

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR
FALLAS EN LA PRESA DE TANTAR, DISTRITO DE
CONCEPCIÓN – VILCASHUAMAN – AYACUCHO 2016**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO AGRÍCOLA**

**PRESENTADO POR:
JOSÉ SULCA CHATE**

**AYACUCHO – PERÚ
2016**

DEDICATORIA

A Dios por darme la Inteligencia para sacar adelante mis proyectos, a mí padre que me ilumina y guía desde el cielo, a mi madre y a mis hermanos por su apoyo.

A **Lidia**, por estar a mi lado siempre ayudándome con mucho valor; por su comprensión, paciencia y amabilidad, dando ánimos de fuerza y valor para lograr los objetivos trazados en mi vida.

A G R A D E C I M I E N T O

Por haber escalado un paso más en la vida:

- ✓ A la segunda universidad fundada en el Perú: Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Alma Mater, por habernos acogido en su templo de saber.
- ✓ A la Facultad de Ciencias Agrarias por habernos brindado los campos experimentales y docentes para alimentar nuestro conocimientos.
- ✓ Singular reconocimiento a la gloriosa Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola por cobijarnos bajo sus mantos de sabiduría.
- ✓ A sus excelentes docentes que, con su enseñanza y guía contribuyeron en mi formación personal, profesional y encaminándonos hacia al éxito.
- ✓ A mi asesor Ing. Leonidas A. Arias Baltazar por su orientación académica y contribución constante para lograr la presente investigación de tesis.
- ✓ A mi madre Maximiliana Chate de Sulca por apoyarme en los momentos más difíciles.
- ✓ A la mujer más linda Lidia Taboada Coronado, quien siempre me ha brindado su comprensión, amor, cariño y apoyo incondicional constante.
- ✓ A mis compañeros (as) por impartir tanto en las actividades académicas como laborales.
- ✓ A mis queridos hermanos: Victorio, Lidia, Jack, Teófilo, Raquel Sulca Chate y Teodosia.
- ✓ También un agradecimiento especial a mi tío Samuel Sulca Salvador.

ÍNDICE GENERAL

	Página
Dedicatoria	i
Agradecimiento	ii
Índice General	iii
Índice de Figuras	v
Índice de Cuadros.....	vi
Resumen	ix
Introducción	1

CAPITULO I. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1 Antecedentes.....	03
1.2 Generalidades.....	04
1.2.1 Definición de términos de una presa	04
1.2.2 Ventajas y desventajas de la presa de tierra	07
1.2.3 Clasificación de cortinas en presas de tierra, de material compacto	10
1.3 Estudios Básicos.....	16
1.3.1 Principios de diseño y construcción de presa de tierra.....	16
1.3.2 Normas generales de construcción.....	18
1.4 Nociones preliminares para la estabilización de taludes.....	20
1.4.1 Clasificación de los materiales	20
1.4.2 Propiedades generales de las fracciones de un suelo	26
1.4.3 Clasificación de grava y arena	29
1.4.4 Análisis de estabilidad de taludes	32
1.5 Métodos para analizar la estabilidad de un talud.....	35
1.6 Criterios para diseñar presa de tierra y causas de las fallas	37
1.6.1 Fallas por tubificación.....	37
1.6.2 Falla por deslizamiento	42
1.6.3 Factor de seguridad según teorías.....	48
1.6.4 Hidrología: tránsito de avenidas.....	54
1.7 Medidas y medios para evitar las fallas de la presa de tierra.....	61
1.7.1 Medidas para evitar tubificación	61
1.7.2 Medidas para evitar deslizamiento de taludes	67
1.7.3 Medidas para evitar el rebose de la cortina	70
1.8.0 Tipos de maquinarias de compactación.....	71
1.9.0 Sismos.....	73

CAPITULO II.	MATERIAL Y MÉTODOS	
2.1	Descripción de la zona de estudio.....	78
2.1.2	Ubicación política.....	78
2.1.2	Ubicación Geográfica.....	81
2.1.3	2.1.3 Climatología.....	81
2.2	Materiales y Equipos.....	84
2.2.1	Materiales de Gabinete.....	84
2.2.2	Materiales fase de campo.....	84
2.3	Metodología.....	85
2.3.1	Fase preliminar.....	85
2.3.2	Fase de campo.....	86
2.3.3	Fase de Gabinete.....	86
III.	RESULTADOS	
3.1	Deslizamiento calculo factor de seguridad con GEO5 2016.....	106
3.2	Resultado factor de seguridad por tubificacion.....	107
3.3	Hidrología: Tránsito de avenidas en embalses.....	107
IV.	DISCUSIONES.....	109
V.	CONCLUSIONES	
5.1	Conclusión.....	111
5.2	Recomendaciones.....	112
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		
ANEXO		
A.1	Fotografías.....	116
A.2	Manual de GEO 2016.....	120
A.3	Estudio de Hidrológico.....	130
A.4	Diseño de Sistema de Riego.....	155
A.4	Estudio de geotecnia.....	165
A.5	Cálculos Granulométricas.....	175
A.6	Juego de Planos.....	

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
1.1. Partes principales de una presa.....	5
1.2. Partes desde una presa de corte de una sección.....	5
1.3. Presa de Tantar tipo homogénea.....	14
1.4. Sección homogénea de la presa	15
1.5. Forma de las partículas del suelo.....	23
1.6. Tipos de estructura de los suelos.....	24
1.7. Filtraciones por tubificación.....	39
1.8. Inicio de tubificación.....	39
1.9. Tubificación completa.....	40
1.10 Tipología de software GEO5 2016.....	46
1.11 Las opciones de Software GEO2 2016.....	47
1.12. Fuerzas actuantes de un deslizamiento.....	47
1.13. Diversas tipologías de círculos de deslizamiento.....	48
1.14 Efecto de retardo y atenuación en un hidrograma entre la entrada y salida.....	54
1.15 Diagrama de flujo para el cálculo del tránsito de avenidas.....	54
1.16 Hidrograma de entrada a una presa.....	56
1.17. Variación en el caudal entre dos tiempos consecutivos t_{i-1} y t_i	56
1.18. Esquema de subcuenta a ser derivados	56
1.19. Planos topográfico de subcuenca Tantar.....	59
1.20 Filtración en presa de tierra tanto por el cuerpo como cimentación.....	67
1.21 Filtraciones en presas de tierra (en planta de los estribos).....	67
1.22. Maquinarias en proceso de compactación de una presa de tierra.....	71
1.23. Maquinaria rodillo en proceso de compactación.....	71
1.24. Maquinaria rodillo pata de cabra.....	73
1.25. Coeficiente sísmico propuesto para presas pequeñas y medianas.....	74
1.26. Distribución de aceleraciones para un 10% de tectónica en 50 años.....	75
2.1. Mapa del Perú y la Región Ayacucho.....	80
2.2. Mapa del Distrito de Concepción.....	80
2.3. Vista aérea la localidad de Tantar y zona de estudio.....	81
2.4. Variación de la temperatura máxima y mínima de la zona.....	82
2.5. Variación de la precipitación mensual.....	82
2.6. Mapa ecológico de la zona.....	83
2.7. Rocas características de la zona.....	87
2.8. Vista panorámica del geomorfológico de la zona	87

2.9	Características geotécnicas de los materiales a utilizar en la presa.....	90
2.9	Las opciones de herramientas para modelamiento estabilidad de talud.....	92
2.10	Definición de área de trabajo y coordenadas globales.....	92
2.11	Análisis agua arriba sin sismo presa llena.....	93
2.12	Análisis agua arriba sin sismo presa vacía.....	93
2.13	Análisis agua arriba con sismo presa llena.....	94
2.14	Análisis agua arriba con sismo presa vacía.....	94
2.15	Análisis agua abajo sin sismo presa llena.....	94
2.16	Análisis agua abajo sin sismo presa vacía.....	95
2.17	Análisis agua abajo con sismo presa llena.....	95
2.18	Análisis agua abajo con sismo presa vacía.....	95
2.19	Análisis agua arriba sin sismo presa llena.....	96
2.20	Análisis agua arriba sin sismo presa vacía.....	96
2.21	Análisis agua arriba con sismo presa llena.....	96
2.22	Análisis agua arriba con sismo presa vacía.....	97
2.23	Análisis agua abajo sin sismo presa vacía.....	97
2.24	Análisis agua abajo con sismo presa llena.....	97
2.25	Análisis agua abajo con sismo presa vacía.....	98
2.26	principales componentes de un vaso de almacenamiento.....	101
2.27	Curva: Altitud-área-volumen.....	101
2.28	Hidrograma de entrada al embalse.....	102
2.29	Curva de descarga del vertedor.....	103
2.30	Curva de almacenamiento de caudal.....	104
3.1	Resultado de transito de avenida en embalse.....	108

ÍNDICE DE CUADROS

	Página	
1.1.	Ancho de la corona mínima según el código de Arizona.....	9
1.2	Bordo libre para presas flexibles (HIMAT. 1984).....	10
1.3.	Bordo libre en presas (HIMAT, 1984).....	10
1.4.	Calidad de los materiales empleados en la presa.....	16
1.5.	Módulo de elasticidad para arcilla sedimentaria saturado.....	20
1.6.	Abertura de malla del sistema Taylor.....	21
1.7.	Permeabilidades.....	23
1.8.	Tipología de suelo según S.U.C.S.....	25

1.9. Contenido óptimo de humedad para la compactación.....	26
1.10. Clasificación del suelo.....	27
1.11. S.U.C.S.....	32
1.12. Guía para factor de seguridad.....	37
1.13. Resumen de los cálculos de factor de seguridad.....	42
1.14. Unidades de los datos factores de seguridad.....	42
1.15. Falla por flujo de materiales.....	45
1.16. Ventajas y desventajas de la presa flexible.....	46
1.17. Caracterización de la presa	49
1.18. Factor de seguridad mínima.....	49
1.19. Comparación de los Factor de Seguridad de los diversos métodos.....	50
1.20. Factor de seguridad mínima para el análisis de estabilidad.....	51
1.21. Características generales de micro cuenca.....	58
1.22 Caracterización de la presa o ataguía.....	63
1.23 Valores mínimos de factores de Seguridad de Análisis de Estabilidad.....	63
1.24 Presas de tierra y enrocado en el Perú.....	64
1.25 Factor de Seguridad mínimo (USA COE, 1970)	65
1.26 Tipos de fallas en presas.....	68
1.27 % Causas de ocurrencia.....	68
1.28 Vegetaciones para taludes.....	69
1.29 Norma: de estabilización de suelo.....	69
2.1. Parámetros de georeferenciación (coordenadas).....	81
2.2. Ruta 1 Ayacucho – Toccto- Tantar – concepción.....	83
2.3. Ruta 2 Ayacucho – toccto- Vischongo – Vilcas Huamán Concepción.....	84
2.4. Materiales considerados en el cuerpo de la presa.....	88
2.5. Resultados de estudio geotécnico de la presa.....	89
2.6. Coeficiente de seguridad propuesto por USACE 2003.....	91
2.7. Coeficiente de seguridad aconsejado por Duncan y Wrigth 2005.....	98
2.8. Taludes recomendados para presas de material homogénea.....	99
2.9. Altitud área volumen.....	99
2.10 Caudal de ingreso en un tiempo de precipitaciones.....	101
2.11 Curva de descarga del vertedor.....	102
2.12 Desarrollo de la función almacenamiento – caudal de salida.....	103
2.13 Circulación de la avenida a través del embalse.....	104
3.1. Resultados de modelamiento GEO5 2016 del dique principal de la presa..	105

RESUMEN

La presente investigación “Estabilidad de Taludes para determinar fallas en la presa de Tantar, Distrito de Concepción - Vilcashuaman -Ayacucho - 2016” consiste en obtener los diferentes factores de seguridad que se necesita para evaluar que la presa de tierra en estudios puede o no fallar, esta investigación se ha realizado aplicando y valiéndose de diferentes métodos y programas, así con los valores obtenidos se determinó los objetivos planteados: deslizamiento del taludes con el método Software GEO5 2016, F.S. por Tubificación y el tránsito de avenidas en embalses; toda la evaluación y simulación es en los posibles puntos críticos de la dique principal de la presa y en diversas condiciones, los análisis también consistió en aplicar dos métodos de Bishop y Fellenius, lo cual dando como resultado los valores más crítico en aguas abajo con sismo en presa llena y vacía son 1.20 y 1.31 respectivamente; y el otro objetivo es de factor por tubificación basada en una fórmula matemática y está resultando da un valor mayor que el rango mínimo permitido 7.83 y finalmente un previo estudio y simulación hidrológica para probar el rebose por la cortina de la presa, y en caso de avenidas y tormentas naturales, lo cual el resultado indica que con la tormenta obtenida no habría peligro de que el embalse se llene y derrame.

INTRODUCCIÓN

La presa Tantar está ubicada en el Distrito de Concepción a 3,830 m.s.n.m, forma parte de almacenamiento de agua para riego, por ambas margenes del rio conduce por canal abierto de concreto, por lo tanto es importante que garantice la seguridad de la presa en beneficio de los usuarios.

En nuestro país hay una necesidad de almacenar agua en la época de lluvia, mediante la construcción de presas en las partes altas, para uso de riego en las épocas de sequías desde los meses de mayo a diciembre, como en la zona de proyecto carece de este recurso vital para riego y la población depende directa o indirectamente de ello. Para esta necesidad es prioridad la construcción de presas en las zonas donde hay escases de agua, y este recurso sea utilizado de manera racionalizada, óptima y eficiente. La motivación de la presente investigación es por la escasa información del tema en la región y siendo necesario involucrarse en nuestro medio porque es fundamental para el desarrollo integral del país.

El presente estudio de investigación se denomina “Estabilidad de taludes para determinar fallas en la presa Tantar del Distrito de Concepción Provincia de Vilcashuaman - Ayacucho” cuyo objetivo general de la investigación es efectuar la estabilidad de taludes y los factores de seguridad adecuados para determinar

las posibles fallas que pueden ocurrir, y para lograr los resultados del objetivo planteado, se realizó la revisión de diversas fuentes bibliográficas de factores de seguridad establecidas y utilizados en diferentes partes del mundo en la construcción de presas de tierra. Es más, se hizo un estudio comparativo y descriptivo de las presas que han fallado en otras partes del país y del mundo por diversos factores que finalmente han determinado su causa y las consecuencias, ocasionando pérdidas cuantiosas. También describo las posibles prevenciones que se puede tener en cuenta cumpliendo las recomendaciones del estudio del suelo, geotecnia, hidrología y la topografía y sobre todo la calidad de material a usar en la construcción de la presa.

Los objetivos son determinados valiéndonos de los medios instrumentales, datos de teóricos diversos y un proceso de cálculos de evaluación como: software GEO5 2016, cálculos en Excel “tránsito de avenidas en embalses y cálculos de factor de seguridad por tubificación, estos materiales importantes nos ayudan a la evaluación explícita de la condición y comportamiento de la presa.

Previo análisis y cálculo se ha identificado los factores de seguridad críticos en la parte de aguas abajo en condiciones en que ocurrieran sismos.

Objetivo general

Evaluar la estabilidad de taludes y los factores de seguridad adecuados para prever las posibles fallas que pueden ocurrir en la presa Tantar del distrito de Concepción-Vilcashuaman – Ayacucho.

Objetivos específicos:

- Analizar la estabilidad de taludes para identificar la posible falla por el método de deslizamiento con Software GEO5 2016.
- Evaluar el factor de seguridad por el método de tubificación para identificar la posible falla en la cimentación y por el cuerpo de la presa.
- Evaluar el tránsito de avenidas a través de embalse para identificar la posible falla hidrológica por rebose a través del aliviadero de excedencia.

I. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1. Antecedentes

Se hizo una revisión de diversas fuentes bibliográficas sobre el diseño y construcción de presas de tierra, lo cual a pesar de ser muy importante en nuestra región, es muy escasa la información, esto ha sido nuestra premisa y punto de partida para el desarrollo de la presente investigación de tesis.

En nuestro país sobre todo en la sierra peruana, al existir únicamente dos estaciones anuales se da el efecto que, en verano se producen grandes temporadas de calor y en invierno gran intensidad de lluvias. Esta secuela se observa muy marcada en la sierra y selva, por lo que dichos extremos producen sequías e inundaciones dependiendo del período del año. Las estructuras hidráulicas de almacenamiento e irrigación se tornan menester para prevenir daños colaterales en la temporada de exceso, así como una mejor utilidad de los recursos naturales en épocas de estiaje (Rodríguez, 2014).

Por esta razón hay necesidad de construir presas de diversos tipos para el almacenamiento del agua en las épocas de lluvia, para luego distribuirlas racionalizadamente en los campos de cultivos en las épocas de sequías. De modo que las presas diseñadas y construidas garanticen la vida útil sin costos

adicionales y pérdidas de algún tipo de bienes, materiales cercanos y/o aguas abajo de la presa (Armas, 2009).

1.2. Generalidades

1.2.1 Definición de Términos de una Presa

Aliviadero: Vertedero, conducto, túnel, canal u otra estructura diseñada para permitir descargar con seguridad los caudales de las crecientes cuando el embalse está lleno.

Borde libre: Distancia vertical entre el nivel normal del embalse y la cresta de la presa.

Borde libre mojado: Distancia vertical entre el nivel normal y el nivel máximo del embalse.

Borde libre seco: Distancia vertical entre el nivel máximo y la cresta de la presa.

Descarga de fondo: Abertura o conducto más bajo, bien sea a través o por los lados de la presa, que permite desaguar el embalse.

Estribo: Material natural no perturbado por debajo de la superficie de excavación, comprendido entre la base de la presa y su cresta, contra el cual son colocados los extremos de la presa.

Volumen activo: Volumen del embalse por encima del almacenamiento inactivo, que se puede utilizar para, generación de energía, riego, abastecimiento, etc. No comprende la sobrecarga.

Volumen inactivo: Volumen del embalse por encima del almacenamiento muerto que no es utilizado en la explotación normal de la presa.

Volumen muerto: Volumen de agua y/o sedimento almacenado por debajo de la toma o descarga más baja, y que no puede ser extraído del embalse por gravedad (no confundir con el volumen de sedimentos).

Volumen total: Suma de los volúmenes activo, inactivo y muerto en un embalse.

NAM = Nivel aguas normales.

NAM = Nivel máximo de las aguas.

NVM = Nivel del volumen muerto.

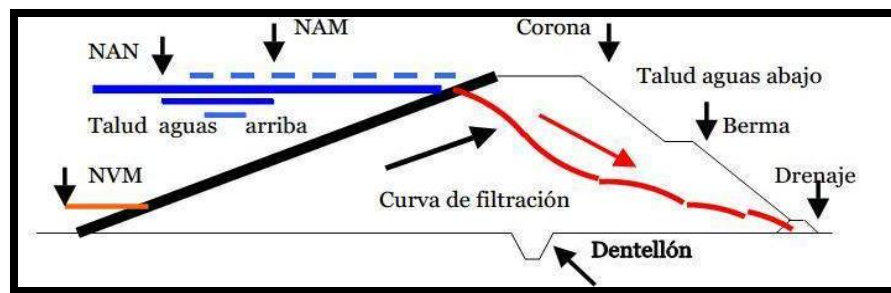


Figura Nº 1.1 partes principales de una presa

Fuente: Recopilación de obras hidráulicas

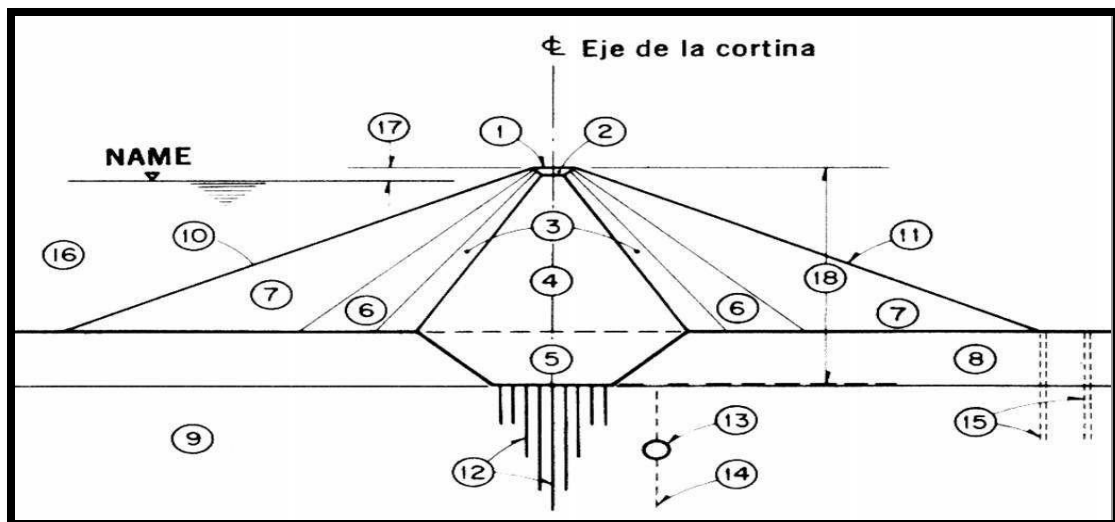


Figura Nº 1.2 partes principales de una presa vista de corte de una sección

Fuente: Recopilación de obras hidráulicas

1. Cresta o corona
2. Revestimiento de la corona
3. Filtros
4. Corazón o núcleo impermeable
5. Trinchera
6. Transiciones
7. Enrocamientos
8. Deposito aluvial
9. Roca basal

10. Talud aguas arriba
11. Talud aguas abajo
12. Pantalla de inyecciones
13. Galería
14. Drenes
15. Pozos de alivio
16. Embalse
17. Bordo Libre
18. Altura de la cortina

¿Qué es una presa?

Una presa es aquella estructura que actúa como barrera interrumpiendo la circulación del agua en un canal o el curso de una corriente de agua.

Las presas se pueden clasificar por su finalidad, por su uso hidrológico hidráulico o bien, por el material utilizado en su construcción.

Según su finalidad las presas se pueden clasificar como:

1. Presas para usos del agua municipal, industrial, de riego, recreación, acuicultura, etc.
2. Presas para aprovechamiento energético, que elevan el nivel de una corriente de agua con objeto de crear un desnivel que produzca una carga hidráulica capaz de generar energía eléctrica o de otros usos.
3. Presas de navegación, cuyo objeto es la elevación del nivel de una corriente de agua para convertirla en navegable.
4. Presas para la regulación de ríos y control de avenidas. Pueden clasificarse hidráulica e hidrológicamente como sigue:

a) Aquellas cuyo fin es el de acumular agua

Estas a su vez pueden ser para:

- Almacenar el agua en las épocas de avenidas para aprovecharla en las épocas de estiaje.

- Regular gastos muy grandes, dejándolos pasar poco a poco.

- Conservar suelos (retención de suelos).

b) Aquellas cuya finalidad es elevar el nivel del agua

Estas a su vez pueden ser para:

- Subir el nivel del agua y facilitar la extracción de la corriente (Presas de derivación).

- Recuperar o evitar pérdidas de carga hidráulica con el fin de aprovechar la energía del agua (Generación de energía).

- Recargar acuíferos por infiltración.

Según el material de construcción las presas se pueden clasificar como sigue:

1.- Presas de materiales sueltos

Estas a su vez se clasifican en:

- Presas de tierra, que pueden ser de secciones homogéneas o de relleno

Hidráulico;

- Presas de materiales graduados;

- Presas que pueden tener un núcleo de arcilla o una pantalla de concreto.

2.- Presas de materiales cementados

Estas a su vez se clasifican en:

- Presas de gravedad.

- Presas de contrafuertes (incluyen las de bóvedas múltiples).

- Presas de bóveda.

1.2.2. Ventajas y desventajas de la presa de tierra

Ventajas de la presa homogénea

- ❖ El material se compacta con un solo equipo, facilitándose también la explotación de materiales, el transporte y el almacenamiento.
- ❖ Las líneas de flujo son más largas.
- ❖ Es más simple y económico.
- ❖ Es aplicable en lugares donde los suelos son de poca variación en la permeabilidad.
- ❖ Pueden ser sobre elevadas y reparadas en un futuro.
- ❖ Son capaces de soportar cualquier movimiento de tierra.
- ❖ Las pendientes de los taludes son diseñadas para garantizar la estabilidad bajo cualquier condición de servicio.

Desventajas de las presas homogéneas

- ❖ **Se requiere altos controles en la compactación para evitar que queden estratos con diferentes propiedades**
- ❖ Se pueden presentar altos asentamientos.
- ❖ Es muy débil estructuralmente
- ❖ Mayor inestabilidad del talud aguas arriba durante desembalses rápidos.
- ❖ Ofrece una permeabilidad demasiado baja en la zona de Draw-Down.
- ❖ Se requiere protección de los Taludes

Corona

El ancho mínimo que se da a las presas pequeñas en su corona obedece a los siguientes factores:

- Dar mayor volumen a la presa para mejorar su seguridad y estabilidad.
- Establecer los servicios necesarios sobre la presa, utilizándola como vía de mantenimiento e inspección.
- Facilitar la construcción con los equipos disponibles.

Cuadro N° 1.1 Ancho de la corona mínima según el código de Arizona

Altura de la presa (m)	Ancho de corona (m)
< 12	3.0
12 a 45	4.5
> 45	6.0

Fuente: HIMAT 1984

El HIMAT (1984) dice:

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m
- Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

El ancho mínimo usado en Italia es de 2.5 m.

Una recomendación práctica es tomar el ancho de la corona igual a $\frac{1}{4}$ de la altura.

El drenaje superficial de la corona se logra dando un bombeo así:

- Pendiente transversal cuando el talud seco está revestido: 2% hacia ambos lados a partir del centro.
- Pendiente transversal cuando el talud seco no está revestido: 2% hacia el lado aguas arriba.
- La protección para evitar erosión cuando no se usa como vía consiste en 0.10 m. de afirmado o grava.

¿Qué es un bordo?

Agregué el término bordos al título de esta tesis debido a que en Perú existe una gran cantidad de pequeños embalses que no llegan a ser presas, sino únicamente bordos, y que muchas veces son la única fuente de agua para los pobladores de la zona. Es ahí donde radica la importancia de los bordos para nuestro país.

Los bordos, debido a su tamaño, tienen impactos negativos prácticamente imperceptibles en su entorno (excepto cuando encauzan ríos y cambian regímenes hidráulicos de planicies de inundación) y proporcionan beneficios muy grandes para estas pequeñas comunidades que dependen de ellos.

Borde libre o resguardo

El borde libre protege a la presa para evitar que el agua pase por encima de ella. Tiene las siguientes funciones:

- Contrarrestar asentamientos por encima de los previstos.
- Seguridad en caso de avenidas más grandes que las previstas.
- Evitar sobrepaso por olas o fallas por mal funcionamiento de vertedero de demasías. Según recomendaciones el borde varía dependiendo de altura de la presa como se aprecia en los siguientes cuadros. En caso de presa Tantar la altura de bordo libre es 1.50m.

Cuadro Nº1.2 Bordo libre para presas flexibles. (HIMAT. 1984).

Altura total de la presa (m)	Bordo libre(m)
< 4	0.6
4 a 6	0.9
6 a 8	1.2

Fuente: HIMAT. 1984

Cuadro Nº1.3 Bordo libre en presas. (HIMAT, 1984).

Altura de la presa (m)	Bordo libre(m)
Baja	0.5 a 1.5
Mediana	1.8 a 3.0
Alto	3.0 a 9.0

Fuente: HIMAT, 1984

1.2.3 Clasificación de cortinas en presas de tierra, de material compacto

Atendiendo al procedimiento de construcción, solamente nos abocaremos a las presas de materiales compactados.

Presas de materiales compactados

La compactación de la tierra fue aplicada en Europa a principios del siglo XIX. En Inglaterra hacia 1,820, se usaron rebaños de ovejas, posteriormente, rodillos pasados de concreto o fierro. Dicha práctica fue llevado a california, EUA, por

ingenieros europeos y aplicada en 1,860. En ese mismo estado se desarrolló el rodillo pata de cabra (1,950, con clavos de durmiente de unos 15 cm. de longitud. los resultados fueron satisfactorios y en 1 970 se compacto la presa Drum, con este tipo de rodillo. (Ahedo y Sánchez, 2003).

En esa época no se conocía la influencia del contenido del agua del suelo en la comparación varias presas construidas en Estado unido colocando la tierra sin control la humanidad fallaron al entrar la operación, en la actualidad ya la estructura tiene o si aplica por capas compactados en estado seco y otras húmidas construidas durante el periodo de lluvias. En EUA nacieron varias tendencias respecto, una proporcionado la colocación de la tierra con tal contenido del agua que era realmente todo, y otra, aceptado el suelo en su condición natural ,que en las zonas áridas es muy próximo al estado seco. Por un interés histórico. Son signos de atención las notas de (Sherard 1,952) en su tesis doctoral sobre el comportamiento de presas de tierra. Hasta que Proctor en público 1,933 los resultados de sus estudios sobre compactación, los ingenieros comprendieron importancia de ciertos parámetro como la humedad optimo y la energía de compactación en la propiedad mecánicas de los suelos. Pronto se comprendió que no había razón para colocar los filtros y las transiciones sin compactar y se desarrollaron rodillos vibraciones adecuados para este trabajo. Pocas son las estructuras de Perú que se han construido con especificaciones definidas al respecto. Hasta hace una década era usual exigir la colocación en capas de 20 a 30 cm, transmitidas con la banda de un tractor D-8 o equivalente. (Ahedo y Sánchez, 2,003).

La mayoría las estructuras, tienen enrocamiento colocados a volteo, en capas de espesor variable entre 2.5 y 5.0 m, extendidas con tractores. Las especificaciones de presas en construcción desde 1,970, disponen que las zonas de grava y arena o enrocamiento con partículas de tamaño menor de 30

cm., se coloquen en capas de 50 cm. de espesor y compacten con rodillo liso vibratorio de 10 t. (Ahedo y Sánchez, 2,003).

Paralelamente se construyen equipos adecuados, tales como rodillos pata de cabra, lisos, pisones, con vibradores y sin ellos, de llanta de hule, algunos que pesan 10 t. Pisones neumáticos, tractores con banda metálico o llanta neumática, etc. Estos, conjuntamente con la fabricación de camiones veloces de gran tamaño (17 m³. de capacidad), palas mecánicas y cargadores eficientes, y el desarrollo de métodos racionales para la explotación de roca, han permitido reducir los costos, al mismo tiempo construir las presas en lapsos más cortos. Ahedo y Sánchez (2,003).

Las características de la sección de una presa de materiales compactados dependen de la disponibilidad de suelos y rocas, de las propiedades mecánicas, de la topografía del lugar y de las condiciones geológicas. A continuación se describen secciones típicas y se indican las razones principales que influyen en su elección (Sherard 1,952).

Presas homogéneas

La ciencia y la tecnología indican que, las presas a sección homogéneas son constituidas por un único material que sirve como soporte e impermeabilización. En general se emplea arcilla compactada por capas y con el grado de humedad óptimo, esta característica se encuentra en la presa de Tantar.

Sobre el parámetro de aguas arriba se coloca una protección en enrocado cuyas dimensiones dependen de la forma y tamaño de la presa de la fuerza y dirección de los vientos, o sea de la posibilidad de formarse olas. En ese mismo orden sobre el parámetro de aguas abajo generalmente se planta grama de una especie con raíces largas. Este manto protege la arcilla contra la acción erosiva de la lluvia siendo al mismo o tiempo permeable (Spada, 1,994).

El uso de estas presas es típico de zonas geológicamente uniformes y donde es posible encontrar arcilla en cantidades suficientes y a distancias económicas. Otra limitación a la construcción de este tipo de presa es el clima de la zona: prolongadas estaciones de lluvia no permiten asegurar la humedad óptima del material durante el trabajo y por lo tanto no se puede garantizar una buena compactación. Ahedo y Sánchez (2003).

Este tipo de presas tiene la ventaja de la máxima simplicidad y economía. De otro lado tiene la desventaja de ser muy débil estructuralmente porque gran parte del material es embebido por las filtraciones y ofrece una permeabilidad demasiado baja en la zona del Draw Down. Otro factor que disminuye la resistencia es el método de construcción por capas que deja una serie de juntas horizontales, de forma que el coeficiente de permeabilidad horizontal resulta mucho mayor que el coeficiente de permeabilidad vertical. (Spada, 1994)

Construidas casi exclusivamente con tierra compactada, tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba. Fue el tipo usual de estructura en el siglo pasado. Por condiciones propias de la cimentaciones y de los materiales disponibles se construyen cortinas importantes de este tipo en la actualidad, con algunas modificaciones que se indican a continuación. (Sherard 1,952). Con estas características se ha construido en la localidad de Tantar, con material homogénea, material arcilla, como se aprecia en la siguiente figura.

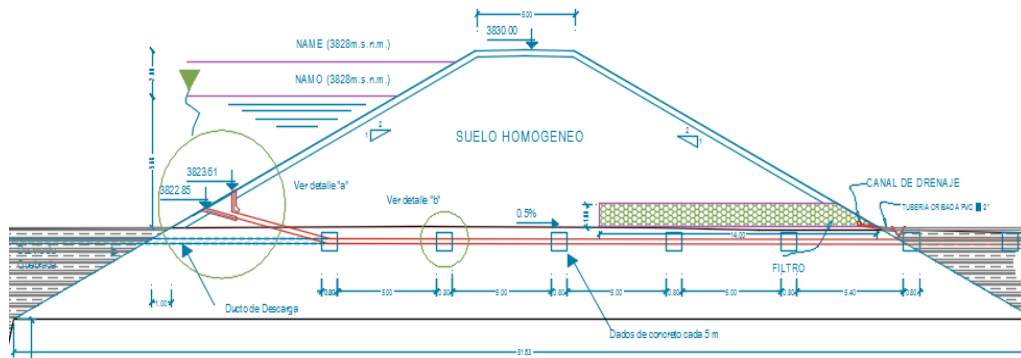


Figura Nº 1.3 Presa de Tantar tipo homogénea

Fuente: Elaboración propia 2016

Tipos de sección

La denominación “sección de una presa de tierra” a la forma que resulta de un corte vertical y transversal del eje de la presa, muestra las secciones de algunos presas construidas del Perú; en ellas se pueden apreciar la distribución que tienen los materiales que constituyen el cuerpo de la presa. (Ahedo y Sánchez, 2003).

La distribución de los materiales debe satisfacer los requisitos de buen funcionamiento y mínimo costo, lo cual depende, para cada sitio en particular de las propiedades mecánicas, volúmenes y distancias de acarreo de los materiales disponible y de las características de las cimentaciones. Las posibles combinaciones de estos factores dan lugar a un sin número de secciones, pero estas pueden agruparse en tipos, adaptable a los diversos conjuntos de combinaciones que prevalezcan en distintos sitios, de manera que se cumplan satisfactoriamente los requisitos de seguridad y economía. Es frecuente que el diseñador tenga que comprar entre si más de un tipo de sección y algunas de sus variables, antes de llegar a la solución más conveniente (Ahedo y Sánchez, 2003).

Desde el punto de funcionamiento de una presa de tierra, importa al ingeniero que los materiales disponibles en un lugar adecuado, se distribuyan en la sección de manera tal que resulta una presa capaz de soportar los efectos exteriores a

que estará sometida y de retener el agua; es decir una presa estable e impermeable. La estabilidad depende principalmente, aunque no únicamente como se verá más adelante, de la resistencia de los materiales al esfuerzo cortante, mientras que la estanqueidad está íntimamente asociada a su permeabilidad. Es frecuente que los materiales resistentes al corte, ejemplificados por aquellos que están constituidos predominantemente por granos macroscópicos, sean también los más permeables e inadecuados para proporcionar estanqueidad y que, los materiales de mínima permeabilidad, capaces de cumplir esta función, ejemplificados por los suelos de mínima resistencia al corte. En raras ocasiones se han empleados materiales formados por una combinación natural de partículas gruesas y finas, en proporciones tales que hacen a esos suelos impermeables y a la vez a la resistencia al esfuerzo cortante. (Murillo, 2012).

Sección homogénea

Esta sección está constituida en su mayor parte de un solo tipo de suelo que proporciona simultáneamente la impermeabilidad y estabilidad necesarias. Se emplean en ese tipo de sección suelos finos, limosos y arcillosos y suelos gruesos con alto contenido de finos, que tienen baja permeabilidad.

Normalmente intervienen, en volúmenes menores, otros materiales auxiliares (enrocamiento, gravas y arenas) que contribuyen a proteger al elemento principal. (Murillo, 2012).

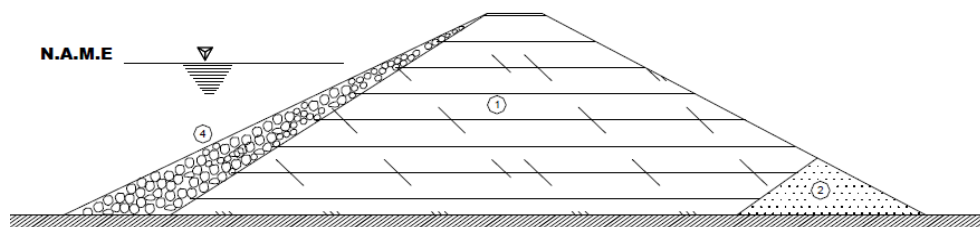


Figura 1.4 Sección homogénea de la presa

Fuente: Fuente: Tesis Ahedo y Sánchez México 2003

Cuadro Nº 1.4 Calidad de los materiales empleados en la construcción de presas homogéneas.

Clase de material	Contenido de arcilla	Calidad del material	
	%	Fundación	Cuerpo de la presa
Arcilla	40-60	Muy buena. No necesita medidas especiales.	Buena. La superficie de la presa debe revestirse con algún tipo de protección.
Arcilla-arenosa	20-40	Buena. Por lo general no necesita medidas especiales.	Buena. No necesita medidas especiales.
Arena-arcillosa	10-20	Regular. Se necesitan medidas especiales para detener la filtración.	Regular. Se requieren medidas especiales para detener la filtración.
Arena	menos de 10	Mala. No se admite para la construcción.	Mala. No se admite para la construcción.

Fuente: Recopilación de proyecto de obras hidráulicas.

1.3. Estudios Básicos

1.3.1 Principios de diseño y construcción de presa de tierra

Los métodos que siguen en la actualidad es la experiencia, basadas principalmente en la observación del comportamiento de este tipo de estructura. Las fallas de algunas de estas obras ocasionan pérdidas económicas, cultivos, medio ambientales y hasta a veces pérdidas humanas. Tal situación daba por resultado un número considerable de fallas desastrosas, esto hace que las presas de tierra no sea estructura digna de confianza en cuanto a seguridad. En la actualidad con el estudio de mecánica de suelos, el diseño de las presas de tierra entro en una etapa en la que el empirismo se ha ido sustituyendo con el conocimiento de las propiedades de los suelos, para dar a lugar el método moderno de diseño y construcción, que permita al ingeniero realizar de ese tipo de obras con mayor seguridad que la que puede ofrecer una presa de concreto. Cuya finalidad es exponer, en forma breve, los principios básicos de los métodos actuales de estabilidad de taludes en las cortinas, haciendo especial hincapié en la relación que existe entre dichos y los fundamentos de la mecánica de suelos. (Ahedo y Sánchez, 2003).

Bases para el proyecto

Según Ahedo y Sánchez el principio básico de proyecto es construir una estructura, satisfactoria y funcional del costo total mínimo. Se debe dar la debida consideración a las necesidades de mantenimiento, de manera que las economías obtenidas en el costo inicial de construcción no resultan en costo excesivos de mantenimiento. Estos últimos casos varían con el tipo de protección de los taludes de agua arriba y aguas abajo, los dispositivos de drenaje y con el tipo de construcción accesorios y el equipo mecánico. Para que el costo sea mínimo, el dique debe proyectarse para la máxima utilización de los materiales más económicos de que se dispongan, incluyendo los materiales que deben excavarse para sus cimentaciones y las de las estructuras auxiliares (Marsal, 1975)

Las presas de tierra deben ser seguras y estables durante toda la fase de la construcción y de la operación del vaso. Para lograrlo, se deben satisfacer los siguientes requisitos según Ahedo y Sánchez:

1. El terraplén debe estar asegurado contra el rebasamiento durante las avenidas de proyecto, disponiendo suficiente capacidad en el vertedor de demasías y en las obras de toma.
2. Los taludes de los terraplenes deben ser estables durante la construcción y en las condiciones que se presentan durante la operación del vaso, incluyendo el rápido desembalse en el caso de las presas de almacenamiento.
3. El terraplén deben proyectarse de manera que no produzca esfuerzos excesivos la cimentación.
4. Se debe controlar las infiltraciones a través del terraplén, de las cimentaciones y estribos, para que no se produzca erosión interna y por lo mismo no haya derrumbes en el área donde las filtraciones emergen. La cantidad de aguas

perdidas por tracción debe controlarse para que no interfieran con las funciones proyectadas para la obra.

5. El terraplén debe estar contra el efecto de rebasamiento por el oleaje.
6. El talud de aguas arriba debe estar protegido contra la erosión producida por oleaje y la corona; y el talud de aguas abajo deben estar protegidos contra erosión producida por el viento y la lluvia.

Las presas de tierra proyectadas para satisfacer las anteriores condiciones serán permanentemente seguras, siempre que empleen los métodos de construcción y de control correcto.

1.3.2 Normas Generales de Construcción

El proceso de construcción de una presa de tierra comprende las siguientes etapas:

- **Limpia de la Cimentación**

Estos trabajos tienen por objeto garantizar el buen contacto entre las zonas impermeables de la presa y la roca de su cimentación, eliminando, mediante excavación, la tierra vegetal o la roca que se encuentra alterada o fracturada en la superficie. La profundidad de excavación de la roca interperizada debe establecerse exclusivamente en función de las condiciones locales, ya sea que estas hayan sido descubiertas durante el estudio geológico previo o que se manifiesten al iniciarse las excavaciones. Por lo tanto se especifican una profundidad mínima de 1.50 m. hasta 3.0 m. de profundidad, para remover la roca suelta o fuertemente fisurada, que se encuentra en la zona de contactos de las materiales impermeables; dependiendo también de un previo estudio y resultado del estudio de la geología. (Ahedo y Sánchez, 2003).

- **Desvío**

Con anterioridad o simultaneo con las operaciones de limpieza de la cimentación se inicien los trabajos necesarios para desviar las corrientes del agua del rio, en preparación de trabajos de excavación subsecuentes que haya necesidad de

ejecutar. Las obras de desvío consisten generalmente en construir un canal de desvío auxiliar. En todo estos trabajos de excavación en la roca, debe restringirse en lo posible el empleo de dinamitas, ya que el abuso de los explosivos se traduce en incremento importante del fisuramiento, lo cual empeora las condiciones de permeabilidad de la cimentación (Murillo, 2012).

- **Colocación de los materiales en el terraplén**

Una vez que la cimentación se encuentra en las condiciones deseadas se procede a colocar los materiales que constituirán el terraplén de la cortina. En esta etapa, es importante respetar que los materiales se coloquen en las condiciones especificadas por el diseñador a fin de lograr que sus propiedades mecánicas sean del mismo orden de magnitud que las previstas en el diseño.

Las normas establecidas por el reglamento para colocar los materiales impermeables y semi-permeables especifican alcanzar un grado de compactación mínima de 95% y una humedad igual a la óptima.

Las presiones de poro que se desarrollan en los materiales impermeables durante la construcción están, de antemano, consideradas en los análisis de estabilidad para condiciones iniciales, basados en los resultados de las pruebas triaxial del tipo rápido, según se explicó con anterioridad. (Ahedo y Sánchez, 2003).

En las zonas permeables de la cortina, constituídas por grava y arena, debe alcanzarse una compacidad relativa superior al 70% con el objeto de garantizar que los asentamientos de estas zonas sean mínimas y que no se reducen problemas de licuación.

- **Colocación de los materiales que constituyen al cuerpo de la cortina.**

Los procedimientos de construcción que se sigan en cada una de las etapas, deben satisfacer todos los requisitos de diseño estudiados con anterioridad. Es por ello conveniente tratar brevemente algunos aspectos relativos a la construcción, estableciendo los criterios a seguir en cada una de sus etapas.

Cumplir detalladamente la parte de las especificaciones técnicas recomendadas del proyectista o consultor que diseñe la presa dependiendo de cada región del Perú.

1.4. Nociones preliminares para la estabilización de taludes en las cortinas de presa

1.4.1 Clasificación de los materiales

Al realizar el diseño de una presa de tierra, el ingeniero debe tener presente una serie de propiedades en los materiales que dispone tener para formar el cuerpo de la presa y de los que existen en su cimentación. Podría mencionarse, por ejemplo, propiedades como: la permeabilidad, resistencia al corte, la compresibilidad, etc. Las cuales tienen un amplio rango de variación en los diferentes tipos de suelos. Aquí es conveniente, antes de entrar en los problemas de estabilización, tratar acerca de la clasificación de suelos con el objeto de tratar los diferentes factores que afectan sus propiedades mecánicas, al mismo tiempo que se establezca una convención para ordenarlos en grupos con características semejantes. (Ahedo y Sánchez, 2003).

Cuadro Nº1.5 Módulo de elasticidad para arcillas sedimentarias saturados

Consistencia	módulo de elasticidad (MPa)
Muy blanda	< 2.5
Blanda	2.5 a 5
Consistencia media	5 a 10
Rígida	10 a 20
Muy rígida	20 a 40
Dura	> 40

Fuente: Mecánica de suelos compresibilidad – ensayos de compresión

De las diversas convenciones que existe para clasificar los suelos se ha elegido el sistema conocido como “Sistema Unificado de Clasificación de Suelos” (S.U.C.S), no solo por considerársele uno de los más descriptivos si no, por haber sido adoptado por varias organizaciones interesadas en este campo de la ingeniería, facilitando el intercambio de información sobre el tema.

Con objeto de explicar mejor el sistema de clasificación antes mencionado, y que su aplicación sea de utilidad práctica de ingenieros, es necesario describir primero los factores de los cuales dependen principalmente, las propiedades mecánicas que ha éste le interesan.

A continuación describimos algunas parámetros (mininas) que se debe considerarse en el diseño de un a presas de tierra.

A. granulometría

Las propiedades mecánicas de los suelos están íntimamente relacionado con el tamaño y la forma de las partículas que los integran. Un suelo puede estar constituido predominantemente por partículas de tamaños muy semejantes entre sí, o bien, puede encontrarse en él una gran diversidad de tamaños, variando desde aquellos que no son visibles aun con los mejores microscópicos ópticos (partículas coloidales) hasta piedras de 8 a 10 cm. Si se hace para una porción de suelo a través de una serie de mallas o tamices de abertura conocidas, como los que indica la tabla 1.6, en cada una de ellas se irán deteniendo partículas cuyo tamaño es mayor que la abertura de la malla que los retiene y menor que la inmediata superior.

Estas cifras corresponden al número de hilos por pulgadas que forma a la malla

Cuadro Nº 1.6 Abertura de mallas del sistema Tyler

MALLA* NÚM.	ABERTURA	ABERTURA	MALLA NÚM.	ABERTURA	ABERTURA
	Pulg.	mm.		Pulg.	mm.
	3.0	76.2	9	0.078	1.981
	2.0	50.8	10	0.065	1.651
	1.05	26.67	14	0.046	1.168
	0.742	18.85	20	0.0328	0.833
	0.525	13.33	28	0.0232	0.589
	0.371	9.423	48	0.0116	0.295
3	0.263	6.680	60	0.0097	0.246
4	0.185	4.699	100	0.0058	0.147
6	0.131	3.327	150	0.0041	0.104
8	0.093	2.362	200	0.0029	0.074

Fuente: Tesis de Ahedo, y Rutilo

De esta manera puede establecerse la proporción relativa, en peso de los diversos rangos de tamaño que constituyen el material en cuestión. Cuando

tienen dichas proporciones para un suelo dado se dice que se conoce su granulometría, o su textura. (Ahedo y Sánchez, 2003).

B. Graduación

Cuando un suelo está constituido por partículas de gran variedad de diámetros se dice que el suelo es de buena “graduación” la curva granulométrica es continua y suave. Si la curva presenta tramos horizontales o verticales significa, respectivamente, que falta o predominan ciertos rangos de tamaño y se considera un suelo de “mala graduación”. Una línea vertical significa que ese suelo está formado por partículas de tamaño muy semejante entre si y se conoce como “suelo uniforme”. Un suelo es generalmente más poroso y ligero y menos resistente que otro bien graduado (Ahedo y Sánchez, 2003).

C. Forma

Independientemente de su tamaño, las partículas del suelo pueden tener formas redondas, sub redondas, angulares o laminares, como se muestra en la fig. N°1.9.

La forma influye en las propiedades mecánicas; por ejemplo: un suelo compuesto en su mayor parte por granos gruesos (mayores de 4.76mm.) de forma angular, exhibe una mejor trabazón entre sus partículas que otro de igual granulometría pero de granos redondos. Esto se traduce en una mayor resistencia al desplazamiento relativo de las partículas, en el primer caso. Por lo que respecta a los suelos de las partículas finas, la forma es aún más importantes. (Ahedo y Sánchez, 2003).



