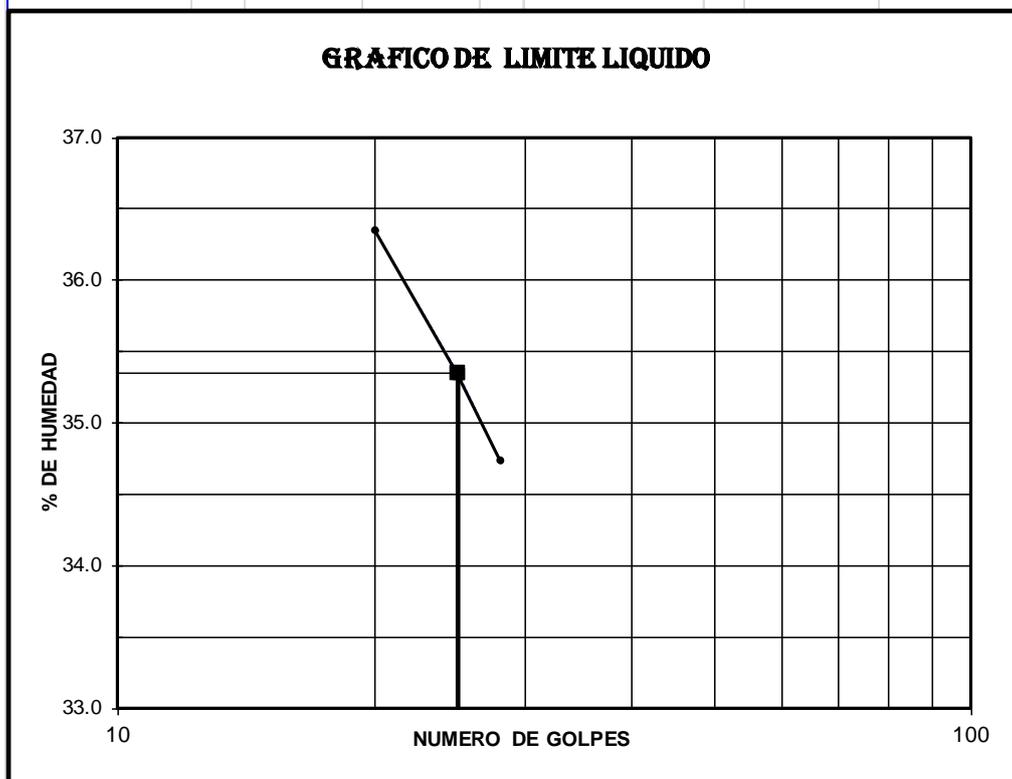
LIMITE LIQUIDO			
Nro. De Tarro	Nº	2	23
T. + Suelo Húmedo	Gr.	43.95	44.78
T. + Suelo Seco	Gr.	35.47	35.68
Agua	Gr.	8.48	9.10
Peso del Tarro	Gr.	11.06	10.65
Suelo Seco	Gr.	24.41	25.03
% de Humedad	%	34.74	36.36
Nro. De Golpes	Nº	28	20

DETERMINACIÓN DE HUMEDAD NATURAL			
Nro. De Tarro	Nº	1	68
T. + Suelo Húmedo	Gr.	320.05	289.24
T. + Suelo Seco	Gr.	299.69	271.19
Agua	Gr.	20.36	18.05
Peso del Tarro	Gr.	75.70	73.10
Suelo Seco	Gr.	223.99	198.09
% de Humedad	%	9.09	9.11
Humedad Natural	%	9.10	

LIMITE PLASTICO			
Nro. De Tarro	Nº	71	22
T. + Suelo Húmedo	Gr.	13.16	14.92
T. + Suelo Seco	Gr.	11.81	13.20
Agua	Gr.	1.35	1.72
Peso del Tarro	Gr.	7.10	7.18
Suelo Seco	Gr.	4.71	6.02
% de Humedad	%	28.66	28.57
Humedad Promedio	%	28.62	

LL =		Wn * (N/25) + 0.121	
DONDE			
LL	:	Límite líquido	
Wn	:	Contenido de humedad promedio	
N	:	Número de golpes	
DETERMINACIÓN DE INDICE DE PLASTICIDAD			
L.L.	=	35.35	%
L.P.	=	28.62	%
I.P.	=	6.73	%

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO



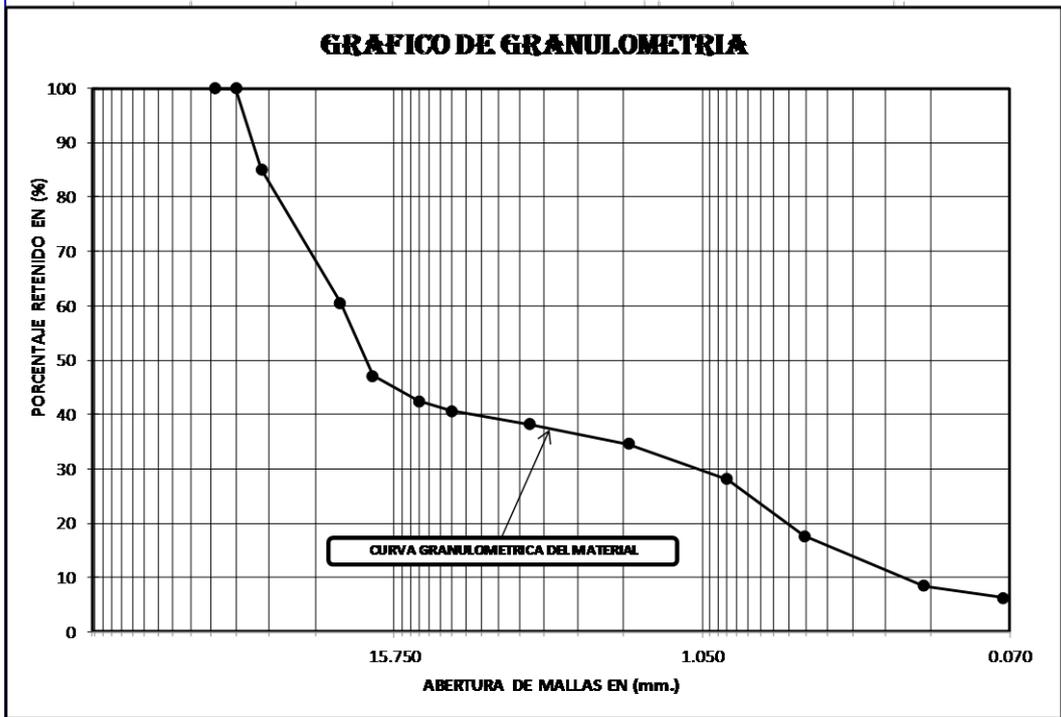


GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

PROYECTO	INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO	CALICATA	: C-02 EJE DE PRESA				
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	ESTRATO	: E-3 (10 - 200) m				
LUGAR	: EJE DE PRESA MALLCOMAYO	ENCARGADO	: B.T.S				
PROGRESIVA	: KM: 0+100 C-02 MARGEN IZQUIERDO	FECHA	: NOVIEMBRE del 2012				
PROCEDENCIA DEL MATERIAL			NORMA : ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107.				
: C-03 LADO IZQUIERDO DEL EJE DE PRESA							
Nº DE MALLAS	ABERTURA DE MALLAS (mm)	PESO RETENIDO	% RETEN. PARCIAL	% RETEN. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	Peso Inicial : 2,584.97 Gr.
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00		Peso Fracción : 0.00 Gr.
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00		Humedad Natural : 7.51 %
2"	50.800	384.30	14.87	14.87	85.13		Limite Liquido : <input type="text"/>
1 1/2"	38.100	382.85	14.81	29.68	70.32		Limite Plastico : <input type="text" value="N.P."/>
1"	25.400	253.52	9.81	39.48	60.52		Indice Plastico : <input type="text" value="()"/>
3/4"	19.050	346.47	13.40	52.89	47.11		
1/2"	12.700	120.33	4.65	57.54	42.46		
3/8"	9.525	47.64	1.84	59.39	40.61		
1/4"	6.350						
Nº 4	4.750	62.29	2.41	61.80	38.20		
Nº 6	3.350						
Nº 8	2.380						
Nº 10	2.000	94.05	3.64	65.43	34.57		
Nº 16	1.190						
Nº 20	0.840	168.17	6.51	71.94	28.06		
Nº 30	0.590						
Nº 40	0.426	270.00	10.44	82.38	17.62		
Nº 50	0.297						
Nº 80	0.177						
Nº 100	0.149	237.95	9.21	91.59	8.41		
Nº 200	0.074	54.57	2.11	93.70	6.30		
-200		162.83	6.30	100.00	0.00		
							CLASIFICACION
							AASHTO : A-1-a (0)
							SUCS : GP-GM
							Densidad Máxima : 0.00
							Humedad Optima : 0.00
							I.G. : 0.00
							CC : 0.00
							CU : 0.00
							D ₅₀ : 0.00
							D ₆₅ : 0.00
							OBSERVACIONES : ES UN MATERIAL CONFORMADO POR GRAVA LIMOSA MAL GRADUADO.





GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS ASTM D-4316

PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO. PROVINCIA DE PUNO. REGION PUNO.	CALICATA	: C-02 EJE DE PRESA
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	ESTRATO	: E-3 (1.10 - 2.00) m
LUGAR	: EJE DE PRESA MALLCOMAYO	ENCARGADO	: B.T.S.
PROGRESIVA	: KM: 0+100 C-02 MARGEN IZQUIERDO	FECHA	: NOVIEMBRE del 2012

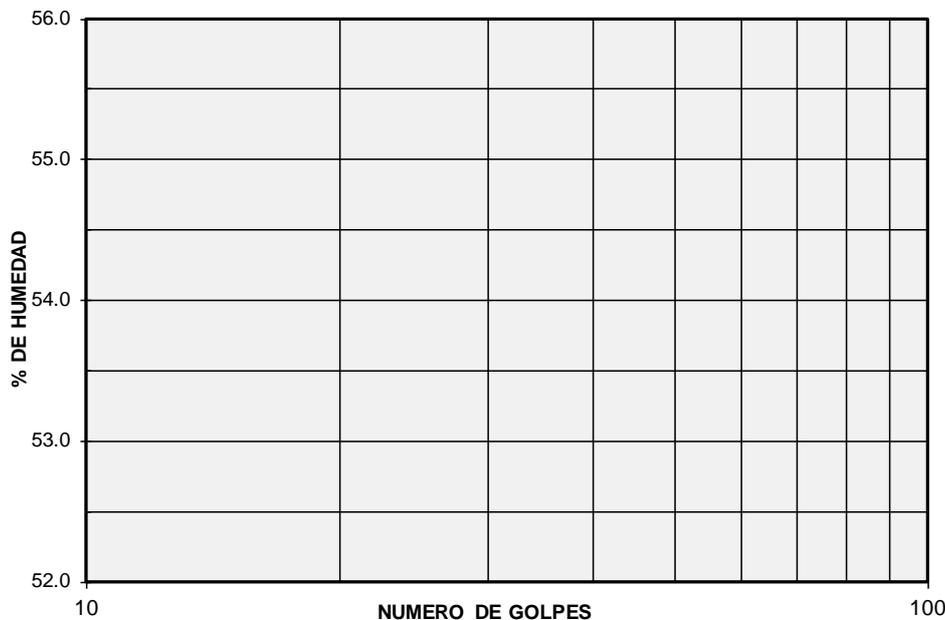
LIMITE LIQUIDO			
Nro. De Tarro	Nº		
T. + Suelo Húmedo	Gr.		
T. + Suelo Seco	Gr.		
Agua	Gr.	N.P.	
Peso del Tarro	Gr.		
Suelo Seco	Gr.		
% de Humedad	%		
Nro. De Golpes	Nº		

DETERMINACIÓN DE HUMEDAD NATURAL				
Nro. De Tarro	Nº	6	5	
T. + Suelo Húmedo	Gr.	310.23	349.32	
T. + Suelo Seco	Gr.	293.41	332.04	
Agua	Gr.	16.82	17.28	
Peso del Tarro	Gr.	81.58	88.26	
Suelo Seco	Gr.	211.83	243.78	
% de Humedad	%	7.94	7.09	
Humedad Natural	%	7.51		

LIMITE PLASTICO			
Nro. De Tarro	Nº		
T. + Suelo Húmedo	Gr.		
T. + Suelo Seco	Gr.		
Agua	Gr.	N.P.	
Peso del Tarro	Gr.		
Suelo Seco	Gr.		
% de Humedad	%		
Humedad Promedio	%		

LL =		$Wn * (N/25) + 0.121$	
DONDE			
LL	:	Limite líquido	
Wn	:	Contenido de humedad promedio	
N	:	Número de golpes	
DETERMINACIÓN DE INDICE DE PLASTICIDAD			
L.L.	=		%
L.P.	=	N.P.	%
I.P.	=		%

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO





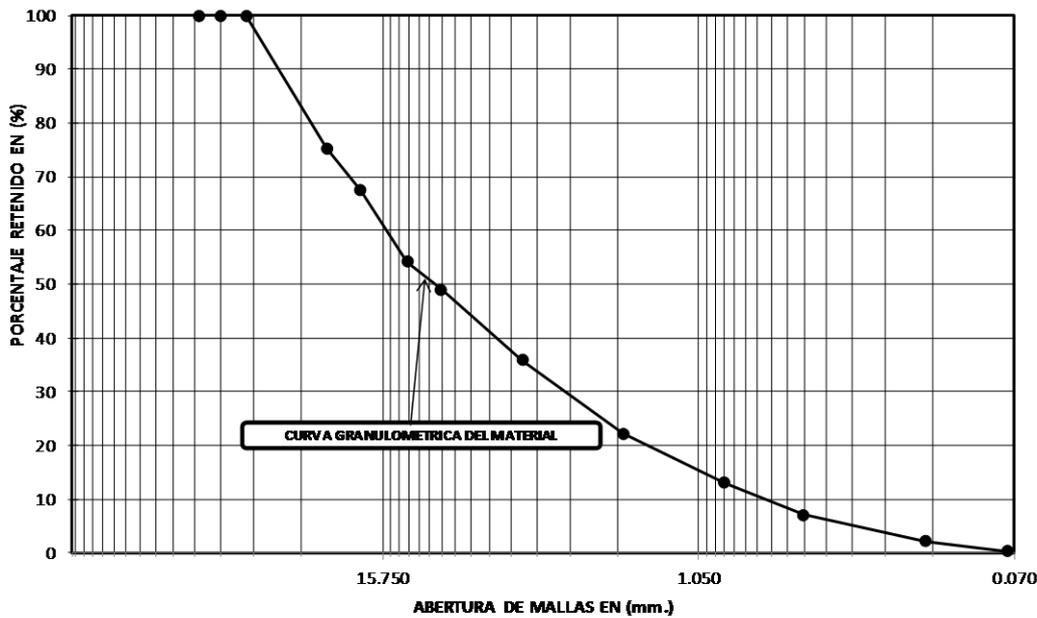
GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUZLOS Y CONCRETO



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.				CALICATA	: C-03 EJE DE PRESA
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO				ESTRATO	: E-2 (040 - 150)m.
LUGAR	: EJE DE PRESA MALICOMAYO				ENCARGADO	: B.T.S
PROGRESIVA	: KM. 0+90 C-03 MARGEN IZQUIERDO				FECHA	: ENERO DEL 2014
PROCEDENCIA DEL MATERIAL : C-03 EJE DE PRESA					NORMA : ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107.	
N° DE MALLAS	ABERTURA DE MALLAS (mm)	PESO RETENIDO	% RETEN. PARCIAL	% RETEN. ACUMUL.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	76.200				100.000	Peso Inicial : 1,049.05 Gr.
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.000	Peso Fracción : 0.00 Gr.
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.000	Humedad Natural : 11.68 %
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.000	Limite Liquido : N.P.
1"	25.400	260.01	24.79	24.79	75.21	Limite Plastico : 0.0
3/4"	19.050	81.06	7.73	32.51	67.49	
1/2"	12.700	139.43	13.29	45.80	54.20	
3/8"	9.525	54.87	5.23	51.03	48.97	
1/4"	6.350					
N° 4	4.760	138.41	13.19	64.23	35.77	
N° 6	3.360					
N° 8	2.380					
N° 10	2.000	143.05	13.64	77.86	22.14	
N°16	1.190					
N° 20	0.840	95.68	9.12	86.98	13.02	
N° 30	0.590					
N° 40	0.426	63.31	6.03	93.02	6.98	
N° 50	0.297					
N° 80	0.177					
N° 100	0.149	50.50	4.81	97.83	2.17	
N° 200	0.074	20.52	1.96	99.79	0.21	
-200		2.21	0.21	100.00	0.00	
						CLASIFICACION
						AASHTO : A-1-a (0)
						SUCS : GW
						Densidad Máxima : 0.00
						Humedad Optima : 0.00
						I.G. : 0.00
						CC : 0.00
						CU : 0.00
						D ₅₀ : .
						D ₆₅ : .
OBSERVACIONES: ES UN MATERIAL CONFORMADO POR GRAVA BIEN GRADUADA.						

GRAFICO DE GRANULOMETRIA





GOBIERNO REGIONAL - PUNO
 PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS ASTM D-4316

PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	CALICATA	: C-03 EJE DE PRESA
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	ESTRATO	: E-2 (0.40 - 1.50) m.
LUGAR	: EJE DE PRESA MALLCOMAYO	ENCARGADO	: B.T.S.
PROGRESIVA	: KM: 0+140 C-03 MARGEN IZQUIERDO	FECHA	: ENERO DEL 2014

LIMITE LIQUIDO			
Nro. De Tarro	Nº		
T. + Suelo Húmedo	Gr.		
T. + Suelo Seco	Gr.	N.P.	
Agua	Gr.		
Peso del Tarro	Gr.		
Suelo Seco	Gr.		
% de Humedad	%		
Nro. De Golpes	Nº		

DETERMINACIÓN DE HUMEDAD NATURAL			
Nro. De Tarro	Nº	10A	44
T. + Suelo Húmedo	Gr.	169.11	144.59
T. + Suelo Seco	Gr.	156.97	134.94
Agua	Gr.	12.14	9.65
Peso del Tarro	Gr.	51.92	53.19
Suelo Seco	Gr.	105.05	81.75
% de Humedad	%	11.56	11.80
Humedad Natural	%	11.68	

LIMITE PLASTICO			
Nro. De Tarro	Nº		
T. + Suelo Húmedo	Gr.		
T. + Suelo Seco	Gr.	N.P.	
Agua	Gr.		
Peso del Tarro	Gr.		
Suelo Seco	Gr.		
% de Humedad	%		
Humedad Promedio	%		

LL =	$W_n * (N/25) + 0.121$
DONDE	
LL	: Límite líquido
Wn	: Contenido de humedad promedio
N	: Número de golpes
DETERMINACIÓN DE INDICE DE PLASTICIDAD	
L.L.	= %
L.P.	= %
I.P.	= %

