

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA GARRAPÓN DEL CENTRO POBLADO GARRAPÓN-ASCOPE-LA LIBERTAD.

Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil.

ÁREA DE INVESTIGACIÓN: Hidráulica

AUTORES : Bach. Chalán Chávez, Anderson Mauro.
Bach. Guevara Paredes, Kevin Eli.

ASESOR : Ms. Narváez Aranda, Ricardo Andrés.

TRUJILLO, DICIEMBRE DEL 2014

Nº de Registro: _____

**Tesis: “EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE
LA PRESA GARRAPÓN DEL CENTRO POBLADO
GARRAPÓN-ASCOPE-LA LIBERTAD”**

Por: Br. Chalán Chávez Anderson Mauro.
Br. Guevara Paredes Kevin Eli.

Jurado Evaluador

Presidente:

Ing. Perrigo Sarmiento, Félix Gilberto.

Secretario:

Ing. Ochoa Zevallos, Rolando.

Vocal:

Ing. Sagastegui Vásquez, Germán

Asesor:

Ing. Narváez Aranda, Ricardo Andrés.

PRESENTACIÓN

Señores Miembros del jurado:

De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, es grato poner a vuestra consideración, el presente trabajo de investigación titulado: **“EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA GARRAPÓN DEL CENTRO POBLADO GARRAPÓN - ASCOPE - LA LIBERTAD”** con el propósito de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

El contenido del presente trabajo ha sido desarrollado tomando como marco de referencia los lineamientos establecidos en el Programa de apoyo al desarrollo de tesis asistida y los conocimientos adquiridos durante nuestra formación profesional, consulta de fuentes bibliográficas e información obtenida del área de Infraestructura interna de la Empresa Agroindustrial Casa Grande SAA

Br. CHALÁN CHÁVEZ ANDERSON MAURO

Br. GUEVARA PAREDES KEVIN ELI

DEDICATORIA

Bach. Chalán Chávez Anderson Mauro

Este trabajo se lo dedico a **DIOS** quién supo guiarme por el buen camino, darme fuerzas para seguir adelante y no desmayar en los problemas que se presentaban, enseñándome a encarar las adversidades sin perder nunca la dignidad ni desfallecer en el intento.

A mis padres: **ALINDOR** y **ESPERANZA**, porque creyeron en mí y me sacaron adelante, dándome ejemplos dignos de superación y entrega, porque en gran parte hoy puedo ver alcanzada mi meta.

A mi hermano: **CARLOS** que siempre estuvo impulsándome en los momentos más difíciles de mi carrera.

A **TANIA**, por siempre estar a mi lado en las buenas y en las malas; por su comprensión, paciencia y amor, dándome ánimos de fuerza y valor para seguir adelante.

“La dicha de la Vida Consiste en tener siempre algo que hacer, alguien a quien Amar y alguna cosa que Esperar”.

Thomas Chalmers

DEDICATORIA

Bach. Guevara Paredes Kevin Eli

Este trabajo se lo dedico a **DIOS** por haberme guiado por el buen camino y poder culminar con lo deseado y porque me dio la oportunidad de vivir y de regalarme una familia maravillosa.

A mis **padres, hermanos, abuelos, tíos y amigos**, por haber fomentado en mi deseo de superación y brindarme su apoyo incondicional en todo momento.

Con toda bendición a mis **padres**, porque confiaron en mí, porque siempre puedo contar con ellos en todo momento y además porque siempre estuvieron ahí para aconsejarme: y que gracias a ellos estoy saliendo adelante, dándome ejemplos dignos de superación y sacrificio. Todo lo logrado es por ustedes por ser como son y por la gran admiración que siento por ustedes y por lo que valen y por todo el esfuerzo que hicieron todo este tiempo por mí.

Las palabras de agradecimiento no bastan para agradecerles por el gran apoyo, comprensión y sus consejos en los momentos difíciles, **los amo**.

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestro especial agradecimiento y gratitud al Ms. **Ricardo Andrés, Narváez Aranda** por su asesoramiento y por su apoyo brindado durante la realización del presente trabajo de investigación.

Agradecemos a nuestros asesores del Programa de Desarrollo de Tesis Asistida PADT-INGENIERIA por su apoyo metodológico y profesional para la orientación en el desarrollo de nuestra tesis.

Agradecemos a la Universidad Privada Antenor Orrego, por habernos albergado todos estos años en tan prestigiosa casa de estudios y en especial a la Facultad de Ingeniería por haber participado durante toda nuestra formación académica.

LOS AUTORES.

RESUMEN

Las presas de tierra son las obras civiles más antiguas desde el punto de vista histórico y son relativamente económicas ya que en su construcción se emplean los suelos naturales existentes en la zona o con un mínimo de procesamiento.

Las presas de tierra se constituyen una de las estructuras más importantes en ingeniería, tanto por su complejidad técnica, como por las inversiones que generalmente requiere y los servicios que presta. En este sentido, el requisito de estabilidad es el más determinante, por los probables daños que su colapso ocasionaría.

El estudio de la estabilidad en presas de tierra se ha constituido en una acción necesaria para el diseño de estas mismas. La forma como la estabilidad influye en la vida útil de estas estructuras es materia de constante estudio e investigación. Muchas veces el fenómeno de desestabilidad en presas de tierra alcanza niveles notables ocasionando limitaciones en la vida útil de dichas estructuras, perjudicando por consiguiente la factibilidad económica de los proyectos.

En los primeros capítulos de esta tesis se hace una revisión teórica general sobre Presas de Tierra, primero los conceptos básicos, luego la descripción del método de Bishop Simplificado y finalmente se evaluó la estabilidad de la presa usando el software Slide.

En cuanto al cálculo de la estabilidad se realizó utilizando el método de Bishop Simplificado, el cual consiste en tomar una superficie de prueba y la masa de deslizamiento potencial se divide en el número de tajadas verticales a las cuales se le calculan las fuerzas y los momentos motores y resistentes para así obtener el factor de seguridad mínimo.

El objetivo del presente trabajo de investigación fue realizar la “Evaluación y Análisis de la Estabilidad de la Presa Garrapón”

ABSTRACT

The earth dams are the oldest civil works from the historical point of view and relatively inexpensive since its construction in the natural soils are used in the area or with minimal processing.

Earth Dams one of the most important engineering structures constitute both its technical complexity, such investments usually required and the services it provides. In this regard, the stability requirement is the determining, by the likely cause damage to collapse.

The study of the stability of earth dams has become a prerequisite for the design of the same action. How the stability influences the life of these structures is the subject of constant research and investigation. Often the phenomenon of destabilization in Earth Dams reached remarkable levels causing limitations in the lifetime of these structures, thus harming the economic feasibility of the Project.

In the early chapters of this thesis a general theoretical review of Earth Dams, first the basics, then the description is the Simplified Bishop method and finally evaluate the stability of the dam using the Slide software.

As for the stability calculation is done using the method of Bishop Simplified, which involves taking a test surface and ground sliding potential is divided into the number of vertical slices to which he calculated the forces and moments engines and tough to obtain the minimum safety factor.

The objective of this project is to study Performing "Stability Analysis and Dam Garrapón"

ÍNDICE

ÍNDICE	x-xiv
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv-xv
ÍNDICE DE CUADROS	xv
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	16
I.- INTRODUCCIÓN.....	17
1.1.- EL PROBLEMA.....	17
1.1.1- Planteamiento del Problema	17-19
1.1.2.-Formulación del Problema.....	19
1.1.3.-Alcance	19
1.1.4.-Justificación de la Investigación	20
1.4.1.-Justificación Académica	20
1.1.5.-Hipótesis	20
1.1.6.-Objetivos.....	20
1.1.6.1.-General.....	20
1.1.6.2.-Específicos	20
CAPÍTULO II: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	21
II. - FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	22
2.1. - Presas de Tierra.....	22-23
2.2.-Características de las Presas de Tierra.....	24
2.3.-Tipos de Presas de Tierra.....	25
2.3.1.-Presas Homogéneas	25-27
2.3.2.-Presas Heterogéneas	27-29
2.3.2.1.-Presas con Núcleo Ancho	30
2.3.2.2.- Presas con Núcleo Delgado	31-32
2.3.2.3.-Presas con Núcleo Inclinado.....	32-33
2.3.2.4.-Presas con Manto Impermeable	33-34

2.4.-Ventajas de las Presas de Tierra	35
2.4.1.-Ventajas de las Presas Homogéneas	35
2.4.2.-Ventajas de las Presas Heterogéneas	35
2.5.-Desventajas de las Presas de Tierra	36
2.5.1.-Desventajas de las Presas Homogéneas	36
2.5.2.-Desventajas de las Presas Heterogéneas	36
2.6.-Estabilidad de Taludes en Presas de Tierra	37-38
2.6.1.- Movimiento del Terreno	38
2.6.1.1.-Deslizamientos.....	39
2.6.1.2.-Flujos	39
2.6.1.3.-Desprendimientos	39-40
2.6.2.-Superficies de Falla.....	40-41
2.6.2.1.-Rotura o Falla Circular	41
2.6.2.1.1.-Superficie de Rotura en un Deslizamiento Rotacional	42
2.6.2.2.-Rotura o Falla Planar	42-43
2.6.3.-Factor de Seguridad	43-44
2.6.4.-Métodos para el Cálculo de Estabilidad de Taludes	45
2.6.4.1.-Métodos de Equilibrio Límite.....	46
2.6.4.1.1.-Métodos Exactos.....	47
2.6.4.1.2.-Métodos no Exactos.....	47
2.6.4.1.2.1.-Método de Dovelas o Rebanadas.....	47-50
2.6.4.1.2.1.1.-Métodos Aproximados.....	50
2.6.4.1.2.1.2.-Métodos Precisos	50
2.6.5.-Análisis en Zonas Sísmicas	50
2.6.5.1.-Método Pseudo-Estático	50-51

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS	52
III. – MATERIALES Y MÉTODOS.....	53
3.1.- Características de la Cuenca del Río Chicama	53
3.1.1.-Ubicación Política.....	53
3.1.2.-Ubicación Geográfica	54
3.1.3.-Descripción de la Cuenca	54-55
3.1.4.-Sub Cuencas Tributarias	56
3.1.4.1.-Subcuenca Río Huancay	56
3.1.4.2.-Subcuenca Río Chuquillanqui	56
3.1.4.3.-Subcuenca Río Ochape	56
3.1.4.4.-Subcuenca Río Santanero	57
3.1.4.5.-Subcuenca Río Quirripano.....	57
3.1.4.6.-Subcuenca Media.....	57
3.1.4.7.-Subcuenca Baja.....	57
3.2.-Embalse Presa Garrapón N° 1	58
3.2.1.-Ubicación	58
3.2.2.-Accesibilidad	58
3.2.3.-Características del Embalse Garrapón N ° 1.....	58-60
3.2.4.-Características Meteorológicas	61
3.2.5.-Características Morfológicas	62-63
3.2.6.-Geología del Área del Embalse	63
3.2.6.1.-Generalidades.....	63
3.2.6.2.-Conformación Geomorfológica	63-64
3.2.6.3.-Estanqueidad del Área del Embalse.....	64
3.2.7.- Información Topográfica	64
3.2.8.-Sedimentología	65
3.2.8.1.-Análisis de Sedimentos en el Embalse	65
3.2.9.-Sismicidad del Embalse	66
3.2.9.1.-Riesgo Sísmico	66-67
3.3.-Presa Garrapón N° 1	68

3.3.1.-Generalidades.....	68-69
3.3.2.-Geología.....	70
3.3.2.1.-Interpretación Geológica de la Presa Garrapón N° 1	70
3.3.3.-Diseño Estructural de la presa Garrapón N° 1	70
3.3.3.1.-Cargas	71-73
3.3.4.-Solución Técnica de la Presa	73-74
3.3.4.1.-Elementos Básicos de la Presa.....	74-76
3.3.4.1.1.-Cantidad de Materiales Empleados en la Presa Garrapón N° 1 ..	76
3.3.4.2.-Cimentación de la Presa.....	77-78
3.3.4.3.-Plinto.....	78
3.3.4.4.-Losa de Concreto	79
3.3.4.5.-Pantalla de Inyecciones.....	80
3.3.5.-Elección de las Características de los Materiales según Proyecto....	81
3.3.5.1.-Aplicaciones	81
3.3.5.2.-Modelo	81-83
3.3.6.-Método para el Cálculo de la Estabilidad	84
3.3.6.1.-Descripción del Método Bishop Simplificado.....	84-92
3.3.6.2.-Descripción del Software Slide	93-94
3.3.6.2.1.-Pasos a seguir del uso del Software Slide.....	94-98
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....	99
IV. – RESULTADOS	100
4.1.-Estabilidad en Condiciones Estáticas	100
4.1.1.-Al final de la Construcción	100-101
4.1.2.-Estado Estacionario del Nivel de Agua	102-105
4.2.-Estabilidad en Condiciones Sísmicas	106
4.2.1.-Al Final de la Construcción	106-109
4.2.2.-Estado Estacionario a Nivel de Agua	110-112

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS	113-114
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES	115-117
CAPÍTULO VII: RECOMENDACIONES	118-119
CAPÍTULO VIII: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	120-121
CAPÍTULO IX: ANEXOS	122