Figura Nº 1.5 forma de las partículas del suelo

Fuente: Recopilación de tesis Ahedo y Sánchez 2003

Los coloides de forma laminar alargada poseen propiedades electroquímicas que son mucho más intensas que en los de forma redondeada. Esta diferencia se refleja en las propiedades plásticas de los suelos finos.

D. Plasticidad

Es un hecho bien conocido que, una tierra constituida por limo y arcilla, se vuelve blanda, formado lodo que al secarse se endurece en grado variable o se vuelve polvo.

Cuadro Nº 1.7 Permeabilidades (aproximadas.)

Tipos de suelo	Permeabilidad
Grava	> 0.10
Arena	$0.1 > k > 0.001$
Arena limo	$0.001 > k > 10 E-5$
Limo	$10E-5 > k > 10E-7$
Arcilla	$10 E-7 > k$

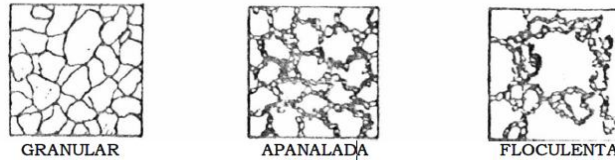
Fuente: Ensayos de granulometría

Estos sencillos fenómenos son, en realidad de naturaleza, físico, químico muy complejo, y que constituye la base de las pruebas desarrolladas por atterberg para estudiar las variaciones de la consistencia de los suelos finos con los cambios de humedad. Atterberg introdujo los siguientes conceptos que se conocen “limite de consistencia” o de “atterberg”.

E. Estructura

Además de la granulometría, la graduación y la plasticidad; la manera como se asocian las partículas entre sí; es decir, la estructura del suelo, es también un factor importante en las propiedades mecánicas, se distinguen tres tipos de estructuras: la granular, la apanalada y la flocúlenla; que se muestra en la Figura N°1.12, la primera es propia de material formados principalmente por granos mayores que los de limo; la segunda es típica de suelo limoso, uniformes, de estructura suelta, y la ultima de arcillas coloidales flocúlenlas depositadas en agua. Pueden encontrarse muchas combinaciones de estos tres tipos de estructura.

Figura N° 1.6 Tipos de estructuras de los suelos



F. Límites de contracción (LC)

Una característica distintiva de los suelos arcillosos es la reducción o aumento de volumen que experimenta cuando se disminuye o se incrementa, respectivamente, su contenido de agua. Si el límite plástico continua reduciendo la humedad, el suelo sigue reduciendo su volumen, hasta que llegue un momento que el contenido de humedad es tal, que una perdida mayor que está ya no produce una mayor contracción. La diferencia entre el límite plástico y el de contracción se llama “índice de contracción” símbolo (I_c) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene consistencia semi-solida. (Murillo, 2012).

G. Limite líquido (LL)

Si a un suelo fino se le agrega agua en cantidad suficiente, pueda convertirse prácticamente en un líquido, es decir, fluye fácilmente bajo el efecto de un pequeño esfuerzo cortante. Si se permite que el agua se evapore parcialmente,

llega un momento en que el suelo empieza a ofrecer una resistencia al esfuerzo cortante y se comporta como un material plástico. El contenido de agua, expresa el por ciento del peso del suelo seco, en ese momento, en el “límite líquido”, en el contenido de agua que separa las consistencias líquidas y plásticas de un suelo. (Murillo, 2012).

Los suelos de grano fino que contienen por lo menos 50% de limo + arcilla, pueden clasificarse con arreglo a tres clases de compresibilidad sobre la base de su límite líquido. Estas clases son las siguientes:

Compresibilidad baja: LL inferior a 30;

Compresibilidad media: LL de 30 a 50;

Compresibilidad alta: LL superior a 50.

Cuadro Nº 1.8 Tipología de suelo (S.U.C.S)

SÍMBOLO	Características generales		
GW GP GM GC	GRAVAS (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
			Pobremente graduadas
		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
SW SP SM SC	ARENAS (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
			Pobremente graduadas
		Con finos (Finos > 12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
ML MH	LIMOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
CL CH	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
OL OH	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL < 50)	
		Alta plasticidad (LL > 50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Fuente: Clasificación de suelos Luis Bañon Blázquez

Como puedo deducir de la anterior tabla, existe una clara distinción entre tres grupos de suelo:

- Suelo de grano grueso (GyS): formados por gravas y arena con menos de 50% de contenido en finos, empleado el tamiz 0.08 UNE (Nº 200 ASTM).
- Suelos de grano fino (MyC): formados por suelos con al menos un 50% de contenidos en limos y arcillas.
- Suelo orgánico (O, pt): constituídos fundamentalmente por materia orgánica.

Son inservibles como terreno de cimentación.

H. Limite plástico (LP)

Si después de alcanzado el límite líquido se continúa evaporando el agua, amasando el suelo con la mano, se llega a un contenido de agua en el que el suelo vuelve quebradizo y deja de comportarse como un material plástico. El contenido de agua correspondiente se llama “índice de plasticidad” símbolo (I_p) y representa el rango de variación de la humedad dentro del cual se comporta plásticamente.

Peso específico de las partículas = entre 2.8 t/m³ – 3.0 t/m³

Peso específico del suelo natural = entre 1.6 t/m³ – 1.8 t/m³

Peso específico del suelo desecado = entre 1.6 t/m³ – 1.8 t/m³

Peso específico del suelo saturado = entre 1.6 t/m³ – 1.8 t/m³.

Cuadro N°1.9 Contenido óptimo de humedad para la compactación

Suelo	Contenido óptimo de humedad para la compactación (variación en %)
Arenas arcillosas mezcla arena-arcilla	11 - 10
Mezcla arena-limo-arcilla con plástico, limo + fracción arcilla	15 - 11
Limo inorgánico, limo arcilloso	24 - 12
Arcilla inorgánica	24 - 12
Limo orgánico	33 - 21
Arcilla inorgánica altamente plástica	36 - 19
Arcilla orgánica	45 - 21

Fuente: Elaboración propia con Recopilación de datos 2016

1.4.2 Propiedades generales de las fracciones de un suelo

Los suelos se dividen en dos grandes categorías: suelos “gruesos” y suelos “finos”.

Tabla N° 1.10 Clasificación de suelo

SUELO	CARACTERISTICAS	SUCS
SELECCIONADO	<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño máximo del árido TMA < 8cm. - Contenido en finos menor del 25% (0.080 UNE) - Limite liquido LL < 30 - Índice de plasticidad ip < 10 - CBR > 10, sin presentar hinchamiento < 2% 	GW
		GP
ADECUADO	<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño máximo del árido TMA < 10cm. - Contenido en finos menor del 35% (0.080 UNE) - Limite liquido LL < 40 - Densidad máxima Proctor Normal > 1,750 g/cm² - CBR > 5, con un hinchamiento < 2 % - Contenido de materia orgánica < 1 % 	GM
		GC
TOLERABLE	<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño máximo del árido TMA < 10cm. - Contenido en finos menor del 35% (0.080 UNE) - Limite liquido LL < 40 - Densidad máxima Proctor Normal > 1,750 g/cm² - CBR > 5, con un hinchamiento < 2 % - Contenido de materia orgánica < 1 % 	SW
		SP
INADECUADO	<ul style="list-style-type: none"> - Tamaño máximo del árido TMA < 10cm. - Contenido en finos menor del 35% (0.080 UNE) - Limite liquido LL < 40 - Densidad máxima Proctor Normal > 1,750 g/cm² - CBR > 5, con un hinchamiento < 2 % - Contenido de materia orgánica < 1 % 	SM
		SC
TOLERABLE	<ul style="list-style-type: none"> - Contenido en piedras de tamaño superior a 15cm. Inferior al 25%. - Limite liquido LL < 40, o bien simultáneamente: LL < 65, IP > 0.6 - Densidad máxima Proctor Normal > 1,450 g/cm² - Índice CBR > 3 - Contenido de materia orgánica < 2 % 	ML
		CL
INADECUADO	<ul style="list-style-type: none"> - Contenido en piedras de tamaño superior a 15cm. Inferior al 25%. - Limite liquido LL < 40, o bien simultáneamente: LL < 65, IP > 0.6 - Densidad máxima Proctor Normal > 1,450 g/cm² - Índice CBR > 3 - Contenido de materia orgánica < 2 % 	OL
		MH
INADECUADO	<ul style="list-style-type: none"> - Contenido en piedras de tamaño superior a 15cm. Inferior al 25%. - Limite liquido LL < 40, o bien simultáneamente: LL < 65, IP > 0.6 - Densidad máxima Proctor Normal > 1,450 g/cm² - Índice CBR > 3 - Contenido de materia orgánica < 2 % 	CH
		OH
INADECUADO	<ul style="list-style-type: none"> - Contenido en piedras de tamaño superior a 15cm. Inferior al 25%. - Limite liquido LL < 40, o bien simultáneamente: LL < 65, IP > 0.6 - Densidad máxima Proctor Normal > 1,450 g/cm² - Índice CBR > 3 - Contenido de materia orgánica < 2 % 	PT
		PT

Fuente: Clasificación de suelo, Luis Bañón Blázquez.

Los primeros son aquellos constituidos por más de 50%, en peso, de partículas gruesas, considerando como tales las retenidas en la malla nº 200 (0.074mm). En el segundo, las partículas finas, limo y arcilla, constituye más del 50%. Los suelos gruesos, también denominados granulares, se subdividen en gravas y arena según que, más o menos del 50% de las partículas gruesas retenidas por la malla nº 4.

En el laboratorio pueden precisarse estos datos mediante el análisis granulométrico, pero en el campo se requiere una época de experiencia para apreciar a ojo los porcentajes relativos de cada una de los componentes gruesos. Es útil saber que las partículas de 0.074 mm, son las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista y que el tamaño de la malla 4 es aproximadamente, 5 mm. (Según Murillo, 2012).

A. Gravas y arenas

Las gravas y arenas graduadas son materiales muy estables y cuando carecen de finos son muy permeables. Las gravas son más estables y permeables que las arenas gruesas y estas más que las arenas finas.

Las arenas finas muy uniformes (mal graduada) son, en cambio, más permeables y menos estables que las bien graduadas. Estas propiedades de las fracciones gruesas dependen mucho de la graduación forma y tamaño de las partículas.

B. Limos y arcillas

El limo y la arcilla constituyen la fracción fina del suelo y muy pequeñas proporciones de ellos pueden modificar considerablemente las propiedades de la fracción gruesa, especialmente su permeabilidad y capilaridad, en los suelos gruesos bien graduadas basta un 12 % de finos para volverlos prácticamente impermeables. (Ahedo y Sánchez, 2003).

Los limos son los finos no plásticos; son sumamente inestables cuando están saturados, son impermeables y difíciles de compactar y en un invierno riguroso existe el peligro de que se hinchen por efecto de la congelación. A diferencia de las arcillas, en los limos el agua no se adhiere a las partículas con tanta fuerza, lo cual proporciona una mayor movilidad: esto hace que, al agitar una pastilla de limo saturado, en la mano, el agua aparezca rápidamente en la superficie, dándole una apariencia lustrosa. Cuando esta se seca se puede pulverizar fácilmente entre los dedos y al hacerlo polvo de una sensación al tacto como de harina. La compresibilidad de un limo compactado depende, en gran parte de la forma y tamaño de las partículas; cuando estas son grandes redondeadas es menos compresible y el límite líquido tiene valores de alrededor de 30%; si son partículas muy finas como las de la tierra de diatomeas, o laminares como la de

los limos micáceos, es muy compresible y su límite líquido variado de 50 a 100 o más. (Ahedo y Sánchez, 2003).

Las arcillas son los finos plásticos del suelo y sus características mecánicas se ven afectadas por el contenido de humedad, cuando este es alto poseen una baja resistencia al esfuerzo cortante, mientras que en estado seco la resistencia llega a ser muy considerable, lo cual se comprueba fácilmente al tratar de desmoronar un trozo de arcilla húmeda, se observa que se contrae con la reducción de humedad, y se expande cuando ésta aumenta. La compresibilidad también varía con los cambios de humedad, siendo mayor para un contenido de humedad alto. Ahedo y Sánchez (2003).

Esta propiedades de la arcilla se atribuye al comportamiento de las partículas de tamaño coloidal (menor que 0.0002 mm) a las cuales el agua se adhiere por atracción molecular, formando una película de espesor variable según la cantidad de agua disponible y las características eléctricas del coloide; esta agua eléctricamente adherida se conoce como absorbida. (Ahedo y Sánchez, 2003).

1.4.3 Clasificación de gravas y arenas

Las gravas se clasifican según su graduación, su porcentaje de finos y las características de plasticidad de estos (en cuatro grupos), cada uno de los cuales se representa por un símbolo formado por dos letras, como sigue:

A. Gravas bien graduadas (Gb)

Las que contienen menos del 50% de finos y poseen buena graduación. La buena graduación queda definida por dos parámetros que son. El coeficiente y uniformidad (C_u) y el coeficiente de curvatura (C_c); ambos obtenidos de la curva granulométrica según las siguientes expresiones: Según que, más, o menos del 50% de las partículas gruesas sean retenidas por la malla nº 4. En el laboratorio puede precisarse datos mediante el análisis granulométrico, pero en el campo

se requiere un poco de experiencia para apreciar a ojo los % relativo de cada uno de los componentes gruesos. (Murillo, 2012).

Es útil saber que las partículas de 0.074 mm, son las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista y que el tamaño de la malla nº 4 es, aproximadamente, 5mm. Representada por un símbolo formado por dos letras, como sigue:

1. D60 es el diámetro, en mm, para el cual el 60% de las partículas son menores que ese diámetro.
2. D10 es el diámetro, en mm, para el cual el 10% de las partículas son menores que ese diámetro.
3. D20 es análogo a los anteriores, pero para 30%.

Una grava se considera bien graduada cuando se cumplen las siguientes condiciones: $C_u > 4$, $C_c < 3$

B. Grava mal graduado (GM)

Las que contienen menos del 5% de finos y su curva granulométrica revelan una mala graduación, identificada por las siguientes expresiones.

$$C_u < 4, \quad C_c < 1, \text{ o } C_c > 3$$

En el campo, la buena o mala graduación puede apreciarse observando si predomina o falta, en el material que se examina, algún rango de tamaño de partículas. Gravas limosas (GL). Las que contiene más del 12% de finos no plásticos; esto se definirá al tratar de los suelos finos.

Grava arcillosa (GB). Tiene más del 12% de finos plásticos; se definirá al tratar de los suelos finos.

Las arenas quedan clasificadas en cuatro grupos semejantes a los anteriores.

C. Arenas bien graduados (Ab)

Contiene menos del 5% de finos y satisfacen los siguientes requisitos de uniformidad: $C_u > 6$, $1 < C_c < 3$

D. Arenas mal graduados (Am)

El mismo contenido de finos que el anterior, pero con los siguientes requisitos de graduación: $C_u < 6$, $C_u < 1$; o $C_c > 3$

E. Arenas limosas (AL)

Más del 12% de finos no plásticos.

F. Arenas arcillosas (AB)

Más de 12% de finos plásticos.

Tanto en las gravas como en las arenas, aquellos materiales cuyo contenido de finos entre 5% y 125 se identifican con un símbolo doble, separado por un guion. Los finos se subdividen, según sus características de plasticidad, en dos grupos: Suelos de baja plasticidad y de alta plasticidad, aceptado como frontera arbitraria entre los dos grupos un $LL = 50\%$; los del primer grupo son aquellos que exhiben un límite líquido menor. En las construcciones de presas de tierra, la plasticidad de los suelos finos está asociada con su compresibilidad, después de haber sido compactada en el terraplén. (Ahedo y Sánchez, 2003).

Cuadro Nº 1.11 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)

DIVISIONES PRINCIPALES		Símbolos del grupo	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO		
SUELOS DE GRANO GRUESO Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Gravas limpias (sin o con pocos finos)	GW Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: <5%->GW,GP,SW,SP. >12%->GM,GC,SM,SC. 5 al 12%->casos límite que requieren usar doble símbolo.	$Cu = D_{60}/D_{10} > 4$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3	
			GP Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.		No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.	
		Gravas con finos (apreciable cantidad de finos)	GM Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.		Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$.	Encima de línea A con IP entre 4 y 7 son casos límite que requieren doble símbolo.
			GC Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.		Límites de Atterberg sobre la línea A con $IP > 7$.	
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Arenas limpias (pocos o sin finos)	SW Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	Límites de Atterberg debajo de la línea A o $IP < 4$. Límites de Atterberg sobre la línea A con $IP > 7$.	Los límites situados en la zona rayada con IP entre 4 y 7 son casos intermedios que precisan de símbolo	
			SP Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.			
		Arenas con finos (apreciable cantidad de finos)	SM Arenas limosas, mezclas de arena y limo.			
			SC Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.			
SUELOS DE GRANO FINO Más de la mitad del material pasa por el tamiz número 200	Limos y arcillas: Límite líquido menor de 50	ML Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.				
		CL Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.				
		OL Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.				
	Limos y arcillas: Límite líquido mayor de 50	MH Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.				
		CH Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.				
		OH Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.				
		PT Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.				
Suelos muy orgánicos						

Fuente: GEOTÉCNICA – UNIDAD IV

1.4.4 Análisis de estabilidad de taludes

A. Conceptos de estabilidad de un talud

Convencionalmente la teoría divide a los taludes en estables o inestables. Los taludes estables, que son los que no se han caído, tienen un coeficiente de seguridad superior a 1. Los taludes inestables, que son los que se han caído total o parcialmente, tienen un coeficiente de seguridad inferior a 1. Esta simplista dicotomía no se sostiene en la práctica. Los taludes no se caen bruscamente cuando su coeficiente de seguridad pasa de 1.01 a 0.99. En realidad la rotura de

un talud es un proceso largo, que empieza con deformaciones y roturas parciales que culminan, o no, en una rotura general. (Campbell, 1985).

En la práctica no existen definiciones tajantes y excluyentes como blanco-negro. Como dijo Hoek (1997) “La incerteza asociada a la estimación de las propiedades de los macizos rocosos in situ, tiene un impacto significativo en el diseño de taludes y excavaciones en roca. Los rangos de los valores calculados para los factores de seguridad resultan incómodamente amplios. Es improbable que en el futuro previsible se desarrollen métodos “precisos” para estimar las propiedades del macizo rocoso. Por lo tanto, el usuario del método de Hoek-Brown o de cualquier otro procedimiento equivalente no debería suponer que los cálculos producen resultados numéricos únicos y confiables”.

Además los taludes pueden tener inestabilidades locales aunque sean estables en conjunto. Es más práctico clasificar los taludes en 5 categorías atendiendo al grado de estabilidad (Romana, 1993,1995):

- ❖ Talud totalmente estable: sin ninguna inestabilidad local.
- ❖ Talud estable: con alguna inestabilidad local; puede requerir algunos sostenimientos locales o protecciones.
- ❖ Talud parcialmente estable: con bastantes inestabilidades locales; requiere sostenimientos locales o protecciones.
- ❖ Talud inestable: con muchas inestabilidades locales y riesgo de inestabilidad total; requiere un tratamiento general de estabilización.
- ❖ Talud totalmente inestable: con inestabilidad total; no se puede excavar sin un sostenimiento completo y/o necesita re excavación (Rodríguez, 2014).

La pendiente de los taludes de presas pequeñas de material homogéneo depende de la altura total del terraplén, de las características de los materiales empleados, y del grado de compactación exigido para su construcción. Por regla

general, al talud húmedo por estar sometido a la acción del agua se le asigna una pendiente más suave para evitar deslizamientos.

B. Suelo (Tierras).

Los problemas relacionados al impacto en las tierras debido a los embalses están relacionados con los cambios físicos que sufre el medio debido a la construcción de la presa y su operación. Con las presas cambiamos además de las propiedades físicas del suelo su uso (Campbell, 1 985).

Durante la etapa de la planeación y diseño del proyecto de presa debemos tener presente que: Los recursos del suelo deben ser usados en formas que aprovechen todas sus características. El suelo es un recurso finito, mientras que los recursos naturales que soporta pueden variar con el tiempo y de acuerdo al manejo o gestión y uso que se les dé. Y así evaluar el costo que tendrá el proyecto a causa de los cambios físicos y en el uso del suelo (Rodríguez, 2014). De acuerdo a los resultados de varias investigaciones los impactos de las presas en el suelo o de las tierras son:

- 1.- Pérdida de tierra por inundación
 - Agrícolas
 - Bosques
 - Silvestres
 - Pantanos
 - Pastizales.
- 2.- Disminuyen la agricultura de planicies de inundación, pero se incrementa la agricultura de riego.
- 3.- Se llenan de sal las planicies de inundación por la agricultura de irrigación, si no tienen buen drenaje.
- 4.- Intrusión salina a estuarios.
- 5.- Pérdida de suelos en las riberas y erosión de los bancos de material.

6.- Pueden ocurrir deslizamientos de tierra en las presas.

7.- Inducción de sismos.

Estos puntos se pueden discutir bajo los siguientes 4 puntos específicos:

- Habilitación de terrenos y su drenaje
- Estabilidad de taludes
- Flujo de agua y transporte de sedimentos
- Sismicidad.

1.5 Métodos para analizar la estabilidad de un talud

a) Método de Fellenius.

b) Método de Bishop Modificado.

Además, de los anteriores que son bastante usados mundialmente, existen otros más rigurosos (Sarma, Morgenstern, Price y Spencer) e incluso otros más rápidos que sirven como guía para estimar la posición del centro del círculo crítico, determinar el tipo probable de falla y encontrar el ángulo del talud adecuado a los requerimientos de seguridad (Duncam y Buchigmani).

a) Método de Fellenius o simplificado u ordinario

Fue uno de los primeros en desarrollarse; este método ignoraba todas las fuerzas entre particiones y solo satisfacía el momento de equilibrio. Asumiendo esta implicación se supuso un factor de seguridad que permitía hacerse por cálculos de mano.

Después Bishop (1995) ideó un método que incluía fuerzas normales entre particiones, pero ignoró las fuerzas cortantes. Bishop también simplifico el método satisfaciendo solo el momento de equilibrio. Lo interesante del método es el factor que incluye las fuerzas normales entre particiones, la ecuación del factor de seguridad se vuelve no lineal y requiere un procedimiento iterativo.

Es un método en que la superficie de falla se divide en n dovelas o tajadas para analizar el sistema de fuerzas. Este método al igual que el de Bishop, permite considerar materiales heterogéneos y analizar otras superficies de falla. También, es conveniente utilizar este método cuando la resistencia al

esfuerzo cortante del suelo es función de los esfuerzos normales o sea, que se proponen los siguientes pasos generales para determinar la estabilidad del talud:

1. Suponer una superficie de falla circular, la cual puede ser por el pie del talud, la base del talud, o el talud mismo. Esta superficie de falla determina una superficie de deslizamiento y una masa deslizante.
2. Dividir la zona de falla en dovelas de espesor constante o variable.
3. Calcular las fuerzas motoras y las fuerzas que se oponen al deslizamiento o fuerzas resistentes para cada dovela.
4. Calcular los momentos motores y los resistentes que actúan a lo largo de la superficie de falla.
5. Calcular el factor de seguridad para la superficie de falla asumida.
6. Asumir otras superficies de falla y recalculer el factor de seguridad hasta encontrar el mínimo.

El factor de seguridad al deslizamiento se obtiene así.

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \text{momentos estabilizantes}}{\sum_{i=1}^n \text{momentos desestabilizantes}} \dots\dots\dots(1)$$

n= número de dovelas

Las fuerzas a considerar incluyen los efectos de sismos, hielo, olas, embalse lleno o vacío. Un factor de seguridad de 1.5 se considera suficiente para presas.

Factor de seguridad:

La estabilidad de ladera está condicionado por la ecuación simultánea de una serie de factores. Desde el punto de vista físico los deslizamientos se producen como consecuencia de los desequilibrios existentes entre las fuerzas que actúan sobre un volumen de terreno.

En general se puede expresar la estabilidad de talud (factor de seguridad, FS) como la relación entre la máxima resistencia del material del talud (Rmax) y la carga (L).

$$FS = \frac{R_{max}}{L} \dots\dots\dots(2)$$

Si $L < R_{max}$, el talud se encuentra en equilibrio (estable); si $L > R_{max}$, el talud se encuentra fuera (inestable) y el desplazamiento puede ocurrir. Si $L = R_{max}$, el talud se encuentra en un estado crítico en el cual un pequeño incremento en L o decremento de R hace que el talud este sometido a un desplazamiento permanente.

Tabla Nº 1.12 Guía para factor de seguridad: análisis de estabilidad de esfuerzos

Casos	Condición	Factor de S.	Talud
1	En construcción, final de la construcción.	1.25	Aguas arriba y abajo
2	Operación a largo plazo, embalse lleno.	1.5	Aguas arriba y abajo
3	Desembalse rápido	1.2	Aguas arriba
4	Carga sísmica con 1, 2 o 3	1.1	Aguas arriba y abajo

Fuente: Recopilación del autor de Novak2001.

1.6. Criterios para diseñar presa de tierra y causas de fallas

Puesto que las normas de diseño moderno de las presas de tierra se basan, por una parte en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales que integran a la sección, y por la otra en el estudio de los fenómenos que han sido responsables de las fallas ocurridas en el pasado. (Ahedo y Sánchez, 2003). Simultáneamente se irán describiendo los fenómenos que involucra cada tipo de falla y aquellas propiedades de los suelos que están íntimamente relacionados con ella. Las fallas graves o catastróficas en presas de materiales locales son muchas, pero solamente nos abocaremos en lo siguiente:

- 1.- Sifonamiento mecánico o tubificación.
- 2.- Deslizamiento del talud aguas abajo.
- 3.- Rebase de la cortina.

1.6.1 Falla por tubificación

Cuando el agua fluye a través del suelo, su carga hidráulica se disipa venciendo las fuerzas viscosas inducidas y que se oponen al flujo en los canaliculos formados entre las partículas; recíprocamente, el agua que fluye genera fuerzas

erosivas que tienden a empujar las partículas, arrastrándolas en la dirección del flujo. En el momento en que este arrastre se produce, ha comenzado el sifonamiento mecánico del suelo. Inevitablemente existen en la masa del suelo lugares en 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, donde el suelo no está confinado, son particularmente críticos en lo referente a posibilidades de arrastre de partículas sólidas; una vez que las partículas empiezan a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales por los que el agua circula a mayor velocidad, con lo que el arrastre se acentúa, de manera que el fenómeno del sifonamiento mecánico tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales formados. El límite final del fenómeno es el colapso del bordo, al quedar éste surcado por conductos huecos de gran diámetro que afectan la estabilidad de la sección resistente hasta la falla. (Ahedo y Sánchez, 2003).

Un factor que contribuye mucho al sifonamiento mecánico es la insuficiencia en la compactación del terraplén, que deja alguna capa del mismo suelta y floja; esto es particularmente probable cerca de muros o superficies de hormigón, tales como ductos o tubos (Ruesta, Díaz, Alva 2011).

La presa de Tantar puede o no fallar por sifonamiento mecánico, dependiendo que el material considerado para la conformación de terraplenes y cuerpo de la presa cumpla las propiedades recomendadas según el resultado de mecánica de suelo de la presa.

La tubificación es similar a la falla de sifonamiento mecánico, esto ocurre en el cuerpo de la presa como describimos a continuación; al almacenarse el agua tras de una presa de tierra una parte de dicha agua comienza a filtrarse a través del cuerpo de la presa o de su cimentación, siguiendo una trayectoria que se

inicia en el lado de aguas arriba, y termina, lógicamente en el de aguas abajo como lo ilustra esquemáticamente la Fig. 1.7; y por lo tanto el gasto de la filtración a través de la presa o la cimentación depende principalmente de la habilidad que los suelos que intervienen en ellas tengan, para permitir el paso del agua; esta habilidad es conocida como permeabilidad (Murillo, 2012).

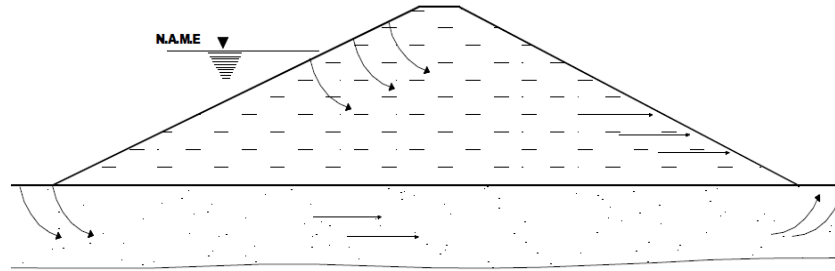


Figura Nº 1.7 Filtraciones por Tubificaciones.

Fuente: Diseño del tesista 2016

En algunos casos, la velocidad del agua a la salida de las filtraciones en el lado de aguas abajo llega a ser suficiente para provocar en esta parte el arrastre de las partículas de suelo, iniciando así la formación de un ducto o tubo que progresa aguas arriba, hasta que alcance a establecer la comunicación hacia ambos lados de la presa, al entrar el agua y empezar a fluir a través de este tubo provoca al arrastre del material de sus paredes, ampliando considerablemente la sección del tubo. El trabajo erosivo del agua progresa rápidamente, pudiendo llegar a provocar la falla completa de la presa. Las fallas producidas a consecuencia de este fenómeno se han denominado “fallas por tubificación”. Ahedo y Sánchez (2003).

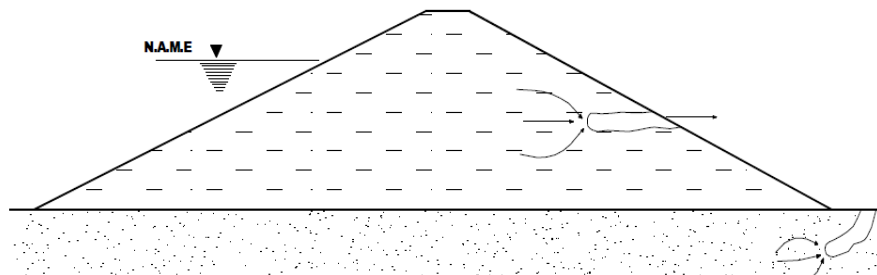


Figura Nº 1.8 Inicios de tubificación

Fuente: Diseño del tesista 2016

A continuación se presenta el desarrollo de la tubificación de una presa de tierra.

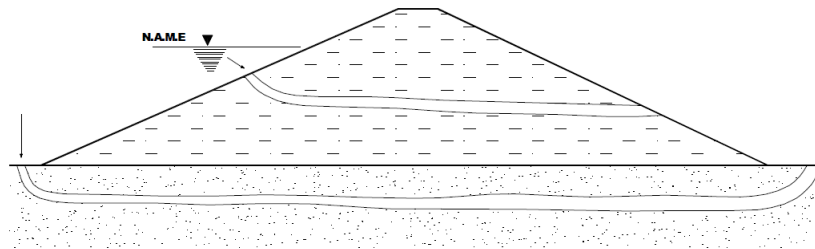


Figura Nº 1.9 Tubificación completa

Fuente: Diseño del tesista 2016

En algunos casos la formación del ducto o tubo se inicia a través de la unión del terraplén de la presa con estructuras echas con materiales, tales como muros de contención o conductos de obras de toma que atraviesan el cuerpo de la presa. Los movimientos por asesoramientos del terraplén, que ocurren posteriormente a la construcción llegan a provocar la separación entre la tierra y el elemento rígido de mampostería o concreto, dando así lugar a que se inicie la formación del tubo (Campbell, 1 985)

Propiamente depende de la adherencia que existe entre las partículas que constituyen al suelo, y cuyas partículas se encuentran unidos por fuerzas de tipo molecular ejercidas a través de las partículas de agua y los iones adheridos a los coloides, son pocos susceptible a la tubificación. Las gravas y los cantos rodados están formados por granos de gran tamaño, no puede ser fácilmente arrastrado por el agua a menos que esta fluya con gran velocidad. En cambio aquellos suelos formados por granos pequeños, de poco peso pero que carecen de coherencia, como ocurre en las arenas finas y los limos de baja plasticidad o mezclas de ambos, ofrecen la mínima resistencia a la erosión, y por consiguiente la máxima susceptibilidad a la falla por tubificación (Rodríguez, 2014).

Factor de seguridad por tubificación

Según Villaseñor (México) el fenómeno de tubificación puede definirse como el movimiento de material en la cimentación por la velocidad de agua de filtración al salir del suelo que se encuentran bajo la presa (velocidad crítica). Han sido

establecidas diferentes fórmulas definiendo la velocidad requerida para levantar partículas de suelo de diferentes tamaños. Sin embargo, la tubificación incipiente ocurre cuando la presión del agua de filtración en cualquier punto de la cimentación, es mayor que el peso del suelo saturado en este punto. Bajo tales condiciones del suelo llega a estar sobresaturado rápidamente e incapaz de soportar cualquier carga; la tubificación real es inminente.

Debido al arrastre de las partículas sólidas hacia el exterior, se van formando en la cimentación verdaderos túneles, por lo que el agua fluye fácilmente. Esto es más apreciable en los puntos donde el agua aflora, en los cuales se producen acumulaciones de partículas sólidos en las proximidades de los túneles.

Para evitar la tubificación en los bordos, éstos se diseñan con un factor de seguridad que debe ser igual o mayor que cuatro y se calcula con la fórmula general:

$$F. S. T = \frac{\gamma-1}{i(1-e)} \geq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Donde:

F.S.T = El factor de seguridad por tubificación debe ser igual o mayor que 4

γ = Gravedad específica del material o peso volumétrico húmedo, ton/m³.

e = Relación de vacíos del material, %.

i = Gradiente hidráulico del flujo que atraviesa el material.

Para calcular el gradiente hidráulico del flujo, primero se calcula la pérdida de carga por cada equipotencial.

$$\Delta h = \frac{h}{N1} \dots\dots\dots (4)$$

Δh = Altura de la red de flujo

H = Altura de la Cortina (m)

$N1$ = Longitud de la base de terraplén (m)

El gradiente hidráulico se obtiene dividiendo la pérdida de carga por cada equipotencial entre la longitud (L) comprendida entre las equipotenciales penúltima y última. $i = \frac{\Delta h}{L}$(5)

La longitud L se obtiene del dibujo de la red de flujo.

Si el análisis FS es < 4, existen algunas medidas tendientes a aumentarlo.

Cuando hay concreto en la base de la presa o un delantal de suficiente longitud, aguas abajo, que descansa directamente sobre el suelo, el problema de tubificación se reduce, dado que i disminuye por el aumento en las caídas de potencial; el caso entonces se concreta a balancear, por subpresión, el peso del material.

Factor de seguridad de 10 o más no son demasiado severos bajo condiciones desfavorables, sin embargo, con el uso adecuado de drenaje controlado, estos factores de seguridad son fácilmente obtenidos.

Cuadro Nº 1.13 Resumen unidades de cálculo factor de seguridad

Factor Seg.	Concepto	γh	$\gamma h-1$	H	ne	$\frac{\Delta h=H'}{n e}$	L
Por Tubific.	Unidades	(ton/m ³)	(ton/m ³)	m	numérico	m	m
	cantidades						

Fuente: Elaboración propia 2016

Cuadro 1.14. Unidades de los datos factores de seguridad (Continuación).

Factor Seg.	Concepto	$i=\Delta h/L$	e	i^{81+e}	$FsT=(h-1)/(i(1+e)) \geq 4$
Por Tubific.	Unidades	(ton/m ³)	(ton/m ³)	m	numérico
	cantidades				

Fuente: Elaboración propia 2016

1.6.2 Fallas por deslizamiento (taludes de agua abajo)

Los deslizamientos son movimientos relativos de masas de suelo o roca con respecto al sustrato, sobre una o varias superficies de rotura cuando se supera la resistencia al corte de estas superficies. La masa generalmente se desplaza en conjunto, comportándose como una unidad en su recorrido; la velocidad

puede ser muy variable, pero suelen ser procesos rápidos y alcanzar grandes volúmenes.

Estos problemas de movimiento de masa de suelo son los más comunes, razón por la cual, la presente investigación se centra en analizar la Estabilidad de la presa pero mediante el uso del Método de Bishop Simplificado.

Los taludes de una presa de tierra deben ser estables aun en las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la vida de la presa. Esta condición implica que los esfuerzos cortantes originados por el propio peso de la presa y las fuerzas de filtración no deben exceder a los esfuerzos cortantes que los materiales del terraplén y la cimentación sea capaces de soportar. Por el contrario, la resistencia al corte debe ser superior a los esfuerzos impuestos, con el fin de disponer de un margen de seguridad. (Rodríguez, 2014).

A continuación se exponen los métodos para determinar la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante, y se hace mención de los distintos factores que influyen en esa propiedad mecánica. (Rodríguez, 2014).

La falla por deslizamiento de taludes es quizá la más estudiada de todas las que frecuentemente ocurren en las presas de tierra. Además de su importancia intrínseca, es el tipo de falla más susceptible de análisis y cuantificación con los métodos existentes para el estudio de estabilidad de taludes. (Ruesta et. al 2011). Existe un buen volumen de información estadística respecto a este tipo de falla, de la que se desprende que las fallas por deslizamiento ocurren preponderantemente en los primeros tiempos de la vida de la presa y también ésta es, sin duda una conclusión alentadora, acontecen cada vez más raramente en presas de reciente y cuidadosa construcción; de hecho parece haber evidencia suficiente para poder decir que si el diseño y la construcción de una presa, por alta que sea, se cuida lo necesario, las técnicas de que se dispone

permiten adoptar una actitud de tranquilidad ante la posibilidad de ocurrencia de estas fallas. (Ruesta et. al 2011). 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. (Rodríguez, 2014). Las fallas por deslizamiento suelen considerarse divididas en dos tipos principales:

1. Falla durante la construcción.
2. Falla durante la operación.

a). 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. Ahedo y Sánchez (2003).

Estas fallas han sido menos frecuentes que las ocurridas durante la operación; nunca han sido catastróficas. Las fallas se han presentado sobre todo en presas cimentadas en arcillas blandas, con gran porción de la superficie de falla a través de ese material, y pueden ser rápidas o lentas, según que el material de cimentación sea homogéneo o presente estratificaciones que favorezcan el movimiento (Ruesta et. al 2014).

b). 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 poros. Las fallas por deslizamiento de taludes que han ocurrido durante el período de operación de las presas de tierra, han sido sobre todo de dos tipos: profundas, con superficie de falla, invadiendo generalmente terreno de cimentación arcilloso; y superficiales, afectando sólo pequeños volúmenes del talud. (Rodríguez, 2014).

Cuadro N°1.15 fallas por flujo de material.

Sensitividad de los suelos a la licuación	Suelo que pueden ser afectados por el tipo de falla.	Carácter de la deformación necesaria para iniciar el flujo.	Carácter y rapidez de la falla por flujo.	Ejemplos de falla por flujo.
ALTA SENSITIVIDAD TIPO "A"	Arena en condiciones muy suelta, polvo de roca (limo)	Pequeñas deformaciones como las producidas por sismo que afecta una gran masa.	Flujo rápido (unos minutos)	Fallas de terraplenes de Flujos de limos en las montañas
BAJA SENSITIVIDAD TIPO "B"	Arenas de río, polvo de roca (limo).	Grandes deformaciones que afectan a toda la masa ejemplo: falla de un estrato de arcilla transmitida a la arena superior.	Flujo rápido (unos minutos).	Presa de arenas de río en la cimentación y arena de relleno hidráulico en el cuerpo de la presa.
BAJA SENSITIVIDAD TIPO "C"	Arenas del río, polvo de roca; limos y arcillas estratificadas; muy sensible al remoldeo	Grandes deformaciones creadas progresivamente.	Licuación progresiva hasta varias horas de duración dependiendo de la masa afectada	Falla de los bordos de presas, fallas en limos y arcillas estratificadas en excavaciones.

Fuente: Elaboración propia 2016.

Cuadro N°1.16 Ventajas y desventajas de las presas flexibles

TIPOS DE PRESA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Homogéneas de suelo fino	<ul style="list-style-type: none"> · El material se compacta con un solo equipo, facilitándose también la explotación de materiales, el Transporte y el almacenamiento. · Las líneas de flujo son más largas. 	<ul style="list-style-type: none"> · Se requieren altos controles en la Compactación para evitar que queden estratos con diferentes propiedades. · Se pueden presentar altos asentamientos. · Mayor inestabilidad del talud aguas arriba durante desembalses rápidos. · Mayor volumen de material. · Se requiere protección de taludes.
Mixto	<ul style="list-style-type: none"> · Taludes con pendientes más altas. · Menor cantidad de materiales de construcción. · Se facilita la construcción por etapas, especialmente si el núcleo es inclinado hacia aguas arriba. 	<ul style="list-style-type: none"> · Se requieren diferentes equipos para hacer la compactación de las zonas. · Se necesitan diferentes áreas de préstamo y almacenamiento. · El núcleo puede quebrarse si es muy esbelto y presentarse discontinuidades.

Fuente: Elaboración propia 2016.

Análisis de deslizamiento con Software GEO5 2016

En este capítulo, vamos a mostrarle cómo verificar la estabilidad de taludes con superficies de deslizamiento circular y poligonal (utilizando su optimización), y las diferencias entre los métodos de análisis de estabilidad de taludes.

- Análisis N° 1: optimización de la superficie de deslizamiento circular (Bishop) y (Fellenius / Petterson).



Figura N° 1.10 Logotipo de software GEO5 2016

Fuente: Software GEO5 2016

GEO5 2016, es un software complejo de análisis de estabilidad de taludes disponibles, completa con el análisis de elementos; se pueden analizar todos los tipos de suelos y rocas pendientes, terraplenes, diques de tierra que permite crear y evaluar con el resultado obtenido.



Figura Nº 1. 11 Opciones del software GEO5 2016

Fuente: Software GEO5 2016

Analizamos estos métodos mediante el software de GEO5 2016, para ello elaboramos un manual paso a paso, con la finalidad de analizar el trabajo final con varios métodos para el talud de la presa, y brindar la facilidad a los interesados que puedan aplicar con este programa los diferentes trabajos de su interés.

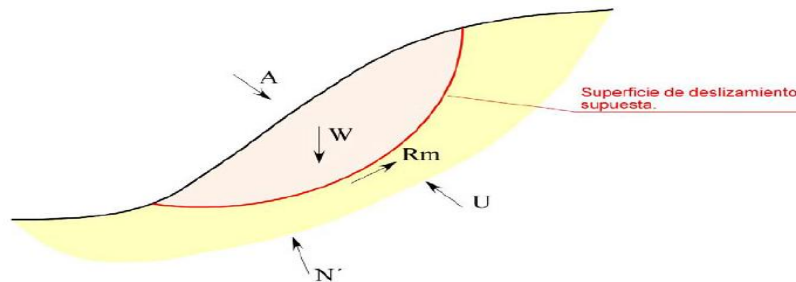


Figura Nº1.12 Fuerzas actuantes de un deslizamiento

Fuente: Salas, Molina s.a.

A: Resultado de fuerzas externas

W: Peso propio de la masa de suelo

U: Presiones intersticiales a lo largo de la superficie de deslizamiento supuesto

N: Resultante de las tensiones efectivas normales a la superficie de deslizamiento.

Rm: Tensiones tangenciales a lo largo de la superficie de deslizamiento para alcanzar el equilibrio estricto.

En general, para el empleo de los ábacos se emplean una determinada nomenclatura que permita distinguir tipos de círculos de despeamiento. Al pie de

la misma se indican las situaciones en las que cada rotura es más probable, lo que sin duda resulta muy práctico desde el punto de vista del planteamiento de los análisis de estabilidad a realizar. (Ortuño, 2003)

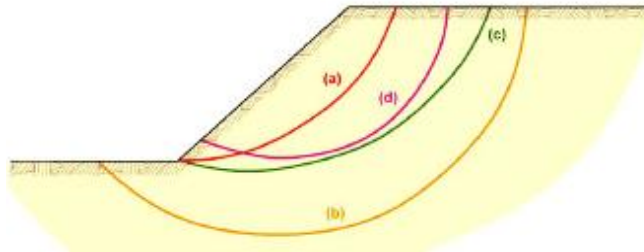


Figura Nº1.13 Denominación de las diversas tipologías de círculos de deslizamiento

Fuente: Salas, Molina s.a.

- a). Círculo superficial de pie.
- b) Círculo profundo.
- c) Círculo profundo de pie.
- d) Círculo de talud.

Analizamos estas pruebas con el software

1.6.3 Factor de Seguridad según teorías

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius 1927, presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculado del material en el talud y los esfuerzos de corte crítico que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesto de posible falla. Es por ello necesario estudiar con detenimiento las diferentes condiciones de trabajo a que están sometidos los materiales, a través de la vida de la presa, para correlacionarlas con los ensayos de laboratorio que representan cada una de ellas. (Armas, 2009). El factor de seguridad mínimo que se asume como aceptable está regulado bajo normas. Armas Novoa y Horta Mestas en el libro Presas de Tierra hacen referencia a las especificaciones de diseño de presas, 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 1.18.

Cuadro Nº 1.17 Caracterización de la presa o ataguía

categorías	Tipos de suelo de la base	
	Rocosos	No rocosos
I	H > 100m	H > 50m
II	50 <h< 100m	25 <h< 50
III	200 <h> 50	15 <h< 25
IV	H < 50	H < 15

Fuente: Recopilación del autor 2016.

De acuerdo a la categoría y las condiciones de trabajo, se establece el rango del factor de seguridad mínimo aceptable. Según los mencionados autores se recomiendan los valores obtenidos en la Tabla 2.18.

Cuadro 1.18 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: Recopilación del autor 2016.

El factor de seguridad se obtiene por la siguiente expresión (según Taylor, 1937) sin considerar presión de poros.

Comparación de los diversos métodos

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son el simplificado de Bishop y los métodos precisos de Morgenstern y Price y Spencer. (Díaz, s.a.)

Los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%. (Ahedo et. al 2,003).

Por las razones anteriores se prefieren métodos más sencillos pero más fáciles de manejar como es el método simplificado de Bishop. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la dirección de las fuerzas entre partículas en estos métodos no afectan en forma importante el resultado del factor de seguridad.

Según (Díaz, s. a.).

Para análisis sísmico el método de Sarma tiene ciertas ventajas con relación a los demás métodos. Los métodos de los diferente autores mencionados han realizado cálculos con el fin de obtener resultados, los cuales son similares y se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro N°1.19 Comparación de los F.S. de los diversos métodos

TALUD	FACTOR DE SEGURIDAD CALCULADO				
	Bishop	Spencer	Janbu	Morgenster n-Prince	Ordinario
Talud 2H:1V	2.08	2.07	2.04	2.08	1.93
Talud sobre una capa de suelo débil	1.38	1.37	1.45	1.38	1.29
Talud con una línea piezométrica	1.83	1.83	1.83	1.83	1.69
Talud con dos líneas piezométricas	1.25	1.25	1.33	1.25	1.17

Fuente: Suarez Díaz B. - Colombia

El método de evaluación más usado en el análisis sísmico de taludes es el cálculo del mínimo factor de seguridad contra el deslizamiento cuando una fuerza estática y horizontal de alguna magnitud es incluida en el análisis. El análisis es tratado como un problema estático en el que el talud se comporta como cuerpo rígido fijado a su cimentación, experimentando una aceleración uniforme e igual a la aceleración superficial del terreno. La fuerza horizontal es expresada como el producto de un coeficiente sísmico K, y el peso W, de una potencial masa deslizante. Si el factor de seguridad se aproxima a la unidad, la sección es

considerada insegura, aunque no hay un límite reconocido para el valor del mínimo factor de seguridad.

Como se indicó anteriormente, uno de los mayores problemas en este método es la elección del coeficiente sísmico K. Los coeficientes utilizados varían de acuerdo al criterio y experiencia del diseñador.

Entre los diversos métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite que existen, se tiene al Método de Bishop, el cual es uno de los más usados en el análisis de estabilidad de taludes. Este método tiene como base las siguientes hipótesis:

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

Llegando a la conclusión da los siguientes valores en la tabla.

Cuadro No. 1.20 Factores de Seguridad Mínimos para el Análisis de Estabilidad de Presas de Tierra (US Corps of Engineers)

Condición	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
I) Al final de la construcción para presas de más de 15 m.	1.3	1.3
	1.4	1.4
II) Infiltración Constante	--	1.5
III) Desembalse Rápido	1.5	--
IV) Sismo	1.0	1.0
V) Post Sismo	1.1 < FS < 1.2	

Fuente: US corps of Engineers

La evaluación pseudo-estática tiene limitaciones. Las estructuras de tierra y taludes se comportan como cuerpos deformables y su respuesta a la excitación

sísmica depende de los materiales de la estructura, de la geometría, de la naturaleza del movimiento, etc., como se evidenció en ensayos a escala natural y en las observaciones de la respuesta durante los sismos pasados.

a. Efectos de sismo

También tener en cuenta la ubicación de la zona sísmica del Perú, de acuerdo a ello diseñar la presa, que las presas de tierra bien diseñada, construidas conforme a los criterios que actualmente prevalecen es capaces de soportar los efectos de un sismo intenso sin sufrir daños de importancia. Sin embargo, el hecho de que haya ocurrido algunas fallas con las ocurrencias naturales como: temblores, ameritan mencionar los efectos que origina la acción de los esfuerzos alterados y repetidos, inducidos por el sismo. Es necesario considerar una aceleración del mismo igual a 0.10 g. Y en lugares de alta sismicidad hasta 0.20 g. Se acepta que el factor de seguridad así calculado no deba ser menor de 1.30, este criterio se considera adecuado para aquellos casos en los que intervienen materiales permeables o semipermeables y es ligeramente conservador para materiales arcillosas.