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO



GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

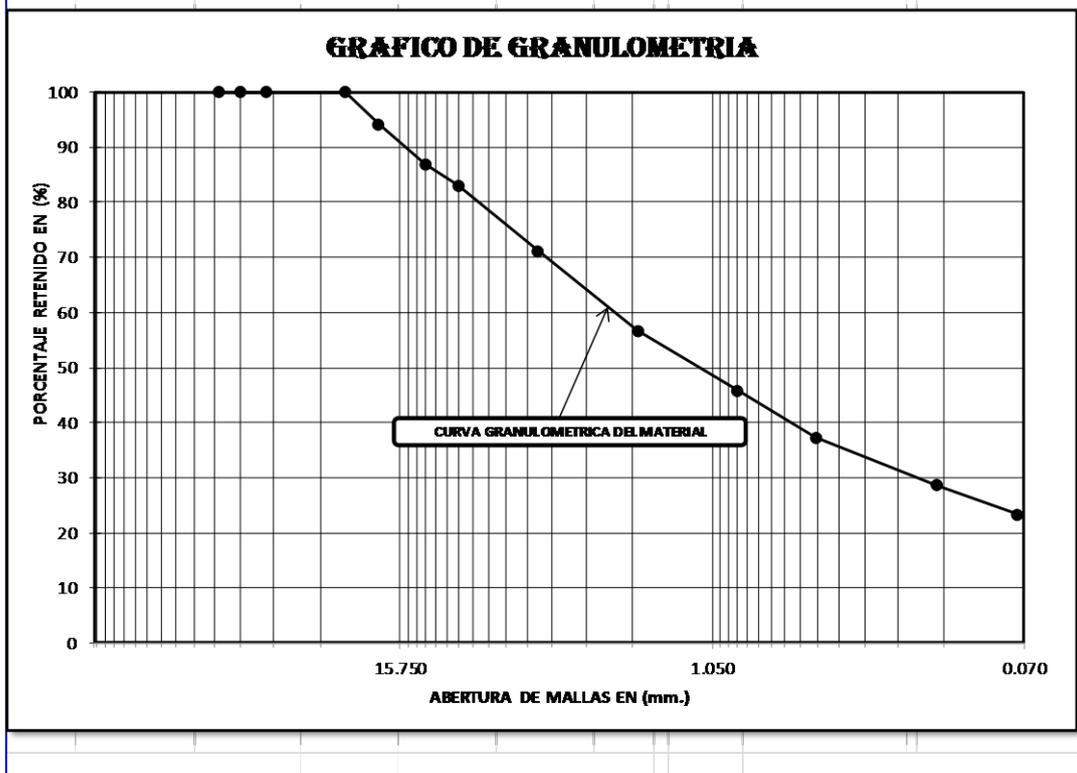
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	CALICATA	: C-03 EJE DE PRESA
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO	ESTRATO	: E-3 (150 - 300) m
LUGAR	: EJE DE PRESA MALLCOMAYO	ENCARGADO	: B.T.S.
PROGRESIVA	: KM. 0+100 C. 03 MARGEN IZQUIERDO	FECHA	: ENERO DEL 2014

PROCEDENCIA DEL MATERIAL	: C-03 LADO IZQUIERDO DEL EJE DE PRESA	NORMA	: ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107.
---------------------------------	--	--------------	-------------------------------------

N° DE MALLAS	ABERTURA DE MALLAS (mm)	PESO RETENIDO	% RETEN. PARCIAL	% RETEN. ACUMUL.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	68.14	5.84	5.84	94.16	
1/2"	12.700	84.38	7.23	13.07	86.93	
3/8"	9.525	45.28	3.88	16.95	83.05	
1/4"	6.350					
N° 4	4.760	138.59	11.87	28.82	71.18	
N° 6	3.360					
N° 8	2.380					
N° 10	2.000	170.29	14.59	43.41	56.59	
N° 16	1.190					
N° 20	0.840	126.50	10.84	54.24	45.76	
N° 30	0.590					
N° 40	0.426	99.70	8.54	62.78	37.22	
N° 50	0.297					
N° 80	0.177					
N° 100	0.149	101.08	8.66	71.44	28.56	
N° 200	0.074	61.50	5.27	76.71	23.29	
-200		271.84	23.29	100.00	0.00	

Peso Inicial	: 1,167.30 Gr.
Peso Fracción	: 0.00 Gr.
Humedad Natural	: 14.69 %
Límite Líquido	: 21.6
Límite Plástico	: 17.8
Índice Plástico	: 3.8
CLASIFICACION	
AASHTO	: A-1-b (0)
SUCS	: SM
Densidad Máxima	: 0.00
Humedad Óptima	: 0.00
I.G.	: 0.00
CC	: 0.00
CU	: 0.00
D₅₀	: 0.00
D₆₅	: 0.00

OBSERVACIONES: ES UN MATERIAL CONFORMADO POR ARENA LIMOSA.





GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS ASTM D-4318

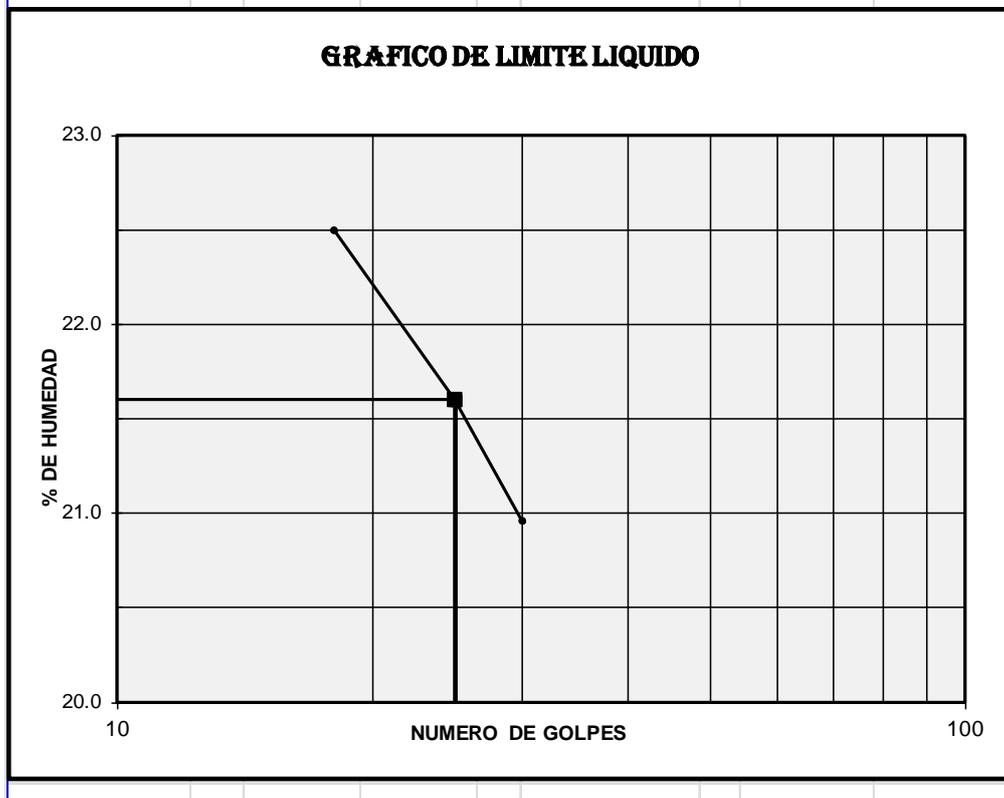
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI, DISTRITO DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO, REGION PUNO.	CALICATA	: C-03 EJE DE PRESA
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO.	ESTRATO	: E-3 (1.50 - 3.00) m
LUGAR	: EJE DE PRESA MALLCOMAYO	ENCARGADO	: B.T.S.
PROGRESIVA	: KM: 0+140 C-03 MARGEN IZQUIERDO	FECHA	: ENERO DEL 2014

LIMITE LIQUIDO			
Nro. De Tarro	Nº	103	116
T. + Suelo Húmedo	Gr.	36.15	34.81
T. + Suelo Seco	Gr.	32.31	31.04
Agua	Gr.	3.84	3.77
Peso del Tarro	Gr.	13.99	14.28
Suelo Seco	Gr.	18.32	16.76
% de Humedad	%	20.96	22.49
Nro. De Golpes	Nº	30	18

DETERMINACIÓN DE HUMEDAD NATURAL			
Nro. De Tarro	Nº	52	D
T. + Suelo Húmedo	Gr.	259.46	244.74
T. + Suelo Seco	Gr.	234.92	222.24
Agua	Gr.	24.54	22.50
Peso del Tarro	Gr.	67.55	69.30
Suelo Seco	Gr.	167.37	152.94
% de Humedad	%	14.66	14.71
Humedad Natural	%	14.69	

LIMITE PLASTICO			
Nro. De Tarro	Nº	23	71
T. + Suelo Húmedo	Gr.	13.02	13.05
T. + Suelo Seco	Gr.	12.13	12.15
Agua	Gr.	0.89	0.90
Peso del Tarro	Gr.	7.10	7.11
Suelo Seco	Gr.	5.03	5.04
% de Humedad	%	17.69	17.86
Humedad Promedio	%	17.78	

LL =		Wn * (N/25) + 0.121	
DONDE			
LL	:	Límite líquido	
Wn	:	Contenido de humedad promedio	
N	:	Número de golpes	
DETERMINACIÓN DE INDICE DE PLASTICIDAD			
L.L.	=	21.60	%
L.P.	=	17.78	%
I.P.	=	3.82	%