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II

FIGURA II. 1, Presa de Tierra	22
FIGURA II. 2, Presas Homogéneas	26
FIGURA II.3, Presas Homogéneas Modificadas	27
FIGURA II.4, Presa Heterogénea con Núcleo Ancho	30
FIGURA II.5, Presa Heterogénea con Núcleo Delgado	32
FIGURA II.6, Presa Heterogénea con Núcleo Inclinado	33
FIGURA II.7, Presa Heterogénea con Manto Impermeable	34
FIGURA II.8, Rotura Circular o Falla Circular	41
FIGURA II.9, Tipos de Superficie de Falla en Deslizamientos Rotacionales (a) Círculo de Talud (b) Círculo Profundo (c)	42
FIGURA II.10, Rotura o Falla Planar	43
FIGURA II.11, Métodos de Cálculo para Estabilidad de Taludes.....	45
FIGURA II.12, Método de Dovelas o Rebanadas.....	48
FIGURA II.13, Aplicación del Método de Dovelas o Rebanadas	49
FIGURA II.14, Mapa de Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú	51

CAPÍTULO III

FIGURA III.1, Ubicación de las Sub cuencas de la Región la Libertad.....	55
FIGURA III.2, Embalse Garrapón N° 1	60
FIGURA III.3, Delimitación del Área de la Cuenca Garrapón.....	62
FIGURA III.4, Intensidades Sísmicas.....	67
FIGURA III.5, Planta General del Proyecto	69
FIGURA III.6, Círculos de Morh.....	82
FIGURA III.7, Talud Seccionado por diferentes Rebanadas.....	85
FIGURA III.8, Talud Seccionado por diferentes Rebanadas (Caso Real)..	86
FIGURA III.9, Esquema de Fuerzas que actúan en la Dovela.....	87
FIGURA III.10, Esquema de las Fuerzas Tangencial y Normal.....	87
FIGURA III.11, Esquema del Momento Actuante con respecto al Radio..	88

FIGURA III.12, Esquema de Fuerzas en Equilibrio de “n” Dovelas.....	90
FIGURA III.13, Diálogo Límites de la Región del Dibujo.....	94
FIGURA III.14, Diálogo de Configuración del Proyecto	95
FIGURA III.15, Diálogo de Método de Análisis	95
FIGURA III.16, Sección de la Presa	96
FIGURA III.17, Diálogo Grid Spacing (Espaciamiento de Superficie)	97
FIGURA III.18, Diálogo de Selección de Propiedades de los Materiales ..	97
FIGURA III.19, Diálogo de Incorporación de Fuerza Sísmica	98

CAPÍTULO IV

FIGURA IV.1, Estabilidad en Condiciones Estáticas – al final de la Construcción – Talud Aguas Arriba	101
FIGURA IV.2, Estabilidad en Condiciones Estáticas – estado estacionario del nivel de agua – Talud Aguas Arriba	103
FIGURA IV.3, Estabilidad en Condiciones Estáticas – estado estacionario del nivel de agua – Talud Aguas Abajo	105
FIGURA IV.4, Estabilidad en Condiciones Sísmicas – al final de la construcción – Talud Aguas Arriba	107
FIGURA IV.5, Estabilidad en Condiciones Sísmicas – al final de la construcción – Talud Aguas Abajo	109
FIGURA IV.6, Estabilidad en Condiciones Sísmicas – estado estacionario del nivel del agua – Talud Aguas Arriba	111
FIGURA IV.7, Estabilidad en Condiciones Sísmicas – estado estacionario del nivel del agua – Talud Aguas Abajo	112

ÍNDICE DE CUADROS

CAPÍTULO II

CUADRO II.1, Factores de seguridad Mínimos aceptables Empleando el Método de Equilibrio Límite.....	44
---	----

CAPÍTULO III

CUADRO III.1, Ámbito Geopolítico de la Cuenca del río Chicama	53
CUADRO III.2, Sectorización del Valle Chicama	54
CUADRO III.3, Volúmenes del Embalse Garrapón N° 1	59
CUADRO III.4, Niveles de agua del Embalse Garrapón N° 1	59
CUADRO III.5, Características Morfométricas de la Cuenca y del Cauce en Estudio.....	63
CUADRO III.6, Características Principales de la Presa	73
CUADRO III.7, Cantidad de Materiales Empleados	76
CUADRO III.8, Características adoptadas de los Materiales	83

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

I. INTRODUCCIÓN

1.1. EL PROBLEMA

1.1.1. Planteamiento del Problema:

El trabajo de investigación se ubica geográficamente en la Región La Libertad, Provincia de Ascope - Distrito de Casa Grande; zona colindante al centro poblado Garrapón.

Actualmente el Valle de Chicama presenta un déficit hídrico importante (especialmente en los meses de julio a diciembre), ello afecta el normal desarrollo fisiológico de los cultivos instalados en dicha zona; principalmente de la Caña de Azúcar como cultivo predominante, al tener que reajustar los volúmenes de agua, incidiendo en el mejor de los casos en su rendimiento.

Por ello con la finalidad de mejorar la oferta hídrica del valle, la Empresa Agroindustrial Casa Grande S.A.A. ha considerado la construcción de un embalse (Presa de Tierra), con el propósito de regular las aguas del río Chicama, almacenar el recurso hídrico en épocas de avenida y utilizarla en épocas de estiaje permitiendo mejorar el riego en casi 950 ha. del sector Garrapón. Estas características le dan a este proyecto, un valor estratégico, desde el punto de vista productivo, de mucha incidencia ocupacional y factor preponderante para el desarrollo socio económico de la zona; por eso se debe tener en cuenta que su diseño debe cumplir ciertas leyes físicas y geológicas para el buen desempeño y funcionamiento de la misma.

En las presas de tierra se emplean los suelos naturales existentes en la zona, sin procesamiento o con un procesamiento mínimo, estos poseen la flexibilidad necesaria como para poder ser fundadas sobre suelos comprensibles, por lo tanto, las cargas en la fundación se reparten sobre un área mayor que en cualquier otro tipo de presa.

Es así que, al realizar los cálculos para la estabilidad son más factibles por cuanto estas pueden ser sobre elevadas y reparadas en caso de sufrir daños en su estructura, sin embargo, a pesar de lo antes expuesto, las presas de tierra tienen la desventaja de sufrir daños graves, incluso ser destruidas por la erosión producida por un vertido superior a la capacidad para el aliviadero.

Después de realizar el predimensionamiento de los taludes es necesario calcular su estabilidad, esto se realiza a través de los siguientes métodos: métodos de análisis límite que permiten el cálculo de deformaciones así como el de esfuerzos, tomando en cuenta el comportamiento del material y el método de equilibrio límite el cual evalúa al talud en su estado de falla, pero siempre basándose en las consideraciones de equilibrio límite.

La finalidad de este proyecto pretende dar una alternativa de solución al problema planteado; mediante la Evaluación y Análisis de la Estabilidad de la Presa Garrapón; es por esto que se desea aportar una guía más concreta, detallada y específica de utilidad para estudiantes, profesores y toda persona que necesite desarrollar a fondo el tema o que desee realizar un proyecto, debido a que el material existente es muy complejo, por lo que, en éste se planteará: que es una presa de tierra, características, tipos, ventajas , desventajas y análisis de la estabilidad haciendo uso del Método de Bishop Simplificado por medio del Software Slide.

Delimitación

Por lo mencionado el problema de estudio de la tesis se centra en realizar La Evaluación y Análisis de la Estabilidad de una Presa determinando los criterios técnicos de diseño de acuerdo a la topografía, mecánica de suelos y requerimiento de agua para el riego de las áreas agrícolas de la Empresa Agroindustrial Casa Grande S.A.A.

Aporte del Trabajo

Este trabajo pretende realizar la Evaluación y Análisis de la Estabilidad de la Presa Garrapón, la cual capta y almacena los recursos hídricos que transporta el canal “Lache”; que toma sus aguas en el canal Caverro el cual es abastecido por una Bocatoma en el río Chicama. Para esto se realizaran estudios básicos de ingeniería.

1.1.2. Formulación del problema:

¿Cuáles son los criterios técnicos para realizar la Evaluación y Análisis de la Estabilidad de la presa Garrapón para reducir el riesgo a falla?

1.1.3. Alcance:

El alcance del proyecto es a nivel local; favorecidos con el proyecto principalmente La Empresa Agroindustrial Casa Grande y los Centros Poblados que se encuentran dentro de su radio de Influencia Agroindustrial.

1.1.4. Justificación de la investigación:

1.1.4.1. Justificación académica:

La siguiente tesis se justifica académicamente porque permitirá aplicar procedimientos y metodologías para realizar la Evaluación y el Análisis de la Estabilidad de una Presa considerando los diferentes estados de fuerzas externas que actúan en la presa como son: fuerzas hidrostáticas, supresión, sedimentación y sismo.

1.1.5. Hipótesis:

Con la determinación de los criterios técnico se podrá realizar la Evaluación y Análisis de la Estabilidad de la Presa Garrapón para reducir el riesgo de falla.

1.1.6. Objetivos:

1.1.6.1. General:

Realizar el estudio de “La Evaluación y Análisis de la Estabilidad de la Presa Garrapón del Centro Poblado Garrapón - Ascope – La Libertad”.

1.1.6.2. Específicos:

- Evaluar los Estudios básicos de Ingeniería: Topografía y Mecánica de suelos.
- Definir Características y Tipos de Presas de Tierra.
- Analizar e Interpretar el Método de Bishop Simplificado para el Cálculo de Estabilidad de Taludes.
- Aplicación del Software Slide para realizar la Evaluación y Análisis del Comportamiento Físico (Estabilidad) de la Estructura de Almacenamiento Presa Garrapón.

CAPÍTULO II:
FUNDAMENTACIÓN
TEÓRICA

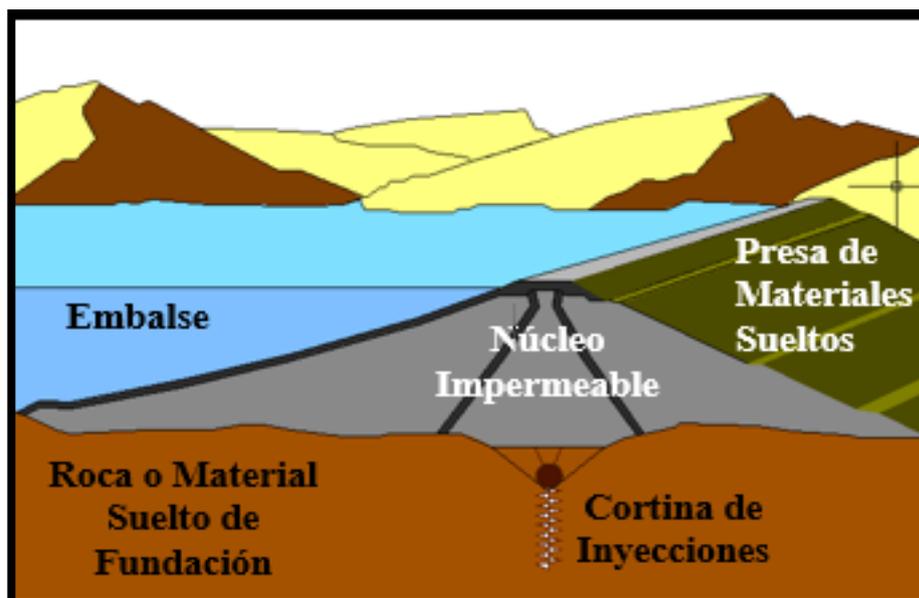
II. FUNDAMENTACIÓN TEORICA

2.1. Presas de Tierra:

Las primeras presas construidas en la historia fueron de tierra, debido principalmente a que en su construcción se utilizan materiales naturales con mínimos procesos. Además, los requisitos de cimentación para este tipo de presa son menos rigurosos que en otros casos, por lo tanto sigue predominando el empleo de presas de tierra de embalses en gran parte porque el número de emplazamientos adecuados para estructuras de hormigón va disminuyendo, debido al gran desarrollo que han tenido los aprovechamientos hidráulicos especialmente en la regiones áridas o semiáridas, en donde es fundamental el almacenamiento del agua para regadío.

Sin embargo, hoy en día los motivos principales para construir presas son concentrar el agua del río en un sitio determinado, lo que permite generar electricidad, regular el agua y dirigirla hacia canales y sistemas de abastecimiento, aumentar la profundidad de los ríos para hacerlos navegables, controlar el caudal del agua durante los períodos de inundaciones y sequía.

Figura II.1. Presa de Tierra



Fuente: Elaboración Propia

Son presas de tierra en las que materiales provistos por la naturaleza no sufren ningún proceso químico de transformación, siendo tratados y colocados mediante procedimientos de compactación propios de la mecánica de suelos. En su composición intervienen, piedras, gravas, arenas, limos y arcillas, siendo denominadas como presas de escolleras cuando más del 50 % del material está compuesto por piedra y presas de tierra cuando son materiales de granulometrías más pequeñas.

Cuando todo el material que componen las presas de materiales sueltos tiene las mismas características, se denominan homogéneas, pudiendo tratarse de materiales más o menos impermeables. O bien pueden ser heterogéneas, que son las más comunes, cuando se colocan diferentes materiales zonificados, con núcleo impermeable y materiales más permeables a medida que nos alejamos del centro de la presa. La impermeabilidad puede lograrse también mediante pantallas o diafragmas. Estas variantes pueden presentarse mediante configuraciones que se integren con distintas participaciones de las diversas características mencionadas.