FS= Factor de seguridad; no menor de 1.30

a) los materiales granulares mal compactados formados de rocas de baja calidad o sea, contaminadas de finos que no fueron lavados para usar en la construcción, son capaces de producir fuertes asentamientos a causa de un temblor, los cuales pueden traducirse en agrietamiento importante del elemento impermeable. Es por ello recomendable la compactación de los respaldos de grava y arena mediante rodillo vibratorio, y el lavado de aquellas rocas que contengan exceso de finos. Esta precaución no es necesario cuando se tiene rocas duras y limpias.

b) Cuando en el cuerpo o la cimentación de la presa intervienen arenas finas uniformes o limos no plásticos, en estado suelto y saturado, el sismo llega a producir la falla por licuación.

Los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%.

Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores no realísticos de FS.

Sismicidad

A partir de las investigaciones de los principales eventos ocurridos en el Perú se presenta en las Figuras N° 1.25 y 1.26, el mapa de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú, el cual está basada en isosistas peruanos y datos de intensidades de sismo histórico reciente (Alva Hurtado en el 1984) de acuerdo a esta mapa a las zonas de emplazamiento le corresponde una intensidad media mayor de VI en la escala Mercalli modificado.

Según el mapa de zonificación sísmica en la siguiente figura 1.25 y 1.26 de acuerdo a la norma sismo – resistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, a la zona de estudio le corresponde una sismicidad media según el mapa de zonificación del coeficiente sísmico en el Perú: fuente Ruesta Et. Al 1988, a la zona donde se emplazará la presa le corresponde un coeficiente sísmico de 0.10.

1.6.4. Hidrología: tránsito de avenidas en embalses

Si en el depósito en la presa se produce un aumento brusco del caudal de entrada en la temporada de alta precipitación, ese aumento se refleja en la salida atenuado (caudal máximo menor) y retardado (caudal máximo retrasado en el tiempo).

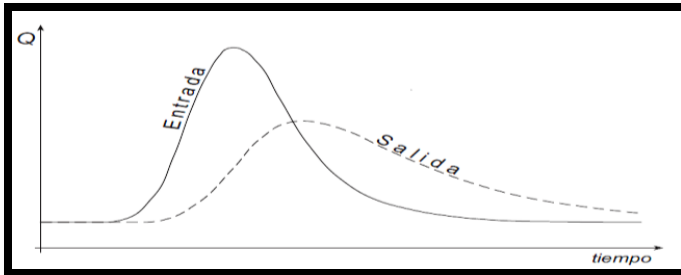


Figura Nº 1.14 Efecto de retardo y atenuación en un hidrograma entre la entrada y salida.

Fuente: Transito hidrograma página web

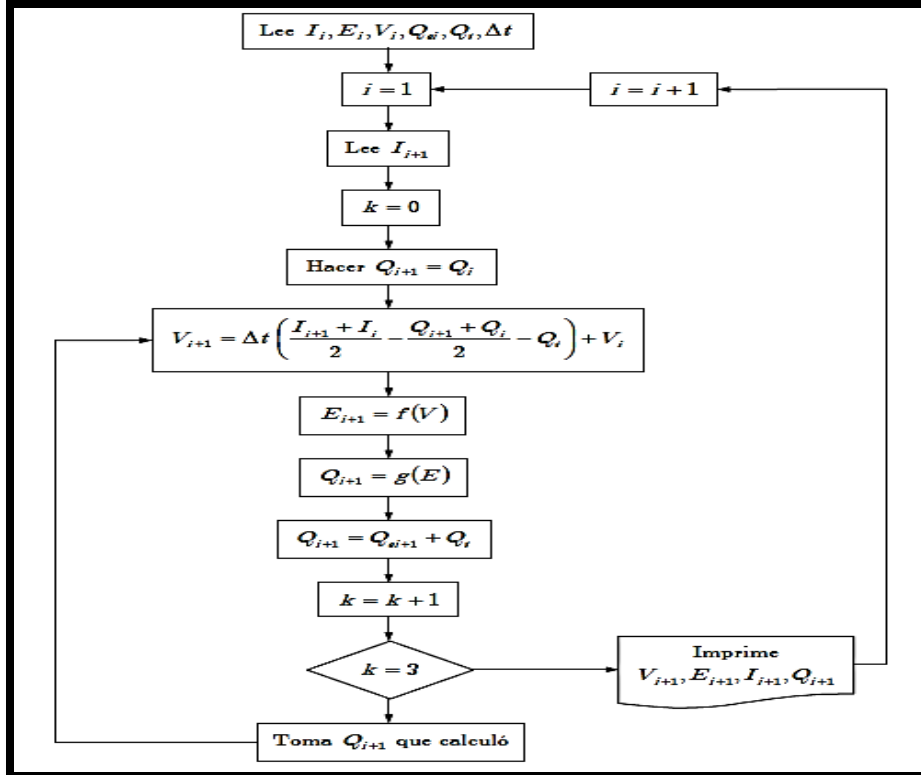


Figura Nº 1.15 Diagrama de flujo para el cálculo del tránsito de avenidas mediante el método de aproximaciones sucesivas (CFE, - 1981).

Fuente: Cálculo de avenidas de diseño

Calcular en tránsito de hidrograma es obtener el hidrograma del punto de salida a partir de entrada. La utilidad práctica del procedimiento es evidente, de repente el carácter catastrófico de una avenida está relacionado directamente con la altura del tipo del hidrograma (el caudal máximo), de modo que es fundamental calcular como ese pico va disminuyendo a medida que nos movemos aguas abajo.

El tránsito de avenida, y se utiliza las expresiones transitar una avenida o transitar un hidrograma: **Q entrada – Q salida = Δalmacenamiento/Δt**

Con la siguiente fórmula:

$$I - O = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t} \dots\dots\dots(6)$$

Siendo:

Δt = Intervalo de tiempo entre los tiempos de t_{i-1} y t_i (hr.)

S_{i-1} = Volumen almacenado en el comienzo del Δt (tiempo t_1) m³/s

S_i = Volumen almacenado al final del Δt (tiempo t_2) m³/s

I = Caudal medio de entrada (durante el intervalo Δt) m³/s

O = Caudal medio de salida (durante el intervalo Δt)

Es posible que el caudal de entrada (I) o el de salida (O) no sean constantes a lo largo del Δt considerado; para ello consideramos el caudal de entrada como la media de los valores al principio (I1) y al final (I2) Δt, es decir $I = (I_1 + I_2)/2$ y análogamente el caudal de salida. Así, la expresión (2) resultaría:

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{O_{i-1} + O_i}{2} = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t} \dots\dots\dots(7)$$

$$I_1 = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} + Q_1 \dots\dots\dots(8)$$

Dónde: $Q_1 < I_1$

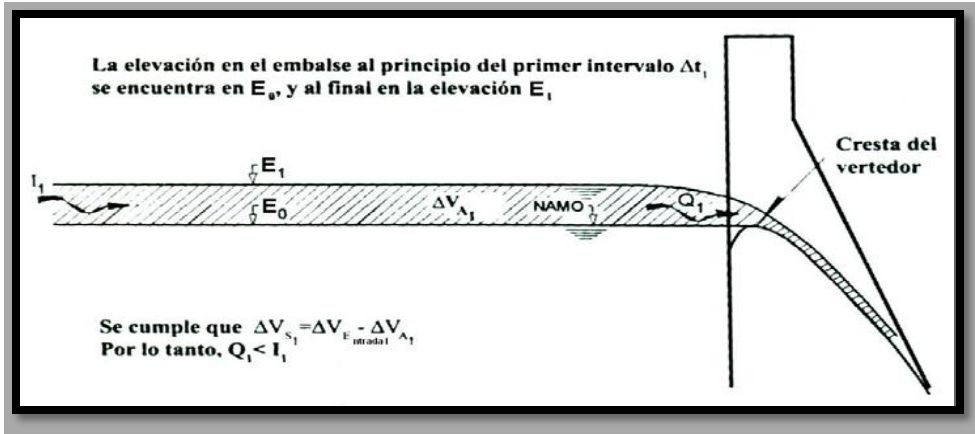


Figura Nº 1.16 Hidrograma de entrada a una presa

Fuente: Transito hidrograma página web

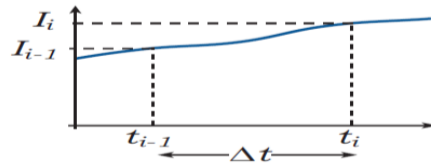


Figura Nº 1.17 variación en el caudal entre dos tiempos consecutivos ti-1 y ti

Fuente: transito hidrograma página web

$$O = CLh^{3/2} \dots \dots \dots (9)$$

O= Es el gasto de salida m³/s.

C= Es el coeficiente de descarga del vertedor, m^{1/2}/s.

L= Es la longitud de la cresta de vertedor (m).

h= Es la carga de agua sobre la cresta del vertedor (m).

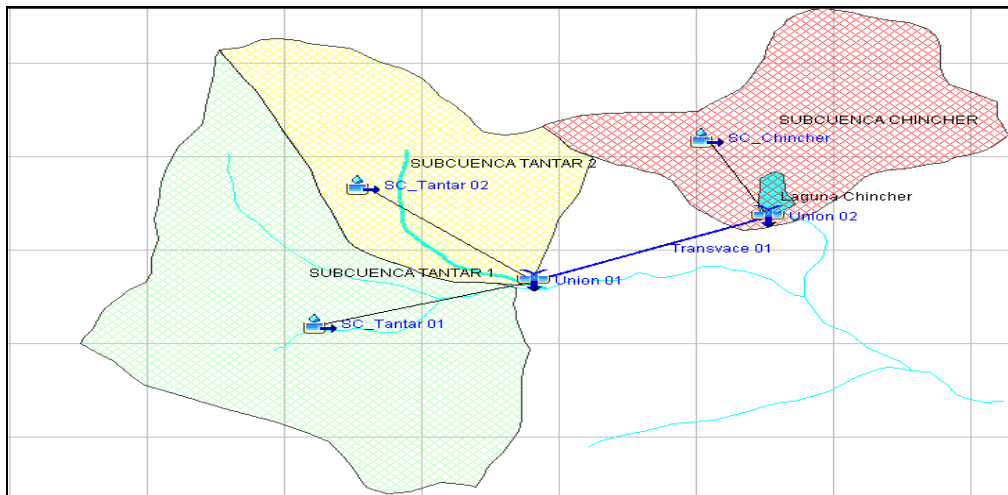


Fig. Nº 1.18 Esquema de la sub cuencas a ser derivados.

Fuente: Elaboración propia 2016

Rebose de la cortina

En presas de tierra es siempre catastrófico que el agua rebase la cortina y escurra por el talud aguas abajo, debido precisamente a la naturaleza erosionable de los materiales que intervienen en su composición. Por esta razón, la presa debe estar provista de una estructura auxiliar denominada vertedor (aliviadero), que permita el alivio del vaso cuando este se llena a su máxima capacidad. Dada la naturaleza de sus funciones, el vertedor de excedencias debe estar construido con materiales no erosionables, como hormigón o, en obras más chicas, mampostería. Es por ello que el rebase de la cortina debido a insuficiencia del vertedor ocurre generalmente por una mala estimación del gasto correspondiente a la avenida máxima que deba desalojar éste. La consecuencia es que al presentarse una avenida mayor que la prevista, el vertedor no la desahoga y el agua se vierte sobre la cortina, erosionándola y dañando el talud aguas abajo, con las consecuencias ya indicadas anteriormente. Según estudios de (Middle brooks, 1953), la falla por rebase de la cortina debido a insuficiencia del vertedor, constituye la más frecuente causa de falla catastrófica conocida.

En algunas aplicaciones, la esorrentía puede conducirse primero a pequeñas distancias mediante colectores adyacentes o localizados en el sitio donde se ubica la estructura de detención. La detención in-situ es diferente a la detención aguas abajo, debido a su proximidad al extremo aguas arriba de la cuenca y al uso de estructuras de detención pequeñas en contraste con las presas grandes normalmente asociadas con la detención aguas abajo.

Varias consideraciones se hallan involucradas en el diseño para la detención de aguas-lluvias. Estas son:

1. La selección de un evento de lluvia de diseño.
3. La tasa de liberación máxima permitida.
4. Los requerimientos y oportunidades para el control de contaminación.

5. Los diseños de las estructuras de salida para la liberación del agua detenida.

Un esquema general de una presa de atenuación de crecida en corte se da a continuación.

Dado a la simplicidad y rapidez que brinda el modelo tránsito de avenidas, se utilizará éste para realizar pre-diseño del embalse de una estructura de detención.

De las consideraciones antes mencionadas:

Evento de lluvia de diseño: Se adopta el descrito en la parte 1.

El volumen de almacenamiento: Se obtiene a partir de curvas de nivel1.

El volumen de almacenamiento: Se obtiene a partir de curvas de nivel2.

Descripción de la cuenca

La laguna Chincer descarga en la quebrada de Tantar, que juntamente con las quebradas del trayecto, que finalmente descargan también en el río Pampas.

La sub cuenca de la laguna Chincer se ubica entre las altitudes 4 340 msnm hasta los 3920 msnm con una altitud media de 4125 msnm. El curso principal visible de esta laguna es de 1,5 km, por lo tanto tiene una pendiente de 45,7 %, conformando 12.015 km² de área de cuenca.

Cuadro N° 1.21 Características Generales de la Micro cuenca

Area de la cuenca: A	12.05	Km ²
Altitud Media de la Microcuenca: H	4125	msnm
Pendiente Media de la Microcuenca	0.95	m/m
Precipitación Media Anual: P	865.5	mm
Evaporación Total Anual: ETP	900	mm
Temperatura Media Anual: T	8.7	°C
Déficit de Escurrimiento: D	471.3	mm/año
Coefficiente de Escorrentía: C	0.46	
Coefficiente de Agotamiento: a	0.0237	
Relación de Caudales (30 días): bo	0.491	
Área de lagunas y acuíferos	0.08	Km ²
Gasto Mensual de Retención: R	80.0	mm/año

Fuente: Estudio Hidrológico expediente técnico 2,011.

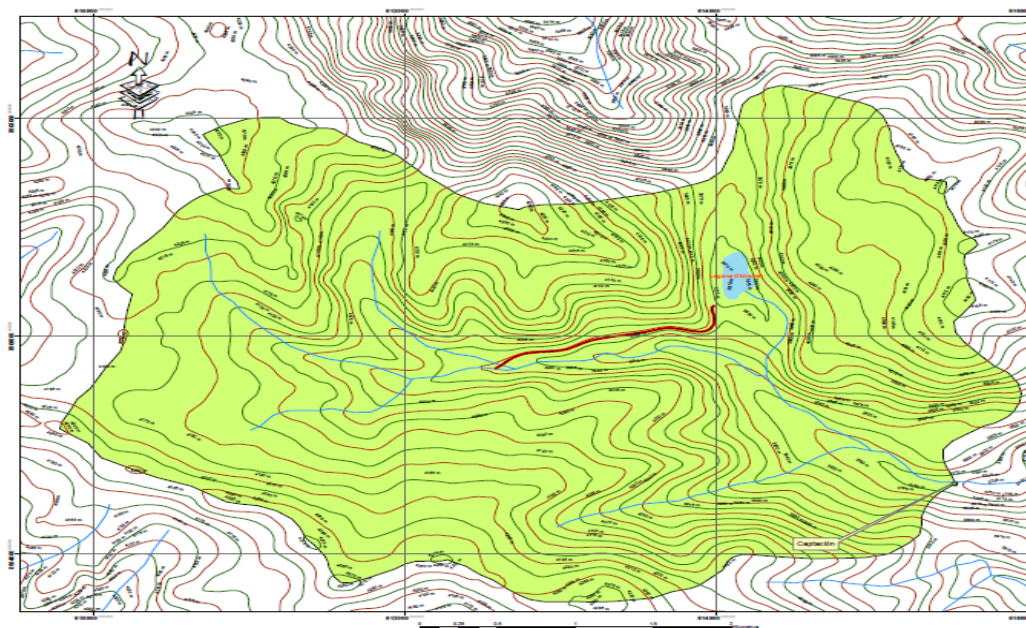


Figura Nº1.19 Plano topográfico de sub cuenca Tantar

Fuente: Elaboración propia 2016

Diseño De Aliviadero

Para el diseño del aliviadero del embalse se empleó la avenida máxima con un tiempo de retorno de 50 años correspondiente a las Sub cuencas Laguna Chincer y Adyacentes, $Q = 12.76 \text{ m}^3/\text{s}$.

Altura del Aliviadero

Para determinar la altura del aliviadero, se está asumiendo como punto de partida la longitud inicial del aliviadero, no se está realizando el tránsito a través del embalse la corriente captada en el punto de ingreso al embalse

Se emplea la fórmula:

$$Q = 1.7.L.H^{3/2}$$

Donde:

L = Ancho del Aliviadero (m)

H = Altura de Carga (m)

Q = Caudal (m/s)

Altura de coronación

La altura de coronación de la presa será el NAME más el resguardo que asegure que las olas, en el momento que se produce el NAME, no salten por encima del dique.

a) Borde Libre

Para calcular el resguardo se calcula mediante la siguiente ecuación: (Knapen)

$$\text{Resguardo (m)} = 0.75 \times H_o + (Vg)^2 / 2g$$

Donde :

$$H_o(m) = 0.76 + 0.34 \times (Fe)^{0.5} - 0.26 \times (Fe)^{0.25} \quad (\text{Stevenson})$$

$$Vg_{(m/seg)} = 1.52 + 2 \times H_o \quad (\text{Gaillard})$$

Fe: Longitud máxima de la lámina de agua del embalse (Km.)

Siendo Fe = 0.80 Km

b) Altura de la Presa

$$\text{Altura total de presa} = 8.00 \text{ m.}$$

Capacidad de azolves

$$V_s = 0.0015 (25V)$$

V_s = Volumen muerto

V_m = Volumen escurrido medio anual en m³

$$\text{Vol. Azolves} = 115\,847.22 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. Azolves} = 0.116 \text{ mmc}$$

- CAPACIDAD TOTAL DEL ALMACENAMIENTO

$$\text{Vol. Total} = \text{Vol. Azolves} + \text{Vol útil}$$

$$\text{Vol. Total de embalse} = 1.112 \text{ mmc}$$

- MANI (nivel de aguas mínimas)

Según la capacidad del embalse a que cota se ubica el MANI

$$\text{NAMI} = 3822 \text{ msnm}$$

- NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias)

$$\text{NAMO} = 3827 \text{ msnm.}$$

- NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias)

Según el tránsito de avenidas, por encima de cresta del aliviadero debe pasar una altura de agua de 1m. (altura de superalmacenamiento), NEME = 3828 msnm.

- BORDO LIBRE (BL)

$$\text{BL} = h_1 + h_2 + h_3 + \text{asentamientos}$$

$$\text{Olas } h_1 = 0.03227 (V * F) E^{1/2}$$

$$\text{Mareas } h_2 = V^2 \cdot F / 62816 \cdot D$$

$$\text{Choque olas } h_3 = 0.6 \cdot h_1$$

Donde:

$$h_1 = \text{altura de olas (m)} = 0.353500139\text{m}$$

$$h_2 = \text{efectos de mareas (m)} = 0.000955171\text{m}$$

$$h_3 = \text{choque de olas RUN UP} = 0.212100083\text{m}$$

$$\text{Asentamientos} = 0.5 - 0.1\text{m} = 1\text{m}$$

$$\text{Bordo Libre Calculado} = 1.566555392\text{m}$$

$$V = \text{Veloc. Max. Viento (km/hr) a 7.5 m sobre el nivel del agua} = 40\text{m.}$$

$$F = \text{Fetch(km), long. Mayor del embalse hasta el eje de la presa} = 3\text{m.}$$

$$D = \text{prof. Del agua} = \text{vol. Agua/área espejo} = 4\text{m.}$$

Si el bordo libre calculado es de 1m, a que cota se ubicara la corona de la presa.

$$\text{BL Asumido} = 2\text{m}$$

$$\text{Coto corona} = 3830 \text{ msnm.}$$

$$\text{ALTURA DE LA PRESA (H)} = 8\text{m.}$$

1.7 Medidas y medios para evitar las fallas de la presa de tierra

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.

1.7.1. Medidas para evitar tubificación

Este tipo de falla 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, $IP > 15 \%$, 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 $> 2 \%$ 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, 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. Se ha determinado el factor de seguridad de acuerdo a la categorización de las presas, asignando el factor de seguridad mínima en cada caso de categoría y tomando como rango de valores y comparando con ello estándares de métodos diferentes.

Cuadro Nº 1.22 Caracterización de la presa o atagüa

categorías	Tipos de suelo de la base	
	Rocosos	No rocosos
I	H > 100m	H > 50m
II	50 <h< 100m	25 <h< 50
III	50 <h< 25	15 <h< 25
IV	H < 25	H < 15

Cuadro Nº1.23 Valores mínimos de factores de Seguridad de Análisis de Estabilidad

CASO	CONDICIONES DE DISEÑO	FACTOR DE S. MÍNIMO	COMENTARIOS
I	Final de la construcción	1.32	Taludes aguas arriba y aguas abajo
II	Desembalse rápido desde el Niv. Max. de agua	1.04	Talud aguas arriba únicamente
III	desembalse rápido a través de la cresta de un vertedero de demasias	1.24	Talud aguas arriba únicamente
IV	Flujo de agua establecido, con depósito parcialmente	1.5	Talud aguas arriba únicamente
V	Flujo de agua establecido en el cuerpo de agua de presa, con depósito lleno	1.5	Talud aguas abajo únicamente
VI	Condición sísmica para los casos I, IV y V	1	Taludes aguas arriba y aguas abajo

Fuente: Recopilación del autor 2016.

Cuadro Nº 1.24 Presas de tierra y enrocado en el Perú

PRESA	TIPO	UBICACION		EMBALSE UTIL 10 ⁶ x M ³	COTA CORONACION M.S.N.M.	ALTURA MAX. (M)	SECCION MAXIMA			METODO DE ANALISIS	COEF. SISMICO	AÑO EST.	CONSULTOR	ESTADO ACTUAL		
		Department.	Latitud				TALUD PROMEDIO		DIMENSIONES (M)							
			Longit.				Aguas Arriba	Aguas Abajo	Corona						Base	Long. Cresta
POECHOS	Tierra Zonificada	Piura	4° 40' 80° 30'	830	108	48	1:2.25	1:2.25	8	240	600	Por Deformación	*	1971	Energoproject	Construida
TINAJONES	Tierra Zonificada	Lambayeque	6° 40' 79° 25'	300	216	37	1:3.0	1:2.5	9	250	2440	Fellenius	0.25	1965	Salzgitter	Construida
GALLITO CIEGO	Tierra Zonificada	Cajamarca	7° 14' 79° 15'	400	412	102	1:2.35	1:2.25	15	527	782	Bishop Key	0.15	1975	Salzgitter	Construida
PISHCAPACCHA	Tierra Zonificada	Ancash	10° 00' 77° 10'	45	4157	50	1:1.8	1:1.75	8	220	425	Bishop	0.10	1985	P.R.C.	En estudio concluido
RECRETA	Tierra Zonificada	Ancash	10° 10' 77° 20'	267	4021	48	1:3.5	1:3	12	280	2900	Análisis Dinámico	*	1982	P.R.C. C y A-C.P.S.	En estudio concluido
YURACMAYO	Tierra Zonificada	Lima	11° 45' 76° 15'	44	4318	53	1:2.5	1:2	8	300	580	Deformaciones Inducidas	*	1984	Motor Columbus	Construida
ANCASCOCHA	Tierra Zonificada	Ayacucho	14° 55' 73° 50'	65	3430	40	1:2.5	1:2	10	215	174	Bisop "Quad-4"	0.12	1984	Bustamante & Williams	En construcción
IRURO	Enrocado Pantalla de Concreto	Ayacucho	14° 30' 74° 15'	59	4065	49	1:1.5	1:1.5	9	173	383	Deformaciones Inducidas	*	1982	OIST Intecsa	En construcción
CONDOROMA	Tierra Zonificada	Arequipa	15° 25' 71° 20'	200	4151	92	1:2.5	1:2.25	12	400	510	Fellenius	0.20	1967	Electroconsult	Construida
AGUADA BLANCA	Enrocado Pantalla de Acero	Arequipa	16° 15' 71° 20'	43	3671	45	1:1.7	1:1.7	5	160	70	Cuña Deslizante	0.15	1972	Electroconsult	Construida
CHIHUANE	Tierra Zonificada	Puno	16° 10' 69° 50'	237	3880	25	1:2	1:1.75	8	120	177	Bishop	0.15	1986	Corpei	En estudio concluido
PASTO GRANDE	Tierra Zonificada	Moquegua	16° 40' 70° 35'	145	4525	10	1:2.3	1:2	3.5	44	180	Bishop Modificado	0.20	1987	A.T.A.	Construida
JURUMA	Tierra Zonificada	Tacna	17° 22' 69° 57'	9	4498	22	1:2.5	1:2	8	109	130	Fellenius	0.15	1980	INAF	Construida
PAUCARANI	Tierra Zonificada	Tacna	17° 40' 69° 50'	5	4543	24	1:2	1:2	8	100	130	Fellenius	0.15	1978	Corpei	Construida

Fuente: Elaboración propia.

El coeficiente sísmico en presas de tierra y los factores de seguridad mínimos, según el cuerpo de Ingenieros del Ejército Americano (USACOE, 1970) Los métodos más comunes utilizados en el análisis sísmico de la estabilidad de presas tierra y enrocado son los métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite. Estos métodos consideran que la acción sísmica puede reemplazarse 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:

- a. Sismicidad de la zona
- b. Condiciones locales de la cimentación, cuanto mayor sea la densidad natural del subsuelo menor será la amplificación sísmica.

c. Período fundamental de la presa, implícitamente considera la altura y propiedades de los materiales.

d. Importancia de la estructura y riesgo de daños aguas abajo de la presa.

Tabla Nº 1.25 Factor de seguridad mínimo (USA COE, 1970)

Condición de Diseño	Factor de Seguridad	
	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
I. Al final de la construcción	1.3	1.3
II. Desembalse rápido	1.5	-
III. Embalse lleno	-	1.5
IV. Sismo (solo condiciones I y III)	1.0	1.0

Fuente: Informe UNI 2011

Según el resultado el Factor de Seguridad por tubificación es mayor que el especificado. En este caso 4, es decir que la estructura que al margen de los efectos producidos por la tubificación.

Cuando hay concreto en la base de la presa o un delantal de suficiente longitud, aguas abajo, que descansa directamente sobre el suelo, el problema de tubificación se reduce, dado que disminuye por el aumento en las caídas de potencial; el caso entonces se concreta a balancear, por supresión, el peso del delantal.

Cuando hay un dren filtro bajo la presa, deben ser pesados (compactado) para evitar la tubificación.

Este Factor de Seguridad debe ser aumentado de acuerdo con el juicio, dependiendo de la información o falta de ella sobre las características del suelo de cimiento, particularmente donde la cimentación contiene estratificaciones o zonas de materiales relativamente permeable. Factor de Seguridad de 10 o más no son demasiado severos bajo condiciones desfavorables. Sin embargo, con

uso adecuado de drenaje controlado, estos factores de seguridad son fácilmente obtenidos.

Luego de construida la presa, empieza el llenado del embalse y con él se inicia el proceso de Filtración a través del cuerpo y cimentación de la presa, así como en sus estribos. Por tanto en el estudio del problema de filtración de una presa debe prestarse atención:

- Estudio de filtración a través del cuerpo y cimentación.
- Estudio de filtración en los laterales o estribos.

Esta falla debe ser la primera preocupación del proyectista y el consultor en todo proyecto de presa de tierra. Las medidas para evitarlas, que están en función de la sección de los materiales a utilizar y la forma de colocarlos en la obra, tiene que supeditarse a las recomendaciones dadas para evitar el agrietamiento. Esto se debe a que para evitar el sifonamiento mecánico el proyectista tiene otras medidas efectivas, como son la colocación de drenes con filtros invertidos, y el diseño de elementos contra filtraciones como son: dentellones, paredes de suelo, tablestacas, delantales e inyecciones, que tiene como objeto reducir el gradiente hidráulico en la cimentación. Por ello, se deben priorizar con todos los responsables de obra, los mismos criterios para evitar el agrietamiento, aunque el compactar con energía baja no sea la mejor decisión para evitar el sifonamiento.

Se ratifica que todo lo anterior es válido siempre que se esté en presencia de suelos “no dispersos”. Ante la presencia de suelos “dispersivos” en la cortina y/o cimiento, no hay medidas para evitar el sifonamiento mecánico. De ahí la importancia de la investigación ingeniero-geológica para la detección de este tipo de suelo.

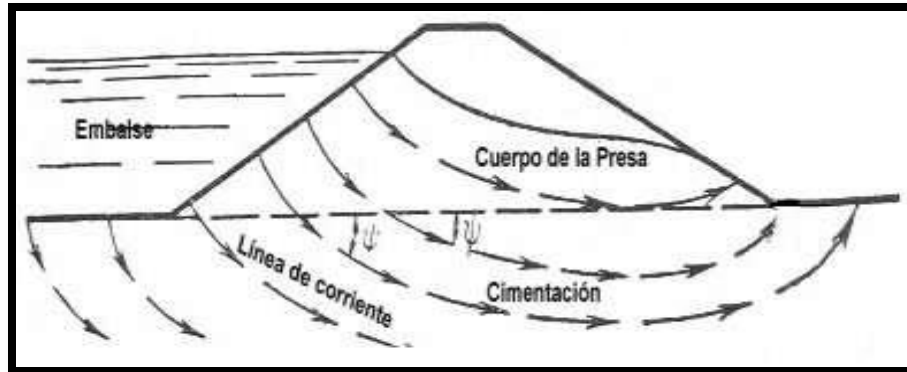


Figura Nº 1.20 Filtración en presa de tierra tanto por el cuerpo como cimentación

Fuente: Recopilación de obras hidráulicas.

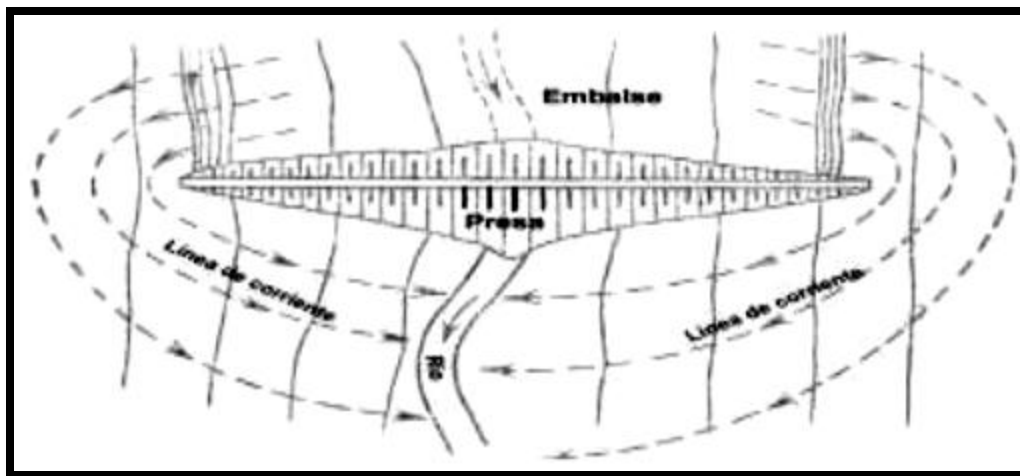


Figura Nº 1.21 Filtraciones en presas de tierra (en planta de los estribos)

Fuente: Recopilación de obras hidráulicas

1.7.2. 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 según Espinoza, Duran y Tapia 2013

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. A continuación se mencionan las fallas más comunes en presas flexibles, según análisis estadístico Delt, 1984., otros estudios nacionales e internacionales.

Cuadro N° 1.26 Tipos de fallas en presas

Fallas	Problemas
Hidráulica: (20% corresponden a presas altas y 50% a presas bajas)	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Asentamientos debido a la compresibilidad del terreno de fundación. ❖ Paso del agua por encima de la cresta de la presa debido a asentamientos a la poca capacidad del vertedero. ❖ Acción de las olas sobre el paramento aguas arriba. ❖ Fallas del filtro. ❖ Erosión al pie de la presa si la descarga de agua del vertedero y la salida de fondo queda muy próxima a la estructura. ❖ Erosión de los taludes debido a las intensas lluvias.
Filtración: (50% corresponden a presas altas y 30% a presas bajas)	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Pérdida de agua debido a la erosión, o a terraplenes permeables desde el Principio. ❖ Raíces formando parte del terraplén. ❖ Filtraciones a lo largo de conductos que cruzan el terraplén. ❖ Fallas por expansión y contracción de suelos plásticos. ❖ Animales que excavan el terraplén.
Estructural: (33% corresponden a presas altas y 20% a presas bajas)	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Deslizamientos de la fundación. ❖ Alta velocidad de construcción. ❖ Deslizamiento de los taludes debido a materiales inadecuados de construcción, desembalses rápidos, cambios en la posición de las líneas de flujo, factores atmosféricos. ❖ Angulo de fricción interna del suelo menor del esperado. ❖ Desembalse rápido. ❖ Taponamiento del filtro.

Fuente: Recopilación del autor 2016.

Cuadro N° 1.27 Porcentaje Causas de ocurrencia

Causas	Porcentaje de fallas
Hidrología e hidráulica	45
Diseño y construcción	30
Geología y mecánica de suelos	8
Operación y mantenimiento	6
Ambientales	5
Otras	0

Fuente: Recopilación del autor 2016.

Metodología de estabilización y remediación de talud

Determinada la condición de estabilidad del talud, el profesional responsable seleccionará y aprobará el método o la combinación de métodos de estabilización que, de acuerdo a su análisis, muestren potencialidades suficientes para estabilizar y remediar el talud. Dichos métodos deberán mostrar su eficacia y eficiencia, teniendo que nuevamente ser verificada la condición de estabilidad del talud para condiciones estáticos y pseudo estáticos. Asimismo, el profesional responsable desarrolla y recomendará si es necesario incorporar a la solución integral un método de control contra la erosión, a fin de otorgarle sostenibilidad a la solución de estabilidad del talud.

Cuadro Nº 1.28 Vegetaciones para taludes

Tipo	Ventajas	Desventajas
Pastos	Versátiles y baratos; variedades para escoger con diferentes tolerancias; fácil de establecer; buena densidad de cobertura.	Raíces poco profundas y se requiere mantenimiento permanente.
Juncos	Crece rápidamente y son fáciles de establecer.	Difíciles de obtener y el sistema de plantación no es sencillo.
Hierbas	Raíz relativamente profunda.	Algunas veces son difíciles de establecer y no se consiguen raíces.
Arbustos	Variedades para escoger. Existen especies que se reproducen por estaca. Raíz profunda buena cobertura, bajo mantenimiento.	Algunas veces son difíciles de establecer.
Árboles	Raíces profundas, no requieren mantenimiento.	Es demorado su establecimiento y generalmente son más costosos.
Gel germinador de plantas	Fácil aplicación. Forestación iniciada con semillas según tipo a emplear.	Costo inicial elevado. Requiere de mantenimiento periódico.

Fuente: Normas CE. 020

Cuadro Nº 1.29 Norma: de estabilización de suelo

MATERIAL	TIPOS DE ESTABILIZACIÓN			
	MECÁNICA	CON CEMENTO	CON CAL	CON EMULSION
GRAVA	Puede ser necesaria la adición de finos para prevenir desprendimientos	Probablemente no es necesaria, salvo si hay finos plásticos. Cantidad de 2 a 4%	No es necesaria, que los finos sean plásticos, cantidad de 2 a 4%	Apropiada si hay deficiencia de finos.
ARENA LIMPIA	Adición de gruesos para dar la estabilidad y de finos para prevenir desprendimiento	Inadecuada: produce material quebradizo	Inadecuada: no hay reacción	Muy adecuada: de 3 a 5% de asfalto residual.
ARENA ARCILLOSA	Adición de gruesos para mejorar resistencia	Recomendable 4 – 8%	Es factible dependiendo del contenido de arcilla.	Se puede emplear de 3 a 4% de asfalto residual.
ARCILLA ARENOSA	Usualmente no es aconsejable	Recomendable 4-12%	4 a 8% dependiendo del contenido de arcilla	Se puede emplear pero no es muy aconsejable.
ARCILLA	inadecuada	La mezcla puede favorecer con un mezcla con 2% de cal y luego entre 8 y 15% de cemento	Muy adecuada. Entre 4 y 8% dependiendo de la arcilla.	Inadecuada.

Fuente: Normas CE. 020

1.7.3 Medidas para evitar el rebose 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.

- **rellenos compactados (compactación)**

La compactación es un factor importante artificial de la densidad de un suelo por medio mecánico. El estudio científico de las condiciones de la compactación es reciente, pero las primeras compactaciones corresponden a tiempos muy remotas.

Se sabe que para una energía de compactación y un material dados hay un contenido de agua que permite obtener la máxima densidad seca.

Se sabe también que la compactación del suelo está condicionada por los factores siguientes.

1. Naturaleza de la maquinaria de compactación.
2. Energía utilizada.
3. Contenido de agua del material.
4. Espesores de las capas compactadas.
5. Naturaleza de los materiales compactados.

Sabemos que el ensayo de Proctor permite analizar: Energía de compactación y contenido de agua. La elección de maquinaria se elige por experiencia y el número de pasadas. En cuanto se refiere al espesor de las capas según la norma entre 20 a 30cm.



Figura Nº 1.22 maquinarias en proceso de compactación de una presa de tierra
Fuente: Recopilación de simposios 2004

1.8 Tipos de Maquinarias de compactación

a). Apisonadoras vibratorias

En estos aparatos, el cilindro se hace vibrar mediante excéntricas movidas por un motor diésel incorporado al aparato. Estas máquinas son en general remolcadas mientras que las apisonadoras ordinarias son automotrices, su peso llega hasta 10ton. Esto se utiliza en materiales rocosos. (Villareno, 2012).



Figura Nº 1.23 maquinarias rodillo en proceso de compactación
Fuente: Recopilación de simposios 2004.

b). Rodillo de pata de cabra:

Estos aparatos se componen de uno o varios rodillos montados en un marco metálico normal o en varios marcos metálicos articulados entre sí. Cada marco lleva los cojines de rodamiento en los rodillos y un dispositivo de enganche. (Villareno, 2012). Algunos modelos pueden estar provistos de cajas de suplementarias de lastros en las partes anteriores y posteriores del marco. (Villareno, 2012).

Estos Compactadores concentran su peso sobre la pequeña superficie de las puntas tronco cónico solidario al rodillo, ejerciendo por lo tanto unas presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas partes penetran en el suelo. Al pasar la máquina sobre la nueva tongada de material se compacta perfectamente esa superficie distorsionada de la capa anterior. Este tipo de compactador trabaja bien con suelos coherentes, sin piedras, en capes de 20 cm. Con humedad adecuada, se consiguen resultados satisfactorios en unas 8/10 pasadas. Debido a su alta preside específica ($15/30 \text{ kg/cm}^2$) y a los efectos de amasado que producen las partes, compactan bien los suelos altamente plásticos, con poco contenido de agua e incluso pobres de aire y de vacíos. Como se trata de una máquina muy sencilla y robusta, el rendimiento que se obtiene es francamente bueno. Los pesos de estos Compactadores utilizados por nosotros oscilan entre 1.000 y 8.000 kg., pudiendo acoplarse en paralelo o también en varias unidades para obtener mejores rendimientos. Existen varios tipos de compactador fundados en el mismo principio, con los que se consiguen también presiones específicas altas, S610 con modificar las superficies de contacto tales como rejas, trenes de ruedas pequeñas, etc.



Figura Nº 1.24 Maquinaria rodillo pata de cabra
Fuente: Obras civiles 2012

1.9. Sismos.

A partir de las investigaciones de los principales eventos ocurridos en el Perú se considera la zonas sísmicas, el mapa de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú, el cual está basada en isosistas peruanos y datos de intensidades de sismo histórico reciente (Alva Hurtado en el 1984), de acuerdo a este mapa a las zonas de emplazamiento le corresponde una intensidad media mayor de VI en la escala Mercalli modificado.

Según el mapa de zonificación sísmica en la siguiente figura de acuerdo a la norma sismo – resistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, a la zona de estudio le corresponde una sismicidad media según el mapa de zonificación del coeficiente sísmica en el Perú: fuente Ruesta Et. Al 1988, a la zona donde se emplazará la presa le corresponde un coeficiente sísmico de 0.10.

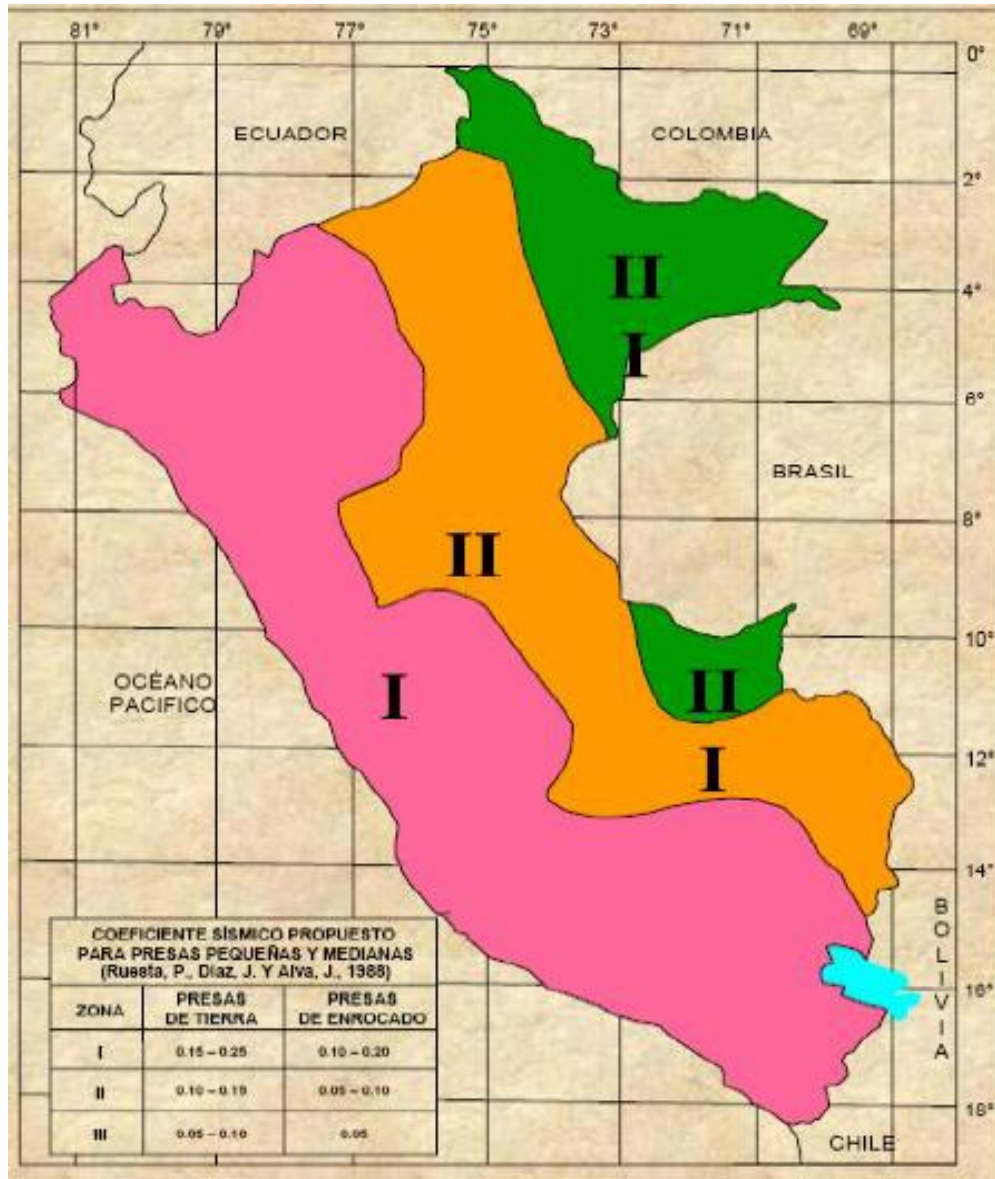


Figura Nº 1.25 Coeficiente sísmico propuesto para presas pequeñas y medianas vigente hasta 2014

Fuente: Zonificación de sismos en el Perú (Ruesta, et al 1998)

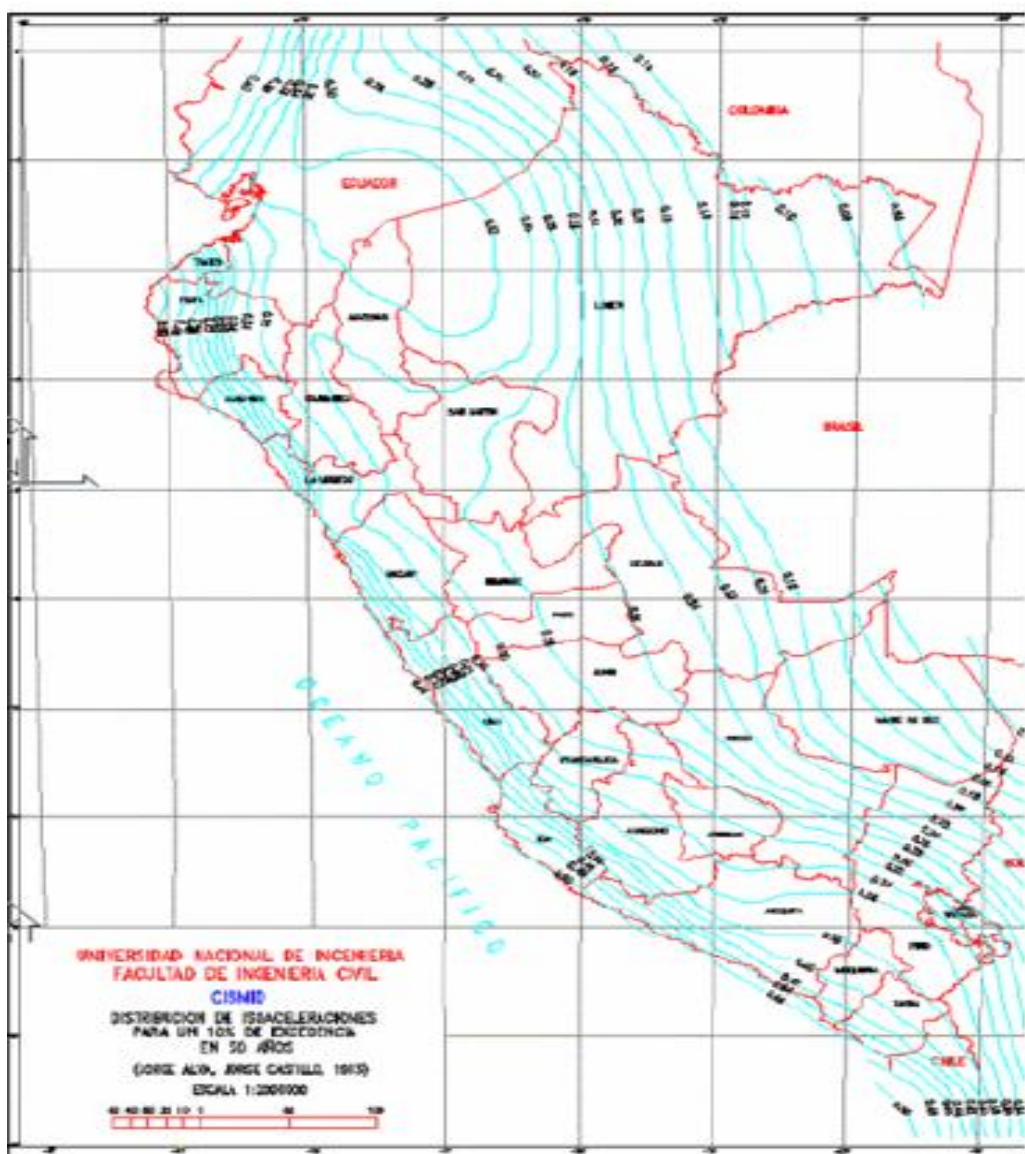


Figura N° 1.26 Distribución de aceleraciones para un 10% de tectónica en 50 años
Fuente: UNI 1998, Perú

a. Efectos de sismo

Es importante tener en cuenta la ubicación de la zona sísmica del Perú, de acuerdo a ello diseñar la presa, que las presas de tierra bien diseñadas y construidas conforme a los criterios que actualmente prevalecen son capaces de soportar los efectos de un sismo intenso sin sufrir daños de importancia. Sin embargo, el hecho de que haya ocurrido algunas fallas con las ocurrencias naturales como: temblores, ameritan mencionar los efectos que origina la acción de los esfuerzos alterados y repetidos inducidos por el sismo.