		GOBIERNO REGIONAL PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y				
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL						
No Consolidado - No Drenado (UU) // ASTM - D2850						
INFORME Nº	: LG05-201					
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)					
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO					
FECHA	: ENERO 2014					
Sondaje	: C - 1					
Muestra	: - -		Velocidad	: 0.5 mm/min		
Profundidad (m)	: - -		AASHTO	: A-1-a (0)		
Estado	: Remoldeado		SUCS	: GW		
ESPECIMEN 01						
Datos del especimen			Humedad	(%)	11.7	
Altura	(cm)	9.90	Densidad seca	(g/cm ³)	1.20	
Diámetro	(cm)	4.90	Presión de celda	(Kg/cm ²)	1.00	
Deform. (%)	Esf. Desv. (Kg/cm ²)	δ (Kg/cm ²)	p (Kg/cm ²)	q (Kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad (δ 1/ δ 2)
0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.05	1.05	1.03	0.03	0.02	1.05
0.10	0.05	1.05	1.03	0.03	0.02	1.05
0.25	0.05	1.05	1.03	0.03	0.02	1.05
0.35	0.05	1.05	1.03	0.03	0.02	1.05
0.50	0.05	1.05	1.03	0.03	0.02	1.05
0.75	0.10	1.10	1.05	0.05	0.05	1.10
1.00	0.10	1.10	1.05	0.05	0.05	1.10
1.25	0.15	1.15	1.08	0.08	0.07	1.15
1.50	0.20	1.20	1.10	0.10	0.09	1.20
1.75	0.20	1.20	1.10	0.10	0.09	1.20
2.00	0.26	1.26	1.13	0.13	0.11	1.26
2.50	0.26	1.26	1.13	0.13	0.11	1.26
3.00	0.31	1.31	1.15	0.15	0.13	1.31
3.50	0.36	1.36	1.18	0.18	0.15	1.36
4.00	0.41	1.41	1.20	0.20	0.17	1.41
4.50	0.46	1.46	1.23	0.23	0.19	1.46
5.00	0.46	1.46	1.23	0.23	0.19	1.46
6.00	0.51	1.51	1.26	0.26	0.20	1.51
7.00	0.51	1.51	1.26	0.26	0.20	1.51
8.00	0.51	1.51	1.26	0.26	0.20	1.51
9.00	0.56	1.56	1.28	0.28	0.22	1.56
10.00	0.62	1.62	1.31	0.31	0.24	1.62
11.00	0.61	1.61	1.31	0.31	0.23	1.61
12.00	0.61	1.61	1.31	0.31	0.23	1.61

		GOBIERNO REGIONAL PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y				
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL						
No Consolidado - No Drenado (UU) // ASTM - D2850						
INFORME Nº	: LG05-201					
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)					
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO					
FECHA	: ENERO 2014					
Sondaje	: C - 1					
Muestra	: - -		Velocidad	: 0.5 mm/min		
Profundidad (m)	: - -		AASHTO	: A-1-a (0)		
Estado	: Remoldeado		SUCS	: GW		
ESPECIMEN 02						
Datos del especimen			Humedad	(%)	11.7	
Altura	(cm)	9.83	Densidad seca	(g/cm3)	1.20	
Diámetro	(cm)	4.82	Presión de celda	(Kg/cm ²)	1.00	
Deform. (%)	Esf. Desv. (Kg/cm ²)	δ (Kg/cm ²)	p (Kg/cm ²)	q (Kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad (δ_1/δ_2)
0.00	0.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.05	2.05	2.03	0.03	0.01	1.03
0.10	0.10	2.10	2.05	0.05	0.02	1.05
0.25	0.10	2.10	2.05	0.05	0.02	1.05
0.35	0.15	2.15	2.08	0.08	0.04	1.08
0.50	0.15	2.15	2.08	0.08	0.04	1.08
0.75	0.20	2.20	2.10	0.10	0.05	1.10
1.00	0.20	2.20	2.10	0.10	0.05	1.10
1.25	0.26	2.26	2.13	0.13	0.06	1.13
1.50	0.26	2.26	2.13	0.13	0.06	1.13
1.75	0.31	2.31	2.15	0.15	0.07	1.15
2.00	0.31	2.31	2.15	0.15	0.07	1.15
2.50	0.36	2.36	2.18	0.18	0.08	1.18
3.00	0.36	2.36	2.18	0.18	0.08	1.18
3.50	0.41	2.41	2.20	0.20	0.09	1.20
4.00	0.46	2.46	2.23	0.23	0.10	1.23
4.50	0.51	2.51	2.26	0.26	0.11	1.26
5.00	0.51	2.51	2.26	0.26	0.11	1.26
6.00	0.56	2.56	2.28	0.28	0.12	1.28
7.00	0.61	2.61	2.31	0.31	0.13	1.31
8.00	0.66	2.66	2.33	0.33	0.14	1.33
9.00	0.66	2.66	2.33	0.33	0.14	1.33
10.00	0.71	2.71	2.36	0.36	0.15	1.36
11.00	0.77	2.77	2.38	0.38	0.16	1.38
12.00	0.82	2.82	2.41	0.41	0.17	1.41

		GOBIERNO REGIONAL PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y				
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL						
No Consolidado - No Drenado (UU) // ASTM - D2850						
INFORME Nº	: LG05-201					
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)					
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO					
FECHA	: ENERO 2014					
Sondaje	: C - 1					
Muestra	: - -		Velocidad	: 0.5 mm/min		
Profundidad (m)	: - -		AASHTO	: A-1-a (0)		
Estado	: Inalterado		SUCS	: GW		
ESPECIMEN 03						
Datos del espécimen			Humedad	(%)	11.7	
Altura	(cm)	9.85	Densidad seca	(g/cm ³)	1.20	
Diámetro	(cm)	4.93	Presión de celda	(Kg/cm ²)	4.00	
Deform. (%)	Esf. Desv. (Kg/cm ²)	δ (Kg/cm ²)	p (Kg/cm ²)	q (Kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad (δ1/δ2)
0.00	0.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.07	4.07	4.03	0.03	0.01	1.02
0.10	0.10	4.10	4.05	0.05	0.01	1.03
0.25	0.14	4.14	4.07	0.07	0.02	1.03
0.35	0.17	4.17	4.09	0.09	0.02	1.04
0.50	0.24	4.24	4.12	0.12	0.03	1.06
0.75	0.28	4.28	4.14	0.14	0.03	1.07
1.00	0.31	4.31	4.16	0.16	0.04	1.08
1.25	0.35	4.35	4.17	0.17	0.04	1.09
1.50	0.38	4.38	4.19	0.19	0.05	1.10
1.75	0.42	4.42	4.21	0.21	0.05	1.10
2.00	0.45	4.45	4.23	0.23	0.05	1.11
2.50	0.49	4.49	4.24	0.24	0.06	1.12
3.00	0.52	4.52	4.26	0.26	0.06	1.13
3.50	0.55	4.55	4.28	0.28	0.06	1.14
4.00	0.59	4.59	4.29	0.29	0.07	1.15
4.50	0.62	4.62	4.31	0.31	0.07	1.16
5.00	0.66	4.66	4.33	0.33	0.08	1.16
6.00	0.73	4.73	4.36	0.36	0.08	1.18
7.00	0.80	4.80	4.40	0.40	0.09	1.20
8.00	0.83	4.83	4.42	0.42	0.09	1.21
9.00	0.90	4.90	4.45	0.45	0.10	1.23
10.00	0.94	4.94	4.47	0.47	0.10	1.23
11.00	0.97	4.97	4.49	0.49	0.11	1.24
12.00	0.97	4.97	4.49	0.49	0.11	1.24



GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

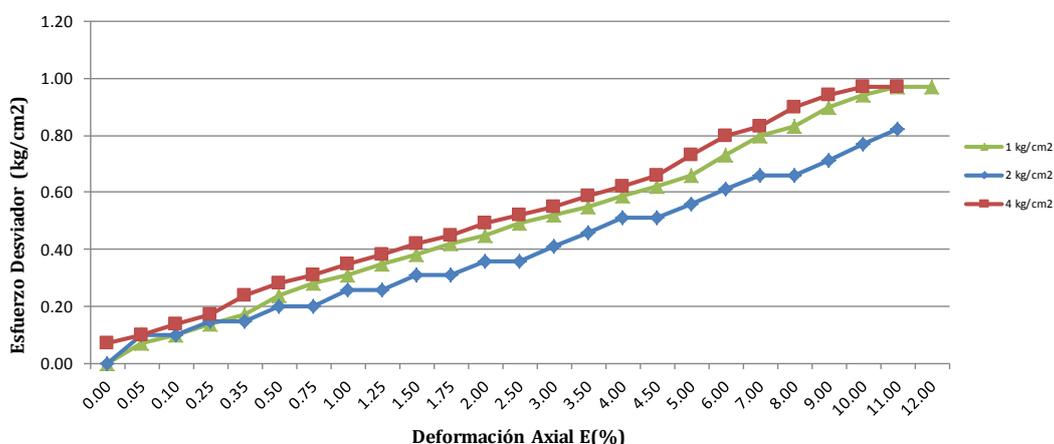


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

No consolidado - No Drenado (UU)// astm-d2850

INFORME	: LG05-201	Sondaje	: C - 1
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI	Prof. (m)	: - -
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO	Clasific. (S.U.C.S.)	: WG
LUGAR	: COLLACACHI		
FECHA	: ENERO DEL 2014	Estado de la muestra	: Inalterado