Las presas de materiales sueltos son presas que están formadas por rocas o tierras sueltas sin cementar.¹ Para conseguir la impermeabilidad de la presa se construyen pantallas impermeables de arcilla, asfalto o algún material sintético. Se usan preferentemente cuando el sitio donde se apoya la presa no resiste las cargas que una presa de gravedad o arco podrían aplicarle. Se utilizan dos tipos de materiales muy diferentes; por un lado, piedra o grava suelta, muy estable, pero también muy permeable; por otro, arcilla, impermeable pero muy inestable. Lo esencial en este tipo de represas es lograr una buena impermeabilización, que se confía al macizo de represas en su totalidad o bien a un núcleo o espaldón de material impermeable; por lo que las presas de tierra que se han construido con éxito utilizan grava, arena, limo, polvo de roca y arcilla.

2.2. Características de las Presas de Tierra

La principal característica de las presas de tierras es que en su construcción se emplean los suelos naturales existentes en la zona, sin procesamiento o con un procesamiento mínimo, estas presas poseen flexibilidad necesaria como para poder ser fundadas sobre suelos comprensibles. Las cargas que transmiten a la fundación se reparten sobre un área mayor que en cualquier otro tipo de presa, por lo que se adaptan a fundaciones con baja capacidad portante donde ningún otro tipo de presa sería técnicamente factible.

Son las más utilizadas en los países subdesarrollados ya que son menos costosas y podemos encontrarla en todo el planeta y que consisten en un relleno de tierras, que aportan la resistencia necesaria para contrarrestar el empuje de las aguas.

Estas represas pueden construirse casi con cualquier material con equipo de construcción rudimentario y han sido exitosas utilizando en su composición piedras, gravas, arenas, limos y arcillas, siendo denominadas así cuando son materiales de granulometrías más pequeñas.

2.3 Tipos de Presas de Tierra

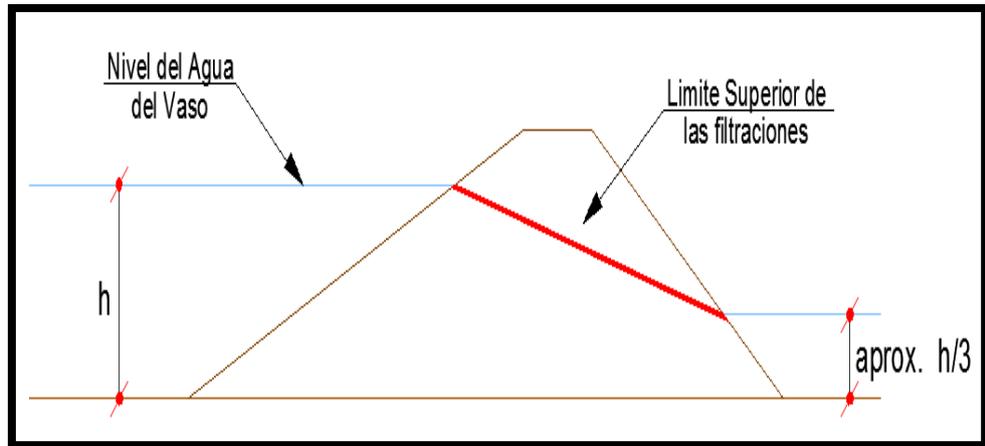
2.3.1. Presas Homogéneas

Las presas homogéneas son presas de terraplén elaborada con un material lo suficientemente estanco (arcilla, limo). Se trata de la técnica de construcción más antigua en este tipo de presas.² Están construidas con tierras de una sola calidad, generalmente apisonadas, de impermeabilidad suficiente para limitar por sí mismas el paso del agua. Suele llevar mantos de otro material como protección de los paramentos, o como filtros, sin dejar de pertenecer a esta clase, siempre que estos mantos no tengan un volumen comparable al de las tierras del cuerpo de la presa.³

El material que forma la presa debe ser suficientemente impermeable como para proporcionar una estanqueidad adecuada y los taludes, por exigencias de estabilidad, deben ser relativamente tendidos. En cualquier caso y para evitar desprendimiento deben ser suficientemente tendidos, tanto el parámetro de agua arriba, si se supone que puede producirse un desembalse rápido, como el agua abajo, para resistir los desprendimientos cuando éste saturado hasta un nivel alto.

Es inevitable que emerja la filtración del talud de agua debajo de una sección completamente homogénea a pesar de su poca pendiente y de la impermeabilidad del suelo, si se mantiene alto nivel del embalse durante un período de tiempo suficientemente largo. El paramento de agua abajo se verá afectado eventualmente por la filtración hasta una altura de aproximadamente un tercio del embalse como se muestra en la figura II.2.

Figura II.2. Presas Homogéneas



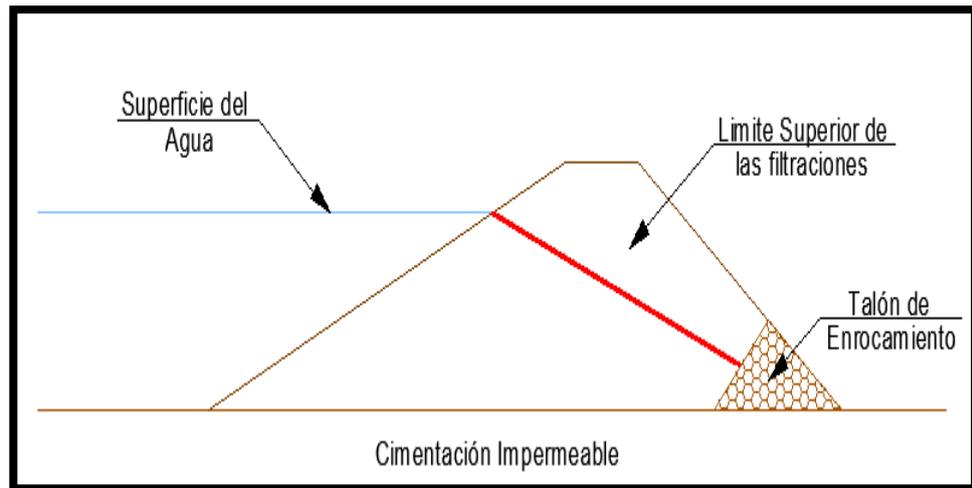
Fuente: Elaboración Propia

En proyectos de presas pequeñas, la sección puramente homogénea, ha sido sustituida por una sección modificada, la cual es el tipo más común consta de un núcleo central impermeable confinado por zonas de materiales considerablemente más permeables. Las zonas permeables confinan, soportan y protegen el núcleo impermeable; la zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad contra los rápidos desembalses, y la zona permeable aguas abajo actúa como dren para controlar el límite superior de filtración.

Para controlar con mayor eficacia las filtraciones transversales y las producidas por los desembalses, la sección debe tener, en lo posible, una permeabilidad creciente del centro hacia los taludes para hacerlos más fuertes. La sección homogénea modificada con drenaje proporciona un proyecto más idóneo, no debe emplearse para presas de embalse la sección totalmente homogénea, y debe proyectarse un filtro cuando se suponga que el embalse va a permanecer lleno durante un período de tiempo apreciable.

El tipo de presa homogénea (o bien homogénea modificada), es aplicable en lugares donde los suelos disponibles presentan poca variación en la permeabilidad y los diferentes permeables, que se pueden emplear, se encuentran en poca cantidad o a un costo más elevado. Ver figura II.3

Figura II.3. Presas Homogéneas Modificadas



Fuente: Elaboración Propia

2.3.2. Presas Heterogéneas

Las presas heterogéneas son las presas de materiales sueltos formadas por materiales diferentes, agrupados adecuadamente en distintas zonas de la presa. alguna de estas zonas deberá ser impermeable, pudiendo estar constituida por tierras o bien por una mezcla asfáltica. Los materiales son más permeables a medida que nos alejamos del núcleo de la presa.³

Se asimilarán a presas heterogéneas de tierra, aquéllas presas constituidas por una sola clase de tierras, pero en las que se colocan en los espaldones alternadas capas horizontales de drenaje, que confieren a la masa de éstos características correspondientes a un material de mucha mayor permeabilidad que el núcleo.

Las presas heterogéneas pueden ser "de tierra" o "de escollera", si bien la transición es gradual de uno a otro tipo, denominaremos a los efectos de esta instrucción "presas de escollera" a aquéllas en que las zonas formadas exclusivamente de elementos gruesos de roca constituyen un conjunto de permeabilidad ilimitada y ocupen más de dos tercios de la sección del cuerpo de la presa.

Son en las que el cuerpo se compone de dos o más clases de suelos, estas son las más comunes, cuando se colocan diferentes materiales zonificados, con núcleo impermeable y materiales más permeables a medida que nos alejamos del centro de la presa.³

Las más utilizadas en los países subdesarrollados ya que son menos costosas y suponen el 77% de las que podemos encontrar en todo el planeta. Son aquellas que consisten en un relleno de tierras, que aportan la resistencia necesaria para contrarrestar el empuje de las aguas.

Los materiales más utilizados en su construcción son piedras, gravas, arenas, limos y arcillas aunque dentro de todos estos los que más destacan son las piedras y las gravas.

Éste tipo de presas tienen componentes muy permeables, por lo que es necesario añadirles un elemento impermeabilizante. Además, estas estructuras resisten siempre por gravedad, pues la débil cohesión de sus materiales no les permite transmitir los empujes del agua al terreno. Este elemento puede ser arcilla (en cuyo caso siempre se ubica en el corazón del relleno) o bien una pantalla de hormigón, la cual se puede construir también en el centro del relleno o bien aguas arriba.

La presa heterogénea es considerada como un dique heterogéneo si la anchura horizontal de la zona impermeable, en cualquier punto, es igual o mayor que la altura de terraplén sobre ese punto de la presa, y no menor de 3 metros. La anchura máxima de la zona impermeable, vendrá condicionada por criterios de estabilidad y filtración, así como por las disponibilidades de material.

Una presa con núcleo impermeable de anchura moderada compuesto de materiales resistentes y con grandes capas permeables, pueden tener unos taludes externos relativamente pendientes, limitados únicamente por la resistencia de los cimientos, la estabilidad del dique y por consideraciones relativas a su conservación. Las condiciones que tienden a aumentar la estabilidad pueden ser decisivas en la elección de una sección, incluso aun cuando sea necesario un transporte más largo para obtener los materiales requeridos.

Las presas de tierras no soportan ser sobrepasadas por una crecida. Por ello es necesario, basándose en el conocimiento del comportamiento histórico del río, efectuar una predicción de la forma en que se deberá operar el embalse formado, para evitar que en toda la vida de la obra sea sobrepasada por ninguna crecida.

Es importante destacar que los suelos gruesos (permeables) deben ser capaces de retener los suelos finos (impermeables, semipermeables) que están en contactos con ellos, para evitar que por efecto del flujo se produzcan el arrastre de las partículas de los segundos a través de los vacíos de los primeros, dando origen a una erosión regresiva o tubificación que terminaría por destruir la presa. Las presas heterogéneas a su vez se dividen según la colocación del elemento anti filtrante, de la siguiente manera:

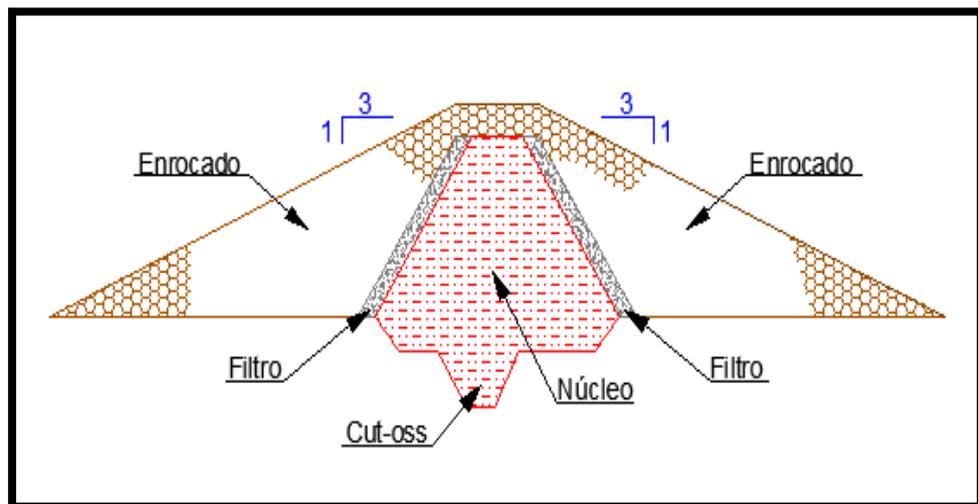
2.3.2.1. Presas con Núcleo Ancho

La sección de una presa zonificada con núcleo ancho representa una notable evolución para el empleo de materiales diferenciados. En ambos parámetros se coloca una capa de materiales permeables (grava o roca) que aguas abajo protegen el núcleo como un filtro, bajando rápidamente la línea piezométrica de las filtraciones y aguas arriba forman un contrapeso y una zona de drenaje que reduce la presión intersticial en caso de Draw-Down o sea de un rápido descenso del nivel de agua en el reservorio.