Es necesario considerar una aceleración del mismo igual a 0.10g. Y en lugares de alta sismicidad hasta 0.20g. Se acepta que el factor de seguridad así calculado no deba ser menor de 1.30, este criterio se considera adecuado para aquellos casos en los que intervienen materiales permeables o semipermeables y es ligeramente conservador para materiales arcillosas.

FS= factor de seguridad; no menor de 1.30.

- a) los materiales granulares mal compactados formados de rocas de baja calidad o sea contaminadas de finos que no fueron lavados para usar en la construcción, son capaces de producir fuertes asentamientos a causa de un temblor, los cuales pueden traducirse en agrietamiento importante del elemento impermeable. Es por ello recomendable la compactación de los respaldos de grava y arena mediante rodillo vibratorio, y el lavado de aquellas rocas que contengan exceso de finos. Esta precaución no es necesario cuando se tiene rocas duras y limpias.
- b) cuando en el cuerpo o la cimentación de la presa intervienen arenas finas uniformes o limos no plásticos, en estado suelto y saturado, el sismo llega a producir la falla por licuación.

Los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%.

Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores no realísticos de FS. Para la zona en estudio según el Reglamento Nacional de Edificaciones y de las

características geotécnicas de la zona se los siguiente factores geotécnicas para el diseño sismo resistente. Juzgando por la experiencia, según informe de Sherard, en 1963, puede decirse que las fallas producidas por los sismos en las presas de tierra han presentado las siguientes características:

1. Las fallas más frecuentes son grietas longitudinales en la corona de la presa y asentamiento en la misma.
2. Solo existe un caso en que se ha reportado la destrucción total de una presa de tierra por sismo, probablemente debido a licuación.
3. Los daños en las presas parecen haber sido causados principalmente por la componente horizontal del movimiento sísmico en dirección transversal al eje de la cortina (Espinoza, 2013).
4. Existen muy pocas fallas por deslizamiento tienen mayores períodos (menores frecuencias) atribuibles a estos temblores de tierra, aún en cortinas deficientemente compactadas.
5. Hay ciertos indicios que permiten pensar que los sismos que causan más daños a presas que los que causan la máxima destrucción en edificios. Por esto, presas muy próximas al epicentro de un temblor pueden salir muchas mejor libradas que otras colocadas a distancias muchos mayores.
6. Los espaldones granulares mal compactados (bajo peso específico seco,) o formados por fragmentos de roca muy contaminada por finos, puede sufrir fuertes asentamientos por sismo, que provocarían dificultades al elemento impermeable. Así, la compacidad adecuada y el lavado de las rocas que lo ameriten constituyen una precaución indispensable.
7. Del sismo puede emanar el riesgo de la falla por licuación que se describirá a continuación. En Cuba no se ha reportado, hasta donde el autor conoce, fallas por temblores, si bien es cierto que los sismos ocurridos son de pequeña intensidad.

II. MATERIAL Y MÉTODOS

2.1 Descripción de la zona de estudio

El proyecto construcción del sistema de riego Tantar, consiste en la construcción de una represa de tierra de 1.0MMC con unas boquillas de cierre una de 8.00 m. de altura y longitud de corona 118 m. 5 m. ancho de corona con sus obras de arte, la cual será alimentado por un canal de aducción de $L=2+366.17$ Km., la presa aportará un caudal de 191.0 lit/seg. que beneficiara mediante dos canales de riego margen derecha de 16+200 km. y margen izquierda $L=5$ km. continuación del canal existente de una longitud de 3 km., el canal de la margen derecha contempla la construcción 01 Bocatoma para un caudal máximo de 21.64 m³/seg, 01 desarenador para un caudal de 191.0 lit/seg, línea de conducción de 16+200 km. con una sección de canal de $B=0.60$, $H=0.60$ m.

Descripción del área de influencia

El proyecto beneficia directamente 5 comunidades campesinas: Concepción, Pacamarca, Huaracayocc, Tantar, Ccantoyocc. Los sectores de las comunidades mencionadas cuentan con potencial de terrenos aptos para la agricultura, la población beneficiaria es 1,233 hab. (Fuente: Censos Nacionales 2007 y Grupo Técnico de Consultoría 2011) comprendidas en las comunidades que arriba se mencionan. La zona de proyecto está ubicado al Nor este de la

provincia de Vilcashuaman, región Ayacucho; presenta condiciones climáticas favorables, principalmente por sus condiciones agropecuarias muy favorables, consistentes en suelos de buena calidad, topografía llana en las partes altas tal es el caso de Pacamarca a pendientes de suaves ondulaciones debido a la Cordillera de los Andes y con aceptable fuentes hídricas que les permitiría desarrollar una agricultura relativamente prósperas, en medio de esta geografía de cumbres llanuras y mesetas se localiza el distrito de Concepción.

Está situado en las siguientes coordenadas:

Longitud oeste 73° 52' 25''

Latitud sur 13° 31' 40''

Altitud 3050 m.s.n.m.

En el distrito de Concepción en 1995 la población estimada fue de 2534 habitantes, siendo 1141 hombres y 1393 mujeres. En el año 2000 la población fue 2,127 hab., densidad poblacional 8.75 hab/km². y su región natural sierra. La tasa poblacional había disminuido en – 9.4 %. Su topografía es variada, cuyas altitudes varían desde 2200 a 5000 m.s.n.m., presentando un relieve accidentado y agreste conformado por bajas y altas mesetas.

Los límites del distrito Concepción

Norte, distrito Ocros, provincia Huamanga.

Sur, distrito y provincia Vilcashuamán.

Este, distrito Cocharcas, provincia Andahuaylas.

Oeste, distrito Vischongo, provincia Vilcashuaman.

2.1.1 Ubicación Política

Ubicación Política:

Región : Ayacucho

Provincia : Vilcashuaman

Distrito : Concepción

Localidad : Tantar.

Represa : Chincer.

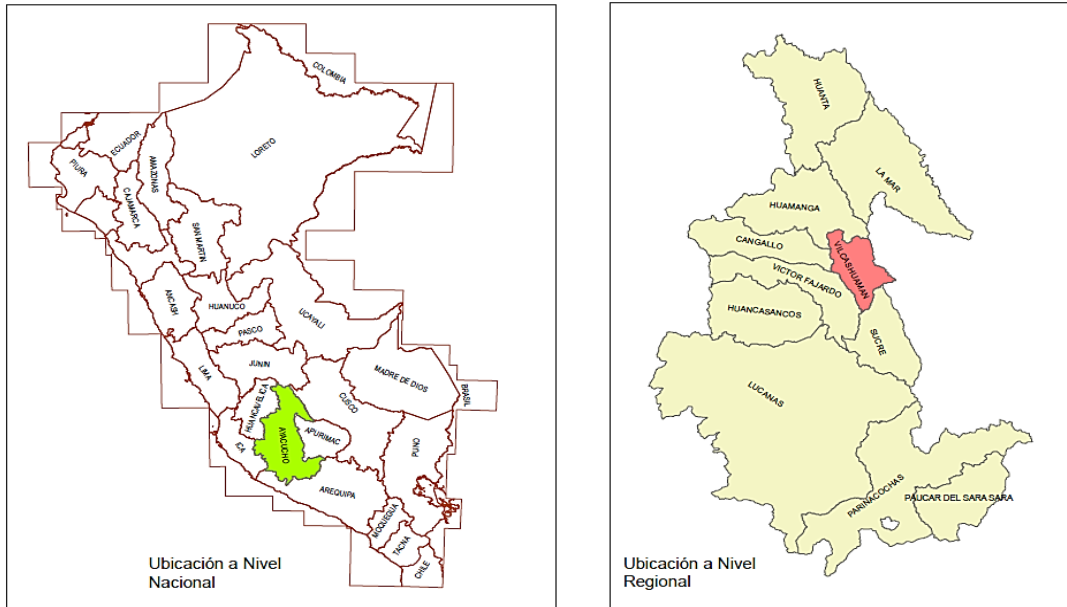


Figura Nº 2.1 Mapa del Perú y de la Región de Ayacucho

Fuente: Elaboración propia

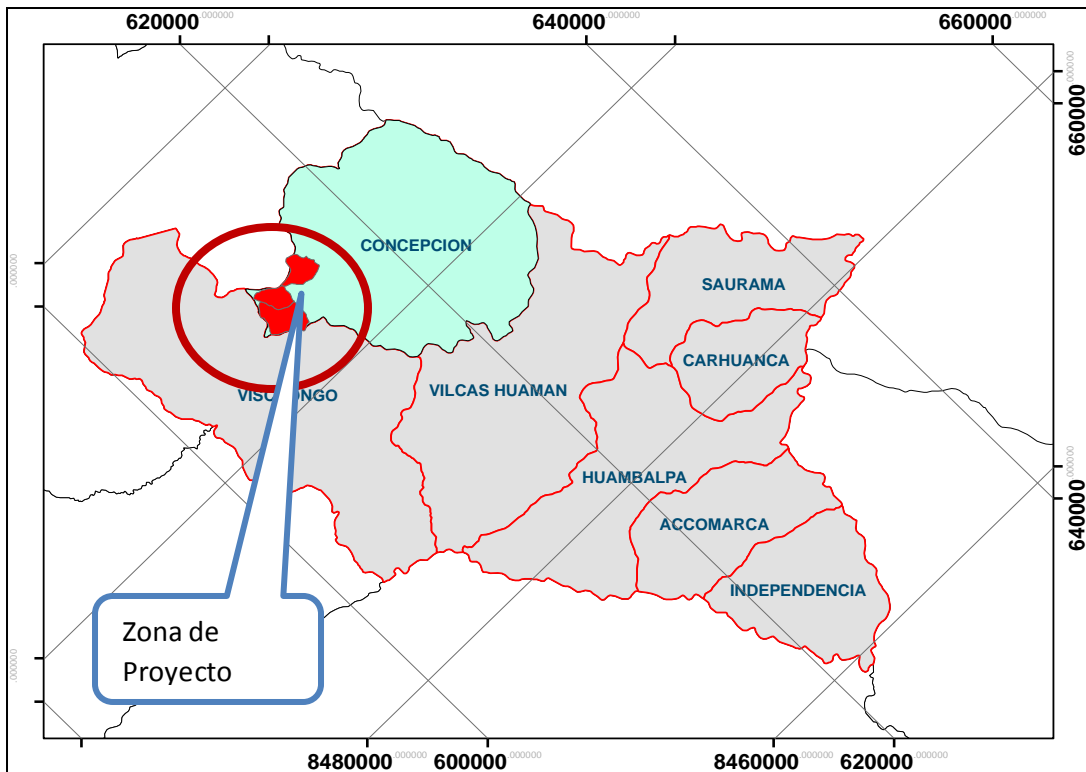


Figura Nº 2.2 Límites y accesos del distrito de Concepción

Fuente: Elaboración propio



Figura Nº2.3 Vista aérea la localidad de Tantar y zona de estudio

Fuente: Google Earth pro 2016

2.1.2 Ubicación geográfica

Región natural : Sierra

Zona de vida : Estepa Espinoso Montaña Bajo Subtropical Se tiene un punto de referencia en el esferoide internacional, Zona 18 Sur, Datum WGS 84, entre la coordenada E = 614590, N=8505282, Cota: 3 830 msnm.

Cuadro Nº2.1 Parámetros de georeferenciación del proyecto construcción del sistema de riego Tantar, distrito de Concepción, provincia Vilcashuaman - Ayacucho

CUADRO DE BM LAGUNA TANTAR			
BM	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
BM01	8'062,80.98	614,101.07	3,834.25
BM02	8'506,264.40	613,947.93	3,838.95
BM03	8,506,363.01	614,340.98	3,829.84

Fuente: Expediente técnico 2011

2.1.3 Climatología

a. Características Climáticas

El clima es templado frio, con temperatura media anual de 12 grados centígrados durante los meses junio, julio y agosto en las noches desciende hasta llegar a los - 0.8°C durante el mes de junio, y con precipitación que varía entre 600 a 800 mm. anuales. Los datos climatológicos de referencia, se tomaron

de los datos meteorológicos de Vilcashuaman cuyo rango de análisis fluctúa a lo largo de los años 1,991 al 2,005.

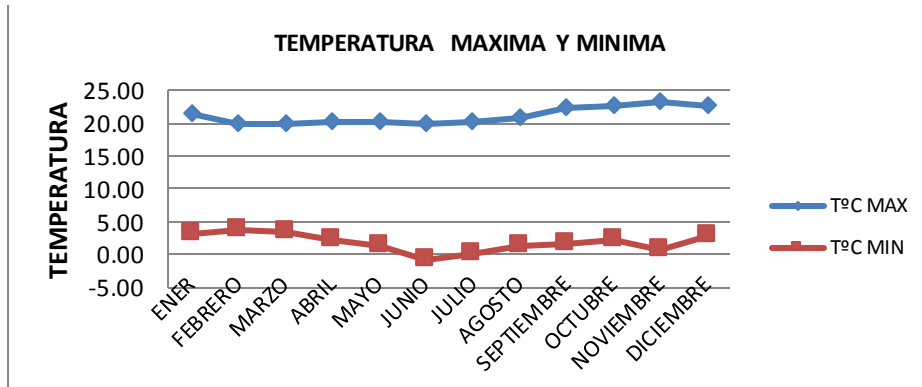


Figura N° 2.4 Variación de temperaturas máximas y mínima multianual.

Fuente: Elaboración del consultor

El gráfico N° 2.4; se observa que la temperatura máxima alcanza hasta los 23.34 °C durante los meses de noviembre y diciembre; mientras que la temperatura mínima desciende hasta los -0.8°C durante los meses de junio.

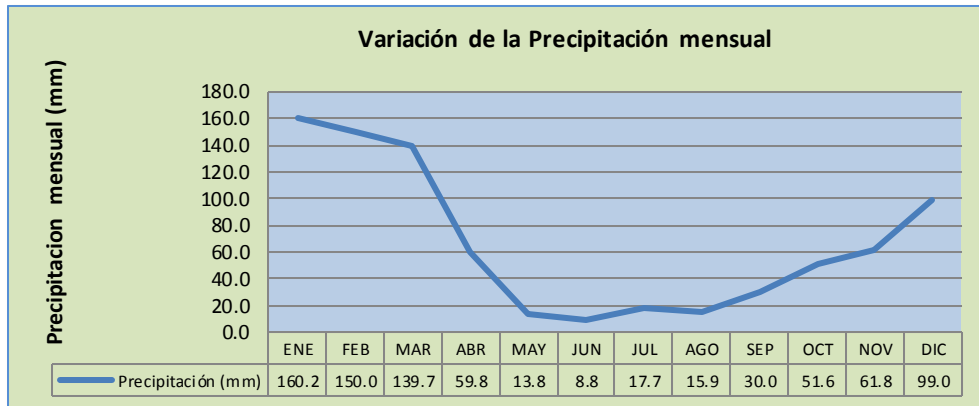


Figura N° 2.5 Variaciones de la precipitación mensual

Fuente: Elaboración del consultor

b. Uso actual.- Esta formación climática de la zona de estudio comprende áreas de topografía accidentada que hace que actualmente se encuentren áreas con uso, pero en forma dispersa para cultivos que se producen en secano, así como: papa, cebada, trigo, avena forrajera, maíz algunos frutales en las partes bajas como durazno, níspero, entre otros cultivos andinos.

c. Vegetación Natural.- La vegetación predominante de esta zona en el área de estudio la componen: maguey, chamana, molle, guinda, remilla. Cardo;

y otras familias de las cactáceas; así también se ha identificado en la parte alta la presencia del predominante kikuyo, ichu, taya, etc.

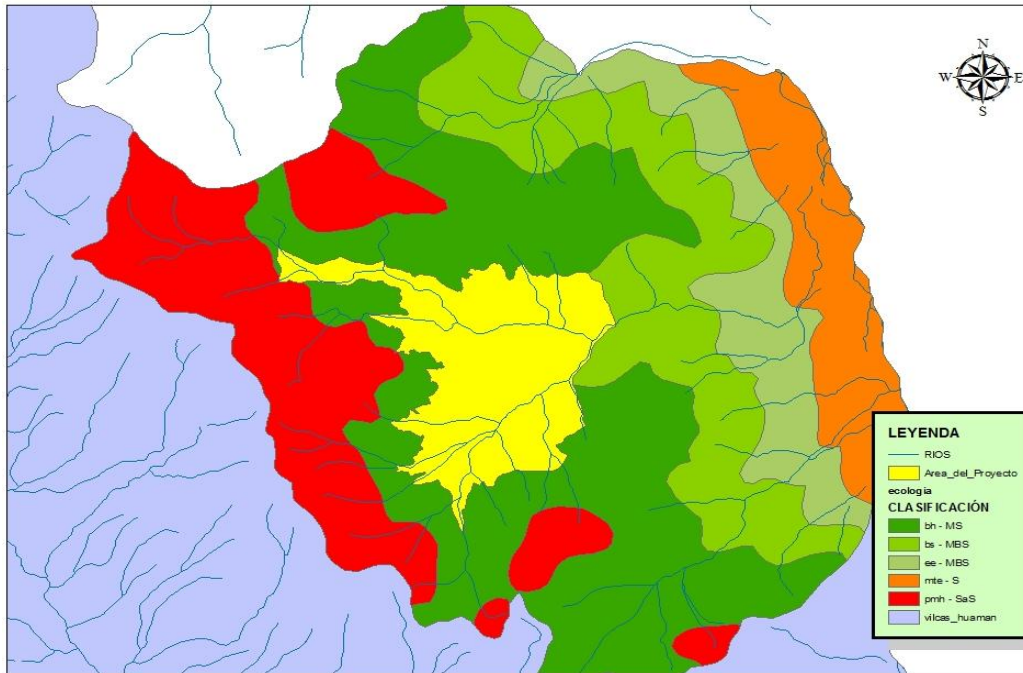


Figura Nº 2.6 Mapa Ecológico de la zona de proyecto
Fuente: Elaboración del consultor 2011.

d. Vías de Acceso

Al lugar del proyecto y al distrito de Concepción se accede por dos rutas:

- El primer acceso es mediante la carretera Ayacucho-Toccto-Qoriaywina-Tantar una distancia aproximada de 130 km.
- El segundo acceso es mediante la carretera principal Ayacucho-Vilcashuaman, luego se accede mediante la carretera que interconecta con la localidad de Vilcashuaman y Tantar aproximado 140 km.

Cuadro Nº 2.2 Ruta 1: Ayacucho-Toccto-Tantar-Concepción

Descripción de vías	Tipo de superficie de rodadura	Longitud	Tiempo promedio de recorrido
Ayacucho-Toccto	Asfaltado	50 Km	1.30 Horas (combi) 1 Horas (camioneta)
Toccto-Tantar	Afirmado	65km	3 Horas (combi) 2 Horas (camioneta)
Tantar- Concepción	Afirmado	15km	45 Minutos (combi) 30 Minutos (camioneta)

Fuente: Elaboración del consultor.

Cuadro N° 2.3 Ruta 2: Ayacucho-Toccto-Vischongo-Vilcashuaman-Concepción

Descripción de vías	Tipo de superficie de rodadura	Longitud	Tiempo promedio de recorrido
<i>Ayacucho-Toccto</i>	<i>Asfaltado</i>	<i>50 Km</i>	<i>1.30 Horas (combi) 1 Horas (camioneta)</i>
<i>Toccto-Vilcashuamán</i>	<i>Afirmado</i>	<i>66km</i>	<i>3 Horas (combi) 2 Horas (camioneta)</i>
<i>Vilcashuamán-Concepción</i>	<i>Afirmado</i>	<i>24km</i>	<i>1.20 Horas (combi) 1 Hora (camioneta)</i>

Fuente: Elaboración del consultor.

2.2 Material y Equipos

Los materiales y equipos a utilizarse en el presente trabajo de investigación son los siguientes.

2.2.1 Materiales de gabinete

➤ **Materiales de escritorio**

- ✓ Libros.
- ✓ Laptop.
- ✓ USB.
- ✓ Útiles de escritorio.
- ✓ Calculadora científica.
- ✓ Libreta de campo.
- ✓ Expediente técnico.
- ✓ Impresora.

➤ **Programa:**

- ✓ Auto CAD civil 3d.
- ✓ Hoja de cálculo Excel 2010.
- ✓ Microsoft Word 2010.
- ✓ Software: SLOP/W del Geo Studio.

2.2.2 Fase de Campo

➤ **materiales de replanteo**

- ✓ Wincha de 50 ml.
- ✓ Pintura.

- ✓ Estacas.
- ✓ Flexo metro de 5 m.
- ✓ Yeso de 25 kg, cordel y escuadras.
- **Equipos topográficos**
 - ✓ Estación Total marca Topcon.
 - ✓ Prismas.
 - ✓ Calculadora científica.
 - ✓ GPS.
- **Equipos de campo**
 - ✓ Camioneta.
 - ✓ Cámara fotográfica.

2.3. Metodología

La metodología que se ha utilizado en la presente investigación se dan en las siguientes fases:

2.3.1 Fase preliminar

Viajar a la zona de estudio, con la finalidad de solicitar se me acceda las informaciones necesarias para realizar el estudio correspondiente como: expediente técnico, estudio de suelos, al mismo tiempo se aprovechó con las comunidades de zona de influencia las entrevistas, inquietudes, y la forma de beneficiarse con el proyecto, entre otros. De forma paralela visito a la zona de estudio (presa) para analizar las características que conforma la presa in situ.

El proyecto “Estabilidad de taludes para determinar fallas en la presa de Tantar, Distrito de Concepción Provincia de Vilcashuaman -Ayacucho”, se encuentra en la etapa inicial de la construcción, en donde se tiene información escasa para el estudio de materiales de la presa:

- Topografía del lugar de emplazamiento de las presas.
- Las materiales para la compactación de los terraplenes.

- Falta de pruebas de laboratorio, en el proceso de compactación por capas.

2.3.2 Fase de campo

Se realizó el diagnóstico integral en la zona de investigación, la presa de Tantar, para obtener las informaciones adecuadas y suficientes como: corroborar estudio de suelo; se ha corroborado y compatibilizado con los resultados de estudio geotécnico realizado por un profesional especialista, quien procedió a calcular en gabinete con la finalidad de obtener resultados, estudio hidrológico; de igual modo hizo un estudio previo de las características cuenca de estudio con los datos meteorólogos, estudio topográfico; se ha replanteado la presa con la finalidad de determinar las dimensiones y características topográficas de la presa, y los componentes tales como canales de margen izquierda y derecha, la población y los beneficiarios.

Las habitantes de la población de aguas abajo también fueron evaluadas en la posible afectación en caso de ocurrir falla de la presa para su reubicación.

2.3.3 Fase de Gabinete

Contando ya con la información obtenida del lugar, se procedió a ejecutar las informaciones de forma comparativa y descriptiva, contrastando con los diferentes lugares de presas de tierra con el objetivo de determinar la posible falla de la presa según cumplimiento de los estudios de suelo, geotecnia, tipo de suelo, factor de seguridad y entre otros factores inherentes de los variables que garantizan durante la operación de la presa.

Geomorfología

El desarrollo morfológico del área es el resultado de numerosos degradaciones y agradaciones ocurridos sucesivamente a lo largo del tiempo, bajo condiciones estructurales (fallas y pliegues) tectónicas y dinámicas particulares, la

degradación es el proceso principal reinante en el área de estudio dado que existen grandes desniveles de altitud en la mayor parte del terreno.



Figura Nº 2.7 Rocas características de la zona

Fuente: Estudio geotécnico de la presa.

Los procesos geomorfológicos que han afectado notablemente al terreno son la erosión glacial y la fluvio glacial que han dado lugar a un típico modelado glacial de valle en U, de circos glaciares y de características depósitos morrericos.



Figura Nº 2.8 Vista panorámico del geomorfológico de la zona de la laguna formado por la orogénesis andina y por el movimiento de los glaciares que existen en la zona de la laguna.

Fuente: Estudio geotécnico de la presa

Otra unidad geomorfológica en la zona de estudio específicamente en el recorrido natural del agua de salida de la presa y la zona de eje canal son las laderas, las cuales son terrenos que constituyen las pendiente de los valles o de la cordillera.

Factor de seguridad por tubificación

Con los datos recolectados se procedió a ejecutar el proyecto para demostrar los objetivos deseados.

- ❖ Las materiales considerados según el expediente técnico son de los lugares denominado Mocco Mocco para terraplén (cuerpo de presa) por capas de 30 cm. La otra cantera denominado Puca Puca del cual fue extraído el material para la parte pantalla de suelo impermeable, esta se comprobó con los resultados de estudio del geotécnico y estudio de suelos, el resultado fue adecuado para poder realizar el proceso de compactación. Como se muestra en los siguientes cuadros y gráficos.

Cuadro N° 2.4 Materiales considerado en el cuerpo de la presa

ZONA	FUNCION	DESCRIPCION	FUENTE	MEZCLA (COMPROBAR EN OBRA)	TAMAÑO
A	CUERPO DE PRESA	GC Gravas Arcillosas con Arena	CANTERA: MOCCO MOCCO	UNICA, HACER CONTROL EN OBRA	Maximo de 3"
B	DENTELLON. RELLENO IMPERM.	CL Arcilla Ligera Arenosa.	CANTERA: PUCA PUCA	UNICA, HACER CONTROL EN OBRA	Maximo de 2"
C	FILTRO	GP GRAVAS Y ARENAS	CANTERA: PAMPAS	PROCESADA Ver husos granulometricos	VER HUSO
D	PROTECCION	COLCHON DE ROCA RIP RAP DE ROCAS	CANTERA: ROCAS LADO DERECHO	UNICA PROCESADA	Minimo de 40cm.
E	PROTECCION	CHAMPA NATURAL	CANTERA: BOFEDALES CHINCHER	UNICA	40cm x 40cm.

Fuente: Estudio geotécnico 2011- Ing. Portal

Datos de la presa de estudio

- Presa de tierra y sección homogénea.
- Bordo libre: 1.50m.
- Altura de la presa: 9.13m.
- Sujeto a desembalse rápido.
- Material SC, SM.
- Grava: 30%.
- % de arena: 28.8%.
- %finos: 41.20%.

- LL= 45.8%.
- IP = 26.7%.
- Fricción = 29.7.
- Cohesión: 0.02 kg/cm2.

Cuadro N° 2.5 Resultados de estudio geotécnico de la presa

MUESTRA	ESTRATO	% GRAVA	% ARENA	% FINOS	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	Cu	Cc	D ₁₅ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₅ (mm)
: C-1 / KM:0+240 / TRAMO BOCATOMA - REPRESA	: E-2	47.1	47.1	5.8	0.310	1.701	7.111	23.0	1.3	0.626	4.285	19.996
: C-6 / KM:0+000/ TRAMO BOCATOMA 2 - REPRESA	: E-2	59.2	27.1	13.6	0.054	2.059	10.071	185.6	7.8	0.109	7.457	17.471

MUESTRA	ESTRATO	LL %	LP %	IP %	AASTHO	SUCS	Nombre de Grupo (ASTM 2000) D-2487
: C-1 / KM:0+240 / TRAMO BOCATOMA - REPRESA	: E-2	39.1%	29.3%	9.8%	A-2-4 (0)	SW-SM	ARENA BIEN GRADUADA CON LIMO Y GRAVA
: C-6 / KM:0+000/ TRAMO BOCATOMA 2 - REPRESA	: E-2	40.4%	29.0%	11.4%	A-2-7 (0)	GM	GRAVA LIMOSA CON ARENA

Fuente: Estudio geotécnico 2014, ing. Portal

Según el Ing. Portal 2014, concluye, Las características de los materiales a considerar en el cuerpo de la presa, así como de los materiales de relleno que se presentan son los siguientes:

El cuerpo de la presa está constituido por 4 zonas de relleno, para los cuales se ha identificado canteras de material préstamo cuyo ubicaciones se indican 02 canteras de material préstamos de tipo Mocco Mocco, Puca Puca, 01 cantera de material tipo roca (macizos rocoso de matriz ígnea lado derecho de la laguna) y 01 cantera de material fluvial para la Elaboración de concreto en obra y los filtros correspondientes (río pampas, sector puente pampas). El tipo de material de la cantera Mocco Mocco conformado por una matriz de gravas arcilloso con arena que envuelve boleos y bloques y contiene: Ip=19.10, Li= 45.80%, Grava = 30%, arena = 28.8% y finos = 41.2%, lo que lo hace adecuado para su uso como material de cuerpo de presa homogénea, recomienda su zarandeo previo a la utilización. De la cantera de suelo Puca Puca, conformado por arcillas ligeras arenoso, tiene: Ip = 21%, Li = 48%, % de Grava = 1.6%, %Arena = 36.4% y %

finos = 62.1% lo que, lo hace adecuado para su uso como material impermeable para pantalla impermeable.

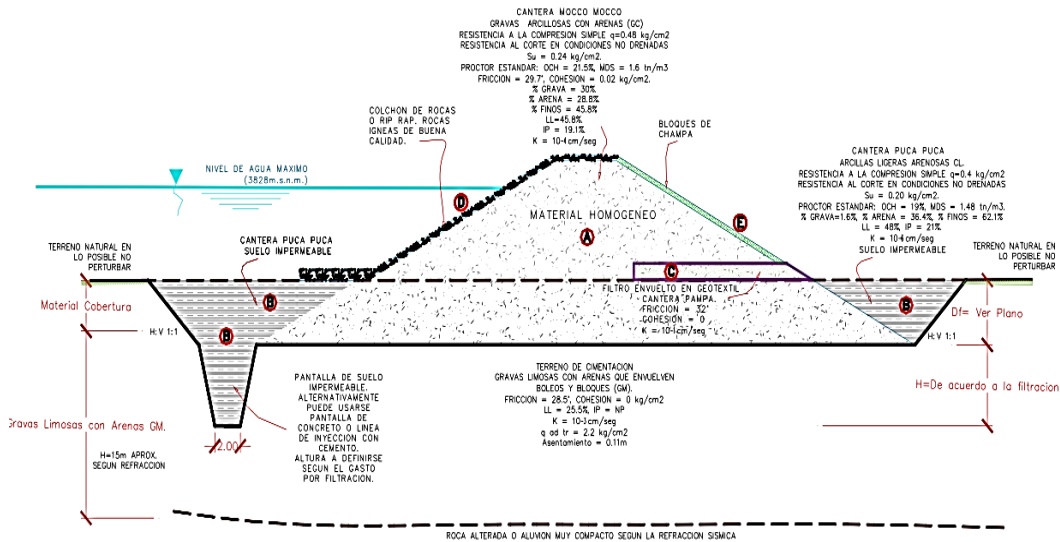


Figura N°2.9 Características geotécnicas de los materiales a utilizar en la presa.

Fuente: Elaboración propia 2016 la presa de Tantar.

La falla por tubificación y deslizamiento debe ser la primera preocupación del constructor, ya que no existe otra medida para evitar que no sea la buena selección de los materiales a utilizar y la forma de colocarlos, por tal motivo se debe priorizar los siguientes criterios en la ejecución de obra.

- Usar suelos plásticos, en la medida de lo posible se recomienda suelos con Índice de Plástico $I_p > 15\%$ que son materiales que no presentan deslizamiento.
- Se debe compactar estos materiales con energía de compactación como la del Proctor estándar. Compactar el material con humedad en un rango de valores del óptimo contenido de humedad $OCH + 2\%$ de la humedad del Proctor estándar, y grado de compactación por encima del 95% de la máxima densidad seca del Proctor estándar.
- En el expediente técnico se recomienda: usar compactadoras tipo pata de cabra y los espesores de las tongadas será de 20-30cm. Debido a la tubificación muchas presas se han malogrado, ya que al socavarse el terreno interiormente, se producen derrumbes que originan la falla total de la estructura. Realizamos

cálculos el factor de seguridad por tubificación: los datos obtenidos son del estudio de geotecnia.

$$F. S. = \frac{Y-1}{i(1+e)} \dots\dots\dots(2.1)$$

Datos:

Y = 2.8 , e = 1.30, L = 70m

$$\Delta h = \frac{h}{N1} = 7m \dots\dots\dots(2.2)$$

Por lo tanto: $i = \frac{\Delta h}{L} \dots\dots\dots(2.3)$

$$i = \frac{7}{70} = 0.10 \dots\dots\dots(2.4)$$

Reemplazando datos tenemos:

$$F. S. = \frac{2.80-1}{0.1(1+1.30)} = F. S. = \frac{1.80}{0.192} = 7.83 \quad \text{OK}$$

$$7.83 > 4$$

Cuadro Nº 2.6 COMPROBACIÓN DE DATOS ASUMIDOS (γ,e)		
Asumida (Y)	Asumida (e)	Resultados obtenidos (F.S)
1.5	0.50	3.33
1.8	0.70	4.71
2.0	0.90	5.26
2.5	1.10	7.14
2.8	1.30	7.83
3.0	1.50	8.00
3.0	0.50	13.0
1.5	1.50	2.00

Fuente: Elaboración propia 2016

✚ Análisis de deslizamiento con el software GEO5 2016

Para verificar la estabilidad o inestabilidad de talud del dique principal de la presa de Tantar se desarrolló el modelamiento a través de software GEO5 2016. El presente análisis consiste en analizar en dos métodos: método de Bishop y Fellenius en diferentes condiciones de presa. Los análisis de simulación con software se realizaron en la parte del dique principal de la presa Tantar. El proceso de análisis en el presente programa es eficiente, rápido y fácil. Siguiendo el procedimiento para la modelación de estabilidad de taludes son:

- ✚ Una vez instalado el programa se procedió abrir, escogiendo la opción “estabilidad de taludes” se abre y aparece la siguiente ventana y aceptar ok.

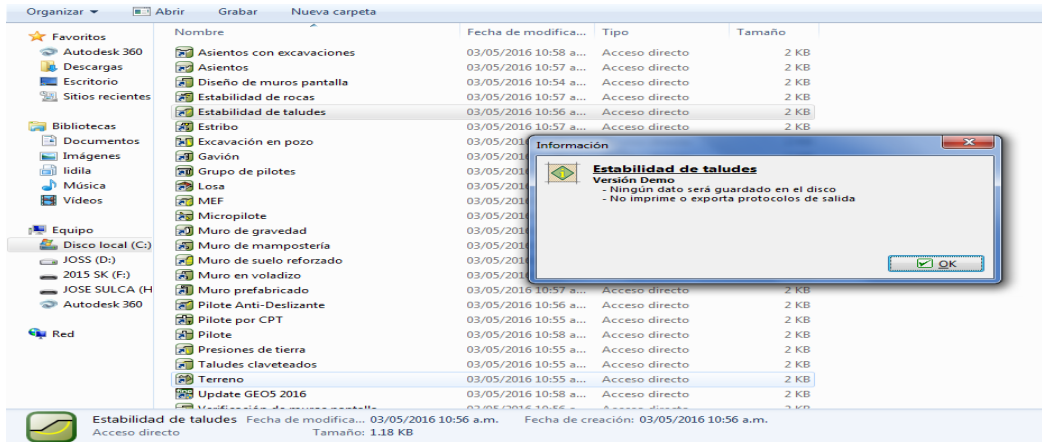


Figura Nº 2.9 Opciones de herramientas de para modelamiento estabilidad talud
Fuente: Elaboración propia GEO5 2016

- ✚ En seguida elegimos la opción interfaz, introducir las coordenadas globales desde 0.00 hasta 40 que acepta dentro del margen para realizar trabajos. El nivel de estabilidad definido por la superficie de deslizamiento crítico cuando se utiliza el método de evaluación "Bishop" y/o Fellenius u otros son aceptables.

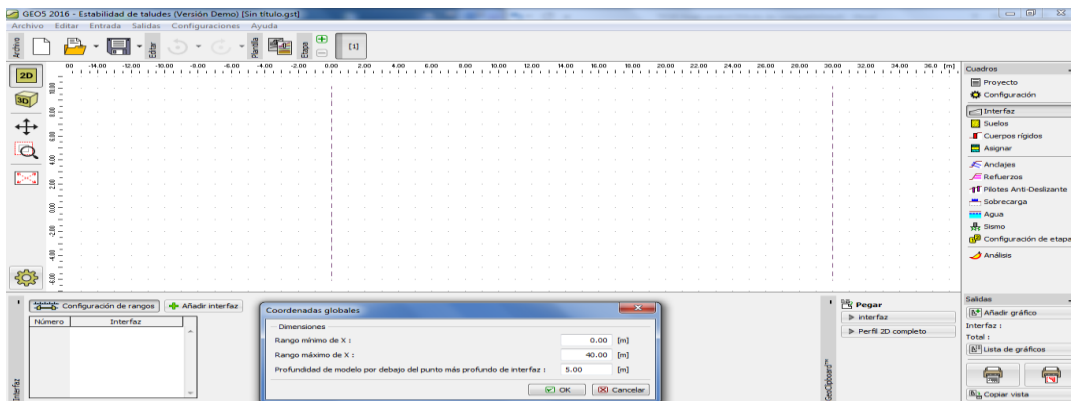


Figura Nº 2.10 Definición de área de trabajo y coordenadas globales
Fuente: Elaboración propia GEO5 2016

- ✚ Y se continua introduciendo las coordenadas en X y Z (puntos de intersección y los dimensiones) de la presa y estratigrafía con diferentes (capas) tipos de suelos según conforma la presa y los materiales que constituye.
- ✚ En la opción de asignar buscamos los tipos de suelo y elegimos y al mismo tiempo introducimos los valores requeridos como: unidades de peso (KN/M3), ángulo de fricción interna (ϕ^0), cohesión del suelo C ([kPa]. OK

asignar. Este procedimiento se realizó para cualquier método: similar entre sí, solamente el cambio es en la opción “análisis”, en el cual se escoge el método deseado, para ver los resultados.

✚ En la siguiente figura analizamos en talud en diferentes condiciones como: con sismo, sin sismo; aguas arriba y agua abajo, presa llena y vacía, con lo cual se ha obtenido resultados Factores de Seguridad diversos.

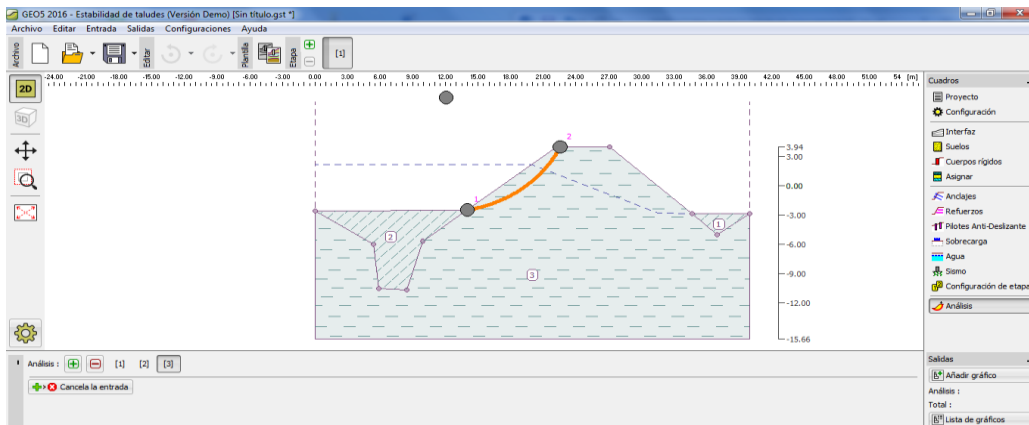


Figura Nº 2.11 Análisis agua arriba sin sismo presa llena
Fuente: Elaboración propia GEOS 2016

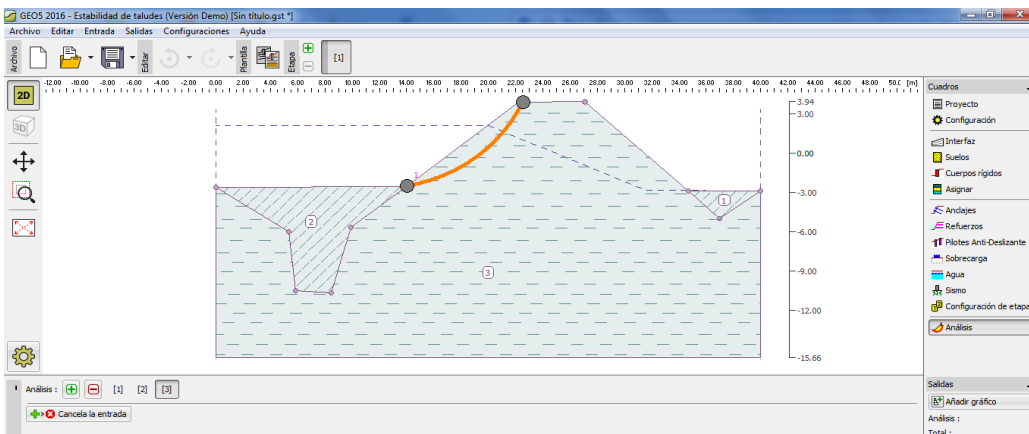


Figura Nº 2.12 Análisis agua arriba sin sismo presa vacía
Fuente: Elaboración propia GEOS 2016.

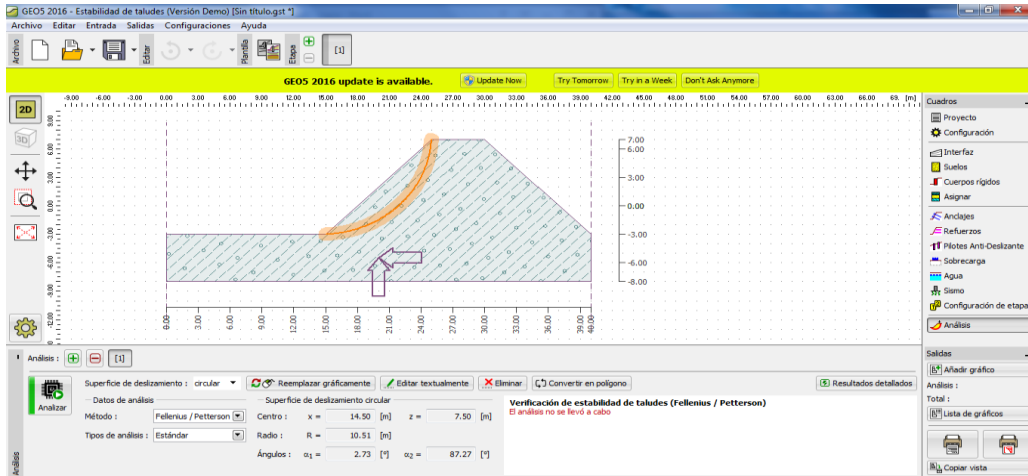


Figura Nº 2.13 Análisis agua arriba con sismo presa llena
 Fuente: Elaboración propia GEOS 2016

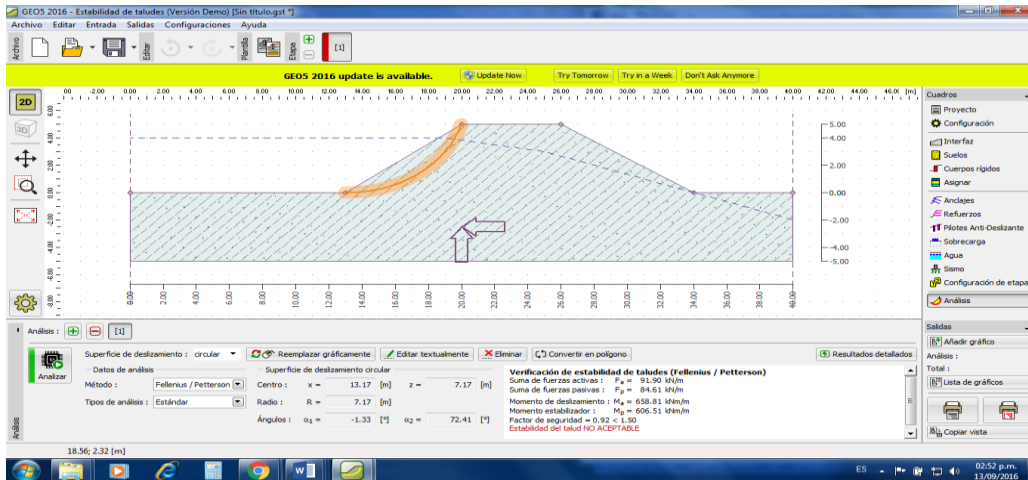


Figura Nº 2.14 Análisis agua arriba con sismo presa vacía
 Fuente: Elaboración propia GEOS 2016

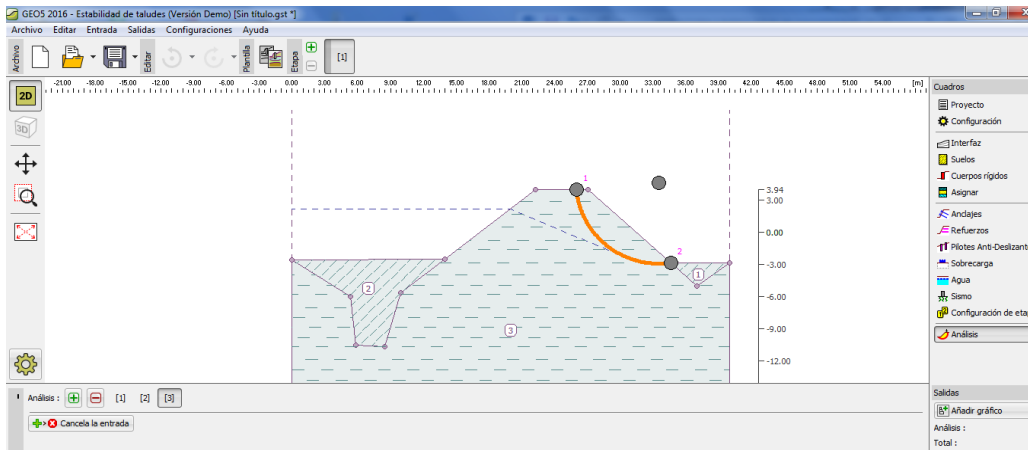


Figura Nº 2.15 Análisis agua abajo sin sismo presa llena
 Fuente: Elaboración propia GEOS 2016

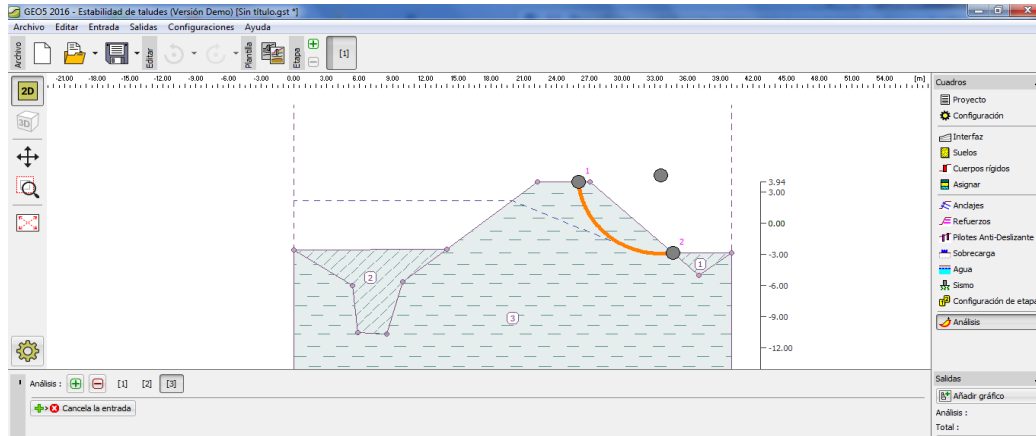


Figura Nº 2.16 Análisis agua abajo sin sismo presa vacía
 Fuente: Elaboración propia GEO5 2016

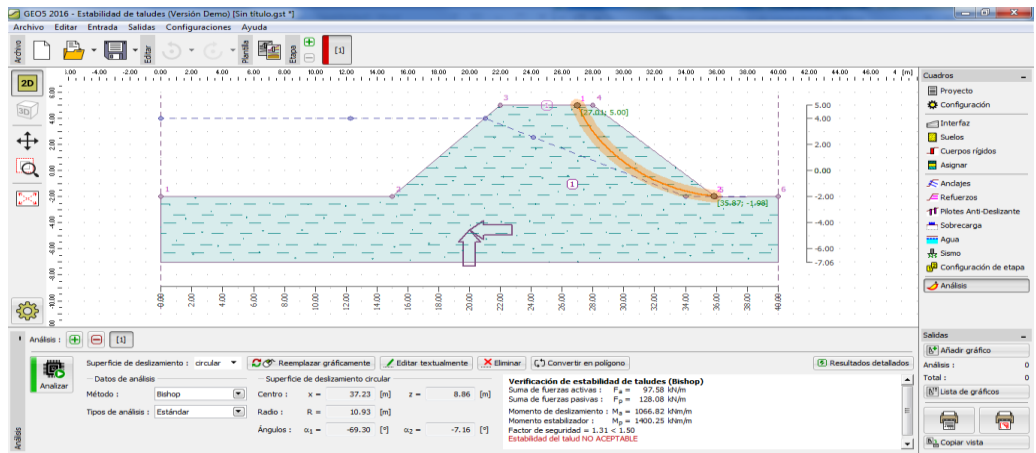


Figura Nº 2.17 Análisis agua abajo con sismo presa llena
 Fuente: Elaboración propia GEO5 2016