DEFORMACION VS ESFUERZO





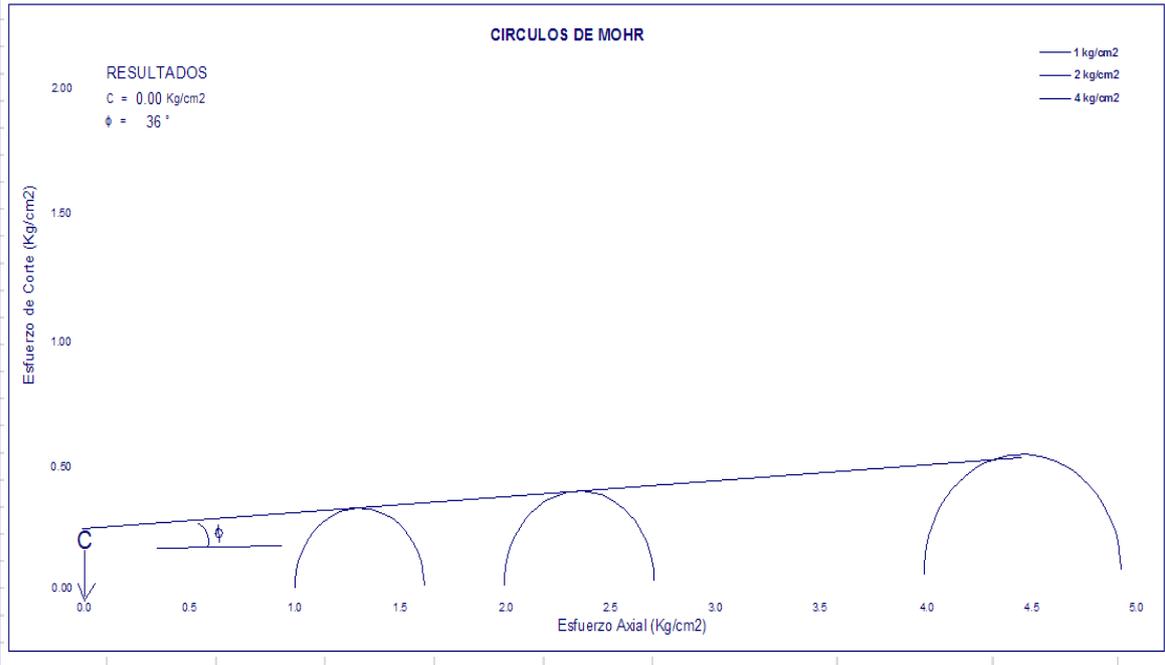
GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

No consolidado - No Drenado (UU) // astm-d2850

INFORME	: LG05-201	Sondaje	: C - 1
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)	Prof. (m)	: -. -
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO	Clasific. (S.U.C.S.)	: WG
FECHA	: ENERO 2014	Estado de la muestra	: Inalterado



		GOBIERNO REGIONAL PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y						
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL No Consolidado - No Drenado (UU) // ASTM - D2850								
INFORME N°	: LG05-201							
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)							
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO							
FECHA	: ENERO 2014							
Sondaje	: C - 2	Clasificación - SUCS		: SP				
Muestra	: M - 2	Estado de la muestra		: Inalterado				
Profundidad (m)	: 5,20	Velocidad del ensayo		: 0,1mm/mim				
ESPECIMEN 01								
Condiciones		Inicial		Final		Datos del ensayo		
Altura	(cm)	10.21	10.19	Parámetro "B"		(%)	100.0	
Diametro	(cm)	5.02	5.00	Presión de Celda (δ_3)		(Kg/cm ²)	3.00	
Densidad seca	(g/cm ²)	1.38	1.40	Contra Presión		(Kg/cm ²)	2.00	
Humedad	(%)	34.0	33.8	Esf. Efectivo Inicial (δ_3)		(Kg/cm ²)	1.00	
Deform. (%)	Esf. Desv. (Kg/cm ²)	Pres. Poros (Kg/cm ²)	δ_3 (Kg/cm ²)	δ_1 (Kg/cm ²)	p (Kg/cm ²)	q (Kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad (δ_1/δ_3)
0.00	0.00	0.00	1.00	4.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.26	0.05	0.95	1.21	1.08	0.13	0.12	1.27
0.10	0.41	0.11	0.89	1.30	1.09	0.20	0.19	1.46
0.25	0.56	0.15	0.85	1.41	1.13	0.28	0.25	1.66
0.35	0.77	0.25	0.75	1.52	1.13	0.38	0.34	2.02
0.50	0.87	0.3	0.7	1.57	1.13	0.43	0.38	2.24
0.75	1.02	0.36	0.64	1.66	1.15	0.51	0.44	2.59
1.00	1.17	0.40	0.60	1.77	1.19	0.59	0.49	2.96
1.25	1.22	0.42	0.58	1.8	1.19	0.61	0.51	3.11
1.50	1.33	0.44	0.56	1.89	1.22	0.66	0.54	3.37
1.75	1.38	0.44	0.56	1.94	1.25	0.69	0.55	3.46
2.00	1.43	0.45	0.55	1.98	1.26	0.71	0.56	3.60
2.50	1.58	0.45	0.55	2.13	1.34	0.79	0.59	3.87
3.00	1.63	0.44	0.56	2.19	1.38	0.82	0.59	3.91
3.50	1.73	0.42	0.58	2.31	1.45	0.87	0.60	3.99
4.00	1.79	0.41	0.59	2.38	1.48	0.89	0.60	4.03
4.50	1.84	0.4	0.6	2.44	1.52	0.92	0.60	4.06
5.00	1.89	0.39	0.61	2.50	1.55	0.94	0.61	4.09
6.00	1.94	0.37	0.63	2.57	1.60	0.97	0.61	4.08
7.00	1.99	0.34	0.66	2.65	1.65	0.99	0.60	4.01
8.00	2.04	0.32	0.68	2.72	1.70	1.02	0.60	4.00
9.00	2.09	0.30	0.70	2.79	1.75	1.05	0.60	3.99
10.00	2.19	0.29	0.71	2.90	1.81	1.10	0.61	4.09
11.00	2.19	0.27	0.73	2.92	1.83	1.10	0.60	4.00
12.00	2.21	0.25	0.75	2.96	1.85	1.10	0.60	3.94

		GOBIERNO REGIONAL PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y						
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL No Consolidado - No Drenado (UU) // ASTM - D2850								
INFORME N°	: LG05-201							
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)							
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO							
FECHA	: ENERO 2014							
Sondaje	: C - 2	Clasificación - SUCS		: SP				
Muestra	: M - 2	Estado de la muestra		: Inalterado				
Profundidad (m)	: 5,20	Velocidad del ensayo		: 0,1mm/mim				
ESPECIMEN 02								
Condiciones		Inicial		Final		Datos del ensayo		
Altura	(cm)	10.22	10.20	Parámetro "B"	(%)	50.0		
Diametro	(cm)	4.99	4.92	Presión de Celda (δ_3)	(Kg/cm ²)	4.0		
Densidad seca	(g/cm ²)	1.38	1.42	Contra Presión	(Kg/cm ²)	2.0		
Humedad	(%)	34.10	32.77	Esf. Efectivo Inicial (δ_3)	(Kg/cm ²)	2.00		
Deform. (%)	Esf. Desv. (Kg/cm ²)	Pres. Poros (Kg/cm ²)	δ_3 (Kg/cm ²)	δ_1 (Kg/cm ²)	p (Kg/cm ²)	q (Kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad (δ_1/δ_3)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.52	0.13	1.87	2.39	2.13	0.26	0.12	1.28
0.10	0.87	0.17	1.83	2.70	2.26	0.43	0.19	1.47
0.25	1.21	0.28	0.72	2.93	2.33	0.61	0.26	1.71
0.35	1.39	0.35	1.65	3.04	2.34	0.69	0.30	1.84
0.50	1.56	0.42	1.58	3.14	2.36	0.78	0.33	1.99
0.75	1.73	0.53	1.47	3.20	2.34	0.87	0.37	2.18
1.00	1.91	0.60	1.40	3.31	2.35	0.95	0.41	2.36
1.25	2.08	0.66	1.34	3.42	2.38	1.04	0.44	2.55
1.50	2.17	0.70	1.30	3.47	2.38	1.08	0.45	2.67
1.75	2.25	0.74	1.26	3.51	2.39	1.13	0.47	2.79
2.00	2.25	0.76	1.24	3.49	2.36	1.12	0.48	2.81
2.50	2.42	0.79	1.21	3.63	2.42	1.21	0.50	3.00
3.00	2.58	0.83	1.17	3.75	2.46	1.29	0.52	3.21
3.50	2.67	0.83	1.17	3.84	2.50	1.33	0.53	3.28
4.00	2.75	0.82	1.18	3.93	2.55	1.37	0.54	3.33
4.50	2.92	0.80	1.20	4.12	2.66	1.46	0.55	3.43
5.00	2.92	0.80	1.20	4.12	2.66	1.46	0.55	3.43
6.00	3.08	0.77	1.23	4.31	2.77	1.54	0.56	3.51
7.00	3.25	0.73	1.27	4.52	2.89	1.62	0.56	3.56
8.00	3.42	0.70	1.30	4.72	3.01	1.71	0.57	3.63
9.00	3.50	0.69	1.31	4.81	3.06	1.75	0.57	3.67
10.00	3.67	0.67	1.33	5.00	3.16	1.83	0.58	3.76
11.00	3.75	0.65	1.35	5.10	3.22	1.87	0.58	3.78
12.00	3.92	0.62	1.38	5.30	3.34	1.96	0.59	3.84