La pendiente típica de los paramentos es de 3:1 o sea, que este tipo de presa requiere menor volumen de material y permite el empleo de una gama más grande de materiales locales. Otra ventaja es la gran superficie de contacto entre el núcleo y las hombreras y el núcleo y la cimentación.

En clima lluvioso o con temporada de lluvia muy extensa, la presa a núcleo ancho presenta la desventaja que la construcción del núcleo es aguantada o paralizada durante los períodos de lluvia mientras que las partes en enrocado pueden ser continuadas desfasando los programas constructivos. La presencia de zonas de trabajo diferenciadas es una desventaja para las pequeñas presas mientras que es ventajosa para las obras de gran envergadura.

Figura II.4. Presa Heterogénea con Núcleo Ancho



Fuente: Elaboración Propia

2.3.2.2. Presas con Núcleo Delgado

Desarrollando la técnica de la compactación de la arcilla y paralelamente las maquinas operadoras, se han obtenido mayores grados de impermeabilidad y se ha visto la posibilidad de reducir el espesor del núcleo. Este tipo de presa resulta más económico. La formación de capas de arcilla compactada es casi siempre más costosa que vaciar piedras.

Es la sección actualmente más utilizada por las grandes ventajas que presenta:

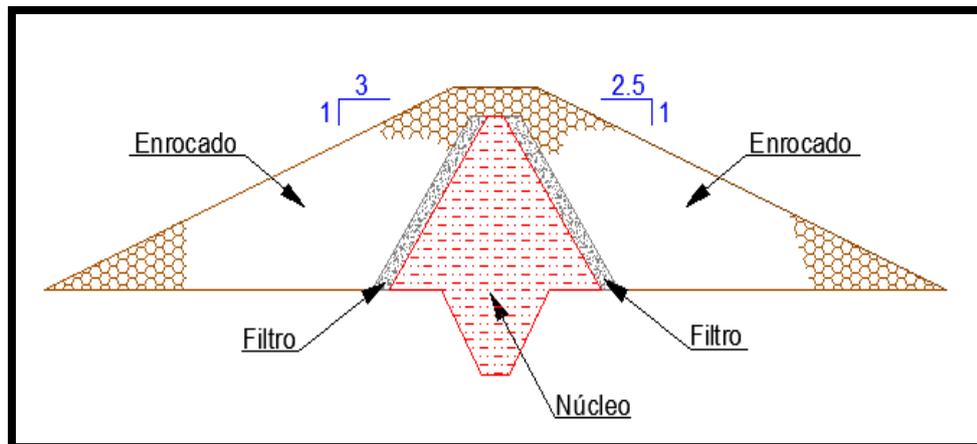
- Volumen de materiales reducido en aguas abajo.
- Fuerte resistencia mecánica que permita grandes alturas.
- Posibilidad de construcción casi independiente de las condiciones climáticas.
- Ausencia de problemas de presión intersticial y de Draw-Down.

La pequeña área de contacto entre núcleo y hombreras y entre núcleo y cimentación, bien como los fuertes gradientes de presión en el núcleo son las desventajas de este tipo de presa, que de todos modos pueden ser eliminadas con cuidadosos estudios y buena ejecución de los filtros.

Un punto de especial importancia es el espesor mínimo del núcleo que debe ser proporcionado a la altura. Generalmente se adopta el espesor de $0.3H$ a $0.5H$ y solamente en casos especiales de utilizar buenos materiales pueden ser reducidos a $0.2H$.

Otro aspecto delicado de este tipo de presa, especialmente en zonas sísmicas, son los asentamientos diferenciales entre núcleo y filtro, debido a la diferente deformabilidad de los materiales, con peligro de fisuraciones en el núcleo.

Figura II.5. Presa Heterogénea con Núcleo Delgado



Fuente: Elaboración Propia

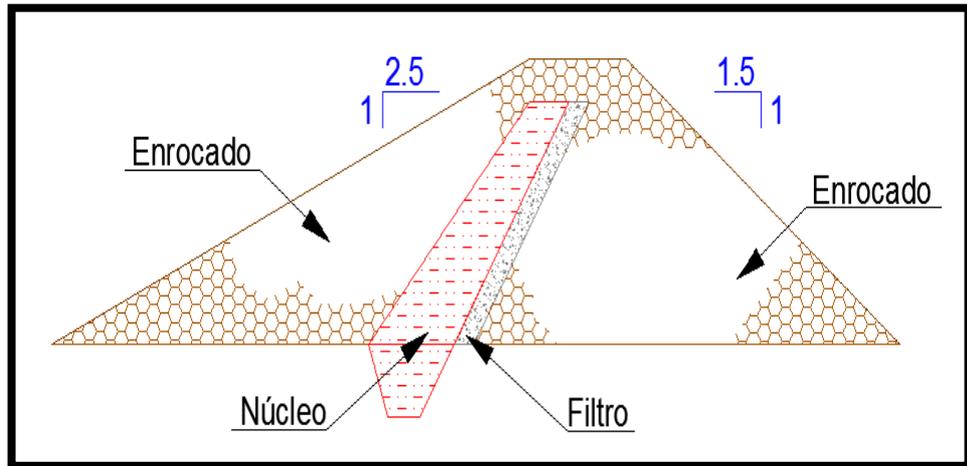
2.3.2.3. Presas con Núcleo Inclinado

Una modificación de las presas con núcleo central delgado, desarrollado recientemente especialmente en los Estados Unidos es la sección con núcleo inclinado que puede ser empleado donde se encuentran grandes cantidades de arcilla, pero se dispone de roca de buena calidad.

El núcleo impermeable inclinado descarga mejor el empuje hidrostático sobre la cimentación reduciendo la función de soporte del espaldón de aguas abajo que puede tener un volumen mínimo. También aguas arriba del núcleo se coloca el mínimo volumen de enrocado, necesario para su protección. La pendiente de los parámetros de aguas abajo y de aguas arriba son reducidas con respecto a los parámetros de otras secciones con la misma altura resultando también una reducción del volumen de material.

Las desventajas principales son la mayor longitud de la línea de contacto núcleo-cimentación y de la cortina de inyecciones que pueden ser determinante en la zona de rocas no buena. También la construcción del núcleo inclinado es más dificultosa. Por lo que se refiere al diseño y a la ejecución de los filtros deben ser cuidadosamente ejecutados, siendo la parte más delicada de la estructura.

Figura II.6. Presa Heterogénea con Núcleo Inclinado



Fuente: Elaboración Propia

2.3.2.4. Presas con Manto Impermeable

Examinando la evolución de las presas zonificadas se observa que la tendencia se debe reducir, en lo posible, a la cantidad de material impermeable, siempre difícil de encontrar y poner en obra. Con el manto impermeable se ha eliminado el núcleo de arcilla aprovechando al máximo las ventajas de la selección con núcleo impermeable inclinado.

Los materiales empleados para obtener el manto apoyado al parámetro de aguas arriba son varios, tales como: hormigón armado, concreto asfáltico, planchas metálicas, láminas plásticas, madera, etc. La elección depende evidentemente del tamaño de la obra, de la disponibilidad del material, del costo y de la durabilidad, en función de las condiciones ambientales.

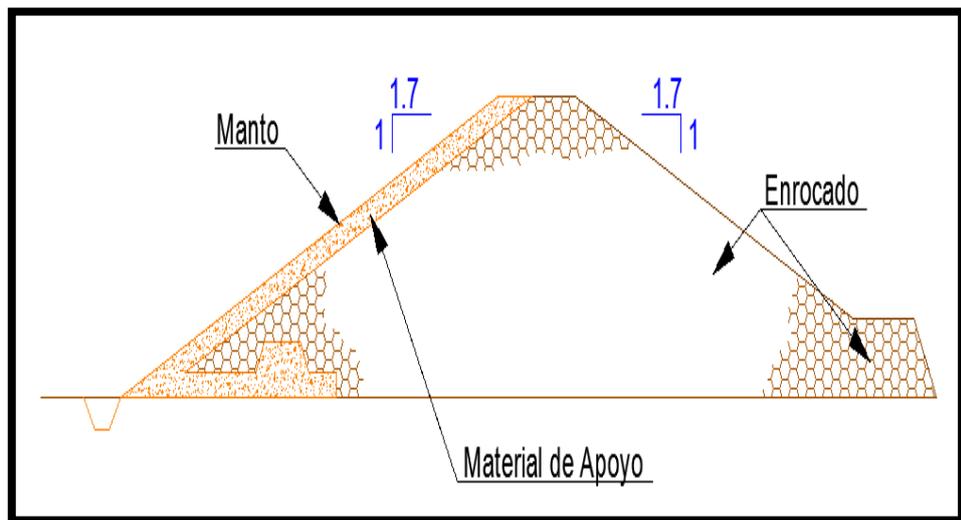
El empleo típico de estas soluciones es en la zona donde faltan materiales finos para realizar el núcleo impermeable, como por ejemplo: la presa de Aguada Blanca, en el sur del Perú en cuyos alrededores los únicos materiales finos son cenizas volcánicas y arena finísima de erosión eólica.

Las ventajas de estas presas es que son estructurales y económicas como las presas con núcleos inclinados; se llegan al mínimo volumen de enrocado y a la eliminación total de las presiones intersticiales en el cuerpo de la presa.

Además de las desventajas presentadas por las presas con núcleo inclinado se necesita realizar una estructura adecuada, generalmente en hormigón para anclar el manto a la cimentación y se necesita vaciar completamente el reservorio para inspeccionar y hacer mantenimiento al manto.

Del comportamiento de presas de este tipo se ha visto que lo más aconsejable son los mantos más flexibles; o sea, en concreto asfáltico o metálico. La solución en hormigón es siempre demasiado rígida respecto al cuerpo en enrocado y las placas se deforman, se fisuran y se dislocan con mucha facilidad.

Figura II.7. Presa Heterogénea con Manto Impermeable



Fuente: Elaboración Propia

2.4.- Ventajas de las Presas de Tierra.

2.4.1. Ventajas de las Presas Homogéneas:

- 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.

2.4.2. Ventajas de las Presas Heterogéneas:

- Los taludes son 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.
- Gran superficie de contacto entre el núcleo y las hombreras y el núcleo y la cimentación.
- Reducción del volumen de los materiales
- En las de núcleo delgado la construcción es casi independiente de las condiciones climáticas
- Ausencia de problemas de presión intersticial y de Draw – Down en las de núcleo delgado.
- En las Heterogéneas con núcleo inclinado la pendiente de los parámetros de aguas abajo y aguas arriba son reducidas.

2.5. Desventajas de las Presa de Tierra.

2.5.1. 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 demasiada baja en la zona de Draw-Down.
- Se requiere protección de los Taludes

2.5.2. Desventajas de las Presas Heterogéneas:

- Se requieren diferentes equipos para hacer la compactación de la zona.
- Se necesitan diferentes áreas de préstamo y almacenamiento
- El núcleo puede quebrarse si es muy esbelto y presentarse discontinuidades.
- Si la presa es de núcleo ancho su construcción en temporadas de lluvia es paralizada.
- En las heterogéneas con núcleo inclinado la longitud es mayor de la línea del contacto núcleo –cimentación.
- La construcción del núcleo inclinado es muy dificultosa.

2.6. Estabilidad de Taludes en Presas de Tierra:

La estabilidad de los taludes de una presa se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes ya que la falla se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie de corte. El análisis de estabilidad de la presa consiste en determinar la estabilidad de sus taludes aguas arriba y aguas abajo. Se hace por unidad de longitud de talud. Este es un proceso de tanteos en que se suponen diferentes condiciones de carga a que puede estar sometida la presa.

Las fuerzas que producen el movimiento de la masa que constituye el talud son: Fuerzas de gravedad, fuerzas sísmicas, acción del oleaje, del hielo y sobrecargas.

Las fuerzas que se oponen al movimiento son las debidas a los parámetros de resistencia del suelo que constituye el terraplén: cohesión y fricción interna del material.

La resistencia al esfuerzo cortante se obtiene por la Ecuación de Mohr - Coulomb ⁴ (En presiones Efectivas):

$$\tau = \sigma \tan (\phi)+c \quad \dots \text{Ec. II.1}$$

Donde:

τ = es el esfuerzo cortante.

σ = es la tensión de normal.

c = es la intersección de la línea de fallo con el eje de τ , llamada **cohesión**.

ϕ = es la pendiente del ángulo de la envolvente, también llamado el **ángulo de rozamiento interno**.

$$\sigma' = \sigma + \mu \quad \dots \text{Ec. II.2}$$

σ' = es la tensión de normal.

μ = presión del agua en los poros, determinada por medio de piezómetros, red de lujo, teorías de consolidación.

Las anteriores ecuaciones indican que la resistencia al esfuerzo cortante se reduce por la presencia del agua. En un principio las cargas son absorbidas por el agua pero si se da tiempo a que el material consolide, la presión de poro se disipa y empieza a actuar el suelo.

El análisis de estabilidad se puede hacer considerando esfuerzos efectivos o totales.

*El análisis de las presiones efectivas se usa para chequear el comportamiento a largo plazo de la presa dando lugar a que el exceso de presión de poros se disipe; en este análisis se tiene en cuenta ϕ y C .