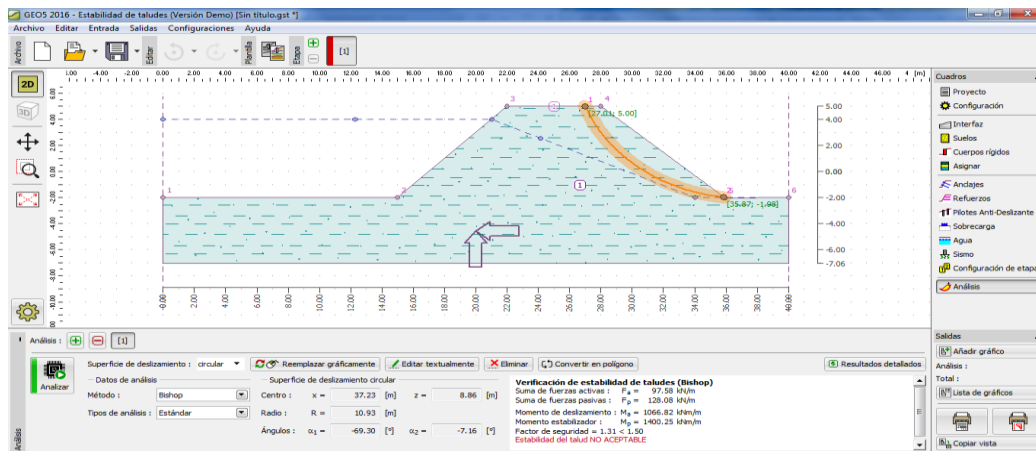


Figura Nº 2.18 Análisis agua abajo con sismo presa vacía
 Fuente: Elaboración propia GEO5 2016

Con el método Fellenius/ Petterson

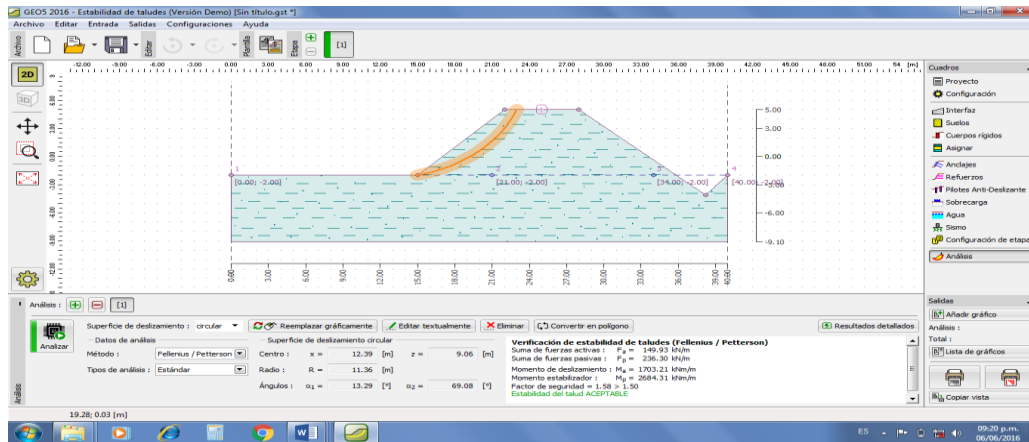


Figura N° 2.19 Análisis agua arriba sin sismo presa llena
Fuente: Elaboración propia GEOS 2016

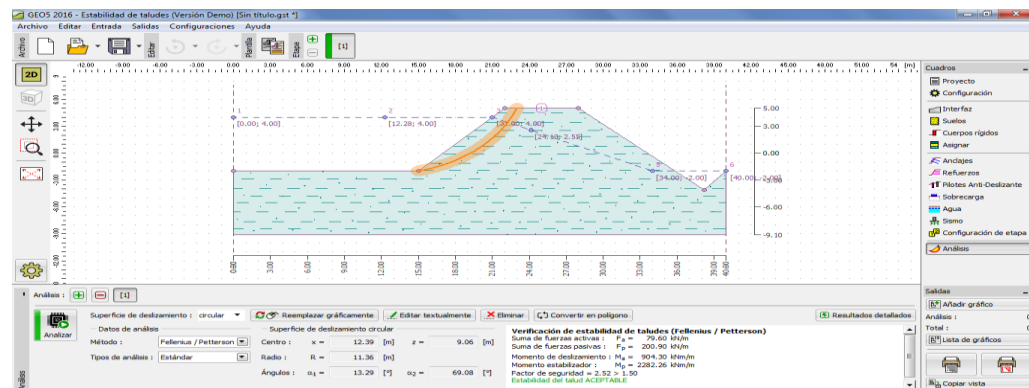


Figura N° 2.20 Análisis agua arriba sin sismo presa vacía
Fuente: Elaboración propia GEOS 2016

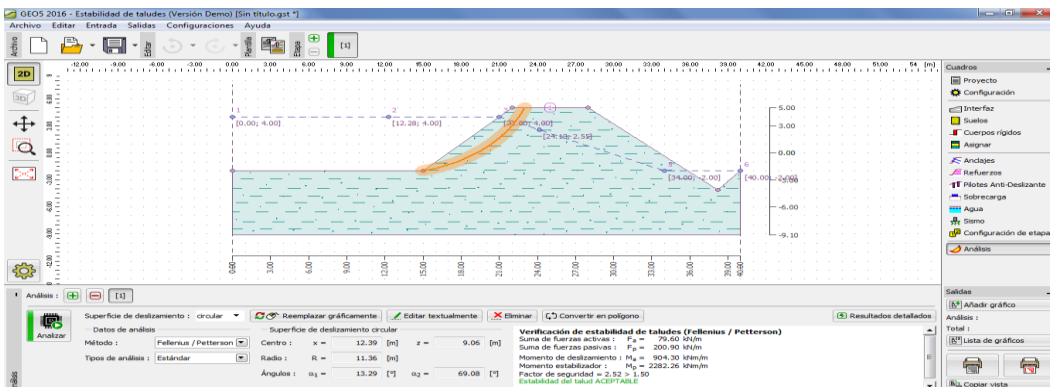


Figura N° 2.21 Análisis agua arriba con sismo presa llena
Fuente: Elaboración propia GEOS 2016

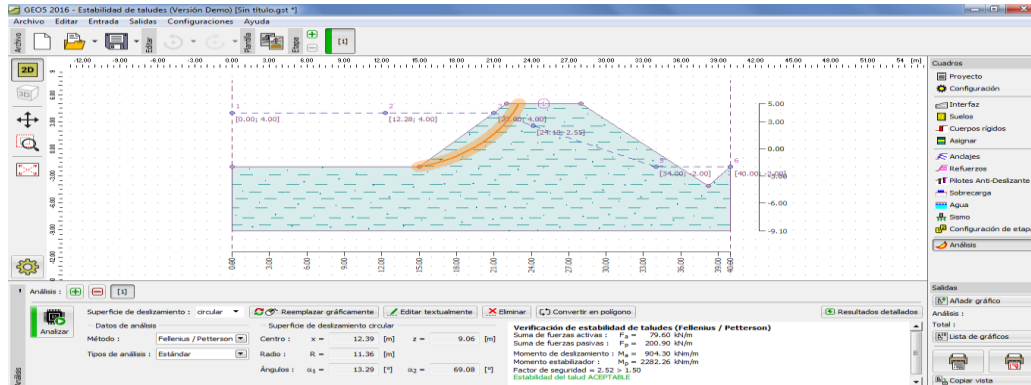


Figura Nº 2.22 Análisis agua arriba con sismo presa vacía
 Fuente: Elaboración propia GEO5 2016

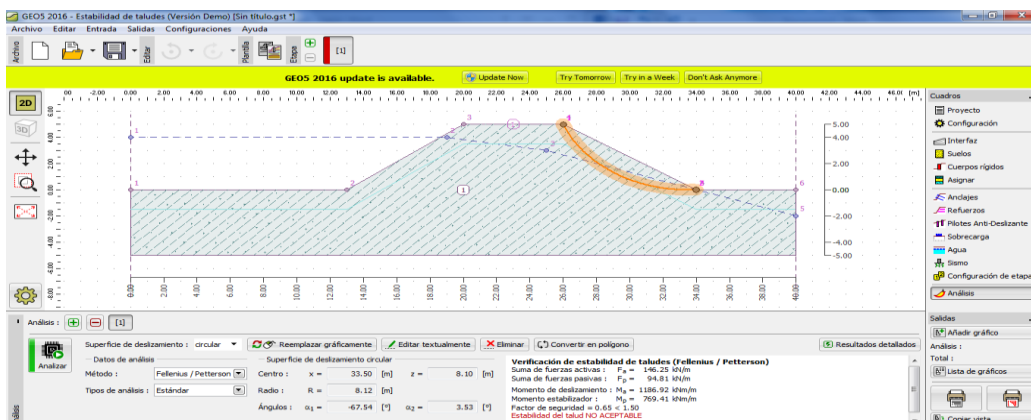


Figura Nº 2.23 Análisis agua abajo sin sismo presa vacía
 Fuente: Elaboración propia GEO5 2016

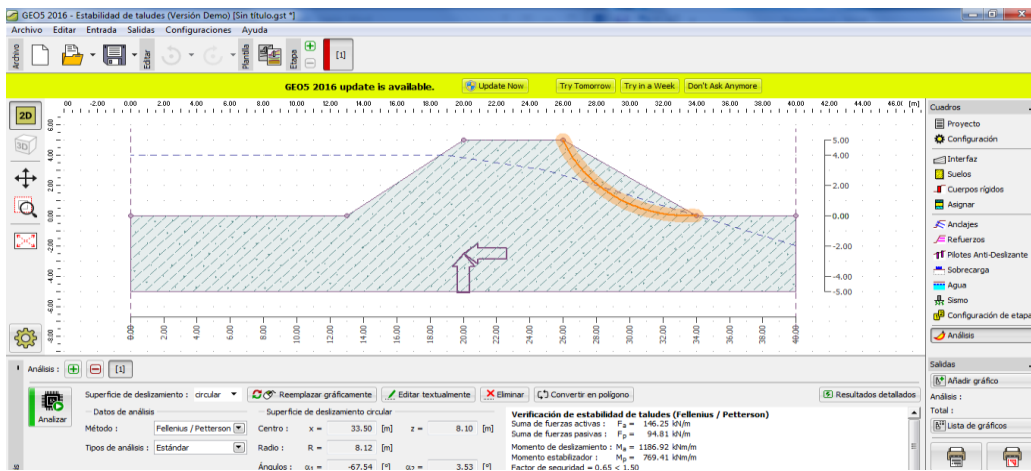


Figura Nº 2.24 Análisis agua abajo con sismo presa llena
 Fuente: Elaboración propia GEO5 2016

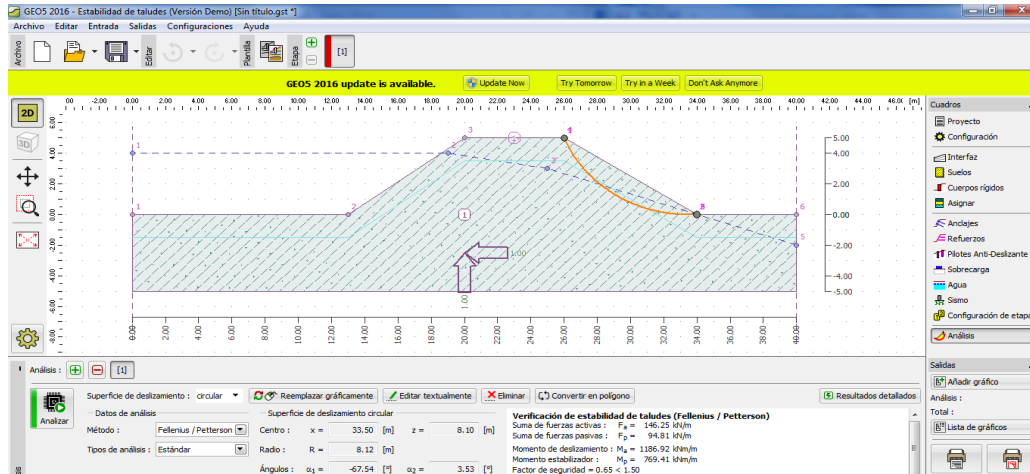


Figura Nº 2.25 Análisis agua abajo con sismo presa vacía
 Fuente: Elaboración propia GEO5 2016

Factor de seguridad por otros autores

En muchas partes del mundo se utiliza la normativa norteamericana por lo que la comentaremos a continuación. El USA Corps of Engineers (2,003) propone en el “slope stability manual” los siguientes coeficientes de seguridad (tabla 1.23) para taludes de presas de tierra, de excavaciones y para laderas naturales “basándose en la experiencia” USA Corps of Engineers (2,003)

Tabla Nº 2.7. Coeficientes de seguridad propuestos por USACE (2003)

Final de construcción	Filtración permanente, a largo plazo	Desembalse rápido (*)
1,3	1,5	1.0 – 1,2

Fuente: USACE-2003

- ❖ 1,0 para casos de inundación y desembalses bruscos y rápidos.
- ❖ 1,2 para casos de inundación permanente y desembalse rápido.
- ❖ 1,3 a 1,4 para proyectos hidroeléctricos con bombeo donde el desembalse rápido sea una operación normal y frecuente (Rodríguez, 2014). “Suponen una práctica prudente y convencional para taludes cuya rotura tiene consecuencias métodos consistentes y adecuados, de forma que las incertidumbres sobre el terreno sean reducidas y los datos sucesivamente obtenidos sean correctos en todos los pasos importantes: exploración del terreno, ensayo de muestras y análisis de la estabilidad”.

Aconsejan el uso de un solo coeficiente, que minore la resistencia del terreno. Si hay anclajes y/o bulones aconsejan introducir su efecto minorando la fuerza aplicada al terreno por ellos. Finalmente aconsejan que los coeficientes de seguridad varíen con las consecuencias de la rotura y las incertidumbres sobre el terreno de acuerdo con la tabla 2 lo siguiente.

Tabla 2.8. Coeficientes de seguridad aconsejados por Duncan y Wrigth (2005)

Consecuencias /coste de la reparación (*)	Incertidumbre sobre las condiciones de análisis(**)	
	Pequeña	Grande
Reducido	1,25	1,5
Importante	1,5	≥ 2

Fuente: Recopilación del autor 2016

Reducido: comparable al sobrecoste de construir un talud más conservador (consecuencias no peligrosas).

- ❖ Importante: mucho mayor que el sobrecoste de construir un talud más conservador (consecuencias peligrosas). La incertidumbre sobre las condiciones de análisis puede ser:
- ❖ Pequeña: geología bien conocida, terreno uniforme, investigación cuidadosa hasta alcanzar un modelo lógico del talud.
- ❖ Grande: geología mal conocida, terreno no uniforme con condiciones variables, investigación insuficiente para alcanzar un modelo lógico del talud.

Cuadro Nº 2.9 Taludes recomendados para presas de material homogénea sobre bases compactas y estables. HIMAT.1984.

Material de terraplén	Altura de la presa	Inclinación de talud	
		Aguas arriba	Aguas abajo
Arcilla de baja plasticidad	Hasta 4	2 : 1	1.5 : 1
	4 a 8m.	25 : 1	2 : 1
Arcillas arenosas	Hasta 4	2 : 1	2 : 1
	4 a 8m.	3.5 : 1	2.5 : 1
Arenas arcillosas, arcillas muy Plásticos, Limos elásticos.	Hasta 4	4 : 1	3 : 1
	4a 8m.	3 : 1	3 : 1

Fuente: Recopilación del autor 2016 (HIMAT 1984)

Análisis de rebose de la cortina: Por tránsito de avenidas en embalses

El objetivo fundamental del tránsito de avenidas en vasos es determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de entrada. No obstante, existen adicionalmente otras aplicaciones relacionadas con los aspectos siguientes:

- a) Conocer la evolución de los niveles en el vaso y de los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de operación de las compuertas del vertedor es adecuada y así, al presentarse una avenida, no se pongan en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.
- b) Dimensionar la obra de excedencias, representada por el vertedor de demasías.
- c) Determinar el nivel del NAME.
- d) Estimar las magnitudes de los volúmenes útil y de superalmacenamiento.

Ahora bien, en la mayoría de los análisis y aplicaciones sobre el tránsito de avenidas se emplea el método hidrológico, procedimiento iterativo desarrollado a partir de la ecuación de continuidad (Chow, 1964) representada por:

$$I - O = dv/dt$$

Donde: **I** es el gasto de entrada, en m³/s; **O** es el gasto de salida, en m³/s; **V** es el volumen de almacenamiento, en m³; **t** es el tiempo, en segundos.

$$\frac{I_i + I_{i-1}}{2} - \frac{O_i + O_{i-1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t}$$

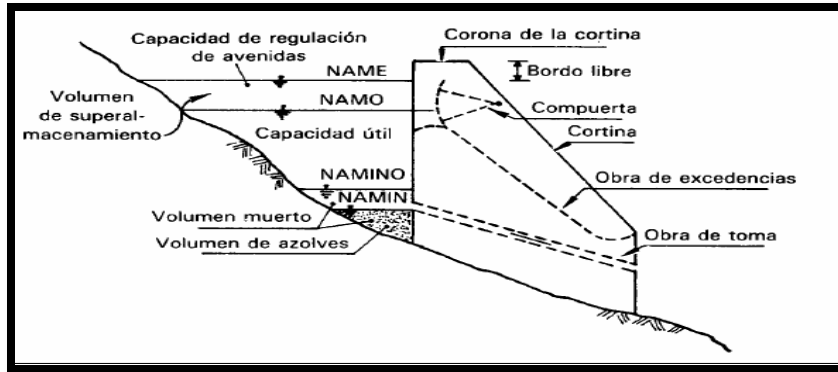


Figura Nº 2.26 Principales componentes de un vaso de almacenamiento

Fuente: Recopilación de hidrología superficial.

Cuadro Nº2.10 Altitud-área-volumen

Altitud (msnm)	Área (Ha)	Volumen m ³ x 10 ⁶	
		Parcial	Acumulado
3749.0	0.00	0	0
3824.0	156.60	58.725	58.72
3860.0	185.95	61.659	120.38
3901.0	215.30	82.256	202.64
3930.0	225.10	63.858	266.49
3977.0	234.90	108.100	374.59
4016.0	274.05	99.245	473.84
4054.0	313.20	111.578	585.42
4092.0	352.50	126.483	711.90
4130.0	391.50	141.360	853.26
4168.0	342.60	139.479	992.74
4200.0	293.70	101.808	1094.55
4242.0	254.50	115.122	1209.67
4283.0	215.30	96.309	1305.98
4316.0	176.15	64.589	1370.57
4352.0	137.00	56.367	1426.93

Fuente: Elaboración propia 2016.

En el cuadro 2.10 la altitud, área son resultados de los cálculos topográficos y volumen es el resultado de la precipitación en esa área de terreno. Como resultado del cuadro anterior se ha graficado en el siguiente figura.

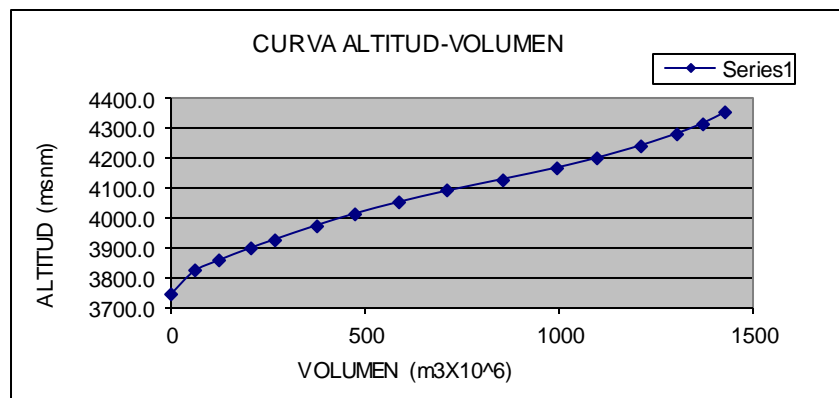


Figura Nº 2.27 Curva: altitud-área-volumen

Fuente: Elaboración propia 2016.

El caudal máximo que en caso de las tormentas se puede producir y se considera como la caudal de ingreso al embalse en un determinado de tiempo, se muestra en el siguiente cuadro.

Se selecciona el valor del incremento de tiempo Δt .

Cuadro N°2.11 Caudal de ingreso en un tiempo de precipitaciones

Tiempo (hora)	Ingreso I (m3/s)
0.0	0.00
0.5	2.20
1.0	5.83
1.5	22.21
2.0	32.01
2.5	37.43
3.0	38.40
3.5	37.20
4.0	33.20
4.5	26.40
5.0	19.40
5.5	12.30
6.0	7.00
6.5	4.00
7.0	2.80
7.5	2.40
8.0	1.80

Fuente: Elaboración propia 2016

Y como resultado del cuadro anterior se muestra la siguiente figura.

Considerando que el área de la cuenca es pequeño y de forma redonda y el ingreso del caudal en este caso en tiempo 30 minutos es 2.20 m3/s, hasta que en 3.0 horas el caudal máximo es de 38.40 m3/s y así va bajando sucesivamente hasta que en 8.0 horas la precipitación ha llegado en mínimo generando un caudal de 1.80 m3/s y calmado.

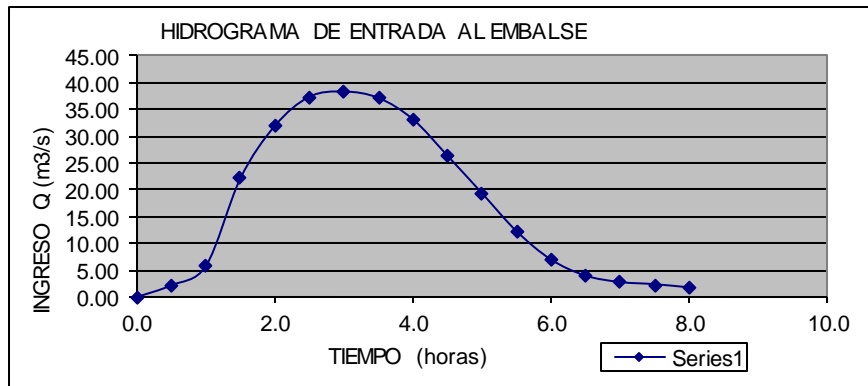


Figura N° 2.28 Hidrograma de entrada al embalse

Fuente: Elaboración propia 2016.

El siguiente cuadro muestra la altura del aliviadero que es 1.50 m. calculado normalmente la salida controlada es de 13.5 m3/s para regadío y conducido en

ambos márgenes de los canales. También se ha considerado que en caso de tormentas la salida normal del caudal se incrementaría en el máximo caudal, una vez llenado a la presa en una altura de 1.50m, el vertedor permitiría hasta 19.0 m³/s en casos extremos de la tormenta.

Cuadro N°2.12 Curva de descarga del vertedor

Altura (m)	Salida E (m ³ /s)
0.00	0.00
0.20	0.78
0.40	1.00
0.50	1.80
0.60	3.00
0.70	4.00
0.80	5.00
0.90	7.00
1.00	9.40
1.10	11.30
1.20	13.10
1.30	15.50
1.40	17.00
1.50	19.00

Fuente: Elaboración propia 2016.

Como resultado del cuadro anterior, la siguiente figura muestra la curva de descarga del vertedor.

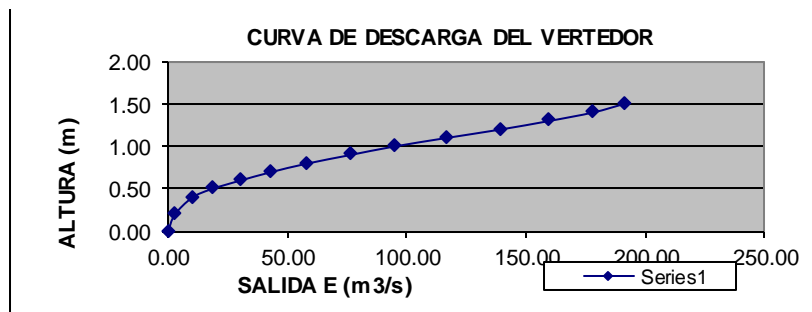


Figura N° 2.29 Curva de descarga del vertedor

Fuente: Elaboración propia 2016.

En el siguiente cuadro se muestra la consolidación de los datos de cuadros anteriores, finalmente para calcular la $2S/dt + Q$ y su respectiva figura.

Cuadro N° 2.13 Desarrollo de la función almacenamiento – caudal de salida

Altitud (msnm)	Área (Ha)	Vol.Almac. (m ³ x 10 ⁶)	Elev.sobre cresta Aliviadero (m)	Caudal de descarga Q (m ³ /s)	Almac.dispon. sobre cresta aliv. S (x10 ⁶ m ³)	2S/dt + Q (m ³ /s)
283.0	215.30	0.95	0.00	0.00	0.00	0
283.1	216.82	0.97	0.20	0.78	0.02	25.00
283.2	218.35	0.98	0.40	1.00	0.03	37.78
283.3	219.87	0.98	0.50	1.00	0.03	51.33
283.4	221.40	0.99	0.60	3.00	0.04	68.89
283.5	222.92	0.99	0.70	4.00	0.04	87.44
283.6	224.44	1.00	0.80	5.00	0.05	108.00
283.7	225.97	1.00	0.90	7.00	0.05	131.56
283.9	227.49	1.01	1.00	9.40	0.05	155.51
284.0	229.02	1.01	1.10	11.30	0.06	182.97
284.1	230.54	1.02	1.20	13.10	0.06	211.32
284.2	232.06	1.02	1.30	15.50	0.07	237.28
284.3	233.59	1.03	1.40	17.00	0.07	261.33
284.4	235.11	1.03	1.50	19.00	0.08	279.89

Fuente: Elaboración propia 2016.

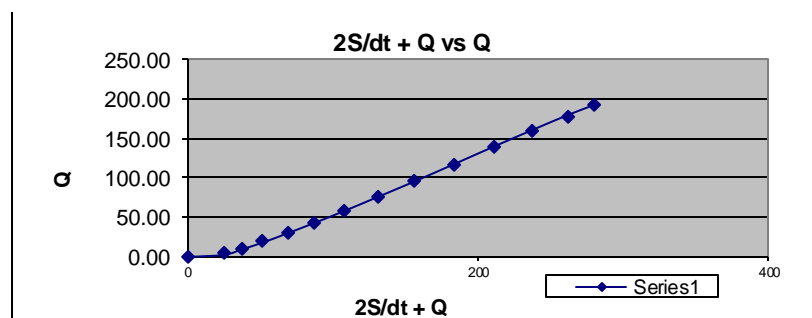


Figura N°2.30 Curva de almacenamiento de caudal
Fuente: Elaboración propia 2016.

Los cuadros y figuras anteriores son para dar solución a dicha expresión y se resolvió numéricamente empleando el método de aproximaciones sucesivas.

Las curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones-gastos de salida se calcularon en Excel como se muestra en las siguientes figuras, para así definir el hidrograma de salidas, en pocas iteraciones justamente para analizar la operación complicada en el vertedor de la presa.

Cuadro N°2.14 Circulación de la avenida a través del embalse

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)=(6)- 2(7)	(6)	(7)
No	tiempo dt (hr)	Qingreso de la aven. hidrograma) I (m3/s)	li + li+1 (m3/s)	2S/dt - Qi (m3/s)	2Si+1/dt + Qi+1 (m3/s)	Q salida (m3/s)
1	0.0	0.00	2.20	0	0.00	0.00
2	0.5	2.20	8.03	8.03	40.00	1.00
3	1.0	5.83	28.04	29.04	16.06	2.20
4	1.5	22.21	54.22	56.42	57.08	5.50
5	2.0	32.01	69.44	74.94	110.64	8.88
6	2.5	37.43	75.83	84.71	144.38	14.20
7	3.0	38.40	75.60	89.80	160.54	18.22
8	3.5	37.20	70.40	88.62	165.40	21.24
9	4.0	33.20	59.60	80.84	159.02	22.45
10	4.5	26.40	45.80	68.25	140.44	22.88
11	5.0	19.40	31.70	54.58	114.05	21.00
12	5.5	12.30	19.30	40.30	86.28	18.00
13	6.0	7.00	11.00	29.00	59.60	14.00
14	6.5	4.00	6.80	20.80	40.00	10.00
15	7.0	2.80	5.20	15.20	27.60	7.23
16	7.5	2.40	4.20	11.43	20.40	4.87
17	8.0	1.80			15.63	3.89

Fuente: Elaboración propia 2016.

Finalmente la capacidad de regulación de la presa Tantar, para una avenida dada, es decir, la diferencia entre el gasto máximo de entrada y al gasto máximo de salida, funcionará normalmente la operatividad porque la capacidad de control de la presa y la capacidad de descarga del vertedor están diseñadas adecuadamente para esta situación, además de que el gasto máximo de entrada será mayor al gasto máximo descargado por el vertedor.

III. RESULTADOS Y DISCUSIONES

La seguridad en la presa es sin duda el requerimiento más importante del proyecto y tiene que ser controlada con todo los medios disponibles.

Por lo tanto los tres análisis realizados según los objetivo de la investigación se han determinado en los siguientes resultados:

3.1. Deslizamiento: Cálculos factores de seguridad con software GEO5 2016

El deslizamiento de taludes de la presa de tierra se ha analizado en diversas condiciones con software GEO5 2016 con dos métodos como: método de Bishop simplificado y Fellenius/Petterson como se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro Nº 3.1 Resultados de modelamiento GEO5 2016 del dique principal de la presa

Factor de seguridad del dique de la presa Tantar				
Condiciones de la presa	MÉTODO BISHOP SIMPLIFICADO			
	CON SISMO		SIN SISMO	
	Presa llena	Presa vacía	Presa llena	Presa vacía
Talud de aguas arriba	1.59	1.80	1.82	1.86
Talud de agua abajo	1.20	1.31	1.61	1.66
MÉTODO DE FELLENIUS/ PETTERSON				
Talud de aguas arriba	1.52	1.56	1.58	2.52
Talud de agua abajo	1.12	1.48	1.54	1.61

Fuente: Elaboración propia 2016

Como muestra en el cuadro los valores críticos son: con sismo en presa llena es 1.20, presa vacía 1.31 solamente en agua debajo de la presa con el método de

Bishop simplificado; de la misma forma con sismo en aguas abajo presa llena 1.12 y presa vacía 1.48 con el método de Fellenius.

3.2. Resultado Factor de seguridad por tubificación

Debido a la tubificación muchas presas han colapsado, ya que al socavarse el terreno interiormente, se producen derrumbes que originan la falla parcial o total de la estructura. En tanto con estos análisis realizados por tubificación, las propiedades físicas del suelo a usar son adecuadas y comparamos con los resultados obtenidos, sabiendo que la teoría condicional dentro del rango debe ser $F.S.T > 4$.

Realizamos cálculos el factor de seguridad por tubificación:

Finalmente luego de realizar cálculos por el método Factor de Seguridad por tubificación, se ha obtenido el resultado mayor que 4, según el rango mínimo establecido, y muestra con este resultado que el valor obtenido es 7.83, del Cuadro Nº 2.6 resultado obtenido de factor de seguridad por tubificación.

$$F.S. = \frac{2.80-1}{0.1(1+1.30)} = F.S. = \frac{1.80}{0.23} = 7.83 \quad \text{OK}$$

$$7.83 > 4$$

3.3. Hidrológico: tránsito de avenidas en embalses

El estudio hidrológico luego del procedimiento y análisis realizado llega a un resultado favorable. Deduciéndose que con la tormenta obtenida no habría peligro de que el embalse se llene y derrame, incluso quedando suficiente volumen para soportar hasta una intensidad de 2 veces más que la tormenta de diseño. Dado que los valores calculados con el Método de tránsito de avenidas en embalses son significativamente eficiente por lo que garantiza la estabilidad durante el tiempo necesario.

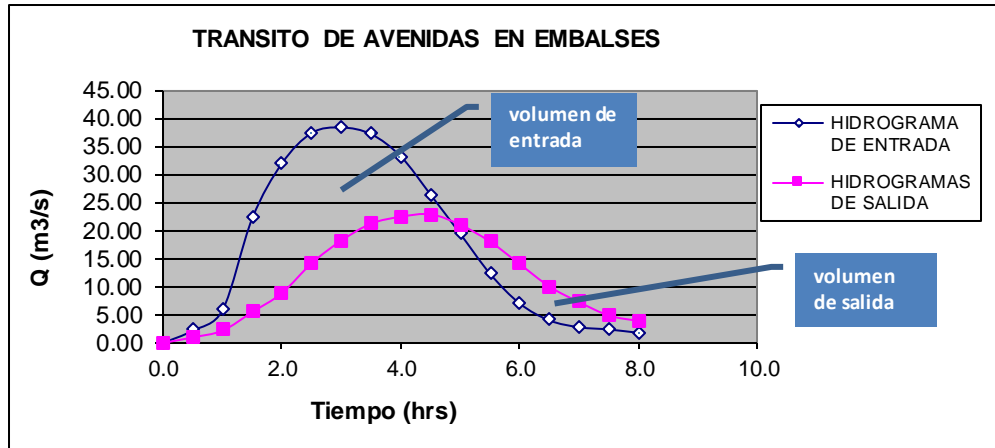


Figura Nº 3.1 resultado de hidrógrafa de entrada y salida de caudales

Fuente: Elaboración propia 2016.

No hay peligro de derrame por encima del dique, incluso existiendo una holgura de hasta 2 veces de la tormenta de diseño.

Entonces la medidas realizadas de los gastos de entrada y salida del vaso en la presa Tantar son diseñados adecuadamente, se elevará el NAMI, pero a una cierta altura menor de 1m.

Esta condición hidrogeológica de la zona, es favorable para las obras civiles por construirse, no esperándose una filtración considerable en estas zonas.

Cuadro 3.4 resultados de trabajo realizado la investigación y expediente técnico.

OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	RESULTADOS DE LOS TRABAJOS			
		EXPEDIENTE	TESIS	RESULTADO
Estabilidad de taludes.	1.584	1.61	F.S > 1.5	Bueno (0.026)
F.S. Tubificacion	4.797	7.83	F.S.T > 4.0,	Bueno (3.033)
Hidrología	12.76 m³/s	19.0 m³/s.		Aliviadero adecuado 6.24m³/s

Fuente: Elaboración propia 2016

3.2 Discusión

Según los resultado de los cálculos realizado con software GEO5 2016, el deslizamiento por los factores de seguridad mostrados en el Cuadro N° 3.1 son: con sismo en presa llena es 1.20, presa vacía 1.31 solamente en agua debajo de la presa con el método de Bishop simplificado; de la misma forma con sismo en aguas abajo presa llena 1.12 y presa vacía 1.48 con el método de Fellenius. Pero según el cuerpo de Ingenieros del Ejército Americano (USA COE, 1970) considera en el cuadro 1.25 sobre los factores de seguridad en condiciones de diseño parte IV con sismo tanto en agua abajo y aguas arriba mínimo es 1.00; así mismo, en el Cuadro N° 1.23 en condiciones de diseño caso VI “condiciones sísmicas para los casos I, IV, y V el factor de seguridad es 1.00, por lo tanto los valores críticos obtenidos según los que no están inferiores de los recomendados de los valores permitidos. Es más, estos valores de los cuadros mencionados son usados en la actualidad en casi todo el mundo en la construcción de presas de tierra.

Paralelamente se ha calculado el Factor de Seguridad por tubificación para determinar si la presa de Tantar falla por tubificación, así llegando a un resultado de los cálculos $7.83 > 4$, según Bureau Reclamation establece que el valor mínimo por este método debería ser 4.0, este resultado indica que el valor obtenido se encuentra dentro del rango permitido, por lo tanto que la presa no fallará durante el tiempo de operación por tubificación.

El estudio hidrológico de la cuenca, también nos ha permitido analizar con el método de “tránsito de avenidas en embalses” obteniendo los cuadros y la Figura N° 3.1 hidrograma de entrada y salida, de los cuales se deduce que con la tormenta obtenida no habría peligro de que el embalse se llene y derrame,

incluso quedando suficiente volumen para soportar hasta una densidad de 2 veces más que la tormenta diseñada.

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones.

Se tiene las siguientes conclusiones:

1. Según resultados obtenidos del método aplicado con software GEO5 2016, la estabilidad del talud son estables y garantiza contra distintos tipos de falla (deslizamiento); por lo tanto se determina que, el uso que ha dado a los materiales en la construcción de la presa, es totalmente apropiada y óptima, en consecuencia la presa no fallará durante el tiempo de la operación.
2. De igual forma, la evaluación de factor de seguridad por el método de tubificación, en el cuerpo y la cimentación de la presa de tierra no ocurrirá la tubificación, debido que las materiales usados son adecuadas y el valores obtenido mediante cálculos por esta método está dentro de los rangos permitidos para la construcción de taludes de presas en diferentes partes del mundo y se afirma que estará en condiciones de predecir un comportamiento de la presa a través del tiempo.
3. La evaluación por el tránsito de avenidas a través de embalses, se afirma que el rebose de la cortina no ocurrirá en precipitaciones intensas o en tormentas naturales.

Con estas premisas, se afirma el comportamiento de la presa de tierra, a la conclusión de la ejecución está en condiciones de servicio una vez puesta en marcha.

Evidentemente el comportamiento de la presa no solamente garantiza estos factores, sino que además debe tener un control estricto en el proceso de ejecución de parte del supervisor, para cumplir las especificaciones técnicas en la calidad de materiales y las compactaciones en tongadas.

4. Recomendaciones

1. Debido a la importancia que presenta la construcción de presas de tierra, se debe considerar que para el cálculo de su estabilidad se tiene que cumplir con una serie de procedimientos y análisis, entre éstos se encuentran: el estudio de los suelos, los materiales naturales existentes en la zona, el diseño de los taludes, entre otros.

2. Los taludes deben ser diseñados para garantizar la estabilidad de la presa y soportar cualquier movimiento sísmico; este diseño debe lo más detallado posible para evitar filtraciones y fallas futuras que puedan deteriorar presa.

3. En el diseño de la presa debe tomarse en cuenta que debe tener una zona de drenaje para así reducir la presión intersticial y bajar el contra peso que forma las aguas arriba, considerando así las características necesarias requeridas para evitar fallas de construcción.

4. Se recomienda utilizar la experiencia de otros países y también se debe considerar que las presas de tierra se encuentran sometidas a la acción constante de la naturaleza, a los cambios de clima y otras razones que puedan afectar su funcionamiento, es por esto, que los ingenieros deben hacer un estudio con anterioridad de las fallas de otras presas de tierra y en base a estas fallas rediseñar para obtener un mejor funcionamiento de la misma.

5. Se recomienda leer Capítulo III; Normas para la construcción de presa, normas generales aplicables a todos los tipos de presas: artículos 63º (comienzo de la obra de la presa), artículo 64º (excavaciones), artículo 67º (puesta en carga de la presa), artículo 70º (las canteras) y sobre todo la norma CE.020 estabilización de suelos taludes.

REFERENCIA BIBLIOGRAFÍA

- Ahedo D. Aussin y Sánchez Jacinto E. R. (2003) “Estabilidad de taludes de tierra y enrocamiento”. Instituto Politécnico Nacional, México D.F.
- Armas Novoa, A. (2009). “Criterios para diseñar presas de tierra”. Informe, Cuba.
- Armas Novoa, R. (2002). “Criterios para diseñar presas de tierra”: prioridad y secuencia. taller nacional sobre fallos de presas de tierra, Habana Cuba.
- Alonso, E. J. Corominas y M. Hurliman. (2013) “VIII Simposio Nacional sobre Taludes y laderas Inestables. Volumen I. Primera edición junio 2013 Barcelona, España.
- Ayuso Muños José L. (1990). “Circulación de flujos” Método de cálculos usuales en el diseño de canales y embalses en cuencas pequeñas. Edit. Servicio de Publicaciones Universidad de Córdoba. Córdoba.
- Bosch. Dante. [s. a.]. “Identificación y clasificación de suelos. granulometría plasticidad clasificación de suelos” geotecnia unidad IV.
- Cueva Moreno, Marco V. (2010). “Implementación de metodología para el cálculo de transito de avenidas en el laboratorio virtual de hidrología (HYDROVLAB)”. Tesis de grado. Loja – Ecuador.
- Espinoza Duran, Carlos E. y Tapia Berzoza, Leandro E. (2013). “análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del proyecto PACALORI”, Cuenca, Ecuador.
- Espino Vargas, P. y Jurado Fernández, C. [s. a.]. “Normas y estilos para la presentación de informes de investigación en la Universidad Señor de Sipan”. Dirección de Investigación.
- Herrera Rodríguez, F. (2003). “VI Curso de Geotecnia”. Geotecnia 2000, Zaragoza.

- United States of the Interior Bureau of Reclamation. (1976) "diseño de presas pequeñas". quinta impresión.
- Marsal, Raúl J. y Reséndiz Núñez, D. (1975). "presa de tierra y enrocado". Editorial Limusa.
- Murillo, Rodrigo. (2012) XXVI "Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica". presas de tierra y sus fallas, Edit. S.M.I.G.A.S. Cancún, Quintana. CONAGUA, México D.F.
- Ortuño, Abad, L. (2004). "Curso de geotecnia para infraestructura". Estabilidad de taludes en suelo. Calculo. Sevilla, España.
- Rodríguez Moreno, R. (2014) "Consecuencia ambiental por las fallas o roturas de presas en el marco del análisis de riesgo" tesis para optar el título de magister". Bogotá, Colombia.
- Ruesta Ruiz, P. y Díaz Collante, J; Alva Hurtado, Jorge E. (2011) "el coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y enrocado" Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. Lima 25, 1º edición digital. Lima, Perú.
- Spada, A. (1994). "Las presas en material suelta" ciencia y sociedad. Volumen XIX, número IV.
- Villarino Otero, A. (2012). "maquinaria de obras civiles". escuela politécnica Superior de Ávila.

ANEXO 1
A.1 FOTOGRAFÍAS

A1 Fotografías



Figura Nº A.1 Asentamiento del suelo y filtraciones por debajo de la presa 1973 EE. UU. Presa Tetón, el núcleo era poco plástico: presentó erosión del suelo subyacente, asentamiento del suelo y filtración, las filtraciones por debajo de la presa se detectaron por primera vez el 3 de junio de 1976.

Fuente: Recopilación del autor 2016



Figura A.2 Vista de la presa de Tantar desde el lado izquierdo, la característica de las rocas, excavación de diques



Figura A.3 La presa vista desde aguas abajo, se muestra final de la cuenca a 200 m. aproximadamente desde la presa, características del suelo.



Figura A.4 Arcilla apto para uso del cuerpo de la presa trasladado desde la cantera Puca Puca



Figura A.5 Vista desde parte alta de la presa, hacia aguas debajo, para evaluación de poblaciones en caso de falla de presa.



Figura A.6 Realizando trabajos de estudio topográfico en la tercera vez a las 6 am.



Figura Nº A.7 Características de suelo estratificado en condición apta para uso en el cuerpo de la presa



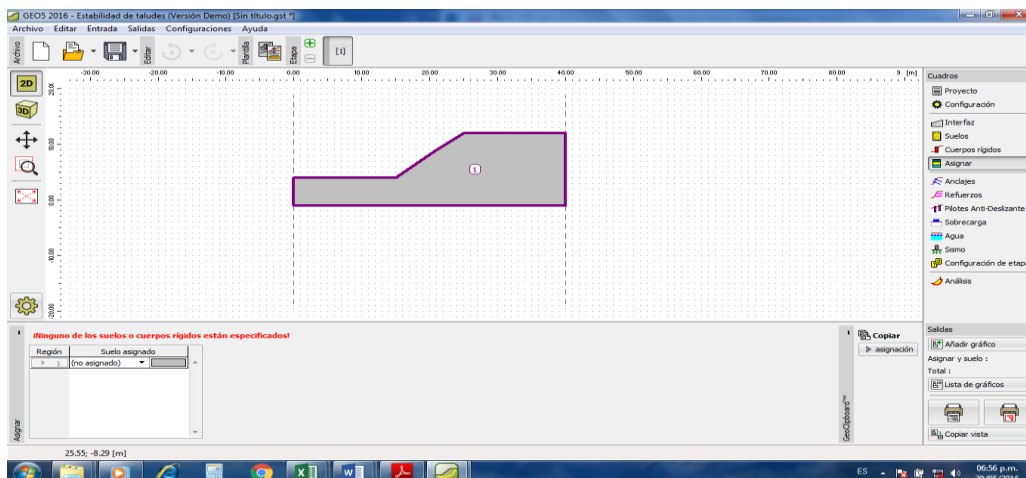
Figura Nº A.8 Visita a la presa de Tantar juntamente con el alcalde de la municipalidad Distrital de Concepción, luego de recorrido un refrigerio

ANEXO 2

A.2 MANUAL DE GEO 2016

A.2. MANUAL DE GEO5 2016

Análisis de estabilidad de taludes

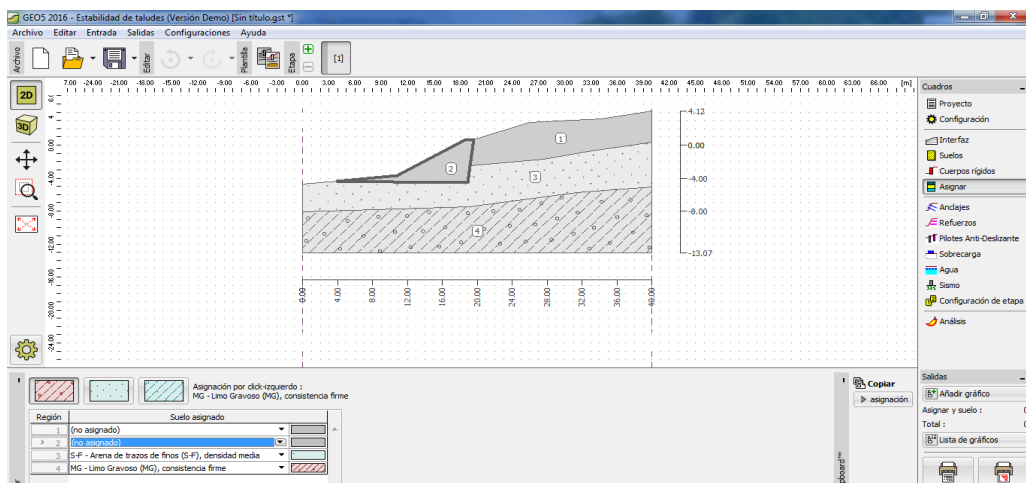


Programa: Estabilidad de Taludes

En este capítulo, vamos a mostrarle cómo verificar la estabilidad de taludes con superficies de deslizamiento circular y las diferencias entre los métodos de análisis de estabilidad de taludes.

Asignación

Realizar un análisis de estabilidad de taludes de pendiente diseñada con un muro de gravedad. Esta es una situación permanente de diseño. El factor de seguridad requerido es $F.S = 1,50$.



A.1 Esquema de asignación

Solución

Para resolver este problema, vamos a utilizar el programa GEO5 “Estabilidad de taludes”. En este capítulo, vamos a explicar paso a paso como resolver este problema:

- Análisis N° 1: optimización de la superficie de deslizamiento circular (Bishop y Fellenius)

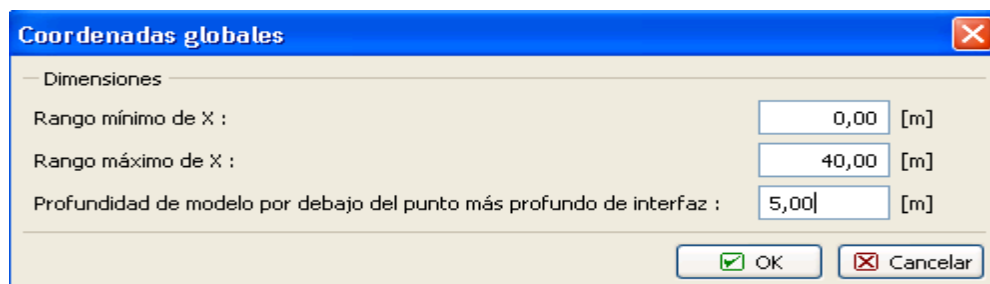
Entrada de geometría y otros parámetros

En el cuadro "Configuración" haga clic en "Seleccionar" y elija opción de N° 1 - "Estándar -factor de seguridad".



A.2 Cuadro „Lista de configuración”

En primer lugar, en el cuadro de "Interfaz" ingresar el rango de coordenadas. La "Profundidad del punto de interfaz más profundo" es sólo para la visualización del ejemplo - que no tiene ninguna influencia en el análisis.



A.3 cuadro de coordenadas globales

Luego modelamos las capas de interfaz, respecto al terreno, utilizando estas coordenadas:

Nota: las coordenadas debe ser de acuerdo al proyecto que se ejecuta; el tamaño y forma son variable para cada caso.