		GOBIERNO REGIONAL PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y						
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL No Consolidado - No Drenado (UU) // ASTM - D2850								
INFORME N°	: LG05-201							
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)							
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO							
FECHA	: ENERO 2014							
Sondaje	: C - 2		Clasificación - SUCS		: SP			
Muestra	: M - 2		Estado de la muestra		: Inalterado			
Profundidad (m)	: 5,20		Velocidad del ensayo		: 0,1mm/mim			
ESPECIMEN 03								
Condiciones		Inicial		Final		Datos del ensayo		
Altura	(cm)	10.33	10.23	Parámetro "B"		(%)	100.0	
Diametro	(cm)	4.99	4.94	Presión de Celda (δ_3)		(Kg/cm ²)	6.0	
Densidad seca	(g/cm ²)	1.37	1.41	Contra Presión		(Kg/cm ²)	2.0	
Humedad	(%)	34.10	24.57	Esf. Efectivo Inicial (δ_3)		(Kg/cm ²)	4.00	
Deform.	Esf. Desv.	Pres. Poros	δ_3	δ_1	p	q	q/p	Oblicuidad
(%)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)		(δ_1/δ_3)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.36	0.29	3.71	4.07	3.89	0.18	0.05	1.1
0.10	0.77	0.46	3.54	4.31	3.92	0.38	0.1	1.22
0.25	1.38	0.77	3.23	4.61	3.92	0.69	0.18	1.43
0.35	2.04	1.11	2.89	4.93	3.91	1.02	0.26	1.71
0.50	2.50	1.39	2.61	5.11	3.86	1.25	0.32	1.96
0.75	2.89	1.56	2.44	5.33	3.89	1.45	0.37	2.18
1.00	3.28	1.87	2.13	5.41	3.77	1.64	0.44	2.54
1.25	3.58	2.03	1.97	5.55	3.76	1.79	0.48	2.82
1.50	3.82	2.15	1.85	5.67	3.76	1.91	0.51	3.07
1.75	4.02	2.23	1.77	5.79	3.78	2.01	0.53	3.27
2.00	4.21	2.29	1.71	5.92	3.82	2.11	0.55	3.46
2.50	4.51	2.35	1.65	6.16	3.9	2.25	0.58	3.73
3.00	4.75	2.37	1.63	6.38	4.01	2.38	0.59	3.92
3.50	5.10	2.37	1.63	6.73	4.18	2.55	0.61	4.13
4.00	5.10	2.35	1.65	6.75	4.20	2.55	0.61	4.09
4.50	5.24	2.32	1.68	6.92	4.30	2.62	0.61	4.12
5.00	5.39	2.29	1.71	7.10	4.41	2.7	0.61	4.15
6.00	5.64	2.22	1.78	7.42	4.60	2.82	0.61	4.17
7.00	5.83	2.14	1.86	7.69	4.78	2.92	0.61	4.13
8.00	6.03	2.06	1.94	7.97	4.95	3.01	0.61	4.11
9.00	6.27	1.99	2.01	8.28	5.15	3.14	0.61	4.12
10.00	6.52	1.93	2.07	8.59	5.33	3.26	0.61	4.15
11.00	6.71	1.88	2.12	8.83	5.48	3.36	0.61	4.17
12.00	6.96	1.84	2.16	9.12	5.04	3.48	0.62	4.22



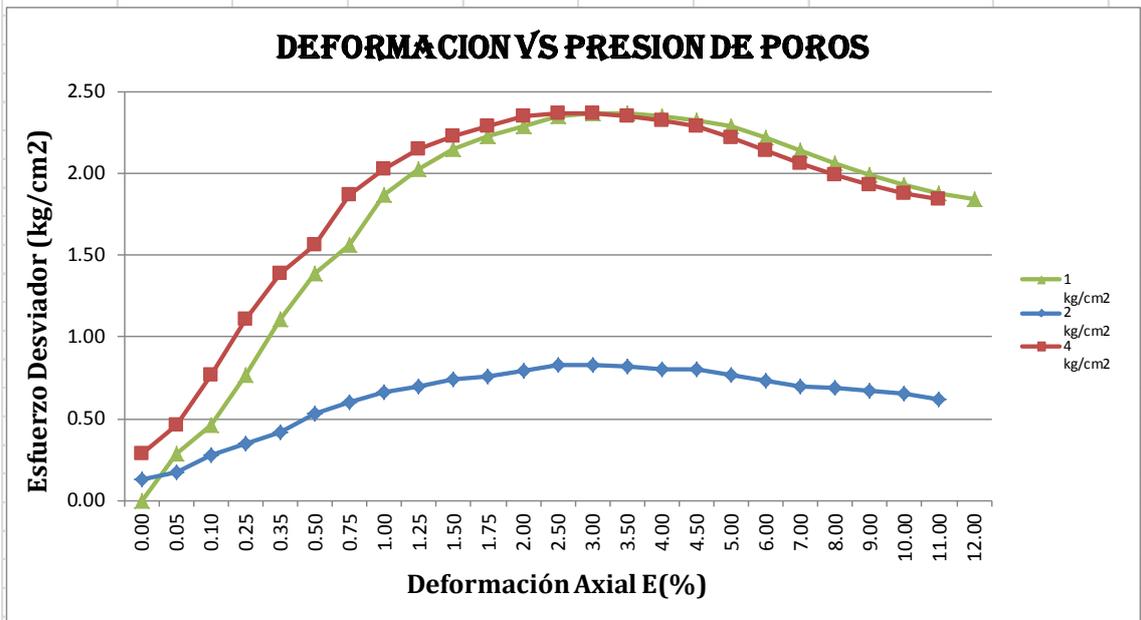
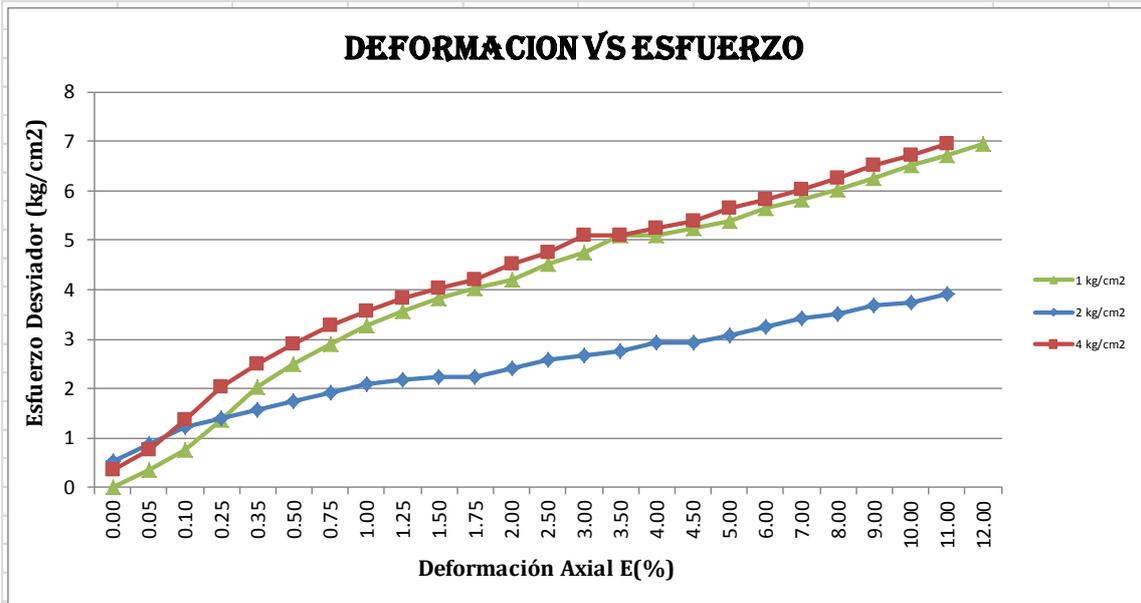
GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

No consolidado - No Drenado (UU) // astm-d2850

INFORME	: LG05-201	Sondaje	: C - 2
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI	Prof. (m)	: 5.20
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO	Clasific. (S.U.C.S.)	: SP
LUGAR	: COLLACACHI		
FECHA	: ENERO DEL 2014	Estado de la muestra	: Inalterado





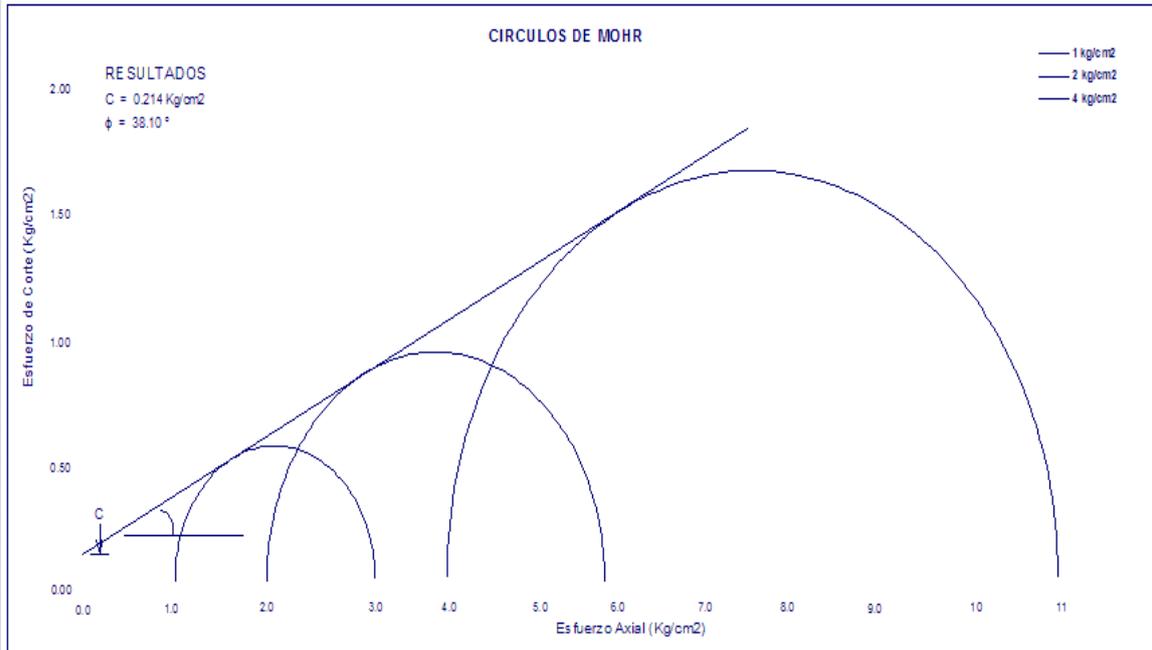
GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

No consolidado - No Drenado (UU) // astm-d2850

INFORME	: LG05-201	Sondaje	: C - 2
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)	Prof. (m)	: 5.20
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO	Clasific. (S.U.C.S.)	: SP
FECHA	: ENERO 2014	Estado de la muestra	: Inalterado