*El análisis de presiones totales se usa para cargas aplicadas súbitamente siempre y cuando:

- El llenado del terraplén se hace sobre suelo impermeable saturado.
- Después de un desembalse rápido en suelos impermeables saturados.
- Después de una excavación en suelos impermeables saturados.

Si el suelo es permeable, el agua sale y la presión de poros se disipa rápidamente. El análisis por presiones totales se aplica más a suelos impermeables por lo que se puede asumir $\phi = 0$ y $\tau = C$.

2.6.1- Movimiento del terreno

La forma de clasificar los distintos movimientos de masas de tierra depende si se trata de suelos o rocas. Por otra parte, en estas clasificaciones se considera el mecanismo y tipo de rotura, conjuntamente con otros aspectos, tales como el contenido de agua en el terreno, la velocidad y magnitud del movimiento, entre otros.

Los tipos de movimientos se pueden clasificar en: deslizamientos, flujos y desprendimientos.⁵

2.6.1.1- Deslizamientos

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.

2.6.1.2.- Flujos

Otros movimientos del terreno corresponden a los flujos, los cuales tienen la apariencia de un líquido viscoso y que pueden ser de carácter seco o húmedo. La diferencia entre ambos radica en la cantidad de agua presente en la masa de suelo, la clara definición de la superficie de rotura, el tipo de suelo y el factor desencadenante.

Los flujos pueden ser consecuencia de deslizamientos o ser inducidos por desprendimientos. Junto con los deslizamientos son los movimientos de masas más extendidos, al afectar a muy diversos tipos de materiales.

2.6.1.3.- Desprendimientos

Corresponden a caídas libres muy rápidas de bloques o masas rocosas desintegradas o descompuestas. Dentro de los factores desencadenantes se encuentran: la erosión y pérdida de apoyo de los bloques previamente sueltos, el agua en las discontinuidades y grietas, y los movimientos sísmicos, entre otros.

Los diferentes tipos de movimientos del terreno antes clasificados y definidos, tienen su origen en factores naturales y/o humanos, por lo que la aparición de uno o más de ellos influirá decisivamente en la disminución o pérdida de la resistencia al corte de los taludes.

Dentro de los factores naturales se encuentran: el agua, el hielo, la nieve, la sismicidad, el vulcanismo, la cubierta vegetal y la subsidencia regional. Mientras que, dentro de los factores humanos, se pueden mencionar: las excavaciones, las voladuras y las sobrecargas. Todos estos aspectos se deben tener en cuenta al momento de estudiar la estabilidad de un talud natural.

2.6.2.- Superficies de falla

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

Generalmente, se asume un gran número de superficies de falla para encontrar la superficie de falla con el valor mínimo de factor de seguridad, la cual se denomina “superficie crítica de falla”. Esta superficie crítica de falla es la superficie más probable para que se produzca el deslizamiento; no obstante, pueden existir otras superficies de falla con factores de seguridad ligeramente mayores, los cuales también se requiere tener en cuenta para el análisis.

La clasificación de tipos de rotura de taludes está basada en el reconocimiento de los factores geológicos que condicionan la falla. Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada.

Sin embargo, existen ciertos patrones que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales de rotura, lo cual permite el tratamiento del talud para eliminar o reducir a un mínimo el riesgo de fallamiento.⁶

Los tipos de Rotura en Taludes se pueden clasificar en:

- Rotura y/o falla circular.
- Rotura y/o falla planar.

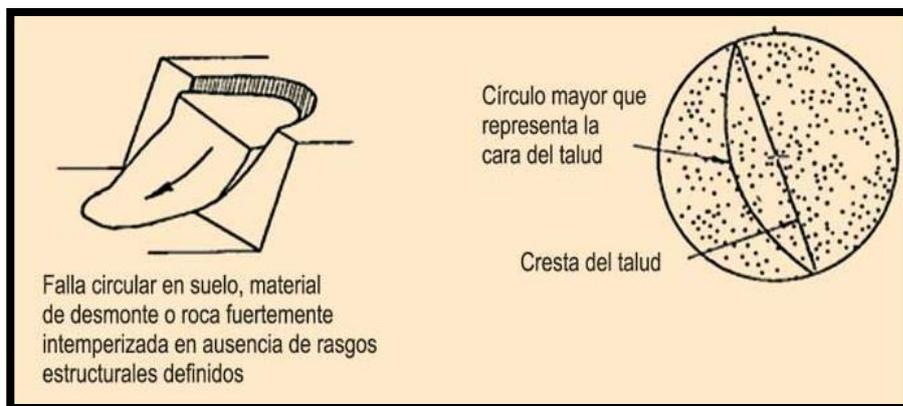
2.6.2.1.- Rotura o Falla Circular

Se llama rotura circular a aquella en la que la superficie de deslizamiento es asimilable a una superficie cilíndrica cuya sección transversal se asemeja a un arco de círculo.⁶

Este tipo de rotura se suele producir en terrenos homogéneos, ya sea suelos o rocas altamente fracturadas, sin direcciones preferenciales de deslizamiento, en los que además ha de cumplirse la condición de que el tamaño de las partículas de suelo o roca sea muy pequeño en comparación con el tamaño del talud.

Él método más utilizado para resolver el cálculo de estabilidad por rotura circular es el de las dovelas o rebanadas, que es bastante laborioso, por lo que se suele realizar ayudándose de programas de ordenador.

Figura II.8 Rotura o Falla Circular



Fuente: <http://www.mineriaonline.com.pe>

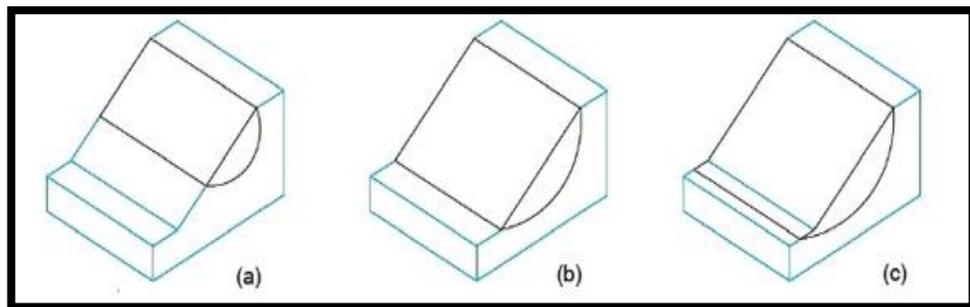
2.6.2.1.1.- Superficie de Rotura en un Deslizamiento Rotacional

Un deslizamiento rotacional es aquel en que la superficie de rotura es cóncava hacia arriba, por lo que el movimiento resultante se desarrolla en función de un eje de giro paralelo al plano de falla y transversal a la dirección de avance del suelo. Durante su desarrollo es posible observar una serie de grietas concéntricas y cóncavas, ubicadas en la dirección del movimiento.

En los deslizamientos el movimiento de la masa es el resultado de una falla de corte a lo largo de una o varias superficies. Se presenta en materiales con comportamiento elástico o semi elástico. El tipo de superficie de deslizamiento por la cual se produce la falla depende, básicamente, del ángulo de inclinación del talud, de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno del suelo.

Figura II.9 Tipos de Superficies de Fallas en Deslizamientos Rotacionales

(a) Círculo de talud (b) Círculo de pie (c) Círculo profundo.



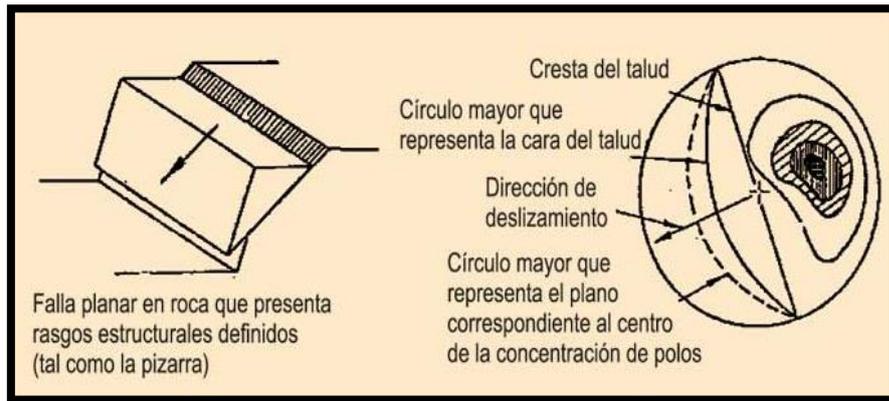
Fuente: Elaboración Propia

2.6.2.2.- Rotura o Falla Planar

Se llama rotura planar o plana a aquella en la que el deslizamiento se produce a través de una única superficie plana. Es la más sencilla de las formas de rotura posibles y se produce cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud.⁶

Frecuentemente se trata de fallas que interceptan al talud. También puede producirse en terrenos granulares en los que, entre dos terrenos de buenas características resistentes, se intercala un estrato de poco espesor de material con menos resistencia.

Figura II.10 Rotura o Falla Planar



Fuente: <http://www.mineriaonline.com.pe>

2.6.3.- Factor de seguridad

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, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla :⁷

$$FS = \frac{\text{Resistencia al cortante Disponible}}{\text{Esfuerzo cortante actuante}}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$FS = \frac{\text{Momento Resistente Disponible}}{\text{Momento actuante}}$$

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilístico. La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie.

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del factor de seguridad.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos. (Jaime Suarez, 2002).

$$FS = \frac{\sum \text{Resistencias disponibles al Cortante}}{\sum \text{Esfuerzo al Cortante}}$$

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes Disponibles}}{\sum \text{Momentos Actuantes}}$$

En el análisis de la estabilidad de los taludes se debe utilizar adecuados factores de seguridad que permitan obtener un diseño correcto en cada caso.

Cuadro II.1. Factores de Seguridad Mínimos Aceptables Empleando el Método de Equilibrio Límite.

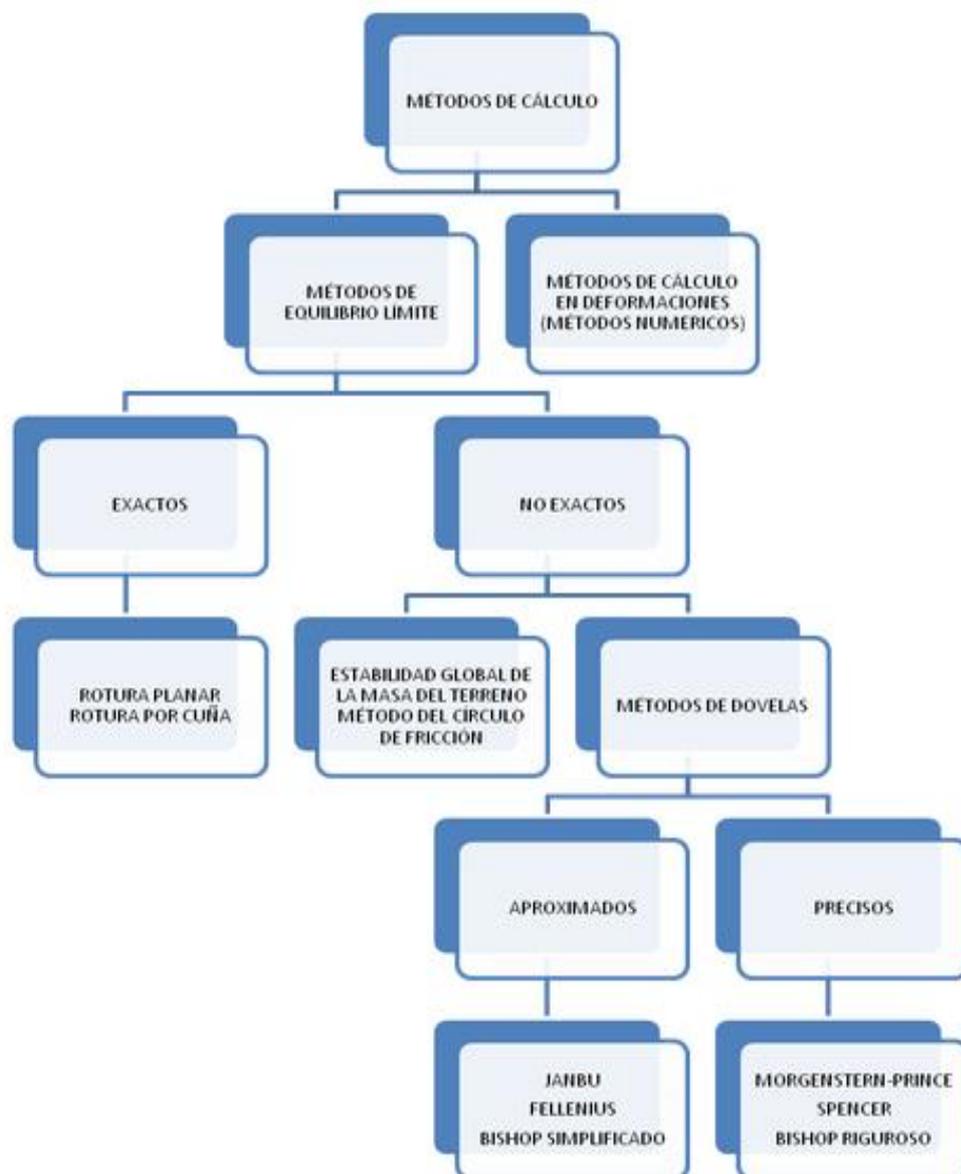
Condición	Estándar	Criterios de Seguridad
1.-Condiciones Estáticas	Factores de Seguridad de Método de Equilibrio Límite.	Fs=1.30 ,al final de la construcción de la presa(taludes de aguas arriba y aguas abajo) Fs=1.50 ,para el estado estacionario del nivel de agua en el embalse (taludes de aguas arriba y aguas abajo)
2.-Sismico sobre Condiciones Pseudo-Estáticas.	Pérdida de Estabilidad.	Fs=1.00 , para influencias sismicas.