A.4 Añadiendo puntos de interfaz

	Interface 1		Interface 2		Interface 3		Interface 4	
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]
1	0,00	-4,75	16,80	-4,54	19,17	-2,48	0,00	-8,07
2	10,81	-3,64	18,87	-4,57	27,61	-1,75	19,06	-7,50
3	16,80	-4,54	19,17	-2,48	32,66	-0,74	31,40	-5,77
4	18,59	0,63	19,62	0,71	40,00	0,36	40,00	-5,05
5	19,62	0,71						
6	19,71	0,71						
7	26,00	2,80						
8	34,30	3,20						
9	40,00	4,12						

Luego, defina los parámetros del suelo, y asígnelos al perfil.

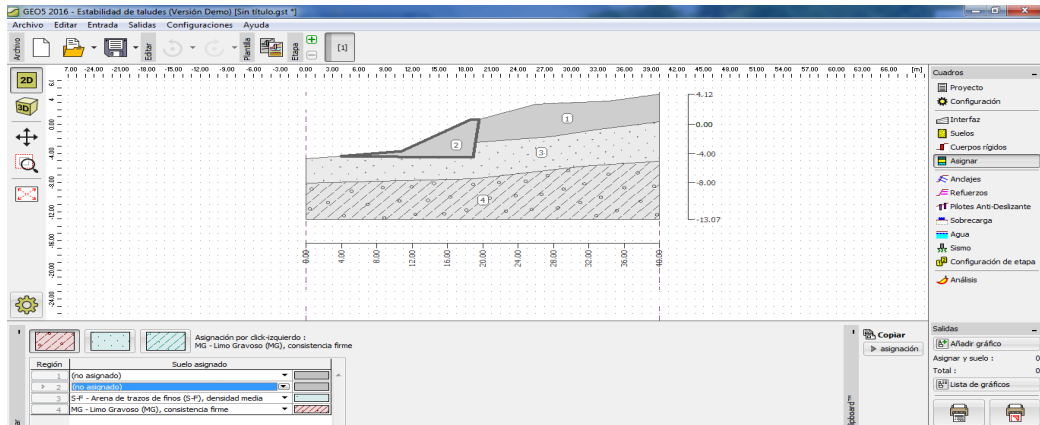
A.5 Tabla de parámetros de suelos

Suelo (Clasificación de suelo)	Unidad de peso Y [KN/ m3]	Angulo de fricción interna ϕ [°]	Cohesión del Suelo C [kPa]
MG – limo gravoso, Consistencia firme	19,0	29,0	8,0
S-F – Arena de trazos finos, suelo denso	17,5	31,5	0,0
MS – Limo arenoso, consistencia rígida, $0,8 < r_s$	18,0	26,5	16,0

Nota: En este análisis, estamos verificando la estabilidad de los taludes a largo plazo. Por lo tanto estamos resolviendo esta tarea con los parámetros efectivos de la fuerza de deslizamiento de los suelos (ϕ , c). Foliación de los suelos – parámetros diferentes o empeorados de suelo en una dirección - no se consideran en las tierras asignadas.

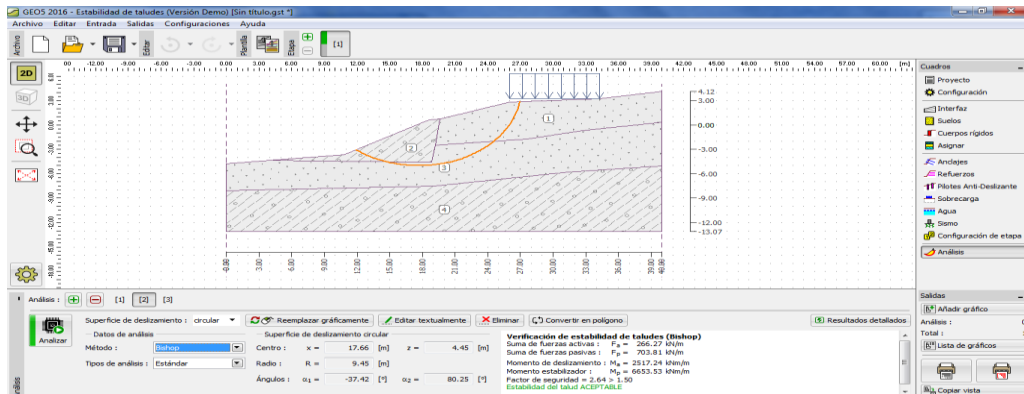
Modelar el muro de gravedad como un cuerpo rígido con un peso unitario de $Y = 23.0 \text{ m Kn/m}^3$

La superficie de deslizamiento no pasa a través de este objeto, porque es una zona con una gran rigidez. (Más información en AYUDA - F1).



A.6 Cuadro "Asignación"

En el siguiente paso, definir la sobrecarga, la cual consideramos permanente y del tipo franja ubicada en la superficie del terreno.



A.7 Cuadro „Nueva sobrecarga”

Nombre :

Datos generales

Tipo :

Tipo de acción :

Ubicación :

Origen : $x =$ [m]

Longitud : $l =$ [m]

Pendiente : $\alpha =$ [°]

Magnitud : $q =$ [kN/m²]

Nota: Una sobrecarga se ingresa a 1 m del ancho de la pendiente. La única excepción es la sobrecarga concentrada, donde el programa calcula el efecto

de la carga por el perfil analizado. Para obtener más información, consulte la ayuda (F1).

No tenga en cuenta el cuadro "Terraplén", "Corte tierra", "Anclajes", "Refuerzos" y "Agua". El cuadro "Sismo" no tiene ninguna influencia en este análisis, debido a que la pendiente no se encuentra en la zona de actividad sísmica.

A continuación, en el cuadro "Configuración de etapa", seleccione la situación de diseño. En este caso, consideramos que la situación de diseño es "Permanente".



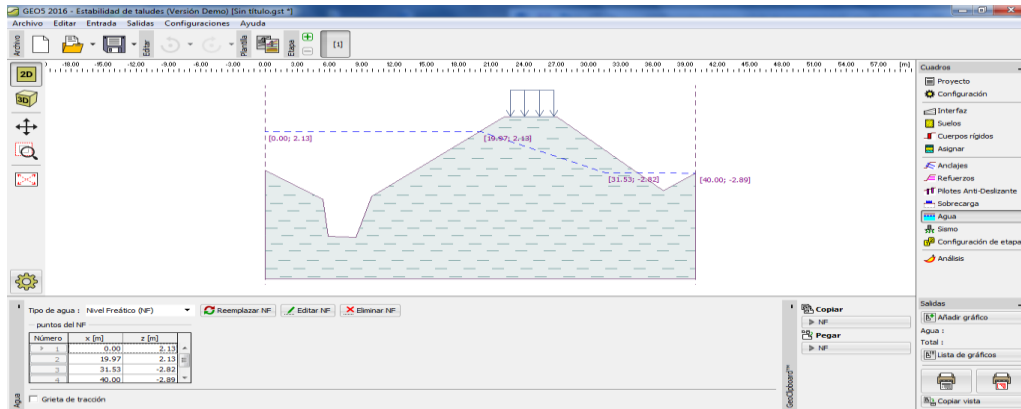
A.8 Cuadro “Configuración de etapa”

Análisis 1 - Superficie de deslizamiento circular

Ahora abra el cuadro "Análisis", donde el usuario ingresa la superficie de deslizamiento original utilizando las coordenadas del centro (x, y) y su radio utilice el mouse directamente en el escritorio - Haga clic en la interfaz para introducir tres puntos por los que la superficie de deslizamiento pasa.

Nota: En suelos cohesivos las superficies de deslizamiento de rotación se presentan con mayor frecuencia. Estos se modelan mediante superficies de deslizamiento circulares. Esta superficie se utiliza para encontrar áreas críticas de una pendiente analizada. Para suelos no cohesivos, el análisis de una superficie de deslizamiento poligonal debe realizarse también con la verificación de la estabilidad de taludes (ver HELP - F1).

Ahora, seleccione " Bishop " como método de análisis y, a continuación, establecer el tipo de análisis como "Optimización". Luego, realice la verificación real, presionando el botón "Analizar".



A.9 Cuadro „Análisis” Bishop –Optimización de superficie de deslizamiento circular

Nota: La optimización consiste en encontrar la superficie de deslizamiento circular con la estabilidad-la más pequeña - superficie de deslizamiento crítica. La optimización de las superficies de deslizamiento circulares en el programa Estabilidad de taludes evalúa toda la pendiente, y es muy fiable. Para diferentes superficies de deslizamiento iniciales, obtendremos el mismo resultado para una superficie de deslizamiento crítica.

El nivel de estabilidad definido por la superficie de deslizamiento crítica cuando se utiliza el método de evaluación "Bishop" es aceptable.

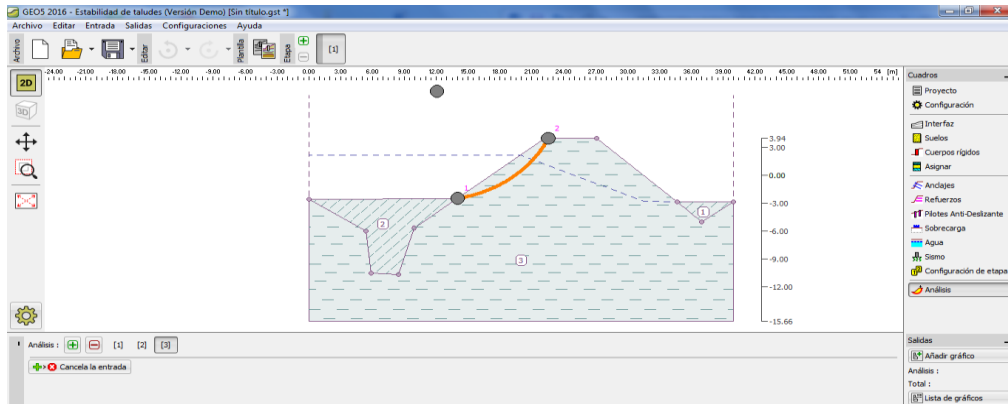
Análisis 2 – Comparación con diferentes métodos

Ahora seleccione otro análisis en la barra de herramientas en la esquina superior derecha de su cuadro de Análisis de GEO5.



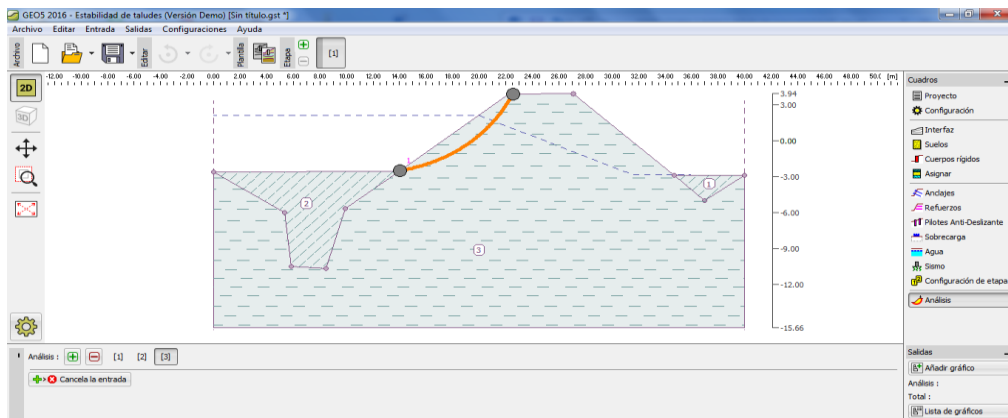
A.11 Barra de herramientas “Análisis”

En el cuadro análisis, cambiar el tipo de análisis a "Estándar" y como método seleccionar "Todos los métodos". A continuación, haga clic en "Analizar".



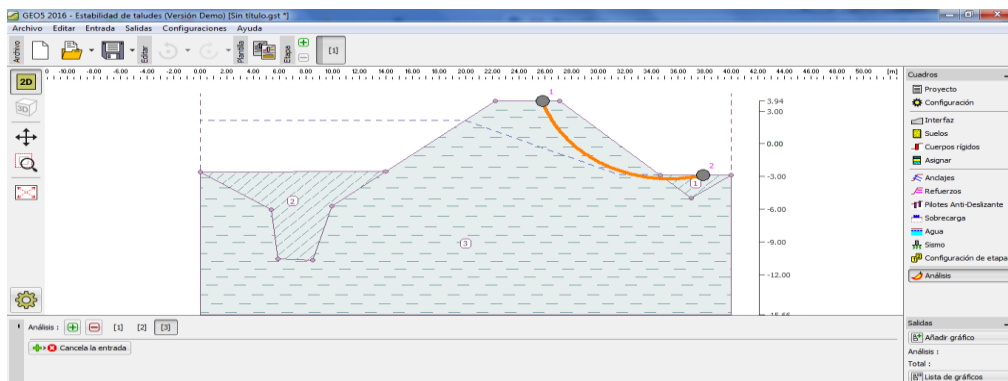
A.12 Cuadro Análisis agua arriba con tierra de impermeabilidad

Si debe probar con todos los métodos deseados



A.13 Cuadro Análisis con otros métodos

Pulsando la opción Reemplazar gráficamente, se va al gráfico y punchar desde la parte inferior hacia la parte superior a una distancia de 1m desde el borde.



A.14 Cuadro „Análisis” – Todos los métodos – tipos de análisis estándar

Nota: Utilizando este procedimiento, la superficie de deslizamiento creada para todos los métodos se corresponde con la superficie de deslizamiento crítica de la etapa de análisis previa utilizando el método Bishop.

Los valores del nivel de estabilidad de taludes de los dos métodos (Bishop y Fellenius) y en diferentes condiciones de la presa son:

Cuadro nº 3.1 Resultados de modelamiento GEO5 2016 del dique principal de la presa

FACTOR DE SEGURIDAD DEL DIQUE DE LA PRESA TANTAR				
Condiciones de la presa	MÉTODO BISHOP SIMPLIFICADO			
	CON SISMO		SIN SISMO	
	Presa llena	Presa vacía	Presa llena	Presa vacía
Talud de aguas arriba	1.59	1.80	1.82	1.86
Talud de agua abajo	1.20	1.31	1.61	1.66
MÉTODO DE FELLENIUS/ PETTERSON				
Talud de aguas arriba	1.52	1.56	1.58	2.52
Talud de agua abajo	1.12	1.48	1.54	1.61

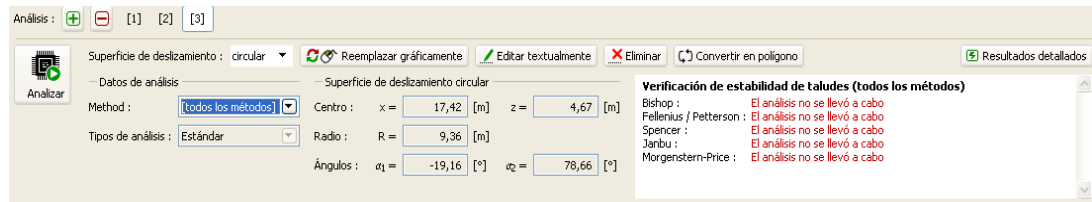
Fuente: Elaboración propia 2016

Nota: la selección del método de análisis depende de la experiencia del usuario. Los métodos más conocidos son el método de cortes, de los cuales el más utilizado es el método Bishop. El método Bishop devuelve resultados conservadores.

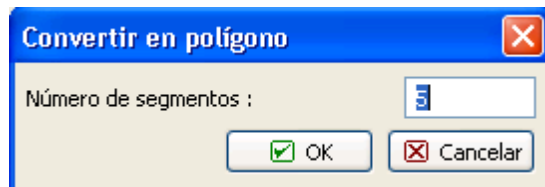
No es necesario (o correcto) analizar una pendiente con todos los métodos de análisis. Por ejemplo, el método sueco Fellenius - Petterson produce resultados muy conservadores, por lo que los factores de seguridad podrían ser excesivamente bajos en el resultado. Debido a que este método es reconocido y en algunos países requeridos para el análisis de estabilidad de taludes, forman parte del software GEO5. (Según manual de Software).

Análisis 3 - Superficie de deslizamiento poligonal

En el último paso del análisis ingresar la superficie de deslizamiento poligonal. Como método de análisis, seleccione "Spencer", como el tipo de análisis, seleccione "optimización", introduzca una superficie de deslizamiento poligonal y realizar el análisis.



A.15 Cuadro „Análisis” – Spencer - Optimización de superficie de deslizamiento poligonal



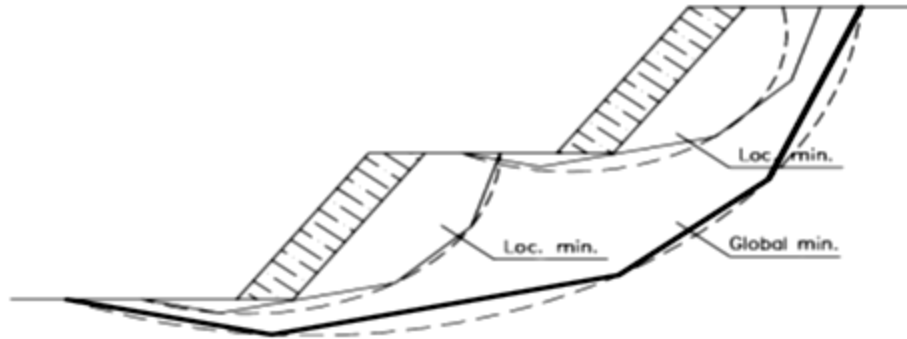
A.16 Cuadro de diálogo “Convertir en polígono”

El valor del nivel de la superficie de deslizamiento para una superficie de deslizamiento poligonal es:

- ❖ F.S. puede ser mayor o menor de 1.50 evaluar este valor según sea necesario.

Nota: La optimización de una superficie de deslizamiento poligonal es gradual y depende de la ubicación de la superficie de deslizamiento inicial. Esto significa que es recomendable hacer varios análisis con diferentes superficies de deslizamiento iniciales y con diferente número de secciones. La optimización de superficies de deslizamiento poligonales puede ser también afectada por mínimos locales de factor de seguridad. Esto significa que no es necesario encontrar la superficie crítica real. A veces es más eficiente para el

usuario ingresar la superficie de deslizamiento poligonal inicial a partir de una forma y ubicación similar a una superficie de deslizamiento circular optimizada.



A.17 Mínimos locales – Superficie de deslizamiento circular y poligonal

Nota: Comentarios de usuarios: La superficie de deslizamiento después de la optimización "desaparece".

Conclusión

La estabilidad del talud luego del análisis y optimización es:

Cuadro nº A2 Resultados de modelamiento GEO5 2016 del dique principal de la presa

FACTOR DE SEGURIDAD DEL DIQUE DE LA PRESA TANTAR				
Condiciones de la presa	METODO BISHOP SIMPLIFICADO			
	CON SISMO		SIN SISMO	
	Presa llena	Presa vacía	Presa llena	Presa vacía
Talud de aguas arriba	1.59	1.80	1.82	1.86
Talud de agua abajo	1.20	1.31	1.61	1.66
METODO DE FELLENIIUS/ PETERSON				
Talud de aguas arriba	1.52	1.56	1.58	2.52
Talud de agua abajo	1.12	1.48	1.54	1.61

Fuente: elaboración propia 2016

La pendiente diseñada con un muro de gravedad satisface los requisitos de estabilidad.

ANEXO 3

A.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO



4.0 ANÁLISIS DE CLIMATOLOGÍA

4.1 Temperatura media.

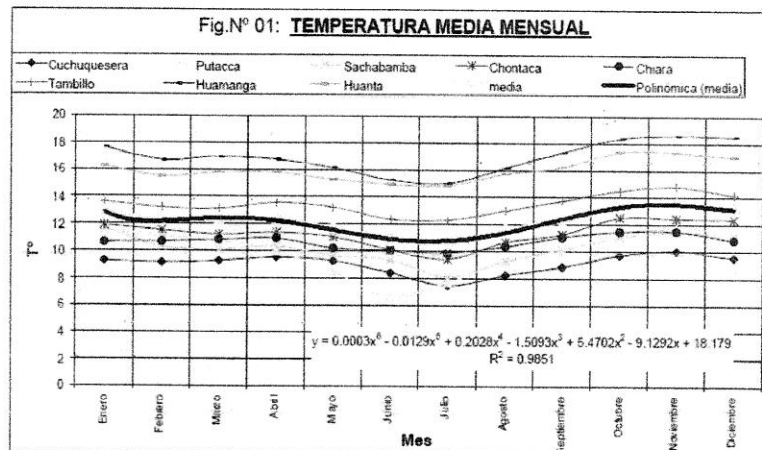
Debido a la falta estación de registro de parámetros meteorológicos en la zona de estudio, se ha realizado una correlación lineal múltiple en función a Temperatura – altitud de ocho estaciones meteorológicas del ámbito del proyecto Irrigación Cachi, y de esta manera se determinó la Temperatura media mensual requerida para el presente estudio, cuya metodología detallamos a continuación:

1.-ANÁLISIS Y CORRELACIONE DE TEMPERATURA

Temperatura Media Mensual en Estaciones con Influencia en la Microcuenca

Estacion	Altitud	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembr	Octubre	Noviemb	Diciembre	media
Cuchqueser	3750	9.289	9.147	9.290	9.550	9.282	8.419	7.478	8.255	8.879	9.735	10.068	9.578	9.081
Putacca	3550	11.570	11.093	10.761	10.016	8.469	6.681	7.715	9.267	10.065	11.411	11.803	11.450	10.025
Sachabamba	3540	11.666	10.311	10.124	10.342	9.659	9.361	8.128	9.290	10.188	11.059	11.452	11.160	10.228
Chontaca	3525	11.908	11.535	11.224	11.379	11.038	10.113	9.435	10.686	11.273	12.507	12.443	12.396	11.328
Chiara	3350	10.652	10.691	10.637	10.950	10.220	10.067	9.917	10.374	11.073	11.479	11.504	10.861	10.719
Tambillo	3250	13.610	13.188	13.110	13.558	13.227	12.356	12.310	12.999	13.748	14.491	14.790	14.179	13.464
Huamanga	2772	17.638	16.678	16.928	16.724	16.116	15.236	15.013	16.144	17.328	18.346	18.557	18.485	16.933
Huanta	2620	16.220	15.487	15.792	15.791	15.262	14.931	14.858	15.724	16.194	17.347	17.332	16.984	15.994
media	3294.6	12.819	12.266	12.258	12.289	11.659	10.895	10.607	11.592	12.343	13.297	13.494	13.137	12.221

2- PLOTEO DE LAS TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES DE LAS ESTACIONES EN ESTUDIO



Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613



5.0 Evaporación

Utilizando un análisis también regional, se obtiene una relación Altitud – Evaporación, mediante la siguiente fórmula:

$$Ev = 2459,1 - 0,3803 * H$$

Donde: Ev = Evaporación total anual, en mm.

H = Altitud, en msnm.

Para la altitud media de la zona del Estudio de 4 125 msnm se obtiene Ev = 890,0 mm. Se considera que a la altura de la cuenca la evaporación debe ser mayor, por lo que se asume que la evaporación en el espejo de agua de las lagunas tiene un valor anual de:

$$Ev = 900 \text{ mm}$$

Adoptando la misma distribución mensual de la estación meteorológica Pampas, se tiene:

E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
51,0	52,8	64,3	61,5	74,4	66,1	66,6	70,3	87,8	104,8	100,3	96,0	900,0

5.0 ANÁLISIS DE DEMANDA HÍDRICA CON FINES DE RIEGO.

Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
C/4 CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Para la determinación de la demanda se tuvo mediante el planteamiento de la cedula de cultivo. El análisis de datos.

PLANTEAMIENTO DE LA CEDULA DE CULTIVO PARA EL PROYECTO

CAMPAÑA PRINCIPAL		CALENDARIO AGRÍCOLA (SITUACIÓN CON PROYECTO)											CULTIVO ROTACIONAL		
ESPECIE	SUPERFICIE (Has)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ESPECIE	SUPERFICIE (Has)
MAIZ AMILACEO	206.00													ARVEJA GRANO VERDE	60.00
ARVEJA GRANO SECO	56.00													AVENA FORRAJERA	60.00
QUINUA	95.00													PAPA NUEVA	60.00
RIWICHA	46.57													HABA GRANO VERDE	40.00
HABA GRANO SECO	121.00													MAIZ CHOCLO	40.00
ALFALFA	100.00														
HORTALIZA	35.00													HORTALIZA	35.00
AVENA FORRAJERA	65.00														
FRUTALES	25.00														
TOTAL	749.57														255.00

Cultivo principal
 Tierras en descanso
 Cultivo de rotación

CAMPAÑA PRINCIPAL		AREA DE CEDULA DE CULTIVO DEL PROYECTO (SITUACIÓN CON PROYECTO)											CULTIVO ROTACIONAL		
ESPECIE	SUPERFICIE (Has)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ESPECIE	SUPERFICIE (Has)
MAIZ AMILACEO	206.00	206.0	206.0	206.0	206.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	206.0	206.0	ARVEJA GRANO VERDE	60.00
	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	60.0	0.0	0.0	0.0	AVENA FORRAJERA	60.00
ARVEJA GRANO SECO	56.00	56.0	56.0	56.0	56.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	0.0	56.0	56.0	PAPA NUEVA	60.00
QUINUA	95.00	95.0	95.0	95.0	95.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	95.0	95.0	HABA GRANO VERDE	40.00
RIWICHA	46.57	46.6	46.6	46.6	46.6	0.0	40.0	40.0	40.0	40.0	0.0	46.6	46.6	MAIZ CHOCLO	40.00
HABA GRANO SECO	121.00	121.0	121.0	121.0	121.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	121.0	121.0		0.00
	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	0.0	0.0	0.0		0.00
	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.00
ALFALFA	100.00	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0		0.00
HORTALIZA	35.00	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	HORTALIZA	35.00
AVENA FORRAJERA	65.00	65.0	65.0	65.0	65.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	65.0	65.0		0.00
FRUTALES	25.00	25.0	25.0	25.0	25.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0	25.0		0.00
TOTAL	749.57	749.57	749.57	749.57	749.57	255.00	395.00	395.00	395.00	395.00	195.00	749.57	749.57		255.00



GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO
PROGRAMA REGIONAL DE IRRIGACIÓN Y DESARROLLO RURAL INTEGRADO
PRIDER



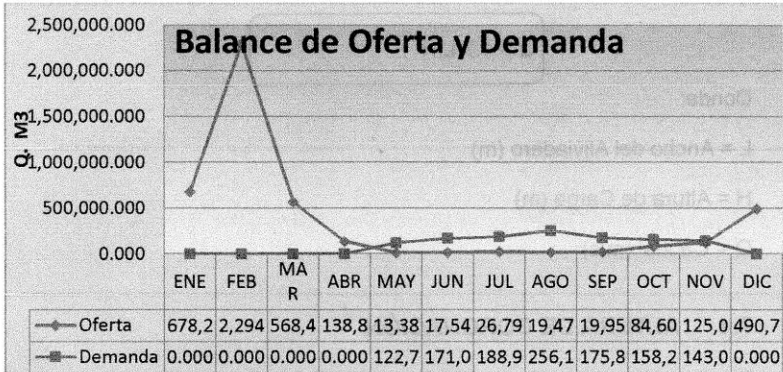
DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA Y BALANCE HÍDRICO - SITUACIÓN CON PROYECTO

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Nº de días mes	días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Eto	mm/día	3.87	3.48	3.12	2.88	2.76	2.60	2.87	3.23	3.83	4.27	4.79	4.53
Eto	mm/mes	120.0	97.6	96.7	86.4	85.5	78.0	89.0	100.1	114.8	132.3	143.6	140.5
Kc Ponderado		0.407	0.480	0.406	0.418	0.444	0.388	0.376	0.453	0.395	0.666	0.295	0.364
U.C. (Etc)	mm	48.86	46.80	39.29	36.12	37.96	30.31	33.49	45.40	45.41	88.11	42.41	51.21
P. efectiva	mm/mes	100.9	101.0	101.5	54.4	8.8	0.0	0.0	0.0	14.3	31.3	29.1	64.3
Req	mm	0.00	0.00	0.00	0.00	29.13	30.31	33.49	45.40	31.16	56.80	13.35	0.00
Req. Vol Bruto	m3/ha	0.00	0.00	0.00	0.00	291.26	303.10	334.85	454.02	311.58	568.02	133.55	0.00
Ef. De Riego	%	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Req Vol Neto.	mm	0.0	0.0	0.0	0.0	416.1	433.0	478.4	648.6	445.1	811.5	190.8	0.0
Nº de Horas	hrs	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
MR	lt/seg/ha	0.000	0.000	0.000	0.000	0.311	0.334	0.357	0.484	0.343	0.606	0.147	0.000
area total	has	750	750	750	750	295	395	395	395	395	195	750	750
Q. demanda	lt/seg	0.00	0.00	0.00	0.00	91.65	131.97	141.09	191.30	135.66	118.16	110.34	0.00
	m3/seg	0.000	0.000	0.000	0.000	0.092	0.132	0.141	0.191	0.136	0.118	0.110	0.000
	MMC	0.00	0.00	0.00	0.00	122743.28	171034.68	188953.66	256195.60	175821.75	158233.90	143006.65	0.00
Oferta (fuente)	lt/seg	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

6.0 Balance de Oferta y demanda.

El balance de oferta y demanda estará definido considerando todos los parámetros de ambos.

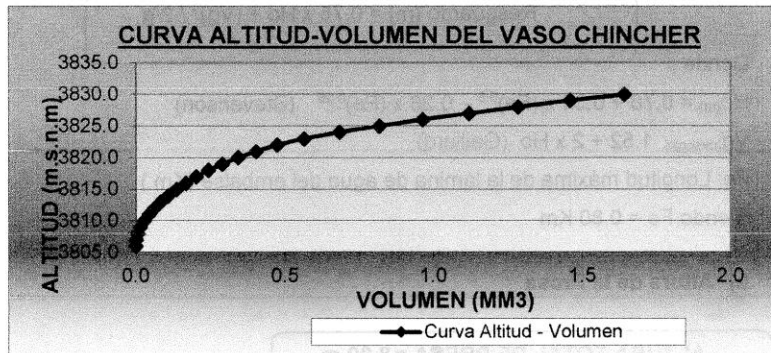
MES	Nº días	OFERTA AJUSTADA (m3)	DEMANDA PARA 1044.0 HAS. Con TR:12 hrs		NECESIDAD DE ALMACENAJE (m3)
			(m3/seg)	(m3)	
ENE	31	671,691.985	0.000	0.000	671,691.985
FEB	28	834,519.806	0.000	0.000	834,519.806
MAR	31	560,616.380	0.000	0.000	560,616.380
ABR	30	136,897.296	0.000	0.000	136,897.296
MAY	31	13,161.312	0.092	122,743.285	-109,581.973
JUN	30	17,234.215	0.132	171,034.681	-153,800.465
JUL	31	26,465.344	0.141	188,953.664	-162,488.319
AGO	31	19,238.719	0.191	256,195.603	-236,956.884
SEP	30	19,689.569	0.136	175,821.747	-156,132.178
OCT	31	83,417.518	0.118	158,233.898	-74,816.379
NOV	30	123,252.520	0.110	143,006.651	-19,754.132
DIC	31	483,943.313	0.000	0.000	483,943.313
1,215,989.528					
VOLUMEN TOTAL A ALMACENAR (m3) : Vt =					995748.061
VOLUMEN TOTAL A ALMACENAR (MMC) : Vt =					0.996



7.0 DEFINICIÓN DE LA ALTURA TOTAL DE LA REPRESA

7.1. Altura Del Volumen Útil + Volumen Muerto

Para el cálculo de la altura de la represa, se tomaron los valores de la Curva Altura-Volumen. En ella se observa, que la altura del almacenamiento correspondiente al NAMO (volumen útil + el volumen muerto).



Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° Cba13

7.2 Diseño De Aliviadero

Para el diseño del aliviadero del embalse se empleo la avenida máxima con un tiempo de retorno de 50 años correspondiente a las Sub cuencas Laguna Chinchero y Adyacentes, $Q = 12.76 \text{ m}^3/\text{s}$.

7.3 Altura del Aliviadero

Para determinar la altura del aliviadero, se esta asumiendo como punto de partida la longitud inicial del aliviadero, no se esta realizando el transito a través del embalse la corriente captada en el punto de ingreso al embalse

Se emplea la formula:



$$Q = 1.7.L.H^{3/2}$$

Donde:

L = Ancho del Aliviadero (m)

H = Altura de Carga (m)

Q = Caudal (m/s)

7.4 ALTURA DE CORONACIÓN

La altura de coronación de la presa será el NAME mas el resguardo que asegure que las olas, en el momento que se produce el NAME, no salten por encima del dique.

a) Borde Libre

Para calcular el resguardo se calcula mediante la siguiente ecuación: (Knapen)

$$\text{Resguardo (m)} = 0.75 \times H_o + (Vg)^2 / 2g$$

Donde :

$$H_{o(m)} = 0.76 + 0.34 \times (Fe)^{0.5} - 0.26 \times (Fe)^{0.25} \quad (\text{Stevenson})$$

$$Vg_{(m/seg)} = 1.52 + 2 \times H_o \quad (\text{Gaillard})$$

Fe: Longitud máxima de la lámina de agua del embalse (Km.)

Siendo Fe = 0.80 Km

b) Altura de la Presa

$$\text{ALTURA TOTAL DE PRESA} = 8.00 \text{ m.}$$

CAPACIDAD DE AZOLVES

$$V_x = 0.0015(25V_m)$$

V_x = volumen muerto

V_m = volumen escumido medio anual en m³.

VOL AZOLVES =	115,847.22	m ³
	0.116	mmc

3. CAPACIDAD TOTAL DEL ALMACENAMIENTO

$$\text{VOL TOT} = \text{VOL AZOLVES} + \text{VOL UTIL}$$

Volumen total del embalse	1.112	MMC	Cota:	3827 msnm
---------------------------	-------	-----	-------	-----------



4. NAMI (NIVEL DE AGUAS MINIMAS)

Segun la capacidad del embalse a que se cota se ubicara el NAMI

NAMI 3822 msnm

5. NAME (NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ORDINARIAS)

NAME 3827 msnm

6. NAME (NIVEL DE AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS)

Segun el transito de avenidas, por encima de la cresta del aliviadero debe pasar una altura de agua de 1 m (altura del superalmacenamiento).

NAME 3828 msnm

7. BORDE LIBRE (BL)

BL = h1 + h2 + h3 + asentamientos

olas h1=0.03227(V * F)^{1/2}
mareas h2=V²*F / 62816*D
choque al h3=0.6*h1

Donde :

h1=altura de olas (m)
h2=efecto de mareas (m)
h3=choque de olas RUN UP
asentamientos=0.5-1.0 m

0.353500139 m
0.000955171 m
0.212100083 m
1 m

Borde Libre Calculado

1.566555392 m

V=veloc. Max. viento (Km/hr) a 7.5 m sobre el nivel del agua
F=Fetch (Km), long. mayor del embalse hasta el eje de la presa
D=prof. media del agua = vol.agua/area espejo

40 m
3 m
4 m

Freddy Manuel Casas Alhuay
Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Si el borde libre calculado es de 1m, a que cota se ubicara la CORONA de la presa

BL Asumido	2	m
COTA CORONA	3830	msnm

8. ALTURA DE LA PRESA (H)

ALTURA DE PRESA = 8.00 M

8.0 CONCLUSIONES.

Después de un análisis detallado de los parámetros del estudio hidrológico se llega a concluir lo siguiente:

- Para asegurar la disponibilidad hídrica del área del proyecto es necesario hacer un transvase de cuencas adyacentes a la laguna Chincer.
- El área Total de la Sub Cuencas a derivas es de 8.34 km², mas el área aportante de la laguna Chincer 3.1 km².
- Para la determinación de diseño se tuvo que recorrer a los modelos matemáticos y tomar datos de pluviometría de las estaciones cercanas como es Vilcas Huaman, Chinchero, ambos administrados por SENAMHI; complementando con las estaciones pluviométricas del Ex PERC.
- Para el diseño de tormenta y estructuras de captación, canal de derivación, se tuvo que utilizar PP max a 24 hrs. Procesados con el Software HEC-HMS.
- Los resultados de escorrentía para un TR=500 años se muestra a continuación.

CAUDALES MÁXIMOS (m³/s)

CUENCA	ÁREA Km ²	Tr = 500 años
Sc-01	5.370	9.00



Sc-02	2.934	4.90
Sc-03	3.770	6.60
Sc- Tantar	19.65	24.8

MÉTODO DE LA ENVOLVENTE DE CREAGER

Periodo de Retorno T años	LAGUNA CHINCHER Caudal max. Inst. m ³ /s	SUB. CUENCA 01 Caudal max. Inst. m ³ /s	SUB. CUENCA 02 Caudal max. Inst. m ³ /s	SUB CUENCA TANTAR Caudal max. Inst. m ³ /s
2	0.4	0.41	0.74	2.49
5	0.92	0.94	1.71	5.78
10	1.32	1.35	2.45	8.27
25	1.84	1.89	3.42	11.56
50	2.24	2.3	4.16	14.04
75	2.47	2.53	4.59	15.5
100	2.63	2.7	4.9	16.53
150	2.86	2.94	5.33	17.99
200	3.03	2.96	5.64	19.02
300	3.26	2.98	5.89	20.48
400	3.43	3.12	5.91	21.51
500	3.55	3.23	5.98	22.31
1000	3.95	4.06	7.35	24.8

f) Disponibilidad hídrica del proyecto. Es la cuantificación del total de la precipitación, para poder almacenar como aguas extraordinarias de la laguna Chincher.

MAX.	0.52	1.19	0.40	0.21	0.05	0.04	0.05	0.02	0.03	0.08	0.16	0.38	0.19
MED.	0.256	0.953	0.216	0.056	0.007	0.009	0.012	0.009	0.010	0.036	0.052	0.188	0.160
MIN.	0.088	0.669	0.011	-0.002	-0.004	-0.005	-0.001	0.002	-0.006	-0.004	0.002	0.060	0.108
D.EST	0.105	0.129	0.101	0.057	0.012	0.011	0.011	0.006	0.009	0.026	0.046	0.084	0.021

Fuente: Elaboración propia

g) Demanda de agua por la cedula de cultivo, para el proyecto, está determinado por 749 has en campaña grande y 295 has en campaña chico.

area total	has	750	750	750	750	295	395	395	395	395	195	750	750
Q. demanda	lt/seg	0.00	0.00	0.00	0.00	91.65	131.97	141.09	191.30	135.66	118.16	110.34	0.00
	m3/seg	0.000	0.000	0.000	0.000	0.092	0.132	0.141	0.191	0.136	0.118	0.110	0.000
	MMC	0.00	0.00	0.00	0.00	122743.28	171034.68	188953.66	256195.60	175821.75	158233.90	143006.65	0.00
Oferta (fuente)	lt/seg	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

h) Finalmente obteniéndose la altura de presa.

Se obtiene la altura de presa que un total 8.00m.

CUENCA	ÁREA	CAUDALES MÁXIMOS (m ³ /s)
Sc-02	2.934	T _r = 500
Sc-03	3.770	años
Sc-04	4.90	0.00

ANEXO 4

A.4 DISEÑO DEL SISTEMA DE RIEGO

ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL CUERPO DE LA PRESA Y CIMENTACIÓN MEDIANTE EL USO DEL PROGRAMA GEO-STUDIO

1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO GEO STUDIO

El paquete computacional Geo Studio creado por la compañía GEO-SLOPE Internacional posee varios módulos que tienen diversas aplicaciones y se numeran a continuación:

- **SLOPE/W:** Análisis de Estabilidad de Taludes.
- **SEEP/W:** Análisis de redes de flujo e infiltraciones.
- **SIGMA/W:** Análisis de tensiones y deformaciones en suelos o rocas
- **QUAKE/W:** Análisis dinámico y efectos de sismo en suelos y estructuras de suelo.
- **TEMP/W:** Análisis de la variación de temperatura y sus efectos sobre estructuras de suelos.
- **CTAN/W:** Análisis de difusión y transporte de contaminantes.
- **AIR/W:** Análisis del flujo de aire en suelos parcialmente saturados.
- **VADOSE/W:** Análisis de acuíferos.

De los módulos descritos, para el diseño y análisis de la presa se utiliza los tres primeros. El programa utiliza el método de diferencias y elementos finitos en sus diversos módulos, para lo cual es necesario definir el modelo con sus respectivas condiciones de borde.

1.2 PARÁMETROS PARA EL DISEÑO CON EL MODELO GEO-STUDIO

Para cada modelo a realizarse es necesario definir los diferentes parámetros, propiedades tanto de los materiales como de los suelos que interactúan con el cuerpo de la presa y condiciones de borde, propias de cada análisis, las cuales se idealizan e introducen en el Programa.

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LA CIMENTACIÓN Y CUERPO DE PRESA

El cuerpo de la presa está conformado por dos tipos de materiales, cada uno tiene parámetros geotécnicos que cumple una función hidráulica y de resistencia (ver figura N° 01).


Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

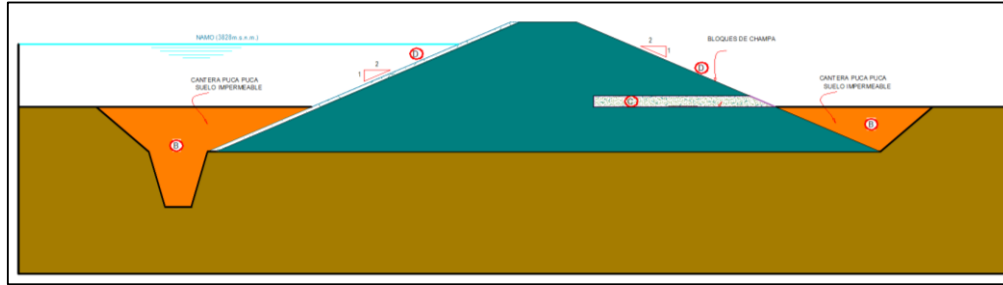


Figura N° 01 – Cuerpo de presa Tantar con materiales de enrocado que la componen.

Cuadro 01 de los Parámetros geotécnicos de los materiales del cuerpo de la presa

PARAMETROS	SIMBOLOS	UND	MATERIAL HOMOGENEO	FILTRO	DENTELLON	PANTALLA IMPERMEABLE	CIMENTACION
Peso específico	Y	KN/m3	19	17	17	25.5	25
Módulo de elasticidad	E	Mpa					
Cohesión	c	Kpa	8	0	29	2	20
Angulo de fricción	ϕ	o	29	30	0	27	33
Permeabilidad	k	m/seg	0.0001	0.01	1E-07	1E-10	0.001

1.4 CÁLCULO DE FILTRACIÓN DE LA PRESA

El objetivo es evaluar las filtraciones de la presa y estimar la ubicación de la línea freática, caudal de filtración y gradientes hidráulicas en los lugares de salida del flujo. Los resultados de esta evaluación serán utilizados en el análisis de estabilidad de la presa.

A. Fundamento del Movimiento del Flujo Filtrante

En la Figura N° 02 se tiene una estructura que ha cerrado un río. Admitamos que el flujo filtrante, que tiene lugar en la cimentación, puede ser reemplazado por un medio continuo de filtración, por lo tanto es posible utilizar el concepto de velocidad de filtración.


Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

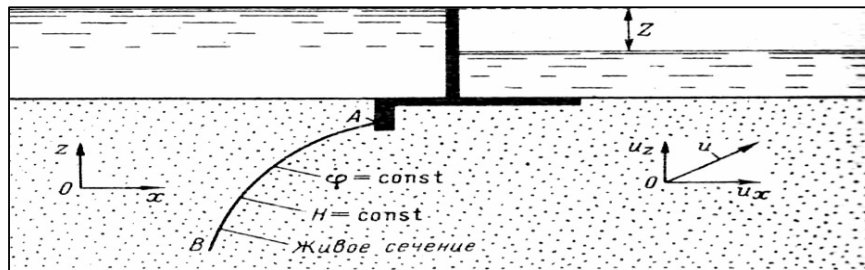


Figura N° 02 Estructura de cierre de río

Por lo tanto el medio descrito puede ser analizar, bajo el supuesto que se tiene:

A) Movimiento Laminar para el cual es aplicable la ley de Darcy.

B) Potencial (sin vórtices), que tiene su función Potencial correspondiente.

En diferentes puntos de la cimentación la velocidad de filtración u , es diferente tanto en magnitud como en dirección. En relación a esta situación el campo de la cimentación se puede considerar como un POLO DE DIFERENTES VELOCIDADES POR MAGNITUD Y DIRECCIÓN.

Por lo tanto en el caso de un PROBLEMA BIDIMENSIONAL se tiene tres incógnitas: u_x , u_y , p . Estas magnitudes varían cuando se pasa de un punto de la cimentación a otro, es decir:

$$\boxed{u_x = f_1(x, z); \quad u_y = f_2(x, z); \quad p = f_3(x, z) \quad (1)}$$

Representemos la Carga Hidráulica en el punto a por H .

Para el punto elegido se puede escribir:

- a) la proyección de la Gradiente piezométrica en el eje x (pendiente piezométrica a lo largo del eje X)

$$\boxed{J_x = -\frac{\partial H}{\partial x} \quad (2)}$$

- b) Proyección de la Gradiente piezométrica en el eje z (pendiente piezométrica a lo largo del eje Z).


Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

$$J_z = -\frac{\partial H}{\partial z} \quad (3)$$

De acuerdo a Darcy se tiene:

$$u = KJ \quad (4)$$

Considerando la ecuación (2)-(4), se puede para las dos componentes de la velocidad de filtración en un punto arbitrario **a** escribir:

$$u_x = K J_x; \quad u_z = K J_z \quad (5)$$

Reemplazando estos últimos valores en la ecuación (2) y (3), obtenemos dos ecuaciones diferenciales; en calidad de tercera ecuación utilizamos la ecuación de un flujo Incompresible en la forma.

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0 \quad (6)$$

Como resultado de la búsqueda de las tres magnitudes u_x , u_z y p , obtenemos las siguientes tres ecuaciones:

$$u_x = -K \frac{\partial H}{\partial x} \quad (I)$$

$$u_z = -K \frac{\partial H}{\partial z} \quad (II)$$

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0 \quad (III)$$

Las ecuaciones anteriores, se llaman ECUACIONES DIFERENCIALES BASICAS DE UN MOVIMIENTO SUBTERRÁNEO PERMANENTE. Se observa que las dos primeras ecuaciones están escritas como la fórmula de Darcy en su forma diferencial.

B. Función de carga. Potencial de velocidad. Línea equipotencial

a. Función de Carga. De hidráulica se conoce que:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} \quad (7)$$


Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

La carga H en forma general es diferente, en diferentes puntos del campo de filtración, es decir H es una función de las coordenadas x y z.

Con la finalidad de subrayar esta situación, a la magnitud H llamaremos FUNCION DE CARGA.

b. Potencial de la velocidad de filtración. Líneas arriba se obtuvo las ecuaciones diferenciales básicas del flujo filtrante. Para la simplificación las escribimos en otra forma:

$$\varphi = -KH \quad (8)$$

La función φ tan igual que la función H, depende solamente de las coordenadas:

$$\varphi = \varphi(x, z) \quad (9)$$

Utilizando la representación (8), las dos primeras ecuaciones diferenciales de (I) y (II), se puede escribir en la forma:

$$u_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \quad (10)$$


$$u_z = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad (11)$$

De la ecuación (10) y (11) se observa, que las componentes de la velocidad de filtración (u_x y u_z) son derivadas parciales de las correspondientes de la función φ en su respectiva coordenada, que depende solamente de las coordenadas consideradas. Por eso, que el movimiento laminar del flujo filtrante es un movimiento potencial (sin vórtices), que tiene un Potencial de velocidad φ

C. Línea equipotencial de la velocidad de filtración. En el ítem anterior se mostró la dependencia (9). Analizándola, se puede observar que:

$$\varphi(x, z) = Const \quad (12)$$

Da una determinada curva, en cuya totalidad de puntos el potencial de velocidad es igual: $\varphi = \text{const}$. Esta curva se llama *Línea de igual potencial* o *Línea Equipotencial*.


Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Ya que φ está relacionada con H de acuerdo a (8), en el cual $K=\text{const}$, entonces está claro, que la línea de igual valor φ (equipotencial), será al mismo tiempo *Línea de igual Carga H*.

ECUACIÓN DE LAPLACE

Teniendo en cuenta la ecuación (8), el sistema de tres ecuaciones (I), (II) y (III), se puede escribir:

$$u_x = -K \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \quad (I)$$

$$u_z = -K \frac{\partial H}{\partial z} = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad (II)$$

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0 \quad (III)$$

Las tres ecuaciones del movimiento se pueden presentar en UNA ecuación diferencial de SEGUNDO orden. Con esta finalidad derivemos las ecuaciones (I) y (II), respecto a x y z, por lo tanto se tendrá:

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} = -K \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \quad (13)$$

$$\frac{\partial u_z}{\partial z} = -K \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad (14)$$

Reemplazando (13) y (14) en la ecuación (III), como resultado de esto obtenemos:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad (15)$$

Esta relación da la expresión de la dependencia de H en función de las coordenadas en su forma Diferencial.