	GOBIERNO REGIONAL PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y					
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL						
No Consolidado - No Drenado (UU) // ASTM - D2850						
INFORME Nº	: LG05-201					
SOLICITANTE	: CONSORCIO SyC					
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)					
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO					
FECHA	: ENERO 2014					
Sondaje	: C - 4					
Muestra	: - . -	Velocidad : 0.5 mm/min				
Profundidad (m)	: - . -	AASHTO : A-1-b (0)				
Estado	: Remoldeado	SUCS : SM				
ESPECIMEN 01						
Datos del especimen		Humedad (%) 14.7				
Altura (cm)	10.00	Densidad seca (g/cm ³) 1.48				
Diametro (cm)	5.00	Presión de celda (Kg/cm ²) 1.00				
Deform. (%)	Esf. Desv. (Kg/cm²)	δ₁ (Kg/cm²)	p (Kg/cm²)	q (Kg/cm²)	q/p	Oblicuidad (δ₁/δ₃)
0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.10	1.10	1.05	0.05	0.05	1.1
0.10	0.15	1.15	1.08	0.08	0.07	1.15
0.25	0.20	1.20	1.10	0.10	0.09	1.2
0.35	0.31	1.31	1.15	0.15	0.13	1.31
0.50	0.41	1.41	1.20	0.20	0.17	1.41
0.75	0.51	1.51	1.26	0.26	0.20	1.51
1.00	0.61	1.61	1.31	0.31	0.23	1.61
1.25	0.71	1.71	1.36	0.36	0.26	1.71
1.50	0.77	1.77	1.38	0.38	0.28	1.77
1.75	0.82	1.82	1.41	0.41	0.29	1.82
2.00	0.97	1.97	1.48	0.48	0.33	1.97
2.50	1.07	2.07	1.54	0.54	0.35	2.07
3.00	0.28	2.28	1.64	0.64	0.39	2.28
3.50	0.43	2.43	1.71	0.71	0.42	2.43
4.00	0.58	2.58	1.79	0.79	0.44	2.58
4.50	0.68	2.68	1.84	0.84	0.46	2.68
5.00	0.84	2.84	1.92	0.92	0.48	2.84
6.00	2.09	3.90	2.05	1.05	0.51	3.09
7.00	2.25	3.25	2.13	0.13	0.53	3.25
8.00	2.45	3.45	2.23	1.23	0.55	3.45
9.00	2.60	3.60	2.30	1.30	0.56	3.60
10.00	2.74	3.74	2.37	1.37	0.58	3.74
11.00	0.84	3.84	2.42	1.42	0.59	3.84
12.00	0.94	3.94	2.47	1.47	0.60	3.94
Observaciones :	La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Densidad humedad = 1,85 g cm ² humedad = 14.7 % .					

		GOBIERNO REGIONAL PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y				
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL						
No Consolidado - No Drenado (UU) // ASTM - D2850						
INFORME Nº	: LG05-201					
SOLICITANTE	: CONSORCIO SyC					
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)					
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO					
FECHA	: ENERO 2014					
Sondaje	: C - 4					
Muestra	: - . -		Velocidad : 0.5 mm/min			
Profundidad (m)	: - . -		AASHTO : A-1-b (0)			
Estado	: Remoldeado		SUCS : SM			
ESPECIMEN 02						
Datos del especimen			Humedad (%) 14.7			
Altura (cm)	10.00		Densidad seca (g/cm ³) 1.48			
Diametro (cm)	5.00		Presión de celda (Kg/cm ²) 2.00			
Deform. (%)	Esf. Desv. (Kg/cm ²)	δ ₁ (Kg/cm ²)	p (Kg/cm ²)	q (Kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad (δ ₁ /δ ₃)
0.00	0.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.10	2.10	2.05	0.05	0.02	1.05
0.10	0.15	2.15	2.08	0.08	0.04	1.08
0.25	0.26	2.26	2.13	0.13	0.06	1.13
0.35	0.36	2.36	2.08	0.18	0.08	1.18
0.50	0.46	2.46	2.23	0.23	0.10	1.23
0.75	0.61	2.61	2.31	0.31	0.13	1.31
1.00	0.71	2.71	2.36	0.36	0.15	1.36
1.25	0.87	2.87	2.43	0.43	0.18	1.43
1.50	0.97	2.97	2.48	0.48	0.20	1.48
1.75	1.07	3.07	2.54	0.54	0.21	1.54
2.00	1.12	3.12	2.56	0.56	0.22	1.56
2.50	1.33	3.33	2.66	0.66	0.25	1.66
3.00	1.53	3.53	2.77	0.77	0.28	1.77
3.50	1.73	3.73	2.87	0.87	0.3	1.87
4.00	1.89	3.38	2.94	0.94	0.32	1.94
4.50	2.04	4.04	3.02	1.02	0.34	2.02
5.00	2.24	4.24	3.12	1.12	0.36	2.12
6.00	2.40	4.40	3.20	1.20	0.38	2.20
7.00	2.70	4.70	3.35	1.35	0.40	2.35
8.00	2.89	4.89	3.45	1.45	0.42	2.45
9.00	3.09	5.09	3.54	1.54	0.44	2.54
10.00	3.28	5.28	3.64	1.64	0.45	2.64
11.00	3.43	5.43	3.72	1.72	0.46	2.72
12.00	3.58	5.58	3.79	1.79	0.47	2.79
Observaciones :	La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Densidad humedad = 1,85 g cm ² humedad = 14.7 % .					

		GOBIERNO REGIONAL PUNO PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y				
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL						
No Consolidado - No Drenado (UU) // ASTM - D2850						
INFORME Nº	: LG05-201					
SOLICITANTE	: CONSORCIO SyC					
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)					
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO					
FECHA	: ENERO 2014					
Sondaje	: C - 4					
Muestra	: - . -		Velocidad	: 0.5 mm/min		
Profundidad (m)	: - . -		AASHTO	: A-1-b (0)		
Estado	: Remoldeado		SUCS	: SM		
ESPECIMEN 03						
Datos del especimen			Humedad	(%)	14.7	
Altura	(cm)	10.00	Densidad seca	(g/cm ³)	1.48	
Diametro	(cm)	5.00	Presión de celda	(Kg/cm ²)	4.00	
Deform. (%)	Esf. Desv. (Kg/cm ²)	δ1 (Kg/cm ²)	p (Kg/cm ²)	q (Kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad (δ1/δ3)
0.00	0.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.10	2.10	2.05	0.05	0.02	1.05
0.10	0.15	2.15	2.08	0.08	0.04	1.08
0.25	0.26	2.26	2.13	0.13	0.06	1.13
0.35	0.36	2.36	2.08	0.18	0.08	1.18
0.50	0.46	2.46	2.23	0.23	0.10	1.23
0.75	0.61	2.61	2.31	0.31	0.13	1.31
1.00	0.71	2.71	2.36	0.36	0.15	1.36
1.25	0.87	2.87	2.43	0.43	0.18	1.43
1.50	0.97	2.97	2.48	0.48	0.20	1.48
1.75	1.07	3.07	2.54	0.54	0.21	1.54
2.00	1.12	3.12	2.56	0.56	0.22	1.56
2.50	1.33	3.33	2.66	0.66	0.25	1.66
3.00	1.53	3.53	2.77	0.77	0.28	1.77
3.50	1.73	3.73	2.87	0.87	0.3	1.87
4.00	1.89	3.38	2.94	0.94	0.32	1.94
4.50	2.04	4.04	3.02	1.02	0.34	2.02
5.00	2.24	4.24	3.12	1.12	0.36	2.12
6.00	2.40	4.40	3.20	1.20	0.38	2.20
7.00	2.70	4.70	3.35	1.35	0.40	2.35
8.00	2.89	4.89	3.45	1.45	0.42	2.45
9.00	3.09	5.09	3.54	1.54	0.44	2.54
10.00	3.28	5.28	3.64	1.64	0.45	2.64
11.00	3.43	5.43	3.72	1.72	0.46	2.72
12.00	3.58	5.58	3.79	1.79	0.47	2.79
Observaciones :	La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Densidad humedad = 1,85 g cm ² humedad = 14.7 % .					



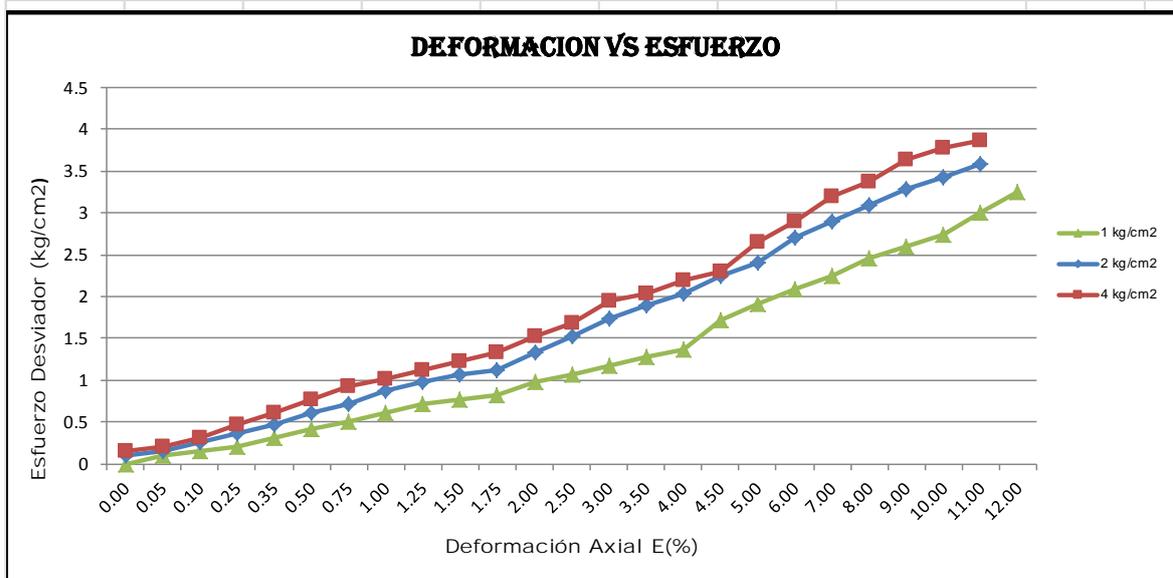
GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