Fuente: US Corps of Engineers

2.6.4. Métodos para el Cálculo de Estabilidad en Presas de Tierra

Los métodos de cálculo para el análisis de estabilidad de taludes pueden clasificarse en dos grupos: métodos de cálculo en deformaciones (métodos numéricos) y métodos de equilibrio límite.⁸

Figura II.11. Métodos de Cálculo para Estabilidad de Taludes



Fuente: Elaboración Propia

2.6.4.1. Métodos de Equilibrio Límite

Los métodos de equilibrio límite para el cálculo de estabilidad de taludes son los más utilizados en la práctica común, debido a su sencillez, y porque el valor del coeficiente de seguridad obtenido no dista demasiado del valor real.

El método del equilibrio límite establece que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura. De esta forma, se interpreta que la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto a la masa inferior, produciéndose, así, la rotura del terreno.

Los problemas de estabilidad de taludes son estáticamente indeterminados, y para su resolución es preciso considerar una serie de hipótesis de partida diferentes según los métodos. Con dichas condiciones, se establecen las ecuaciones de equilibrio entre las fuerzas que inducen el deslizamiento y las resistentes. Los análisis proporcionan el valor del FS del talud para la superficie analizada, referido al equilibrio estricto o límite entre las fuerzas que actúan.

Una vez evaluado el FS de la superficie supuesta, es necesario analizar otras superficies de rotura, cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que tenga el menor FS, la cual se admite como SPF del talud y dicho FS como el correspondiente al talud en cuestión.

En general, este tipo de método considera las siguientes hipótesis:

- El FS asociado a un determinado talud, es constante para toda la superficie de falla
- La resistencia al corte del suelo estudiado satisface el criterio de Mohr - Coulomb,
- Al momento de la falla la resistencia al corte del suelo se desarrolla con una magnitud constante en toda la superficie de rotura.

Se pueden clasificar a su vez en dos grandes grupos: Métodos Exactos y Métodos Aproximados

2.6.4.1.1.- Métodos Exactos

La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas.

2.6.4.1.2 Métodos no Exactos

En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

2.6.4.1.2.1.-Método de Dovelas o Rebanadas

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

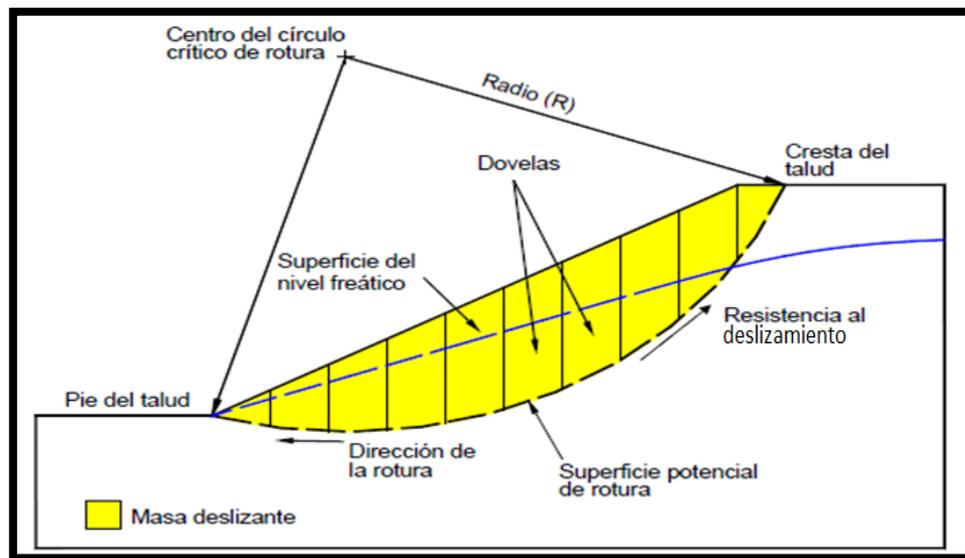
Los métodos empleados para calcular el factor de seguridad para cualquier superficie de deslizamiento de prueba deberían tomar en cuenta los cambios en la resistencia al corte y en la presión variable de agua de poros a lo largo de la superficie de deslizamiento potencial.

Los cambios en los parámetros de resistencia y en las condiciones de presión de agua de poros pueden ser tomados en cuenta por procedimiento general conocido como método de “tajadas” o de dovelas. En este método, se escoge una superficie de prueba y la masa potencial de deslizamiento se divide en un número de tajadas verticales.

Cada tajada es influida por su propio peso que produce deslizamiento y fuerzas normales sobre los límites verticales, y cizallamiento y fuerzas normales a lo largo de su base.

Se asume que el corte y los esfuerzos normales sobre la base de cada tajada dependen sólo del peso de la tajada y de la presión de agua de poros en su base. Si la masa de deslizamiento potencial es dividida en tajadas de ancho unitario, las fuerzas sobre la base de cada tajada serán numéricamente iguales a los esfuerzos sobre la base de la tajada.

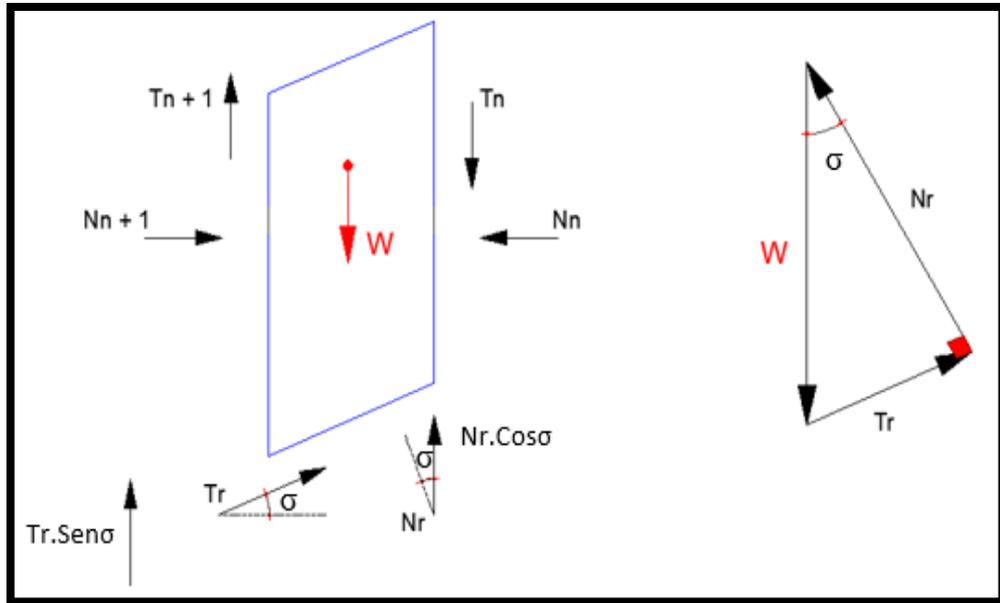
Figura II.12. Método de las Dovelas o Rebanadas



Fuente: Elaboración Propia

Figura II.13. Aplicación del Método de Dovelas o Rebanadas

Para cualquier tajada se tiene:



Fuente: Elaboración Propia.

$$Tr = C + (N-U) \text{Tang } \alpha \quad \dots \text{ Ec. II.3}$$

Donde:

W = Peso total de cada tajada.

U = Fuerza total intersticial en la mitad de la tajada y sobre la superficie de deslizamiento (presión de poros).

C = Fuerza total por cohesión activa paralela a la base de la tajada en la superficie de deslizamiento.

N = Fuerza normal total que actúa en el centro de cada tajada.

Tr = Fuerza total que produce el movimiento de falla.

Nota: El ángulo α es acumulado desde la vertical y es igual al ángulo que forma la tangente en la mitad de la tajada con la horizontal. Las tajadas con α negativo (sentido contrario a las agujas del reloj) favorecen la estabilidad, ya que oponen resistencia al movimiento.

Resultando la siguiente expresión para el factor de seguridad:

$$F = \frac{C+(N-U)\text{Tang } \varphi}{T} \quad \dots \text{ Ec. II.4}$$

Los métodos de las dovelas o rebanas pueden clasificarse en dos grupos:

2.6.4.1.2.1.1.- Métodos Aproximados:

No cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo los métodos de Fellenius, Janbú y Bishop simplificado.

2.6.4.1.2.1.2.- Métodos Precisos

Cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo Morgenstern – Prince, Spencer y Bishop Riguroso.

2.6.5.-Análisis en Zonas Sísmicas

Cuando ocurre un evento sísmico, los taludes se ven sometidos a las siguientes acciones:

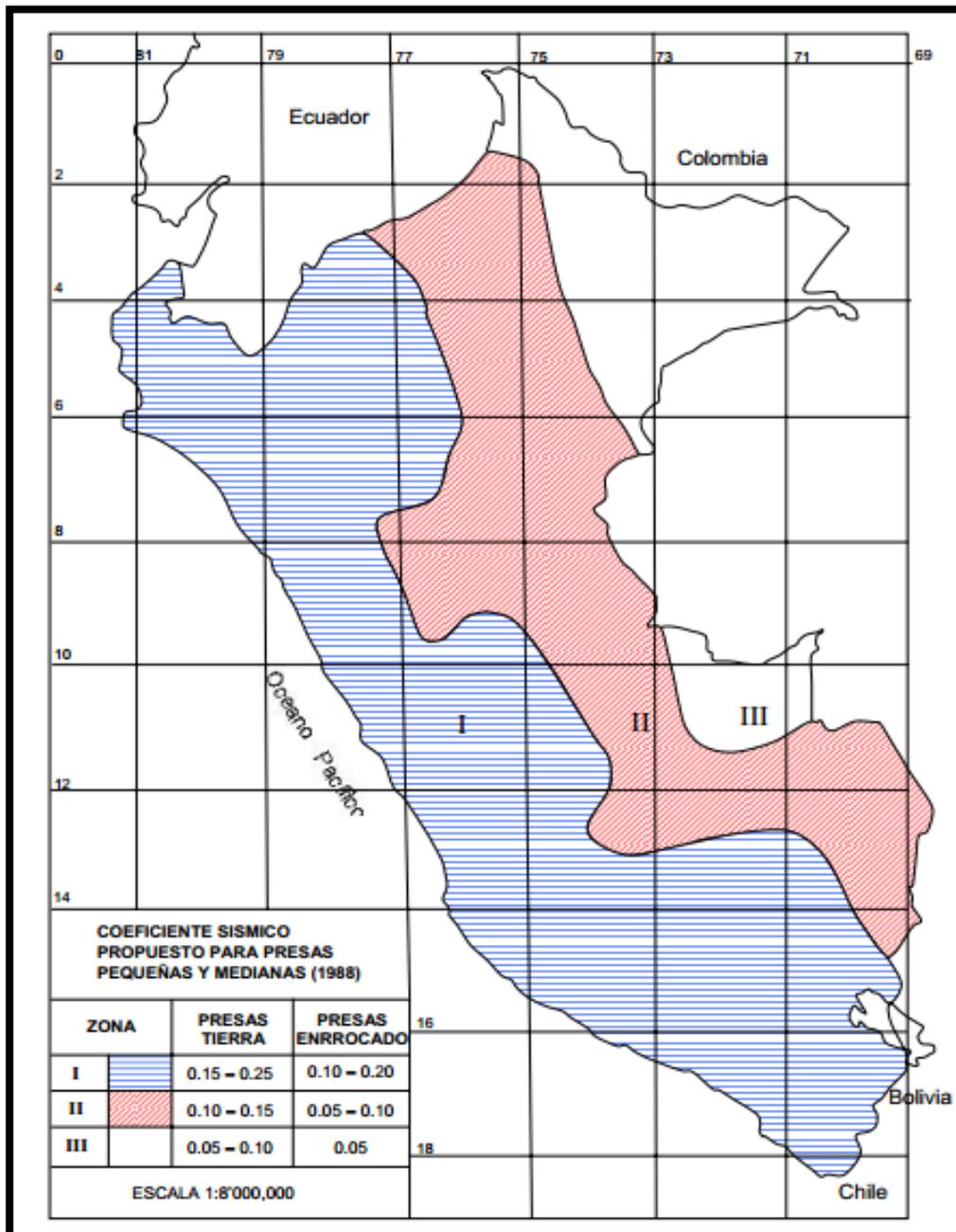
- Amplificación de la señal sísmica por efecto del relieve
- Fuerzas de inercia inducidas por las masas propias.
- Cambio en los parámetros geotécnicos que caracterizan a los materiales; que constituyen el talud.