La Ecuación de la forma (15) se llama ECUACION DE LAPLACE.

ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA LINEA EQUIPOTENCIAL

Como se puede ver en el caso del movimiento de aguas subterráneas la función de Carga $H(x, z)$ en todos los puntos del campo de la filtración tendrá que satisfacer la


Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Ecuación de Laplace. En otras palabras, en todos los puntos de la filtración la suma de las segundas derivadas de H respecto a x y z tendrá que ser igual a cero. La función que cumple esta propiedad, se llama FUNCIÓN ARMÓNICA. Por lo tanto la función de Carga H(x,z) tendrá que ser una función Armónica.

Por cuanto H y φ están relacionadas entre ellas por la ecuación (8), entonces la Ecuación de Laplace (15) se puede escribir en la forma:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad (16)$$

De donde es claro, que el Potencial de velocidad φ también debe ser UNA FUNCIÓN ARMÓNICA. Representa la Línea Equipotencial.

ECUACIÓN DIFERENCIAL DE LA LINEA DE CORRIENTE.

La función armónica conjugada ψ con φ , se llama FUNCIÓN DE CORRIENTE. Como se demuestra en la Literatura especializada sobre Filtración, la Función de la Línea de Corriente ψ , al igual que la función φ , tendrá que satisfacer la ecuación de Laplace:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0 \quad (17)$$

Por lo tanto ψ también constituye una Función Armónica.

➤ Red o Malla de Filtración

La línea φ viene a ser una Sección hidráulica, entonces se puede demostrar, que las líneas φ y ψ forma UNA RED ORTOGONAL, que se llama la RED DE FILTRACIÓN. (Ver figura N° 03)

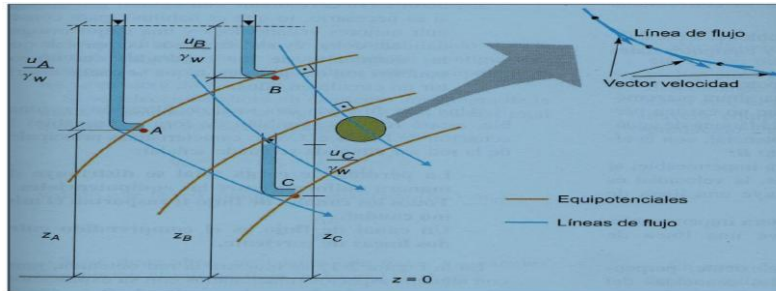


Figura N° 03- Solución gráfica de la ecuación de Laplace

Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

A. Método de análisis

El análisis de filtración de los diversos materiales que conforman el cuerpo y cimentación de la presa, se ha efectuado utilizando el módulo SEEP/W de Programa Geo-Studio 2004. (Ver figura N°17)

SEEP/W es un software que permite al usuario utilizar técnicas de elementos finitos como herramienta numérica, para analizar el flujo en un modelo bidimensional a través de medios porosos y calcular el exceso de las presiones de poro en un problema de disipación de presiones en materiales de suelo y roca. Permite también asignar condiciones de borde al modelo y propiedades específicas a los materiales.

El programa está formulado solo para flujos gobernados por la ley de Darcy, mediante la cual la cantidad de agua que pasa a través de un medio poroso es proporcional a la permeabilidad del medio, al gradiente hidráulico y al área a través de la cual discurre el flujo. Se asume que los materiales por los que atraviesa el flujo son isotrópicos, de manera que la permeabilidad es igual en todas direcciones (relación entre permeabilidad horizontal a la vertical igual a 1).

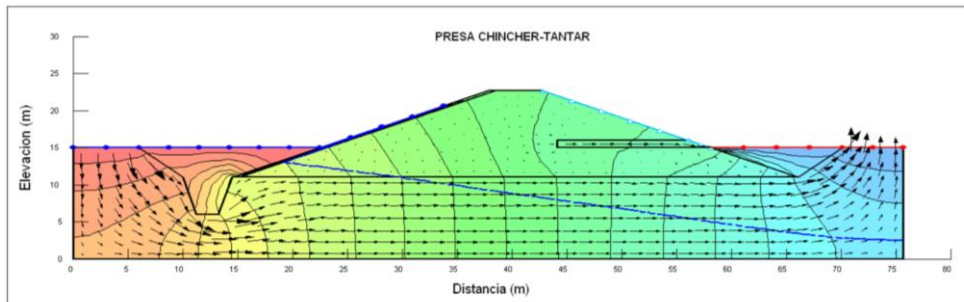


Figura. 04- Líneas de corriente y velocidades de infiltración a presa llena, (se puede visualizar mediante las flechas el sentido del flujo y las diferentes velocidades alcanzadas. La cortina de impermeabilización aleja el flujo de nivel de cimentación; sin embargo la capa es permeable no retiene el agua, el flujo sube hasta el nivel de cimentación, se recomienda la implementación de pozos de alivio.

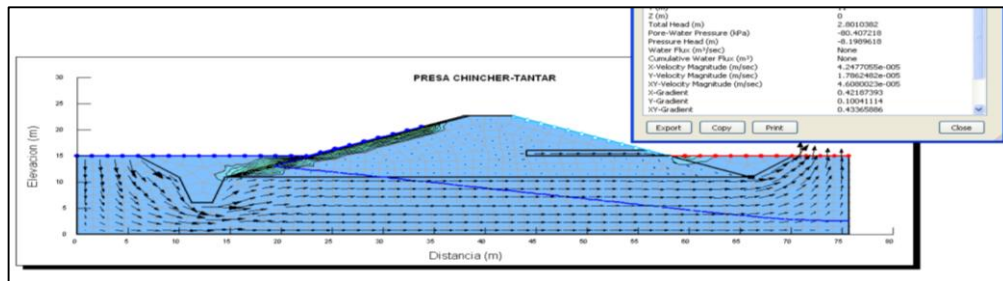
Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

METODOLOGÍA DE CÁLCULO POR TUBIFICACION - SIFONAMIENTO

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. 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. 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. Para evitar este fenómeno se debe establecer un factor de seguridad F mayor de 2.

$$F = \frac{i_c}{i_{real}} \geq 2.0$$

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



$$i_{real} = 5.66/62.63 = 0.0904$$

$$i_c = 0.4337$$

$$f = 0.4337/0.0904 = 4.7976$$

No hay problema de sifonamiento.

Freddy Manuel Casas Alhuay
Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

1.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

A. Condiciones de evaluación

Analizar la estabilidad de la presa en sus tres etapas (construcción, operación, desembalse rápido), en condiciones Estática y Seudo-estática.

A. Métodos de análisis de estabilidad:

El análisis se realizó por el método de equilibrio límite, este método es el más utilizado en la práctica para el cálculo de estabilidad de taludes y se basan fundamentalmente en una consideración de equilibrio plástico límite. Se han desarrollado una gran variedad de métodos, los cuales en su mayoría se basan en dividir la potencial masa de deslizamiento en un cierto número de dovelas o rebanadas, tal como se ilustra en la figura N°05. Las fuerzas que actúan sobre cada dovela deben encontrarse en equilibrio, tanto para cada dovela, como para la totalidad de la masa deslizante. Algunos métodos consideran sólo equilibrio de fuerzas, otros sólo de momento y otros satisfacen ambas fuerzas. (Ver figura N°06)

Las hipótesis del Método de Equilibrio Límite son:

- El suelo sigue una ley de comportamiento Mohr-Coulomb: $\tau=c+\sigma'n\cdot\tan(\phi')$ y la resistencia se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de deslizamiento.
- El Factor de Seguridad (FS) de la componente cohesiva y friccionante del material es igual para todos los suelos involucrados en la superficie de deslizamiento y es el mismo para todas las dovelas.
- Se debe verificar el equilibrio de cada dovela como para toda la masa de suelo potencialmente deslizante.

Los métodos de equilibrio límite más comunes son: Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado, Janbu Generalizado, Spencer, Morgenstern-Price, GLE, Corps of Engineers y Lowe- Karafiath. De los métodos indicados, el más preciso es el de Morgenstern-Price, pero su comprensión y aplicación es laboriosa. En cambio, el de Bishop Simplificado, obtiene muy poca diferencia con los métodos precisos. Whitman


Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

& Bailey (1967) analizaron en detalle el Método Simplificado de Bishop, concluyendo que el error cometido al utilizar este método frente a otros más rigurosos es inferior al 7%, siendo en general menor a un 2%.

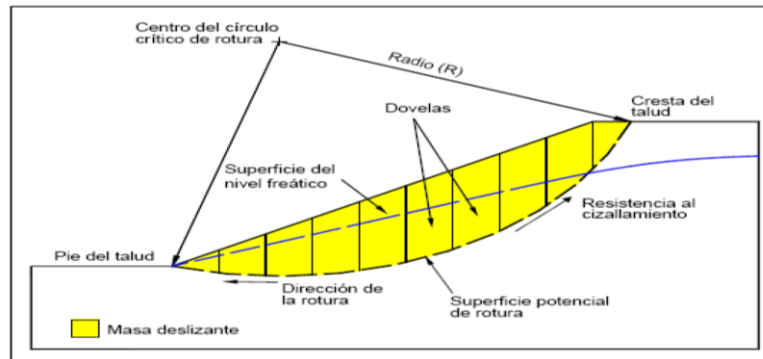


Figura N° 05 Círculo de falla

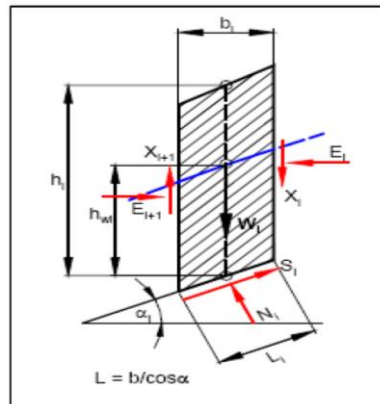


Figura N° 06 Distribución de fuerzas en dovelas

Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

C. Explicación de los métodos de análisis de estabilidad de taludes

- **Ordinary o Fellenius:** Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas a fin de convertir el problema estáticamente determinado y no satisface equilibrio de fuerza, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.

- **Bishop Simplificado:** Este método supone la superficie de deslizamiento circular. Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. La solución es indeterminada, por lo que requiere un proceso iterativo. Proporciona resultados similares a los métodos precisos.
- **Janbú Simplificado:** Considera superficies no necesariamente circulares. 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, Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
- **Spencer:** Es aplicable en todo tipo de superficies de falla. Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
- **Morgenstem y Price:** Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.

Comparación de los diversos métodos

La cantidad de métodos que se utilizan, los cuales dan resultados diferentes y en ocasiones contradictorios son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad. Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos en todo el mundo son los simplificados de Bishop y de Janbú, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas o de momentos. Los valores de factores de seguridad que se obtienen por estos dos métodos generalmente, difieren en forma importante de resultados utilizando procedimientos que satisfacen el equilibrio, como son los métodos de Spencer y de Morgenstern-Price.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente el 5% con respecto a soluciones más precisas, mientras el método simplificado de Janbú generalmente, subestima el factor de seguridad hasta valores


Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

del 30%, aunque en algunos casos los sobrestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Fredlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen en forma más completa el equilibrio son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan con frecuencia problemas numéricos que conducen a valores no realísticos de FS. Por las razones anteriores se prefieren métodos más sencillos pero más fáciles de manejar como son los métodos simplificados de Bishop o de Janbú.

A. Método de cálculo

Para el cálculo del Factor de Seguridad se realizó con el módulo SLOPE/W del programa GEO-STUDIO 2007, el análisis es por el método de las dovelas, este método considera el problema bidimensional. La zona del terreno potencialmente deslizante se divide en una serie de fajas verticales estudiándose el equilibrio de cada una de ellas. La gran utilización que tiene actualmente los métodos de las dovelas se debe a su aplicación en una gran generalidad de problemas con un grado razonable de exactitud en la gran mayoría de los casos. Permitiendo considerar la acción de presiones intersticiales, la existencia de cargas externas actuando en el talud, la existencia de materiales de diferentes características y, en muchos casos, son aplicables a superficies de rotura de cualquier forma.

E. Factores de seguridad mínimos

Para el caso de presas de tierra el U.S. Corp of Enginners propone que los factores de seguridad mínimos requeridos para considerar un talud estable, son aquellos propuestos en el Cuadro N° 02.


.....
Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Cuadro N°02 Factores de Seguridad Mínimos para Análisis de Estabilidad en Presas de Tierra

CASO	CONDICIONES DE DISEÑO	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
I	Final de la construcción	1.3	1.3
II	Estado de Operación	-	1.5
III	Desembalse rápido	1.5	-
IV	Sismo – Solo condiciones I y II	1.0	1.0

F. Fin de construcción o Corto Plazo

Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales no consolidados-no drenados (UU) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis; los efectos de las presiones de poro en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de resistencia c y f . Las presiones de poros en suelos cohesivos compactos bajo condiciones no drenadas dependen principalmente de la densidad, contenido de humedad y esfuerzos totales aplicados. Si los especímenes de laboratorio son compactados a las condiciones de campo de densidad y contenido de humedad y son cargados bajo condiciones no drenadas, las presiones de poro inducidas en el especímenes serán las mismas que las presiones de poro a corto plazo en el campo, donde las presiones totales son las mismas.


Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Estático aguas arriba

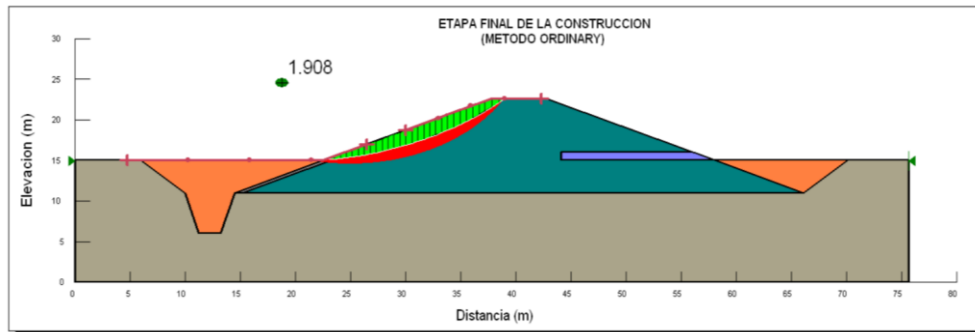


Figura N° 07 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Fellenius aguas arriba.

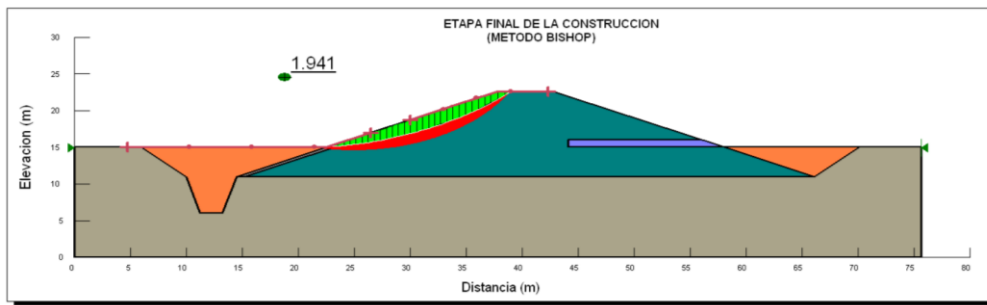


Figura N° 08 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Bishop aguas arriba.

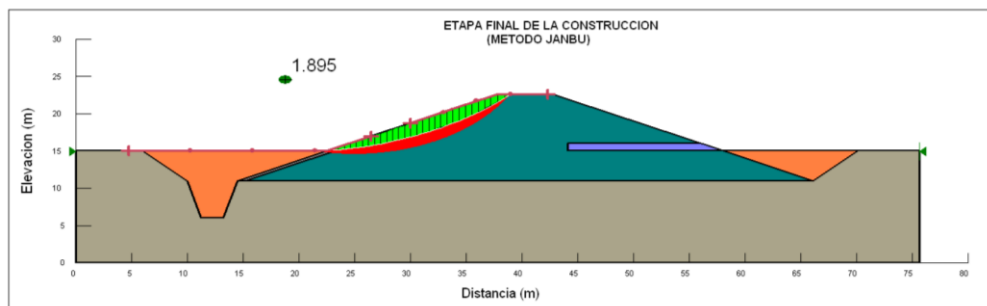


Figura N° 09 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Janbu aguas arriba.


Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Seudoestático aguas arriba

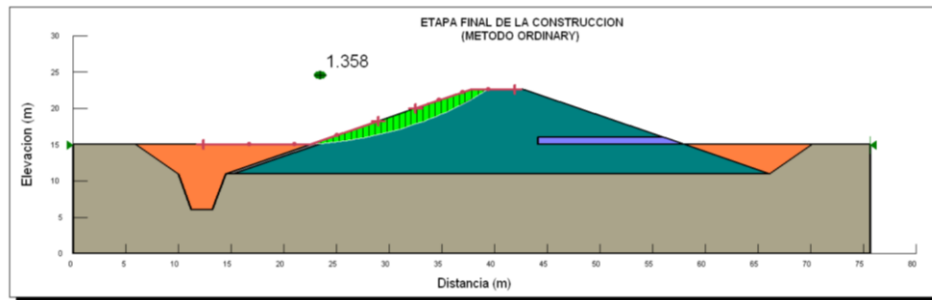


Figura N° 17 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.15 por el método de Ordinary - Fellenius aguas arriba.

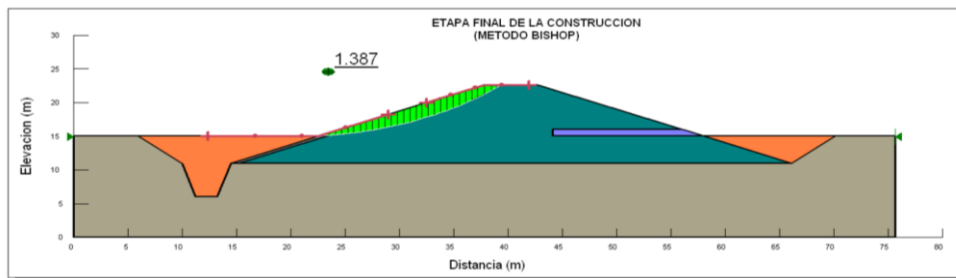


Figura N° 18 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.15 por el método de Bishop aguas arriba.

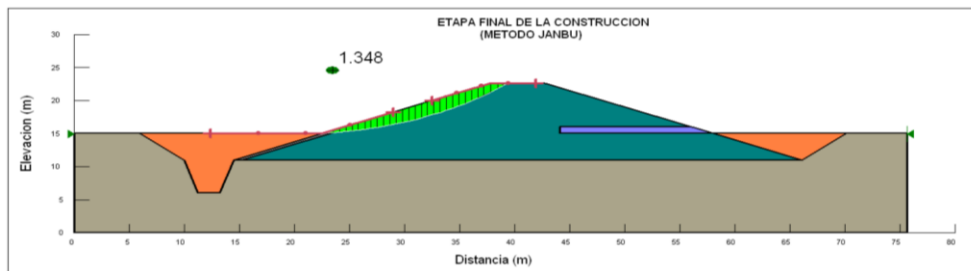


Figura N° 19 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.15 por el método de Janbu aguas arriba.


Freddy Mandel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Estático aguas abajo

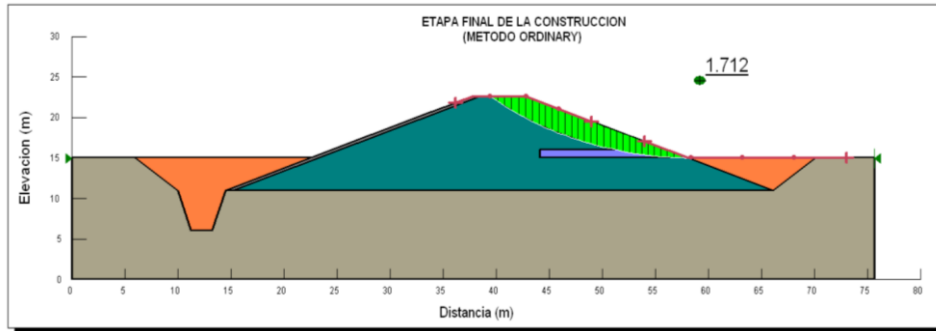


Figura N° 12 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Fellenius aguas abajo.

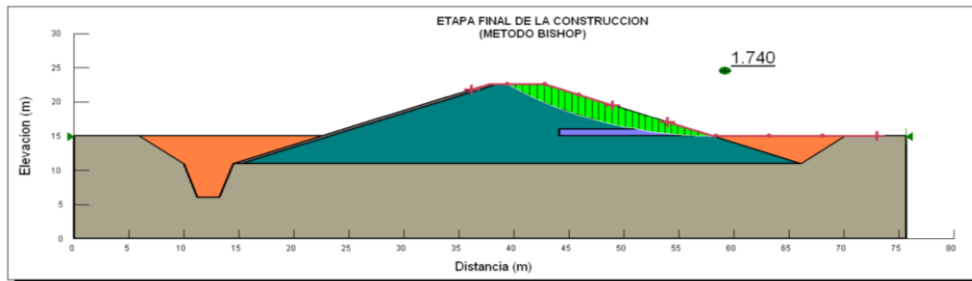


Figura N° 13 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Bishop aguas abajo.

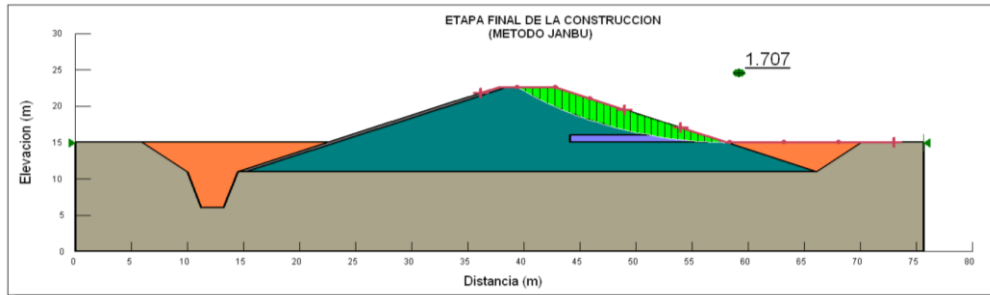


Figura N° 14 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Janbu aguas abajo.


Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Seudoestático aguas abajo

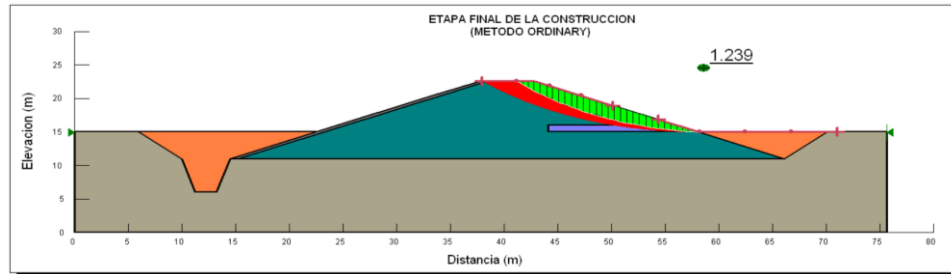


Figura N° 22 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.15 por el método de Ordinary o Fellenius aguas abajo.

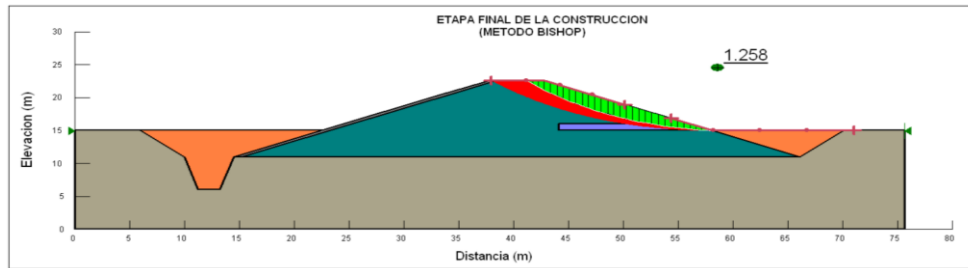


Figura N° 23 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.15 por el método de Bishop aguas abajo.

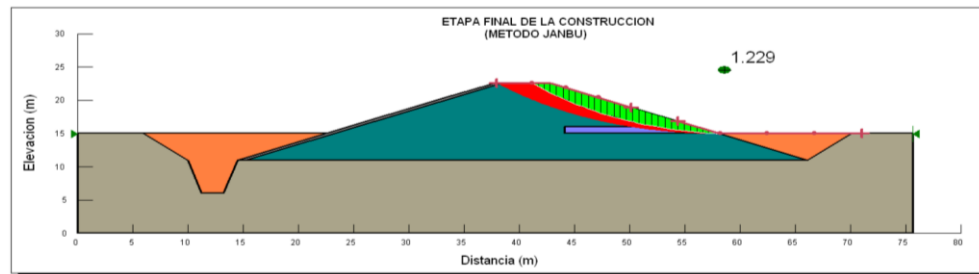


Figura N° 23 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.15 por el método de Janbu aguas abajo.


Freddy Mandel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

G. Período de operación o Largo Plazo

Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos con parámetros de resistencia determinados en ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de la presión de poros (CU) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. Las resistencias al cortante se relacionan a los esfuerzos efectivos por medio de los parámetros c y f . Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Las presiones de poro internas y externas deben incluirse en el análisis.



.....
Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Estático aguas arriba

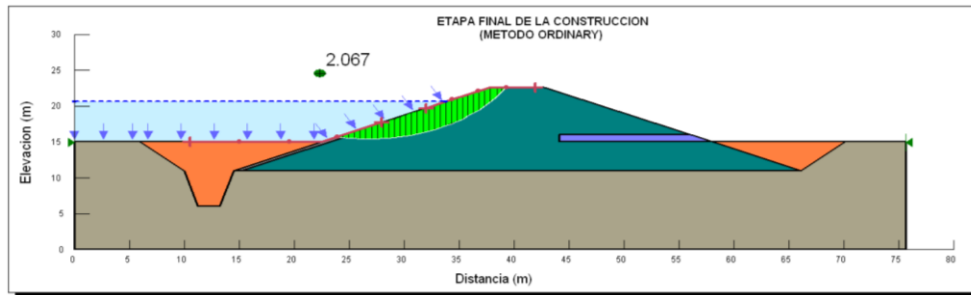


Figura N° 26 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Ordinary o Fellenius aguas arriba.

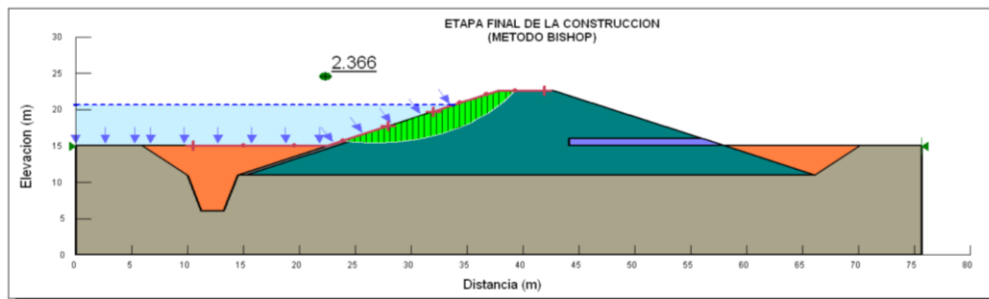


Figura N° 27 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Bishop aguas arriba.

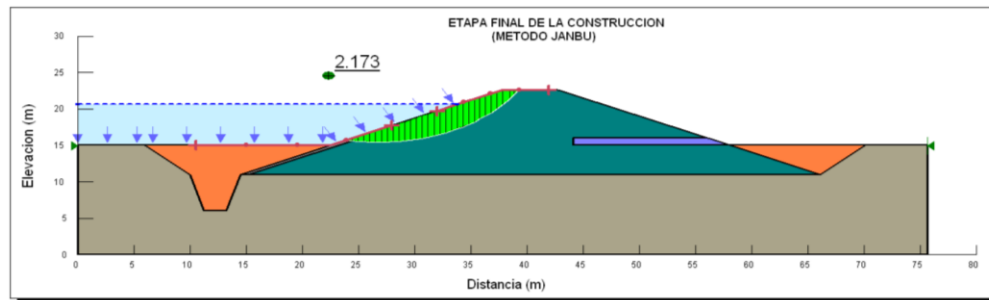


Figura N° 28 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Janbu aguas arriba.


Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Estático aguas abajo

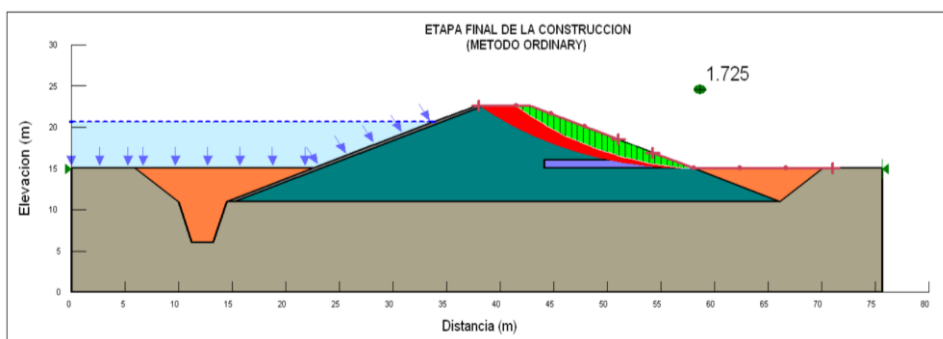


Figura N° 31 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Ordinary aguas abajo.

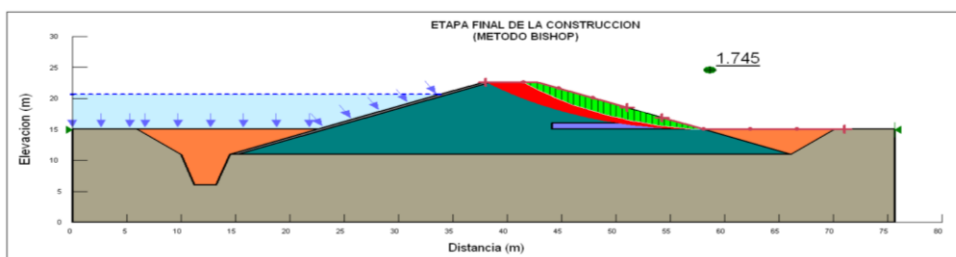


Figura N° 32 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Bishop aguas abajo.

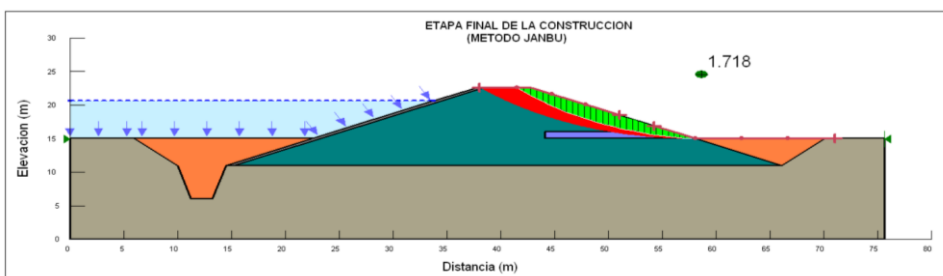


Figura N° 33 Resultado del análisis de estabilidad por el método de Janbu aguas abajo.


Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Seudoestático aguas arriba

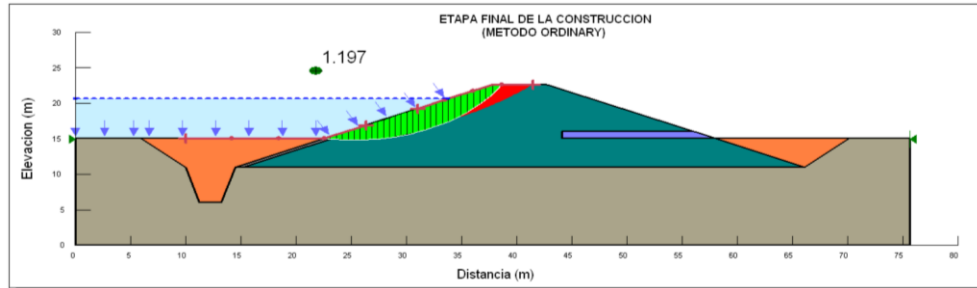


Figura N° 36 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.17 por el método de Ordinary o Fellenius aguas arriba.

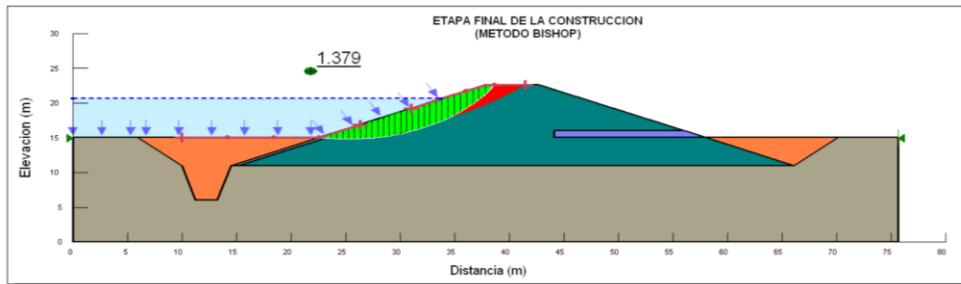


Figura N° 37 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.17 por el método de Bishop aguas arriba.

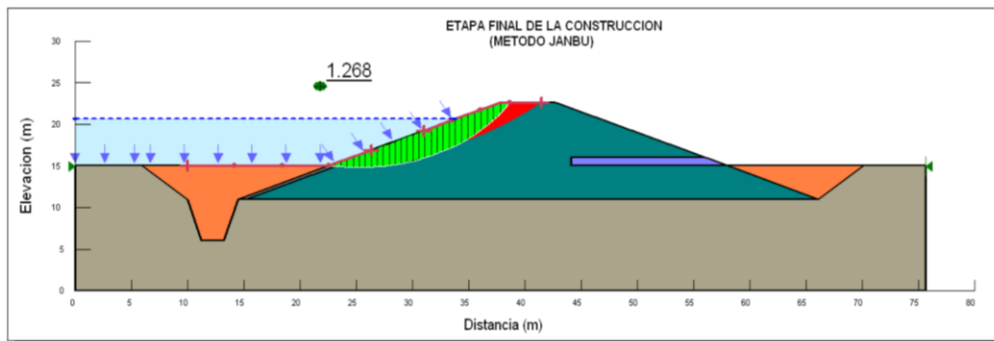


Figura N° 38 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.17 por el método de Janbu aguas arriba.

Seudoestático aguas abajo

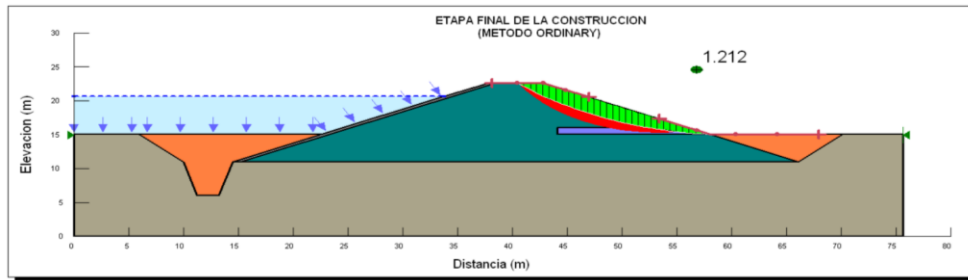


Figura N° 41 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.17 por el método de Ordinary o Fellenius aguas abajo.

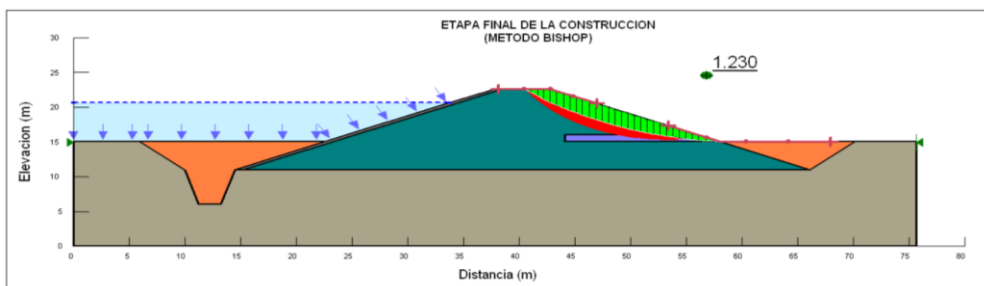


Figura N° 42 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.17 por el método de Bishop aguas abajo.

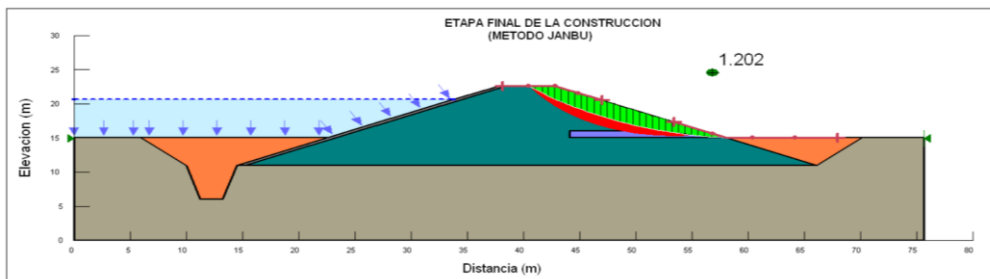


Figura N° 43 Resultado del análisis de estabilidad con coeficiente sísmico de 0.17 por el método de Janbu aguas abajo.


Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Cuadro N°03 De resumen de los factores de seguridad

Método	Final de construcción		Final de construcción		Periodo de operación		Periodo de operación	
	Aguas arriba		Aguas abajo		Aguas arriba		Aguas abajo	
	Estático	Seudo-estático	Estático	Seudo-estático	Estático	Seudo-estático	Estático	Seudo-estático
Ordinary o fellenius	1.908	1.358	1.712	1.239	2.067	1.197	1.725	1.212
Bishop	1.941	1.387	1.742	1.258	2.366	1.379	1.745	1.236
Janbu	1.895	1.348	1.707	1.229	2.173	1.268	1.718	1.202

Fin de construcción o corto plazo

Estático aguas arriba

- ✓ Se observa que el factor de seguridad mínimo es de 1.895 por el método Janbu que es un indicador que la presa es estable.

Seudoestático aguas arriba

- ✓ Para este análisis seudoestatico se utilizó un coeficiente sísmico de 0.15 y resulto un factor de seguridad mínimo de 1.348 por método janbu

Estático aguas abajo

- ✓ Se observa que el factor de seguridad mínimo es de 1.707 por método Janbu que es un indicador que la presa es estable

Seudoestático aguas abajo

- ✓ El factor de Seguridad mínimo para este análisis resulto 1.229 por método janbu

Periodo de operación o largo plazo

Estático aguas arriba

- ✓ Se observa que el factor de seguridad mínimo es de 2.067 por el método ordinary o Fellenius mayor al exigido por los reglamentos internacionales.


Freddy Manuel Casas Alhuay
 INGENIERO AGRICOLA
 REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
 REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

Seudoestático aguas arriba

- ✓ Para este análisis Seudoestático se utilizó un coeficiente sísmico de 0.17 debido al periodo de vida del proyecto y resulto un factor de seguridad mínimo de 1.197 por método ordinary o Fellenius.

Estático aguas abajo

- ✓ el factor de seguridad mínimo es de 1.718 por método Janbu que es un indicador que la presa es estable.

Seudoestático aguas abajo

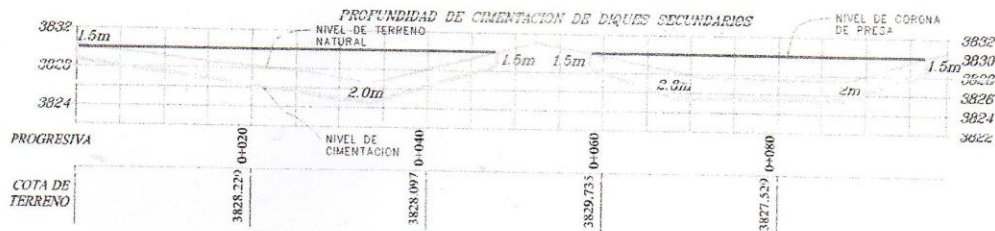
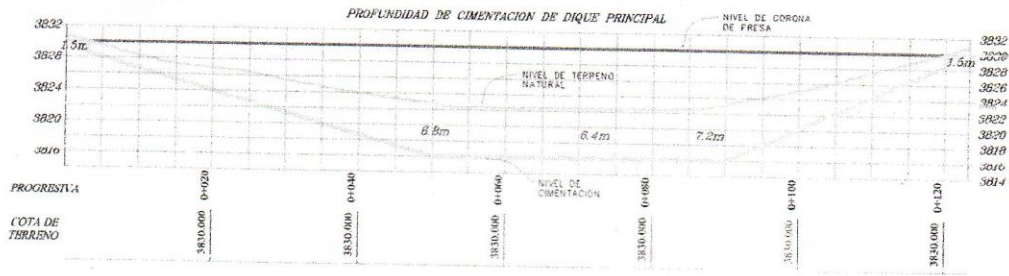
- ✓ El factor de Seguridad mínimo para este análisis resulto 1.202 por método janbu


.....
Freddy Manuel Casas Alhuay
INGENIERO AGRICOLA
REG. DEL COLEGIO DE INGENIEROS N° 51062
REG. CONSULTOR DE OBRAS N° C3613

ANEXO 5
A.5 ESTUDIO DE GEOTECNIA

6.0 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

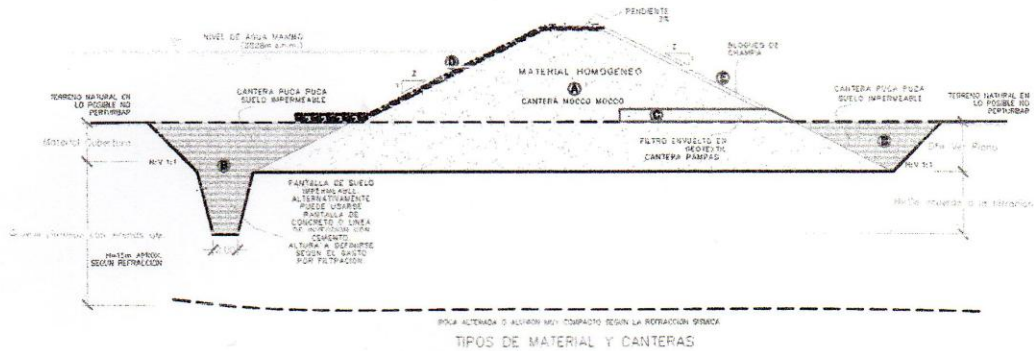
El terreno natural donde se emplazara la Presa está constituido por una primera capa de material de cobertura con altos contenidos orgánicos (depósitos bofedales) este estrato presenta una baja capacidad de carga admisible de trabajo, por lo que lo no es recomendable como estrato de cimentación, luego procede en su gran mayoría suelos aluviales conformados por una matriz de Gravas Limosas que envuelven Boleos y Bloques en diferentes proporciones, este estrato es el recomendable para la cimentación, puesto que se infiere que el basamento rocoso se encuentra a gran profundidad. La altura de cimentación deberá ser como se indica en las figuras anexas medidos desde el nivel del terreno natural actual, si a esa altura no se encuentra terreno aceptable de cimentación se deberá profundizar la excavación hasta llegar a terrenos con las características supuestas de diseño de la cimentación, mencionadas anteriormente.



El material producto de la excavación, se recomienda que la cobertura organica sea retirado cuidadosamente para luego ser usado en el tratamiento de los botaderos o canteras explotadas, el segundo estrato podría usarse como material de relleno propio en el talud aguas abajo en el encuentro del pie de talud con el terreno natural, o en su defecto para esta zona se deberá usar el material impermeable de la cantera de Puca Puca.

Victor Portal Quicaña
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 71239
 Consultor en Cimentación y Concreto

Según los condicionantes geológicos - geotécnicos y la disposición de los materiales en la zona se recomienda las siguientes características del cuerpo de presa, así como de los materiales de relleno que se presentan en la figura siguiente:



MATERIALES DE CUERPO DE PRESA

ZONA	FUNCION	DESCRIPCION	FUENTE	MEZCLA (COMPROBAR EN OBRA)	TAMAÑO
A	CUERPO DE PRESA	GC Gravas Arcillosas con Arena	CANTERA: MOCCO MOCCO	UNICA, HACER CONTROL EN OBRA	Maximo de 3"
B	DENTELLON. RELLENO IMPERM.	CL Arcilla Ligera Arenosa.	CANTERA: PUCA PUCA	UNICA, HACER CONTROL EN OBRA	Maximo de 2"
C	FILTRO	GP GRAVAS Y ARENAS	CANTERA: PAMPAS	PROCESADA Ver husos granulométricos	VER HUSO
D	PROTECCION	COLCHON DE ROCA RIP RAP DE ROCAS	CANTERA: ROCAS LADO DERECHO	UNICA PROCESADA	Mínimo de 40cm.
E	PROTECCION	CHAMPA NATURAL	CANTERA: BOFEDALES CHINCHER	UNICA	40cm x 40cm.

El cuerpo de la presa está constituido por cuatro zonas de relleno, para lo cual se ha identificado canteras de material de préstamo cuyas ubicaciones se indican en los planos del anexo de figuras. Se plantea 02 canteras de material de préstamo del tipo suelo (Mocco Mocco, Puca Puca), 01 canteras de material de préstamo tipo Roca (macizos rocoso de matriz ígnea lado derecho de la laguna) y 01 cantera de material fluvial para la elaboración del concreto en obra y los filtros correspondientes (Rio Pampas sector puente Pampas). Además se ha identificado una cantera de material de afirmado el cual cumple con los requisitos mínimos para tal fin (Cantera K118+500), las ubicaciones de las canteras se muestran en los anexos de figuras.

Victor Portal Quicaña
 INGENIERO CIVIL
 CP N° 71239
 Consultor de Construcción y Concrete



Vista de la Cantera de Suelo Mocco Mocco, conformado por una matriz de Gravas Arcillosas con Arenas que envuelven boleos y bloques, tiene un Índice Plástico de $IP=19.1\%$ y Limite Liquido de $LL=45.8\%$, $\%Grava=30\%$, $\%Arenas=28.8\%$ y $\%Finos=41.2\%$ lo que lo hace adecuado para su uso como material de cuerpo de presa homogéneo, se recomienda su zarandeo previo a la utilización



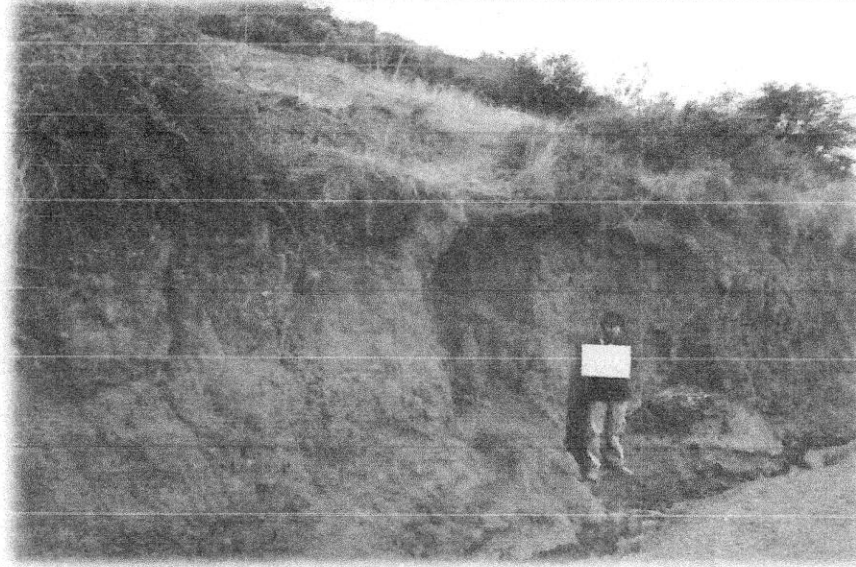
Vista de la Cantera de Suelo Mocco Mocco, en otra parte se observa que está conformado por una matriz de Gravas Arcillosas con Arenas con menos presencia de boleos y bloques.

Ing. Víctor Portal Quicaña. Dirección: Urbanización María Parado de Bellido Mz K1 Lote 3 Emadi, Cel: 985139800 #995444

Víctor Portal Quicaña
INGENIERO CIVIL
CIP Nº 71239
Consultor en Geotecnia y Caminos



Vista de la Cantera de Suelo Puca Puca, conformado por Arcillas Ligeras Arenosas, tiene un Índice Plástico de IP=21% y Limite Líquido de LL=48%, %Grava=1.6%, %Arena=36.4% y %Finos=62.1%, lo que lo hace adecuado para su uso como material impermeable para pantallas impermeables.