No consolidado - No Drenado (UU) // astm-d2850

INFORME	: LG05-201	Sondaje	: C - 4
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI	Prof. (m)	: - -
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO	Clasific. (S.U.C.S.)	: SM
LUGAR	: COLLACACHI		
FECHA	: ENERO DEL 2014	Estado de la muestra	: Remoldeado





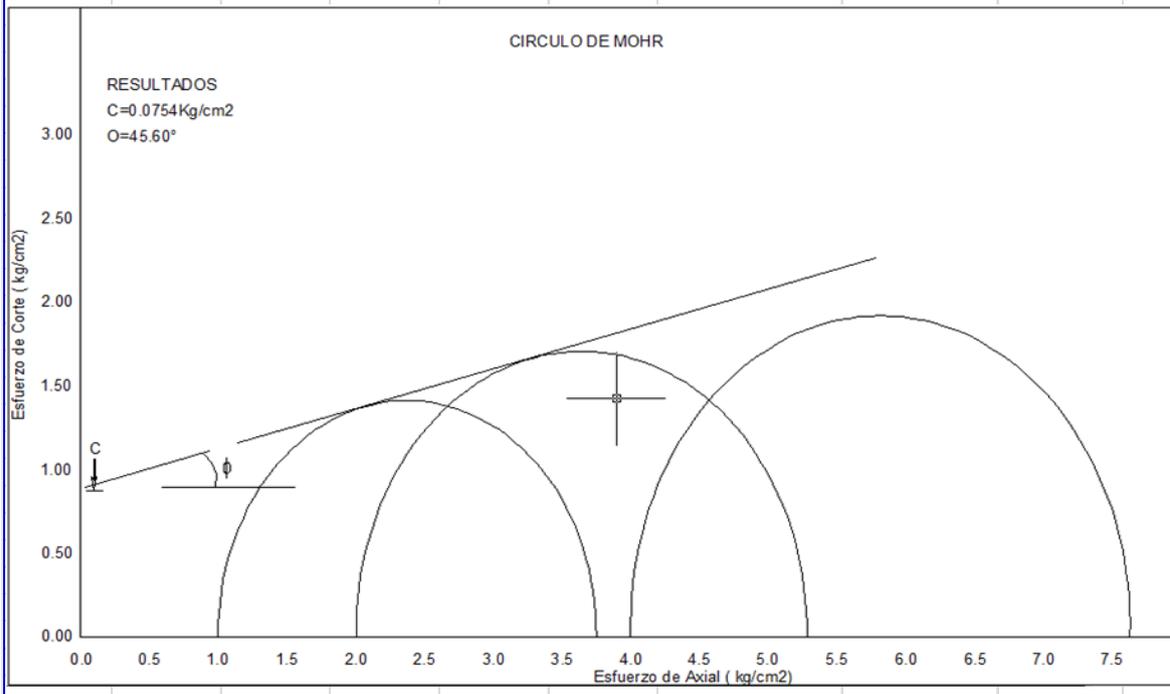
GOBIERNO REGIONAL - PUNO
PROGRAMA REGIONAL DE RIEGO Y DRENAJE
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

No consolidado - No Drenado (UU) // astm-d2850

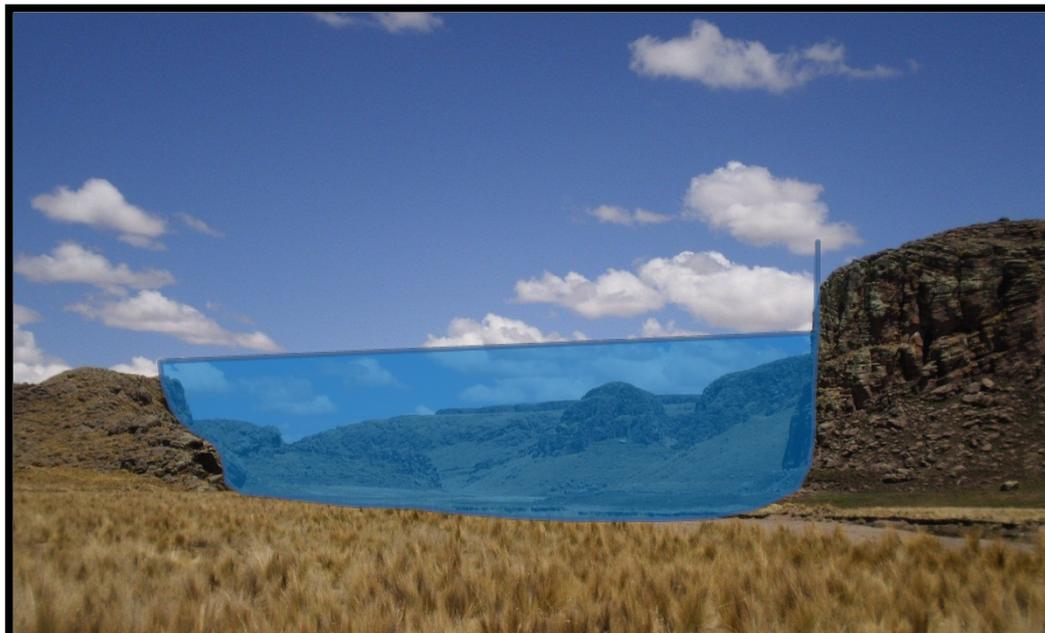
INFORME	: LG05-201	Sondaje	: C - 4
PROYECTO	: INSTALACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA EL SISTEMA DE RIEGO COLLACACHI (PRESA MALCOMAYO)	Prof. (m)	: - -
UBICACIÓN	: PUNO - PUNO - PUNO	Clasific. (S.U.C.S.)	: SM
FECHA	: ENERO 2014	Estado de la muestra	: Remoldeado



**ANEXO 03:
PANEL FOTOGRAFICO**



LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO EN EJE DE PRESA

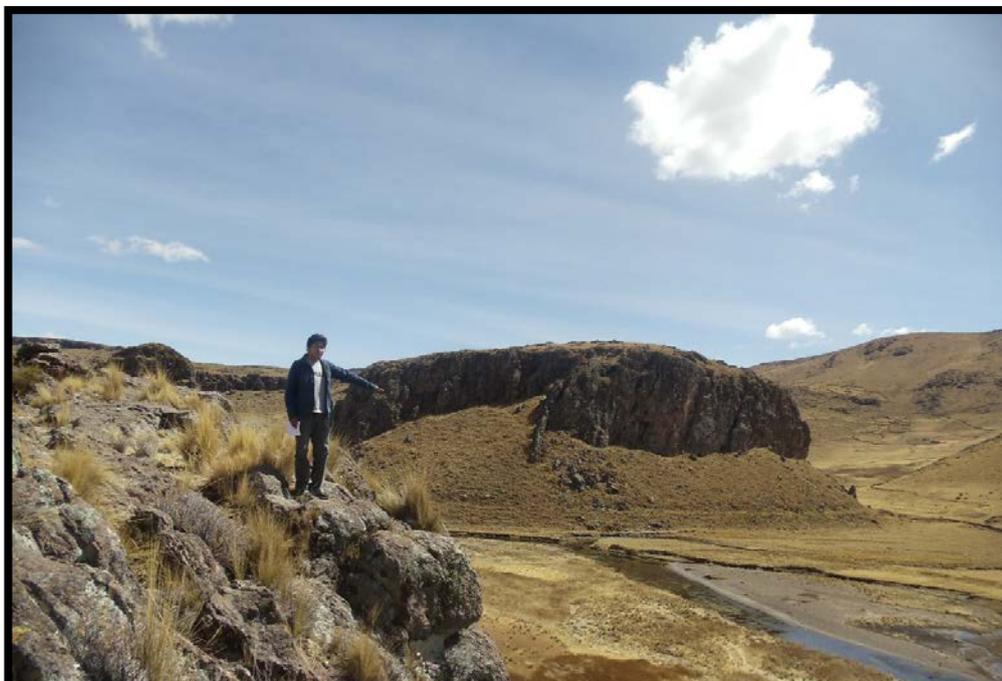


EJE DE LA PRESA MALCOMAYO

ANALISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS INDIRECTOS QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA PRESA MALCOMAYO



RIO QUERUME EN LA PRESA, DONDE LA ZONA DE EMBALSE



RIO QUERUME EN LA PRESA, DONDE LA ZONA DE EMBALSE

ANALISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS INDIRECTOS QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE
TALUDES EN LA PRESA MALCOMAYO



VISTA PANORAMICA DEL AREA DE EMBALSE



RIO MALCOMAYO EN EL EJE DE PRESA

ANALISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS INDIRECTOS QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE
TALUDES EN LA PRESA MALCOMAYO



AREA DE INUNDACION DEL EMBALSE MALCOMAYO



VISTA PANORAMICA DEL RIO CUTIMBO

ANALISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS INDIRECTOS QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE
TALUDES EN LA PRESA MALCOMAYO



AGUAS DEBAJO DE PRESA MALCOMAYO



MUESTREO DE CALICATAS EN EL EJE DE PRESA

ANALISIS COMPARATIVO DE LOS METODOS INDIRECTOS QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE
TALUDES EN LA PRESA MALCOMAYO



PUNTO DE PERFORACION EN EL EJE DE LA PRESA