2.6.5.1.- Método Pseudo – Estático ⁹

En este método se emplea el cálculo del factor de seguridad de la estabilidad de taludes por equilibrio límite se considera la influencia de un evento sísmico adicionando un coeficiente lateral sísmico; la intervención del sismo se da a través de la fuerza sísmica, a la cual se le considera como una fuerza horizontal que actúa sobre la masa de suelo inestable, cuya magnitud es calculada al multiplicar el peso de dicha masa por un factor, denominado coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico dependerá del tipo de sismicidad de la zona. Los valores recomendados en análisis de estabilidad de taludes, cuando se utilizan los métodos de equilibrio límite basado en la mecánica del cuerpo rígido, se muestran a continuación para el Perú:

Figura II.14. Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú



Fuente: Ruesta, ET AL (1988)

CAPÍTULO III:
MATERIALES Y
MÉTODOS

III. MATERIAL Y MÉTODOS

3.1. Características de la Cuenca del Río Chicama:

3.1.1.- Ubicación Política

El Valle Chicama en toda su extensión comprende políticamente la provincia Gran Chimú y parte de las provincias de Ascope, Otuzco y Santiago de Chuco en el departamento de La Libertad con un 80.6% y parte de las provincias de Cajamarca y Contumazá en el departamento de Cajamarca con un 19.4%. En el Cuadro N° 01, se muestra el ámbito geopolítico de la cuenca del río Chicama

Cuadro III.1. Ámbito Geopolítico de la Cuenca del Río Chicama

AMBITO GEOPOLITICO					
DEPARTAMENTO		PROVINCIA		DISTRITO	
NOMBRE	%	NOMBRE	%	NOMBRE	%
L A L I B E R T A D	18.2	ASCOPE	85.7	CASA GRANDE	65.8
				ASCOPE	100
				RAZURI	78.5
				CHCAMA	90.2
				P AJAN	100
				CHOCOPE	100
				MAGDALENA DE CAO	100
		SANTIAGO DE CAO	100		
		GRAN CHIMU	99.9	CASCAS	100
				SAYAPULLO	100
				LUCMA	100
				COMPIN	100
		OTUZCO	52.5	HUARANCHAL	100
				USQUIL	93.1
OTUZCO	37				
CHARAT	100				
SANSICAP	33.5				
SANTIAGO DE CHUCO	1.9	QUIRUVILCA	9		
CAJAMARCA	3.5	CAJAMARCA	17.5	COSPAN	94.3
		CONTUMAZA	30.3	GUZMANGO	100
				CONTUMAZA	19.9
				SAN BENITO	104.4

Fuente: Administración Local de Agua Chicama

3.1.2.- Ubicación Geográfica

La Cuenca del río Chicama se encuentra en el Norte de la Costa del Perú y forma parte de la Cordillera Negra y la Vertiente Occidental de los Andes; se ubica en el departamento de La Libertad, aproximadamente entre los paralelos 7°21' y 8°01' de Latitud Sur y los meridianos 78°16' y 79°27' de Longitud Oeste de Greenwich.

Cuadro III.2. Sectorización del Valle Chicama

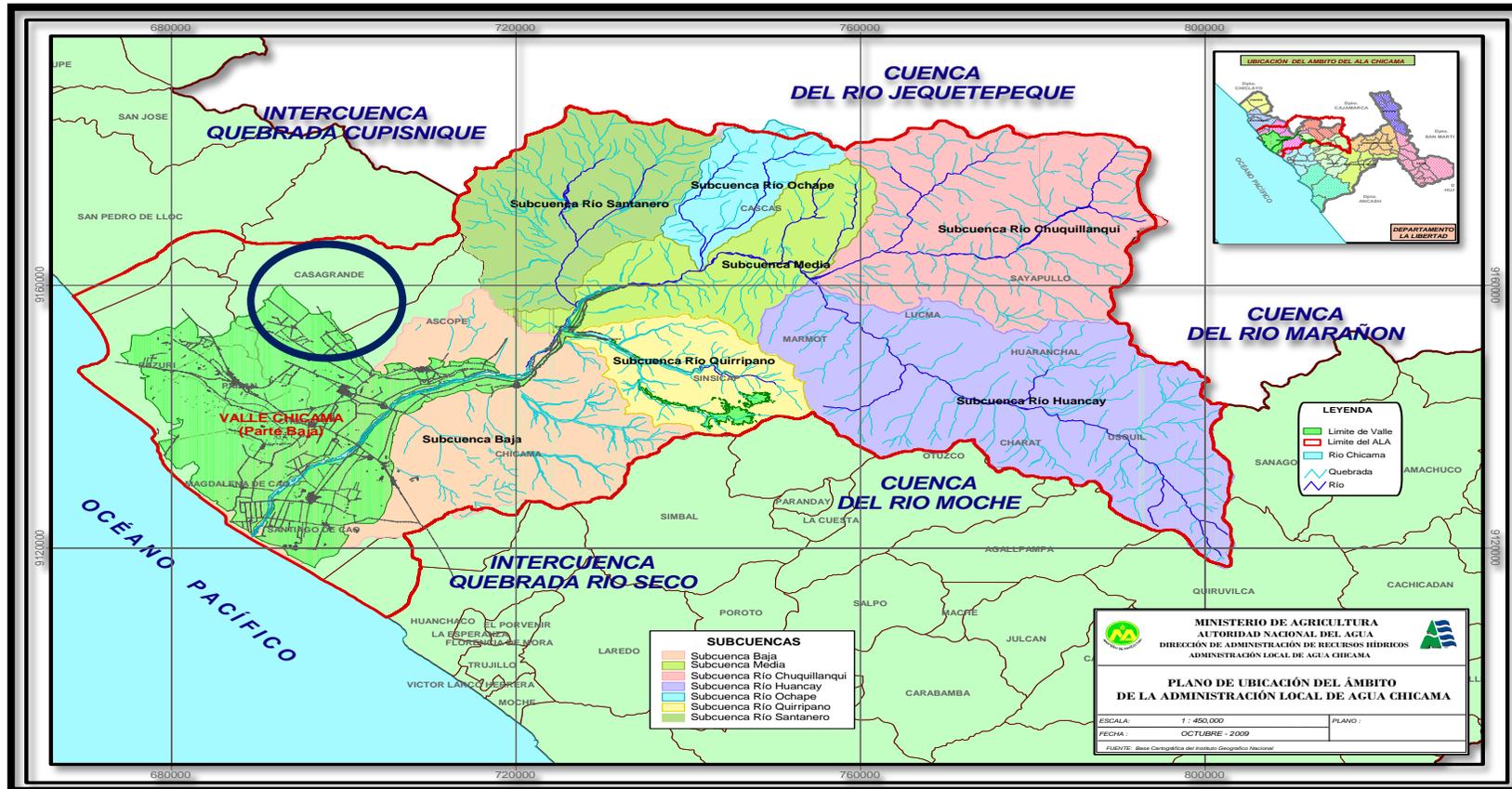
SECTORES	SUB SECTORES	COMISIONES DE USUARIOS
ASCOPE	Tesoro	ASCOPE
	Ascope	
	Facalá	
PAIJAN	Paiján	PAIJAN
	La Pampa	LA PAMPA
CHOCOPE	Yalpa	MAGDALENA DE CAO Y YALPA
	Magdalena	
SANTIAGO DE CAO	Chiclín – Chiquitoy	SANTIAGO DE CAO
	Cartavio – Pongochongo	
SAUSAL	Pampas de Jaguey	SAUSAL
	Salinar – Quemazón	
	Chicama	

Fuente: Estudio Hidrológico Ala Chicama

3.1.3.-Descripción de la Cuenca

Geográficamente, la cuenca limita, por el Norte, con la cuenca del río Jequetepeque; por el Sur, con las cuencas del río Moche y de la Quebrada del río Seco; por el Sureste, con la cuenca del río Santa; por el Oeste, con el Océano Pacífico y, por el Este, con la cuenca del río Marañón. La cuenca del río Chicama tiene una superficie de 2,542.37 Km².

Figura III.1. Ubicación de las Sub Cuencas en la Región La Libertad.



Fuente: Administración local de aguas Chicama

3.1.4.- Sub Cuencas Tributarias

3.1.4.1.- Subcuenca Río Huancay

Nace en las proximidades de la mina Callacuyan a 4200 m.s.n.m. en el río Perejil nombre que se le da al río Huancay en su nacimiento- y se unen con el río Huacamochal en la localidad de Coina a partir del cual se denomina río Huancay. El río Huancay recibe aportes -de menor importancia que el Perejil- primero en la margen izquierda del riachuelo Charat, luego por su margen derecha del riachuelo Huaranchal, seguido en su margen izquierda del río Succhabamba y finalmente en su margen derecha del riachuelo Lucma.

3.1.4.2.- Subcuenca Río Chuquillanqui

Nace en el riachuelo de Huaycot a 4000 m.s.n.m. y continúa su recorrido por el río San Jorge hasta la confluencia con el río Cospan a la altura de los Baños Chimú. A partir de éste se denomina río Chuquillanqui. Esta subcuenca contrasta con la de Huancay. A pesar de tener pocas lagunas (solo dos importantes) y un área de drenaje un tanto menor, supera o iguala los caudales de Huancay.

3.1.4.3.- Subcuenca Río Ochape

Sus nacientes parten desde las proximidades de Cascabamba (Contumazá) en el cerro Anúas a 3600 m.s.n.m. recorriendo por el río Cascas hasta la confluencia con el río Chepate –en la localidad de Palmira- a partir del cual se denomina río Ochape. Entre sus aguas al río Chicama en su margen derecha en las cercanías de la localidad El Cruce, a 550 m.s.n.m.

3.1.4.4.- Subcuenca Río Santanero

Se extiende desde el cerro del Angulo y Amanchaloc a un nivel de 3250 m.s.n.m. recorriendo por el río Santa Ana hasta la confluencia con el río San Benito -en las cercanías de la localidad El Algarrobal- a partir del cual se denomina río Santanero. Entrega sus aguas al río Chicama en su margen derecha cerca de la localidad de Hacienda Jaguay, a 400 m.s.n.m.

3.1.4.5.- Subcuenca Río Quirripano

Se extiende desde el cerro Tuanga, a un nivel de 4297 m.s.n.m. recorriendo por el río Grande hasta unirse con el riachuelo Playa Grande en donde recibe el nombre propiamente dicho de río Quirripano. Entrega sus aguas al río Chicama en su margen izquierda en las cercanías de la localidad de Pampas de Jaguay a 350 m.s.n.m.

3.1.4.6.- Subcuenca Media

La Subcuenca Media se localiza aproximadamente entre la localidad de Panamá a unos 700 m.s.n.m. hasta la estación hidrométrica Salinar a 350 m.s.n.m. Esta conforma el río principal de la Cuenca Chicama desde la confluencia de Huancay y Chuquillanqui hasta la estación Salinar, siendo su principal aporte la precipitación pluvial.

3.1.4.7.- Subcuenca Baja

Conforma el río principal de la Cuenca Chicama desde la Estación Salinar hasta su desembocadura en el Océano Pacífico. Con escasa precipitación pluvial.

3.2.- Embalse Presa Garrapón N° 1

3.2.1.- Ubicación

La zona de estudio del Proyecto Garrapón se ubica en el Distrito de Casagrande, Provincia de Ascope en el departamento de La Libertad, perteneciente a la Región de La Libertad; limitada por las siguientes coordenadas U.T.M.:

9'142,500 N 693,600 E

9'145,500 N 695,800 E

3.2.2.- Accesibilidad

La accesibilidad a la zona del proyecto a partir de Lima, es a través de la Carretera Panamericana Norte hasta Trujillo asfaltada en su totalidad. Desde Trujillo se sigue hacia el suroeste por la carretera Trujillo-Casagrande (asfaltada) para luego continuar por una carretera afirmada y en regulares condiciones de transitabilidad hasta el sector Garrapón, en la Hacienda Casagrande; a 44 Km de la ciudad de Trujillo, en la margen derecha del río Chicama. A unos cuarenta minutos más al norte de la ciudad de Trujillo.

3.2.3.-Características del Embalse Garrapón N° 1

La presa Garrapón N° 1 permite crear un embalse para regular los caudales que vienen del canal “Lache”, garantizando el suministro de aguas para riego según la distribución de la demanda mensual establecida. Al mismo tiempo la construcción de la presa Garrapón N° 1 permite establecer el nivel de agua del embalse, necesario para derivar las aguas para los usuarios de riego a través de una bocatoma. La ubicación de la presa es sobre el valle en el lugar denominado Garrapón.

La presa Garrapón N° 1, cuando alcance su máxima cota de coronación de 149.50 m.s.n.m. creará el embalse del mismo nombre con una capacidad total de 8.08 MMC, la capacidad útil de 7.58 MMC y un volumen muerto de 0.5 MMC. Como parte del mismo estudio se ha definido el nivel máximo normal del embalse en 147.00 m.s.n.m. (N.A.M.O.), mientras que el nivel del volumen muerto estará en la cota 135 m.s.n.m. La longitud del embalse será de 1.8 Km. y la profundidad máxima de agua al pie de la presa de 21 m.

El proyecto tiene los siguientes parámetros básicos, que permiten cumplir con el suministro de agua para parcelas de riego seleccionadas.