Vista de la Cantera de Suelo Puca Puca, se observa de una potencia suficiente para el proyecto.

Ing. Víctor Portal Quicaña. Dirección: Urbanización María Parado de Bellido Mz K1 Lote 3 Ernadi, Cel. 966139800, #883445

Víctor Portal Quicaña
INGENIERO CIVIL
CIP Nº 71739
Consultor en Cuellos y Concreto



Vista de la Cantera Chincer (lado izquierdo de la laguna), conformado por Gravas Arcillosas con Arenas GC, tiene un Índice Plástico de $IP=16.5\%$ y Limite Liquido de $LL=35.3\%$, lo que lo hace adecuado para su uso como material de cuerpo de presa, no se ha elegido este material por su bajo contenido de finos $\%Grava=54.7\%$, $\%Arenas=28.1\%$ y $\%Finos=17.1\%$, pero puede ser usado en obra para combinaciones previo control.



La falla por agrietamiento debe ser la primera preocupación del constructor, ya que no existe otra medida para evitarla que no sea la buena selección de los materiales a utilizar y la forma de colocarlos, por tal motivo se debe priorizar los siguientes criterios en la ejecución de la obra:

- Usar suelos plásticos, en la medida de lo posible se recomienda suelos con Índice Plásticos $I_p > 15\%$, que son materiales no propensos al agrietamiento (Las canteras de Mocco Mocco y Puca Puca cumplen estos requisitos, pero deben verificarse periódicamente en obra).
- Se deberá compactar estos materiales con energías de compactación como la del próctor estándar. Compactar el material con humedades en un rango de valores del Optimo Contenido de Humedad $OCH + 2\%$ de la humedad del próctor estándar, y grados de compactación por encima del 95% de la Máxima Densidad Seca del próctor estándar.
- Se deberá usar compactadores tipo pata de cabra y los espesores de las tongadas serán de 20-30cm.
- Para la compactación del filtro se usara un equipo de compactador liso vibratorio y el numero de pasadas serán de hasta 4 veces, con espesores de tongadas de 30 a 60cm, se debe verificar que no se produzca rotura de partículas, aumento de finos, ni cambio de granulometría ni variación en la permeabilidad, previo a ello se pondrá chorros de agua en el material de filtro para lubricar las partículas y tener una mejor compactación, la densidad relativa mínima del filtro compactado será del 80%. En lo posible se debe cuidar de la contaminación del filtro, evitar en plazo de los vehículos por este material.

CANTERA	% GRAVA	% ARENA	% FINOS	LL %	IP %	SUCS	Nombre de Grupo (ASTM 2000) D-2487	MDS Proctor control (Trim3)	OCH Proctor control (%)	COMPACTADOR	RANGO DE HUMEDAD (%)	GRADO DE COMPACTACION %
CANTERA MOCCO MOCCO	30.0	28.6	41.2	45.8%	19.1%	GC	GRAVA ARCILLOSA CON ARENA	1.62	18	PATA DE CABRA	18.20	> 95%
CANTERA PUCA PUCA	1.6	36.4	62.1	46.0%	21.0%	CL	ARCILLA LIGERA ARENOSA	1.51	19	PATA DE CABRA	19.21	> 95%
CANTERA RIO PAMPAS SECTOR PUENTE PAMPAS	1.6	36.4	62.1	46.0%	21.0%	CL	ARCILLA LIGERA ARENOSA	1.51	19	USO VIBRATORIO	CHORROS DE AGUA	DENSIDAD RELATIVA > 80%

Victor Portal Quicaña
Victor Portal Quicaña
 INGENIERO CIVIL
 CIP Nº 71290
 Consultor en Ingeniería Civil

- Protección del talud aguas arriba

El talud aguas arriba debe protegerse contra el efecto de las olas y lluvia, fluctuaciones de nivel del embalse, y animales que puedan cavar galerías. Generalmente el enrocado colocado al volteo es suficiente.

Las recomendaciones mínimas que deben seguirse para el diseño del enrocado de protección son:

- En enrocado se debe colocar sobre un filtro de grava o gravilla de 0.30 m de espesor. (Podrá usarse la cantera de afirmado del km 18+500 previo zarandeo por la malla de 1/4" y posible lavado de finos o en su defecto la cantera de material fluvial del Río Pampas en el sector del puente Pampas). El enrocado se coloca en todo el talud desde el pié hasta la corona de la presa.

- El espesor mínimo del enrocado es de 0.30 m. si se coloca en forma manual, y de 0.45 m. si se coloca al volteo, es decir descargado directamente sobre el filtro del talud. Para taludes 2:1, el espesor del enrocado se aumenta en 0.15 m. (para el enrocado se podrá usar el material proveniente de la cantera de rocas lado derecho de la laguna conformado por rocas duras de matriz ígnea y las rocas seleccionadas existentes en el dique artesanal actual)


- Las rocas escogidas para el enrocado deben ser angulares, duras, de peso individual variable entre 5 y 130 kg, pero sin que el porcentaje de rocas de 5 kg ni el de 130kg, sea mayor del 25%. Además el tamaño debe ser variado entre el rango especificado.

- Si el enrocado es acomodado a mano se debe especificar una colocación cuidadosa similar a la de la mampostería seca (sin pegar) pero dejando espacio entre las rocas para facilitar el drenaje al bajar el nivel del agua en el embalse.

- Iribarren y Hudson han dado expresiones para el cálculo del peso de la piedra a colocar como protección sobre el talud aguas arriba. La expresión propuesta por Hudson es:

$$W \geq \frac{h_o^3 \gamma_s \tan \alpha}{3.2 \Delta^3} \quad \Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \quad D_w = n_3 \sqrt{\frac{W}{\gamma_s}}$$

Con los datos del proyecto se tiene que el diámetro medio equivalente es de 37 cm por lo que se asumirá como de 40cm.


Victor Portal Quicaña
 INGENIERO CIVIL
 CIP Nº 71239
 Consultor en Estructuras y Concreto

- Protección del talud aguas abajo.

Se puede emplear el más económico entre las siguientes dos opciones:

- Una capa de piedra triturada de 0.30 m de espesor.
- Una cubierta de tierra vegetal de 0.20 m sembrada de pasto.

Para el caso en particular se recomienda se use la vegetación de los bofedales existentes en la parte alta de la laguna conformado por lo comúnmente llamado champa.

- Material de afirmado para pavimentos de accesos y otros usos.

El afirmado es una mezcla de tres tamaños o tipos de material: grava, arena y finos o arcilla. Si no existe una buena combinación de estos tres tamaños, el afirmado será pobre.

El afirmado requiere de un porcentaje de gravas para soportar las cargas. Asimismo necesita un porcentaje de arena clasificada, según tamaño, para llenar los vacíos entre las gravas y dar estabilidad a la capa y, obligatoriamente un porcentaje de finos plásticos para cohesionar los materiales de la capa de afirmado.

Como superficie de rodadura, un afirmado sin suficientes finos está expuesto a perderse porque es inestable. En construcción de firmes, se requiere un porcentaje limitado pero suficiente de materiales finos y plásticos que cumplan la función de aglutinar para estabilizar la mezcla de gravas.

Existen diferentes tipos de afirmado a los cuales le corresponderá una granulometría, según se detalla a continuación:

Tamiz	D (mm)	Afirmado tipo1		Afirmado tipo2		Afirmado tipo3	
		IMD<50 Veh		IMD 51 -100		IMD 101 -200	
2"	50.800	100	100	100	100		
1 1/2"	38.100			95	100	100	100
1"	25.400	50	80	75	95	90	100
3/4"	19.050					65	100
3/8"	9.525			40	75	45	80
Nº 4	4.760	20	50	30	60	30	65
Nº 10	2.000			20	45	22	52
Nº 40	0.426			15	30	15	35
Nº 200	0.074	4	12	5	15	5	20

Victor Portal Quicaña
INGENIERO CIVIL
CIP N.º 11299
 Consultor en Estructuras y Concreto

7.0.- CLASIFICACION DE MATERIALES DE EXCAVACION

La clasificación de materiales con fines de excavación se ha efectuado acorde a las Especificaciones Técnicas comunes para este tipo de trabajos que clasifican al material de excavación en superficie en cuatro tipos básicos:

- Material Suelto (MS)
- Material compacto (MC)
- Roca Suelta o descompuesta (RS o RD)
- Roca Fija (RF)

Acuerdo a ésta clasificación es que se ha efectuado el trabajo de prospección en cada "calicata" y "estación geomecánica" a lo largo del eje de la presa y eje de Canal, con la finalidad de definir el tipo de material de excavación.

TRAMO BOCATOMA 1 - BOCATOMA 2				
PROGRESIVAS		ROCA FIJA	ROCA SUELTA	MATERIAL SUELTO
0+000	0+120	60.00%	10.00%	30.00%
0+120	0+200	10.00%	10.00%	80.00%
0+200	0+300	5.00%	60.00%	35.00%

TRAMO BOCATOMA 2 - REPRESA				
PROGRESIVAS		ROCA FIJA	ROCA SUELTA	MATERIAL SUELTO
0+000	0+060	40.00%	30.00%	30.00%
0+060	0+120	20.00%	30.00%	50.00%
0+120	0+210	50.00%	30.00%	20.00%
0+210	0+660	20.00%	10.00%	70.00%
0+660	0+680	50.00%	30.00%	20.00%
0+680	0+700	10.00%	10.00%	80.00%
0+700	0+720	50.00%	20.00%	30.00%
0+720	0+810		20.00%	80.00%
0+810	0+820	50.00%	30.00%	20.00%
0+820	0+940	30.00%	30.00%	40.00%
0+940	1+080	50.00%	40.00%	10.00%
1+080	1+180	60.00%	30.00%	10.00%
1+180	1+220	50.00%	30.00%	20.00%
1+220	1+270	70.00%	20.00%	10.00%
1+270	1+400	50.00%	20.00%	30.00%
1+400	2+000	60.00%	20.00%	20.00%

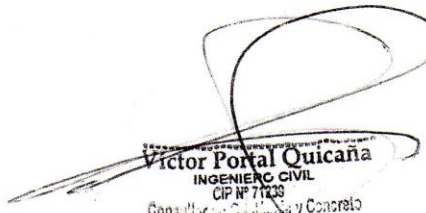
TRAMO EJE SECUNDARIO DE REPRESA				
PROGRESIVAS		ROCA FIJA	ROCA SUELTA	MATERIAL SUELTO
0+000	0+100		5.00%	95.00%

Ing. Víctor Portal Quicaña. Dirección: Urbanización María Parado de Bellido Mz K1 Lote 3 Emadi, Cel. 986139800 #893444

(Firma manuscrita)
Víctor Portal Quicaña
INGENIERO CIVIL
CIP Nº 71239

TRAMO EJE PRINCIPAL DE REPRESA				
PROGRESIVAS		ROCA FIJA	ROCA SUELTA	MATERIAL SUELTO
0+000	0+118		5.00%	95.00%

TRAMO CANAL MARGEN IZQUIERDO				
PROGRESIVAS		ROCA FIJA	ROCA SUELTA	MATERIAL SUELTO
0+000	0+030	5.00%	5.00%	90.00%
0+030	0+095	70.00%	10.00%	20.00%
0+095	0+110	5.00%	5.00%	90.00%
0+110	0+380	5.00%	55.00%	40.00%
0+380	0+400	5.00%	5.00%	90.00%
0+400	0+430	80.00%	15.00%	5.00%
0+430	0+800	5.00%	5.00%	90.00%
0+800	0+920	20.00%	10.00%	70.00%
0+920	0+960	70.00%	10.00%	20.00%
0+960	1+000	10.00%	30.00%	60.00%
1+000	1+160	60.00%	20.00%	20.00%
1+160	1+220	80.00%	10.00%	10.00%
1+220	1+500	5.00%	5.00%	90.00%
1+500	1+580	50.00%	10.00%	40.00%
1+580	1+680	70.00%	10.00%	20.00%
1+680	1+840	60.00%	30.00%	10.00%
1+840	1+920	20.00%	40.00%	40.00%
1+920	2+000	70.00%	20.00%	10.00%
2+000	2+380	65.00%	15.00%	20.00%
2+380	2+430		5.00%	95.00%
2+430	2+500	5.00%	5.00%	90.00%
2+500	2+600		20.00%	80.00%
2+600	2+750		10.00%	90.00%
2+750	2+940	10.00%	70.00%	20.00%
2+940	3+000	50.00%	10.00%	40.00%
3+000	3+500	40.00%	40.00%	20.00%
3+500	3+800		30.00%	70.00%
3+800	3+900		5.00%	95.00%
3+900	3+960	10.00%	70.00%	20.00%
3+960	4+300		10.00%	90.00%
4+300	4+380	10.00%	60.00%	30.00%
4+380	4+450	20.00%	40.00%	40.00%
4+450	4+500	70.00%	20.00%	10.00%
4+500	5+000	40.00%	40.00%	20.00%


Victor Portal Quicaña
 INGENIERO CIVIL
 CIP Nº 77423
 Consultor en Saneamiento y Concreto

8.0 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA Y CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO.

Por la disponibilidad de los materiales en la zona, especialmente las canteras, se recomienda una presa de materiales sueltos con material homogéneo y dren con filtro, para lo cual es necesario verificar su estabilidad con los datos obtenidos en campo.

8.1.- CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

Para la cimentación de la Presa, según el análisis presentado en los anexos, se tiene una presión de hundimiento admisible de:

$$P_{h.ad} = 2.2 \text{ kg/cm}^2$$

Para las demás estructuras anexas al cuerpo de Presa se recomienda usar una Presión de hundimiento admisible de:

$$P_{h.ad} = 1.61 \text{ kg/cm}^2$$

Los asentamientos esperados, según el análisis de asentamientos elásticos, producidos por la presión de hundimiento de 2.20kg/cm², serían de S=10.9cm en las condiciones más extremas, y para la presión de hundimiento de 1.61kg/cm² se esperara aproximadamente un asentamiento de S=1.61cm.

Según la literatura el asentamiento máximo es 1% de la altura de la presa, es decir, 12 cm para la Presa de Chinchir.

Por consecuencia, la capacidad portante del terreno de cimentación de la presa es un valor aceptable para fines ingenieriles y que no constituye una limitación para efectos de Diseño y Construcción de las estructuras de cimentación de la Represa.

8.2.- RIESGO DE LICUEFACCION

No existe la mayor posibilidad de licuefacción del suelo de cimentación de la Presa debido a su conformación de consistencia plástica en ciertas partes de la cimentación.

8.3.- IMPERMEABILIDAD DE LA CIMENTACION

La Altura máxima de la Presa es igual a 8m. y la carga útil máxima de agua es de 7m. La presión máxima transmitida por la carga de agua al terreno de cimentación es igual a 0.70 Kg/cm² y el gradiente hidráulico máximo que hace que el agua se infiltre a través de la cimentación es igual a:

$$i = H/L$$

En donde:

i : Es el gradiente hidráulico que actúa por debajo de la cimentación

H : Es la diferencia de carga de agua, aguas arriba y debajo de la Presa

L : Es la longitud del recorrido del agua de filtración

Para el Proyecto de la Presa se tiene lo siguiente:

$$H = 7\text{m}, L = 70\text{m}, i = 0.1 \text{ m/m}$$

Los valores de permeabilidad del terreno de la cimentación se encuentran en términos generales entre 10^{-3} cm/s, calculados empíricamente en función a las características del terreno de cimentación, valor muy distantes del valor mínimo requerido de 10^{-6} cm/s con el cual es posible asegurar la estanqueidad de la zona de cierre, por lo que se concluye inicialmente que dadas las actuales condiciones es necesario recomendar y proyectar el sellado del terreno de cimentación mediante la utilización de pantallas de impermeabilización pudiendo ser de arcilla.

La tolerancia del caudal filtrado a través de la cimentación, con el valor medio de la permeabilidad de la cimentación de 10^{-3} cm/s. Con este dato y el gradiente hidráulico que actúa en la cimentación de la Presa se calcula utilizando la Ley de Darcy la velocidad de la pérdida de agua, con la expresión siguiente:

$$V = Ki$$

En donde:

V : Es la velocidad de filtración del agua a través de la cimentación de la Presa.

K : Es la permeabilidad promedio de la cimentación de la Presa.

i : Es el gradiente hidráulico que actúa sobre la cimentación de la Presa.

Reemplazando los datos siguientes:

$$K = 10^{-3} \text{ cm/s}, i = 0.1 \text{ m/m}$$

Se obtiene una velocidad igual a 8.64 cm/día. Este valor obtenido es mucho mayor que el límite permisible del orden de 2.50 cm/día a 5.0 cm/día (Valor basado en bibliografía especializada, experiencias y trabajos similares realizados en la construcción de presas) por lo que queda claro que en estas condiciones se produce una filtración importante por debajo del cuerpo de la Presa y a través de la cimentación.

Esta situación debe ser controlada a través de una pantalla impermeable colocada justo en el talón de aguas arriba de la Presa y debe tener una altura tal que limite la velocidad de filtración del agua hasta un valor no mayor a 5.00 cm/día (Valor asumido como máximo para la velocidad de filtración).

Verificando la resistencia a la tubificación se tiene que el factor de seguridad debe ser de $F_s > 1.4$, siendo el gradiente crítico sobre el gradiente real de $i_c/i_r = 9.5$ el cual es mayor a 1.4 por lo que no existe posibilidad de tubificación en el terreno de cimentación.

Se recomienda que el dren horizontal a proyectar tenga una distancia mínima de 2/3 de la distancia horizontal del talud de aguas abajo y tenga un espesor mínimo de 90cm, se recomienda se proyecte este sistema para alturas de presas mayores a 5m, para alturas menores podrá ser decisión del consultor su uso. El material deberá cumplir los requisitos establecidos anteriormente para filtros.

8.4.- DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Debido a que la presa está enmarcada como presas pequeñas se podría asumir como taludes las recomendadas por diversos autores, pudiéndose hacer las verificaciones respectivas de acuerdo a las características geotécnicas analizadas de los materiales:

Cuadro 4. Pendientes recomendadas de los taludes

Tipo de presa	Tipo de suelo en el terrapien		Pendiente del talud	
	Espaldones	Núcleo	Aguas arriba	Aguas abajo
Zonificada	Roca, GW, GP, SW o SP (gravosas)	GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH.	2 : 1	2 : 1
Homogénea	Roca, GW, GP, SW, SP,		2:1	2:1
	GC, GM, SC, SM,		2-3:1	2:1
	CL, ML,		3,5:1	2,5:1
	CH, MH.		4:1	2,5:1

Fuente: (Suárez, 1995)

RECOMENDACIONES DEL BUREAU OF RECLAMATION			
TIPO DE PRESA	CONDICION DEL CIMENTAMIENTO	TALUD	
		AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
HOMOGENEA	ESTABLE	3:1 - 4:1	2:1 - 2,5:1
ESCOLLERA	ESTABLE	1,7:1 - 1,5:1	> 1,5:1

Victor Portal Quicaña
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 71239
 Consultor en Estructuras y Concreto

Tabla N° 28. Taludes recomendados para presas de material homogéneo sobre bases compactas y estables. HIMAT. 1984.

Material del terraplén	Altura de la presa [m]	Inclinación del talud	
		Aguas arriba	Aguas abajo
Arcillas de baja plasticidad	Hasta 4	2:1	1.5:1
	4 a 8	2.5:1	2:1
Arcillas arenosas	Hasta 4	3:1	2:1
	4 a 8	3.5:1	2.5:1
Arenas arcillosas, arcillas muy plásticas, limos elásticos.	Hasta 4	4:1	3:1
	4 a 8 m	4:1	3:1

Tabla N° 29. Inclinación de los taludes de presas homogéneas.

Altura de la presa [m]	Talud	
	Aguas arriba	Aguas abajo
≤ 5.0	2.0:1.0	1.5 a 1.75:1.0
5.1 a 10.0	2.5:1.0	2.0:1.0
10.1 a 15.0	2.75 a 3.0:1.0	2.5:1.0
15.1 a 30.0	3.0 a 3.5:1.0	2.5 a 2.75:1.0

Tabla N° 33. Guía para los factores de seguridad: análisis de estabilidad de esfuerzos efectivos. Novak, P. et al. 2001.

Caso	Condición	Factor de seguridad	Talud
1	En construcción, final de la construcción.	1.25	Aguas arriba y abajo
2	Operación a largo plazo, embalse lleno.	1.5	Aguas arriba y abajo
3	Desembalse rápido	1.2	Aguas arriba
4	Carga sísmica con 1, 2 o 3	1.1	Aguas arriba y abajo

8.5.- DE LA INSTRUMENTACION

En lo referente a la Instrumentación, La observación del comportamiento de la Presa una vez terminada la construcción se efectuará en base a dos hitos a instalar en los taludes aguas arriba e hitos (BMs o bench marks) que se instalarán en el coronamiento, registrando sus coordenadas y cotas, de modo que puedan realizarse nivelaciones de control periódicamente.

Por otra parte, las filtraciones a través del cuerpo de la presa, deberán medirse efectuando afloros periódicos en las cámaras de control a instalarse aguas abajo, en los puntos de salida del drenaje colector, se recomienda además la instalación de piezómetros artesanales.


Víctor Portal Quicaña
 INGENIERO CIVIL
 DIP N° 71239
 Consultor en Geotecnia y Concreto

ANEXO 6

A. 6 CÁLCULOS GRANULOMÉTRICAS

ESTUDIO GRANULOMÉTRICA

Solicitado por:

BACH. JOSÉ SULCA CHATE

Proyecto:

**“ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR,
DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO”**



LUGAR : TANTAR
DISTRITO : CONCEPCIÓN
PROVINCIA : VILCASHUAMAN
DEPARTAMENTO : AYACUCHO

AYACUCHO – PERÚ

2016

DE LAY INGENIEROS
ESTUDIO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE MATERIALES
[Signature]
Ing. *[Signature]* Baldeón
CIP. 80584
Jefe de Laboratorio

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CLASIFICACIÓN Y DETERMINACION DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE SUELO DEL PROYECTO **“ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO”**

1.0 GENERALIDADES.

El proyecto global está formulado para determinar los cálculos granulométricos de la zona de estudio, para la construcción presa de tierra.

1.1 OBJETO DE ESTUDIO:

El presente informe técnico tiene como objetivo realizar el estudio de mecánica de suelos con fines de evaluar la granulometría en el área de estudio asignada y su respectiva clasificación, mediante trabajos de campo, a través de excavaciones, ensayos de laboratorio y labores de gabinete del proyecto **“ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO”** En base a los cuales se define los perfiles estratigráficos del sub Suelo sus principales características físicas, mecánicas, sus propiedades de resistencia, que conducen a determinar la profundidad de cimentación y la capacidad portante.

Definir y determinar las características geotécnicas del área que atraviesa el terreno para el presente proyecto **“ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO”**

Definir las características de las unidades geomorfológicas y geodinámicas que pueden influir en el presente proyecto.

Localización y delimitación de los fenómenos geodinámicas y las recomendaciones respectivas para atenuar a los mismos.

Determinar los tipos de suelos que ofrece el terreno.

DE LA Y INGENIEROS
ESTUDIO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE MATERIALES
Arturo Prado Baldeón
Ing. Arturo Prado Baldeón
CIP. N° 60588
Jefe de Laboratorio

1.2 ASPECTOS GENERALES

1.2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

El área de estudio del proyecto “ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO” se ubica en:

LUGAR : TANTAR
DISTRITO : CONCEPCIÓN
PROVINCIA : VILCASAHUAMAN
DEPARTAMENTO : AYACUCHO

1.2.2 ACCESO A LA ZONA DE ESTUDIO.

Al lugar del proyecto y al Distrito de Concepción se accede por dos rutas:

- El primer acceso es mediante la carretera Ayacucho-Toccto-Qoriaywina-Tantar una distancia aproximada de 130 km.
- El segundo acceso es mediante la carretera principal Ayacucho-Vilcashuamán, luego se accede mediante la carretera que interconecta con la localidad de Vilcashuamán y Tantar aproximado 140 km.

1.2.3 NORMATIVIDAD

El presente estudio de suelo con fines de cimentación está en concordancia con la norma E-050, de suelos y cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones, E-2000 Manual de Ensayos de Materiales MTC, y las Normas ASTM y AASHTO que en ella se mencionan.

1.2.4 CLIMA

El clima es templado frío, con temperatura media anual de 12 grados centígrados durante los meses junio, julio y agosto en las noches desciende hasta llegar a los - 0.8°C durante el mes de junio, y con precipitación que varía entre 600 a 800 mm. anuales. Los datos climatológicos de referencia, se tomaron de los datos meteorológicos de Vilcashuaman cuyo rango de análisis fluctúa a lo largo de los años 1,991 al 2,005.

1.2.5 INVESTIGACIONES REALIZADAS

El trabajo realizado con este propósito ha consistido en:

- Recomendación de terreno



DE LAY INGENIEROS
ESTUDIO GEOTÉCNICO Y CONTROL DE MATERIALES
Ing. Arturo Balicón
C.P. 80588
Bolsa Laboratoria

Recopilación de información
 Ejecución de calicatas
 Toma de muestras alteradas
 Ejecución de ensayos de laboratorio
 Perfil estratigráfico
 Cálculos granulométricos
 Análisis de cimentación
 Conclusiones y recomendaciones.

1.3 TRABAJOS DE CAMPO.

Se realizó 01 excavación o calicata en la modalidad de cielo abierto ubicado convenientemente en el área de estudio precisamente en el dique principal, con una profundidad aproximada de 3.0 m que nos permita analizar directamente los diferentes estratos encontrados así como sus principales características físicas y mecánicas. Las muestras obtenidas son de estado disturbado y fueron trasladados al laboratorio mecánica de suelos de DELAY-INGENIEROS CONSULTORES Y CONTRATISTAS EIRL. Con su respectiva tarjeta de identificación para los ensayos correspondientes.

CALICATA	PROFUNDIDAD	CALICATA	PROFUNDIDAD
CC - 01	3.0 m	CC - 02	3.0 m

1.3.1 MUESTREO Y REGISTRO DE EXCAVACIONES:

Se tomaron muestras de cada estrato, en cada una de las excavaciones, ensayando las muestras más representativas con fines de identificación y clasificación, se realizaron ensayos de densidad natural IN-SITU y ensayos de humedad.

Las calicatas se realizaron con excavación manual, se obtuvieron 01 muestra alterada, para su respectivo análisis en el laboratorio, con su respectivo perfil estratigráfico, se obtuvo una sola muestra por presentar las mismas características en el terreno de estudio, se representa en el anexo.

1.4 ENSAYOS DE LABORATORIO.

En las muestras obtenidas se han efectuado los ensayos Standard de:

- Análisis granulométrico ASTM D 422
- Limite Líquido ASTM D 4318
- Limite Plástico ASTM D 4318
- Clasificación de suelos sistema SUCS ASTM –D 2487



- Contenido de Humedad Natural ASTM D 2937

1.5 CLASIFICACIÓN DE SUELOS DEL SUB SUELO.

Las muestras ensayadas se han clasificado usando el sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

1.6 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS.

En base a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se infirió un perfil estratigráfico que se adjunta en el anexo.

1.6 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

De acuerdo al perfil estratigráfico descrito anteriormente así como de acuerdo a las observaciones hechas en campo las estructuras **del proyecto: “ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO”** se recomienda cimentar a una profundidad mínimo de 3.0 metros a partir de la superficie de terreno.

1.6 Tipo de cimentación.

Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas, se recomienda utilizar una cimentación profunda.

1.7 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

Para efectos de determinar la capacidad de carga admisible por falla al corte se ha contado con la fórmula general del Dr. Terzaghi, los parámetros físicos que intervienen han sido estimados de los resultados de los ensayos y con el auxilio de tablas utilizando valores promedios conservadores para cimentaciones, para el ensayo de corte directo y obtener los resultados del ángulo de fricción interna y la, cuyos resultados se adjuntan en los anexos.

$$q_u = 0.867 c N'_q + q N'_q + 0.4 \gamma' B N'_q \gamma$$

q_u	: Capacidad última en carga en (kg./cm ²)
q_{ad}	: Capacidad portante admisible en (kg. /cm ²)
F.S.	: Factor de seguridad =
γ	: Peso específico del suelo
B	: Ancho de la Zapata o cimiento corrido (m)
Df	: Profundidad de cimentación



C : Cohesión (kg/cm²)

N' γ N'q y N'y: parámetros que son en función de Φ

Dónde: N'c, N'q y N'y son los factores de capacidad de carga modificados, estos se calculan usando el ángulo de fricción interna.

CALICATA CC-01

$$C = 0.04$$

$$\phi = 27.16^\circ$$

$$FS = 3$$

$$\gamma = 1.23856$$

$$B = 1.50$$

$$D_f = 1.50$$

$$N'c = 29.57$$

$$N'q = 16.17$$

$$N'y = 11.90$$

Reemplazando los datos en la formula y empleando un factor de seguridad apropiado, se obtiene una capacidad portante admisible por falla local de:

$$q_u = 4.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA CC- 02

$$C = 0.04$$

$$\phi = 27.14^\circ$$

$$FS = 3$$

$$\gamma = 1.23856$$

$$B = 1.50$$

$$D_f = 1.50$$

$$N'c = 29.57$$

$$N'q = 16.17$$

$$N'y = 11.90$$

Reemplazando los datos en la formula y empleando un factor de seguridad apropiado, se obtiene una capacidad portante admisible por falla local de:

$$q_u = 4.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 1.39 \text{ kg/cm}^2$$

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN PARA LA CALICATA N° CC - 01, Obra "ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO".



Lugar : TANTAR

Fecha : AGOSTO 2016.

DENSIDAD RELATIVA

CALICATA N° 01

Profundidad del ensayo 3.0 m

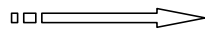
DATOS:

DENSIDAD MÁXIMA (varillada) $d_{max} = 2.05 \text{ gr/cm}^3$

DENSIDAD MÍNIMA (suelta) $d_m = 148158 \text{ gr/cm}^3$

DENSIDAD NATURA $d_{nat} = 1.59622 \text{ gr/cm}^3$

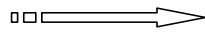
$d_{Real} = (d_{max} / d_{nat}) * [(d_{nat} - d_{min}) / (d_{max} - d_{min})] * 100$ $d_{Real} = 20.25$



$$\Phi = 31^\circ + 0.40 * d_{Real} \text{ (menor del 5\% de finos)}$$

$$\Phi = 26^\circ + 0.40 * d_{Real} \text{ (mayor del 5\% de finos)}$$

Del análisis granulométrico se tiene un % de finos mayor del 5%



$$\Phi = 26.95^\circ$$

Coefficiente de cohesión $C = 0.05$

DELAZ INGENIEROS
ESTUDIO GEOTECNICO Y CONTROL DE MATERIAS
Ing. Wilson Balboa
CIP. N° 60588
Jefe de Laboratorio

Φ	N'c	N'q	N'y
16	10.06	4.92	1.82
17	10.47	5.45	2.18
18	10.9	6.04	2.59
19	11.36	6.7	3.07
20	11.85	7.44	3.64
21	12.37	8.26	4.31
22	12.92	9.19	5.09
23	13.51	10.23	6
24	14.14	11.4	7.08
25	14.8	12.72	8.34
26	15.53	14.21	9.84

2.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- De acuerdo a los trabajos de campo y las investigaciones realizadas, en las calicatas a lo largo del proyecto tenemos materiales de origen coluvial y aluvial, clasificación de suelo Grava hasta Arena –Limoso.

El proyecto “**ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO**” se ejecutará en un terreno de suelo areno-limoso con poca presencia de ligantes, el terreno es estable, con compacidad de semi compacto a suelto, presenta en su gran parte material suelto, regular cantidad de roca suelta y en pequeños porcentajes de roca fija.

- Basados en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio, perfil estratigráfico, se concluye que el proyecto, se encuentra ubicado en un terreno de características confiables para su ejecución.
- Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente trabajo, son validos para el nivel de cargas, establecidas en el área de estudio.


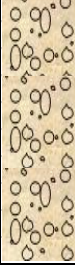

DE LA V INGENIEROS
ESTUDIO GEOTECNICO Y CONTROL DE MATERIALES
.....
Ing. *Armando Baldoon*
CIP. 80588
Mód. Laboratorio

ANEXOS

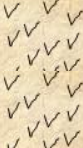

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

RECORD DE EXCAVACIÓN

Tesis	“ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO”			
Solicitante	: TESISTA	Calicata N°	: CC-01	
Desig. de Área	: SUELO DE FUNDACION	Ubicación	: PRESA CHINCHER	
Método de excavación	: MANUAL	Lugar	: TANTAR	
Profund. De excavación	: 3.0 m.	Elevación	: 3830	
Elaborado por	: A.D.B	Nivel freático	: No se encontró	
		Fecha	: AGOSTO 2016	

CLASIFICACIÓN SUCS		PROFUNDIDAD				DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
SÍMBOLO	GRAFICO	METROS	ESTRATO	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cc)	HUMEDAD (%)	
		0.00m	A			Estrato : "A" -Profundidad de 0.00m a 1.0m. Compuesto por material de cobertura. Suelo de cultivo orgánico contiene raicillas de pastos, de color oscuro
		0.40m				
GP		0.40 m	B			Estrato : "B" - Profundidad de 1.10. a 2.0 m. -Compuesto por material limo arcilloso, de color marrón oscuro con alta plasticidad mezclas de arcilla, limo y arena en pequeña proporción de compactación semi compacto.
		1.0 m				
		1.0 m	C			Estrato : "C" - Profundidad de 2.10. a 3.0 m. Compuesto por material limo arcilloso, mezclas mal graduadas de arcilla y limo de color marron claro , la matriz arena arcilla es de compactación semi compacto, a este profundidad se tiene un alto % de finos = 52.94, LL=34.13, IP= 16.42.
		1.50 m				
						Estrato : "D"

RECORD DE EXCAVACIÓN

RECORD DE EXCAVACIÓN						
Tesis		“ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO”				
Solicitante	: TESISTA	Calicata N°	: CC-02			
Desig. de Área	: SUELO DE FUNDACION	Ubicación	: PRESA CHINCHER			
Método de excavación	: MANUAL	Lugar	: TANTAR			
Profund. De excavación	: 3.0 m	Elevación	: 3830			
Elaborado por	: ADB	Nivel freático	: No se encontró			
		Fecha	: AGOSTO 2016			
CLASIFICACIÓN SUCS		PROFUNDIDAD				DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
SÍMBOLO	GRAFICO	METROS	ESTRATO	DENSIDAD HUMEDA (gr/cc)	HUMEDAD (%)	
		0.00m 0.10m	A			Estrato : "A" -Profundidad de 0.00m a 1.0m. Compuesto por material de cobertura. Suelo Arcilloso orgánico, contiene raicillas de pastos y arbustos, de color negro
SW		0.10m 1.10m	B		10.65%	Estrato : "B" - Profundidad de 1.10. a 2.0 m. -Compuesto por material arenoso gravoso de color marrón oscuro la matriz lareno gravoso es de característica ligeramente plástica, se encuentra en estado de compacidad: Semi suelto.
		1.10m	C			Estrato : "C" - Profundidad de 3.0 a > Prof.
		Inferior				Estrato : "D"


 DELAY INGENIEROS
 ESTUDIO GEOTECNICO Y CONTROL DE MATERIAS
 ING. ATILIO DELAY
 CIP. N° 60588
 Oficina Laboratorial

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

(ASTM D 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, D 1557)

Tesis : "ES TABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO"

Solicitante : TESISTA
 Descripción : CALICATA
 Fecha : AGOSTO 2016
 Calicata : CC-01

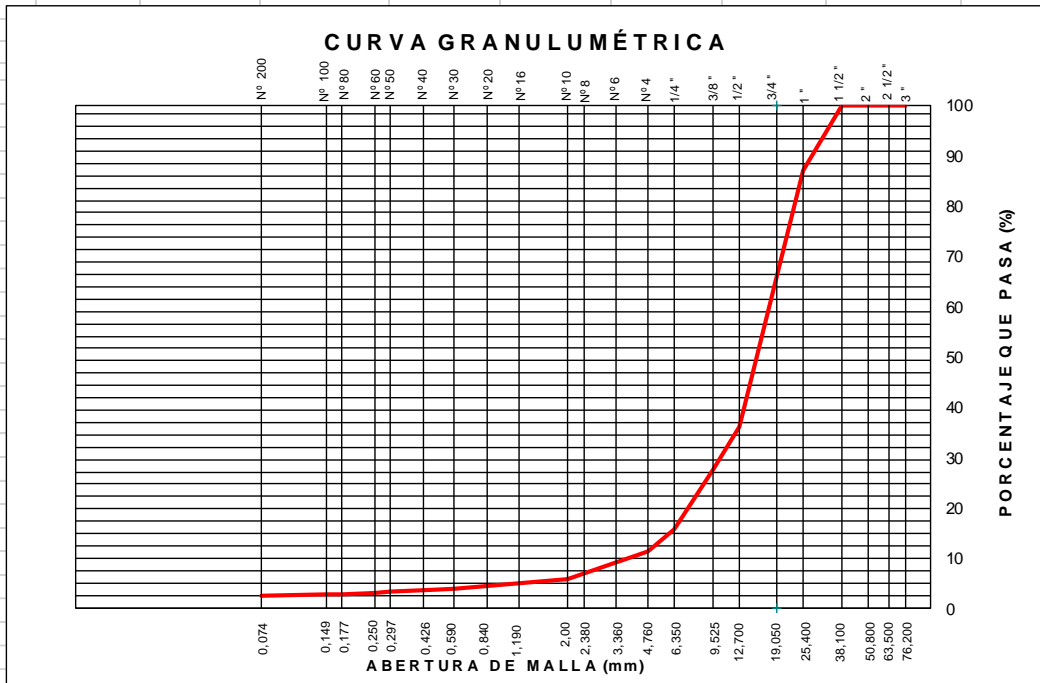


Dep. : AYACUCHO
 Provincia : VILCASHUAMAN
 Distrito : CONCEPCION
 Ubicación : PRESA CHINCHER

TAMIZ	Abertura	PESO	% RETEN	% RETEN	% QUE	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
AS TM	(mm)	RETENDO (gr.)	PARCIAL	ACUMULADO	PASA	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	3"	76.200	0.00	0.00	0	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	185.00	13.16	13.16	86.84
	3/4"	19.050	0.00	0.00	13.16	86.84
	1/2"	12.700	715.00	50.85	64.01	35.99
	3/8"	9.525	120.00	8.53	72.55	27.45
	1/4"	6.350	167.00	11.88	84.42	15.58
	Nº 4	4.750	62.00	4.41	88.83	11.17
	Nº 10	2.000	77.00	5.48	94.31	5.69
	Nº 20	0.840	0.00	0.00	94.31	5.69
	Nº 30	0.590	28.00	1.99	96.30	3.70
	Nº 40	0.426	5.00	0.36	96.66	3.34
	Nº 50	0.297	4.00	0.28	96.94	3.06
	Nº 60	0.250	3.00	0.21	97.16	2.84
	Nº 80	0.177	2.00	0.14	97.30	2.70
	Nº 100	0.149	2.00	0.14	97.44	2.56
Nº 200	0.074	3.00	0.21	97.65	2.35	
Fondo		2.00	0.14	97.80	2.20	
Lavado		31.00	2.20	100.00	0.00	
TOTAL		1406.00				

PESOS (gr.)	
Peso seco inicial	1406.00
Peso seco lavado	1375.00
Pérdida por lavado	31.00
% Grava	88.83%
% Arena	8.96%
% Finos	2.35%

ENSAYOS ESTÁNDAR	
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice de Plasticidad	NP
Clasificación SUCS	GP
Clasificación AASTHO	A-1-a (0)
Contenido de humedad	11.68%
Mínima Densidad (gr./cm³)	
Peso Especifico de los sólidos	
Máxima Densidad Seca (gr./cm³)	
Humedad Optima	



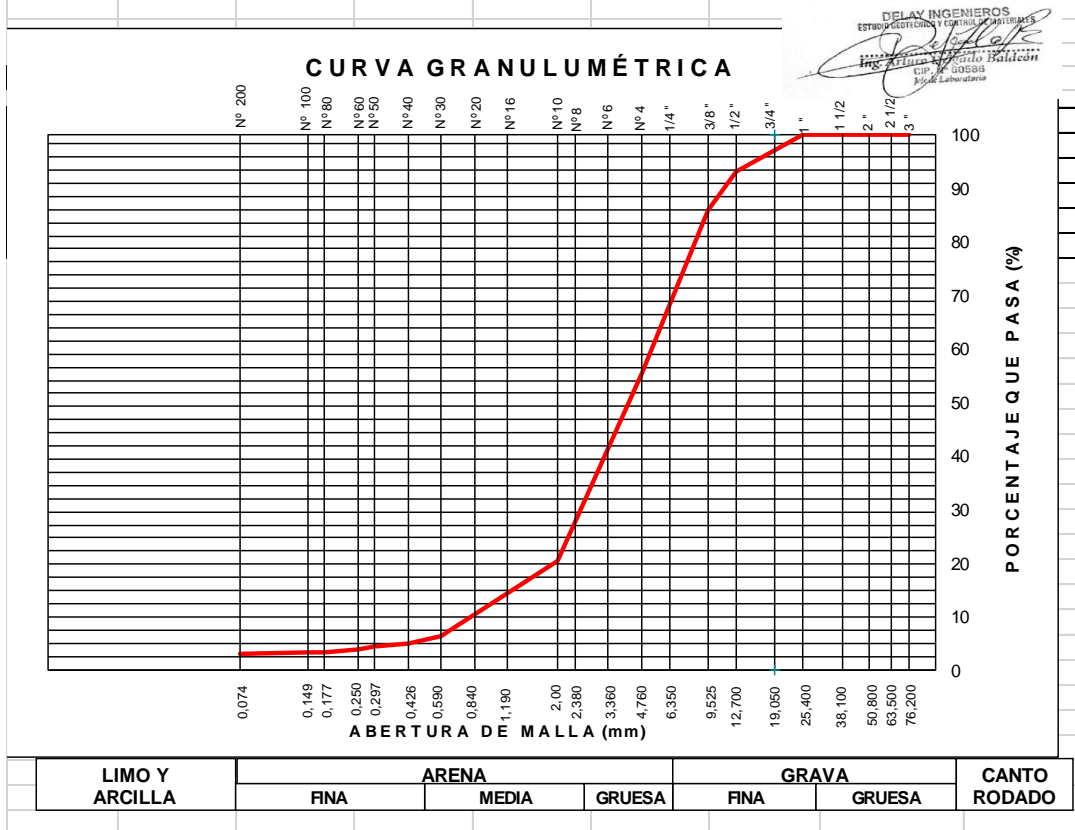
LIMO Y ARCILLA	ARENA			GRAVA		CANTO RODADO
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

(ASTM D 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, D 1557)

Tesis	"ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO"				
Solicitante	: TESISTA	Dep.	: AYACUCHO		
Descripción	: CALICATA	Provincia	: VILCASHUAMAN		
Fecha	: AGOSTO 2016	Distrito	: CONCEPCIÓN		
Calicata	: CC-02	Ubicación	: PRESA CHINCHER		

TAMIZ ASTM	Abertura (mm)	PESO RETENIDO (gr.)	% RETEN PARCIAL	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	
3"	76.200	0.00	0.00	0	100.00	PESOS (gr.)	
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	0.00	0.00	0.00	100.00		
1/2"	12.700	124.00	7.06	7.06	92.94	Peso seco inicial	1756.00
3/8"	9.525	126.00	7.18	14.24	85.76	Peso seco lavado	1707.00
1/4"	6.350	309.00	17.60	31.83	68.17	Pérdida por lavado	49.00
Nº 4	4.760	228.00	12.98	44.82	55.18	% Grava	44.82%
Nº 10	2.000	615.00	35.02	79.84	20.16	% Arena	52.39%
Nº 20	0.840	0.00	0.00	79.84	20.16	% Finos	2.85%
Nº 30	0.590	247.00	14.07	93.91	6.09	ENSAYOS ESTÁNDAR	
Nº 40	0.426	23.00	1.31	95.22	4.78	Límite Líquido	37.07
Nº 50	0.297	11.00	0.63	95.84	4.16	Límite Plástico	27.88
Nº 60	0.250	6.00	0.34	96.18	3.82	Índice de Plasticidad	9.19
Nº 80	0.177	11.00	0.63	96.81	3.19	Clasificación SUCS	SW
Nº 100	0.149	2.00	0.11	96.92	3.08	Clasificación AASTHO	A-2-4 (0)
Nº 200	0.074	4.00	0.23	97.15	2.85	Contenido de humedad	10.65%
Fondo		1.00	0.06	97.21	2.79	Mínima Densidad (gr./cm³)	
Lavado		49.00	2.79	100.00	0.00	Peso Especifico de los sólidos	
TOTAL		1756.00				Máxima Densidad Seca (gr./cm³)	
						Humedad Optima	



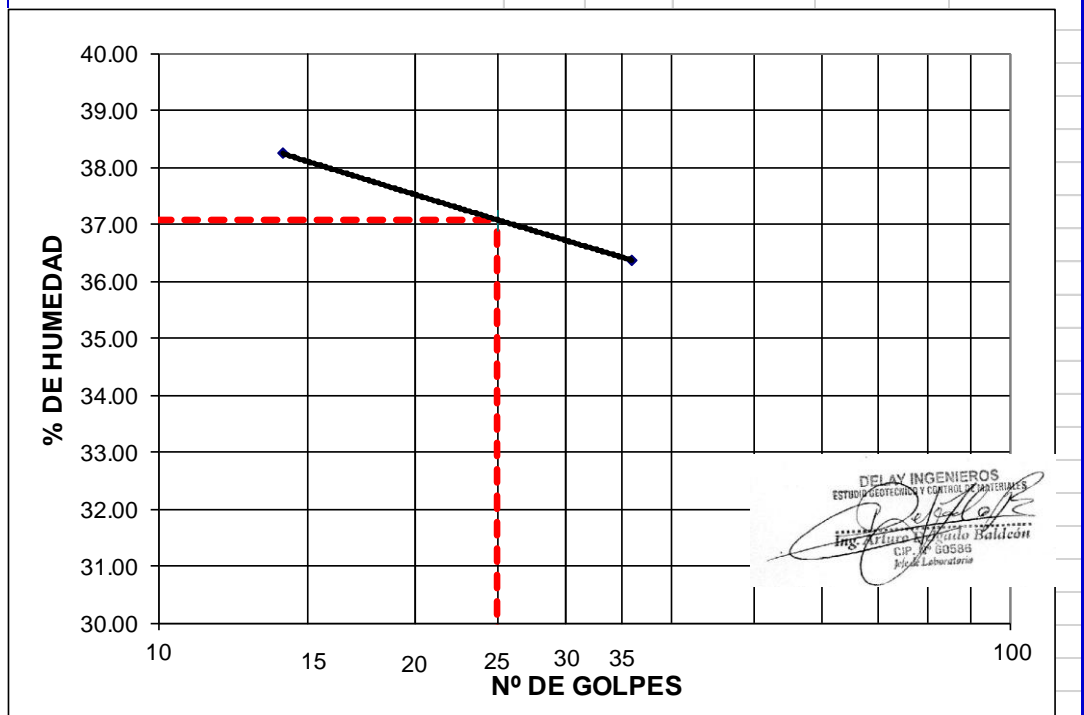
ENSAYOS DE LÍMITES DE ATTEMBERTG

ENSAYO DE CONSTANTES FÍSICAS

(ASTM D-4318)

Tesis	"ESTABILIDAD DE TALUDES PARA DETERMINAR FALLAS EN LA PRESA TANTAR, DISTRITO DE CONCEPCIÓN - VILCASHUAMAN - AYACUCHO"				
Solicitante	: PROYECTISTA			Dep.	: AYACUCHO
Descripción	: SUELO DE FUNDACION			Provincia	: VILCASHUAMAN
Ubicación	: PRESA CHINCHER			Distrito	: CONCEPCION
Fecha	: AGOSTO 2016			Lugar	: TANTAR

DESCRIPCIÓN		LIMITE LIQUIDO		LIMITE PLÁSTICO	
Capsula N°		18	3	36	14
Peso Capsula + Suelo Húmedo	(gr.)	80.00	80.00	45.00	51.00
Peso Capsula + Suelo Seco	(gr.)	68.00	67.00	43.00	47.00
Peso Agua	(gr.)	12.00	13.00	2.00	4.00
Peso de la Capsula	(gr.)	35.00	33.00	35.00	34.00
Peso Suelo Seco	(gr.)	33.00	34.00	8.00	13.00
Contenido de Humedad	(%)	36.36	38.24	25.00	30.77
Número de Golpes		36	14		



Limite Líquido (%)	37.07	Limite Plástico (%)	27.88	Índice Plástico (%)	9.19
--------------------	-------	---------------------	-------	---------------------	------

FOTOS

Calicatas

Realizando las Calicatas n° 01



Calicata n° 02 Profundidad de 3.0 m.



DELAY INGENIEROS
ESTUDIO GEOTECNICO Y CONTROL DE MATERIALES
[Signature]
Ing. Arturo Ernesto Baldeón
C.P. N° 00588
Fotografía Laboratorio