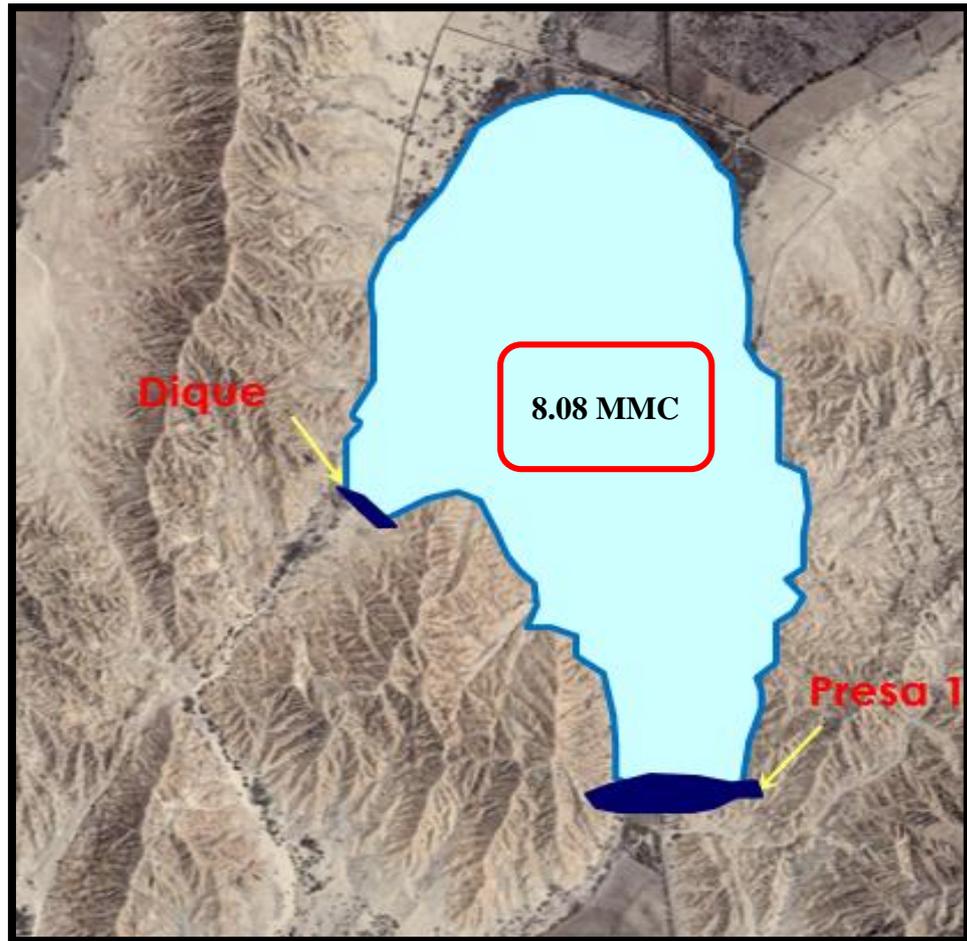
Cuadro III.3. Volúmenes del Embalse Garrapón N° 1

Volumen del Embalse	MMC
Volumen Útil	7.58
Volumen Muerto	0.5
Volumen Total	8.08

Cuadro III.4. Niveles de Agua del Embalse Garrapón N° 1

Niveles de Agua	M.S.N.M
Nivel Normal del Embalse	147.00
Nivel Normal del Embalse durante periodo de Avenidas	147.50
Nivel Mínimo del Embalse	132.00
Nivel de la Coronación de la Presa	149.50

Figura III.2. Embalse Garrapón N° 1



Fuente: Google Earth

Dada su forma y ubicación no presenta problemas especiales durante el llenado del embalse, siendo la zona de inundación muy reducida y sin presencia de población, monumentos arqueológicos, especies en peligro de extinción o similar. Analizando las condiciones hidrológicas se pudo prevenir que el llenado será muy rápido y dependiendo del periodo del año, se puede realizar en el lapso de un mes, en el caso del periodo de avenidas.

3.2.4.- Características Meteorológicas

Para la evaluación de los parámetros meteorológicos correspondientes al valle Chicama Parte Baja, se evaluó los registrados parciales de la estación meteorológica “Casa Grande”, como principal descripción o características tenemos las siguientes:

a).- Precipitación:

Para la parte baja del valle Chicama, este parámetro no registra datos para los meses de abril a diciembre, registro precipitación en los meses de enero a marzo acumulada de 4.3 mm.

b).- Temperatura:

T°. Máxima, se cuenta con una temperatura máxima media anual de 27.6°C, registrándose las máximas temperaturas en los meses de enero a marzo de 30.7 a 31.2 °C respectivamente.

T°. Mínima, se cuenta con una temperatura mínima media de anual 15.7°C, registrándose las mínimas temperaturas en los meses de agosto y setiembre de 13.3 a 13.7 °C respectivamente.

c).- Humedad relativa:

El Promedio anual en el período en mención para la estación meteorológica Casa Grande, es de 81%, registrándose los mayores porcentajes en los meses de julio y agosto con 88 y 84% respectivamente.

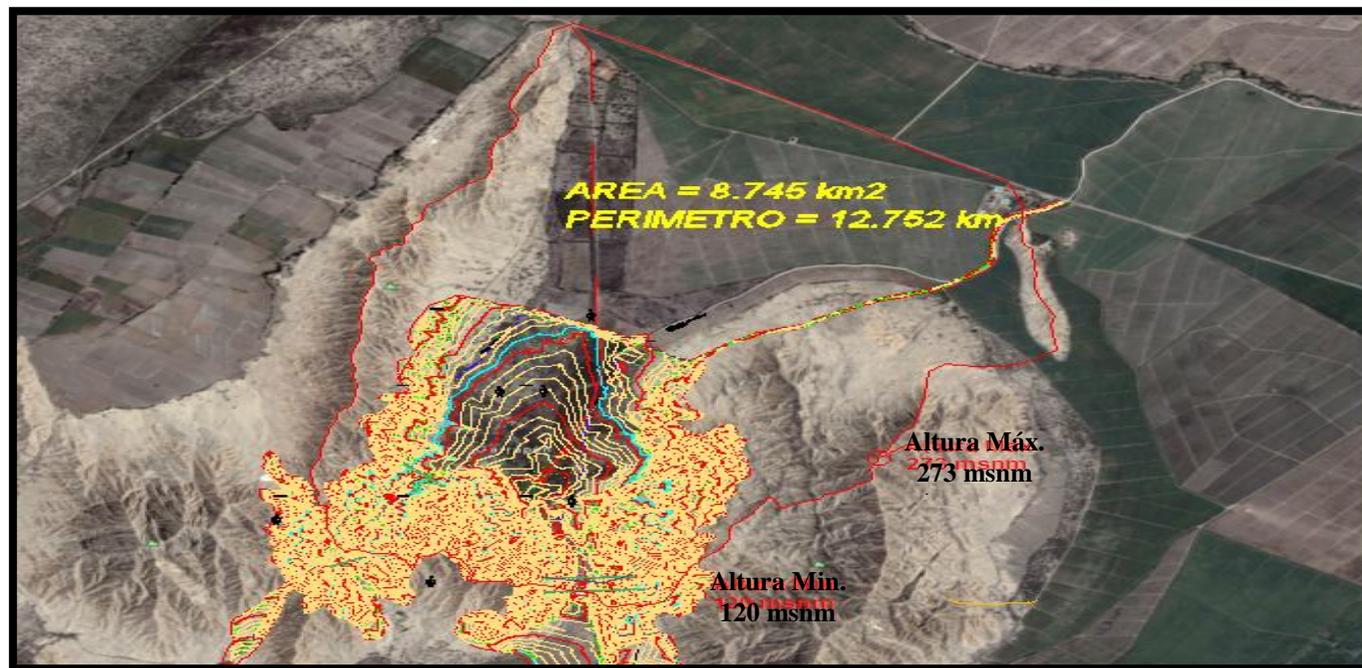
d).- Viento:

El promedio anual en la estación Casa grande es de 340 km/día, registrándose las máximas velocidades en los meses de octubre y diciembre con 380 km/día.

3.2.5.- Características Morfológicas:

Las características morfológicas de la cuenca Garrapón como área total, perímetro, longitud, altura máxima y mínima, han sido determinadas a través de la información topográfica existente, procesada como modelo digital del terreno, complementada con la información de fotos satelitales disponible en el Google Earth de la zona.

Figura III.3. Delimitación del Área de la Cuenca Garrapón



Fuente: Google Earth – Topografía Local

Las principales características morfométricas de la cuenca y del cauce del embalse Garrapón son las siguientes:

Cuadro III.5. Características Morfométricas de la Cuenca y del Cauce del Embalse

<i>Cuenca</i>	<i>Area Total (En km²)</i>	<i>Perimetro (En km)</i>	<i>Longitud (En km)</i>	<i>H máx (msnm)</i>	<i>H min (msnm)</i>
<i>Garrapón</i>	8.745	12.752	4.198	273	120

Fuente: Elaboración Propia

3.2.6.- Geología del Área del Embalse

3.2.6.1.- Generalidades

Para conocer las condiciones geológicas del área ocupada por el embalse en el represamiento de Garrapón llamada comúnmente “El Vaso”, nos basamos en el levantamiento geológico a escala 1:500000 realizado por INGEMMET (Instituto Geológico Minero y Metalúrgico del Perú; en el cual se presenta el Mapa Geológico de la Región la Libertad.

En el ANEXO III.1 se muestra el Mapa Geológico del Departamento La Libertad.

3.2.6.2.- Conformación Geomorfológica

El vaso de Garrapón se ubica en las pampas de la Faja Costanera del norte del Perú, en una zona del batolito costanero intruida por un enjambre de diques andesíticos principalmente en una dirección norte sur.

El valle se encuentra relleno, adoptando por eso, una forma plana que en el área es amplia, y por lo tanto corresponde a la denominada pampas de la Costa.

Las partes altas de los cerros presentan superficies abruptas y escarpadas, haciendo difícil el acceso. Las partes medias a bajas presentan relieves suave y ondulado, disectadas por superficies de escorrentía que hacen posible la visualización de la roca de fundación, con incipientes huellas de exfoliación catáfila, además la acción de los agentes de meteorización producidos en el área ha generado una desintegración granular de la misma.

El material de erosión ha sido transportado a las partes medias y bajas, conformando un relleno de relieve suave y ondulado típico de las pampas de la costa, así como el transporte fluvial ha traído consigo materiales finos como arcillas, limos y arenas finas que conforman el fondo del valle principal.

3.2.6.3.-Estanqueidad del área de Embalse

Cuando el área a ser embalsada se encuentre totalmente cubierta de agua, los materiales en superficie y por infiltración los de profundidad, se pondrán en contacto con el agua, la cual tendrá un comportamiento diferente en cada medio por lo que en el presente capítulo se describe el comportamiento de cada uno de los materiales subyacentes en el área del embalse.

3.2.7.- Información Topográfica

El Alcance del Estudio Topográfico para las Obras de Trasvase Garrapón comprende lo siguiente:

-Área del Emplazamiento del Esquema General de Obras a escala 1:5,000 con curvas de nivel equidistantes de 1.00m.

Ver ANEXO III.2. Planta Topográfica del Embalse Garrapón.

3.2.8.- Sedimentología

Para el análisis de la sedimentología de las aguas a captarse en el río Chicama a través de la Bocatoma Paiján para el cálculo del volumen muerto del embalse Garrapón N° 1, no se cuenta con registros históricos de sedimentos tanto de sólidos en suspensión, como sólidos de arrastre.

3.2.8.1.- Análisis de Sedimentos en el Embalse

De acuerdo a su ubicación con respecto a la fuente de agua los embalses creados al construir una presa, son de dos tipos: los ubicados sobre el lecho del río y los laterales como es el caso de los embalses Garrapón N° 1. Cuando se construye la presa en el lecho del río, esta actúa como trampa de sedimentos y una parte de los sólidos transportados por la corriente queda retenida en la presa, disminuyendo así el volumen de almacenamiento.

Sin embargo para el caso de las presas Garrapón N° 1 son varios los factores que intervienen en la determinación del Volumen Muerto de la presa, sin embargo todos giran en torno a una idea principal, saber cuál es la cantidad de sedimentos en suspensión que traerá el canal de alimentación en los años futuros y luego calcular que porcentaje quedará retenido en la presa.

El embalse Garrapón 1 por ser del tipo lateral, la carga de sólidos son exclusivamente en suspensión; los sólidos de arrastre del río Chicama son eliminados en la captación de la Bocatoma Paiján y en el Desarenador proyectado.

Se asume la información disponible de los sedimentos de la cuenca del río Santa, que detallan que los sedimentos muestreados luego de las estructuras de captación y desarenamiento están conformados principalmente con 87% en promedio de Cuarzo (sedimento de fondo).

3.2.9.- Sismicidad del Embalse

3.2.9.1.- Riesgo Sísmico

La recurrente actividad sísmica en el Perú se produce porque la costa sudamericana es una zona de gran riesgo. El Perú se encuentra localizado en la región conocida como “Cinturón de Fuego del Pacífico”, debido a que en esta región se produce aproximadamente el 85% de los terremotos que ocurren en el mundo, además de la importante actividad volcánica.

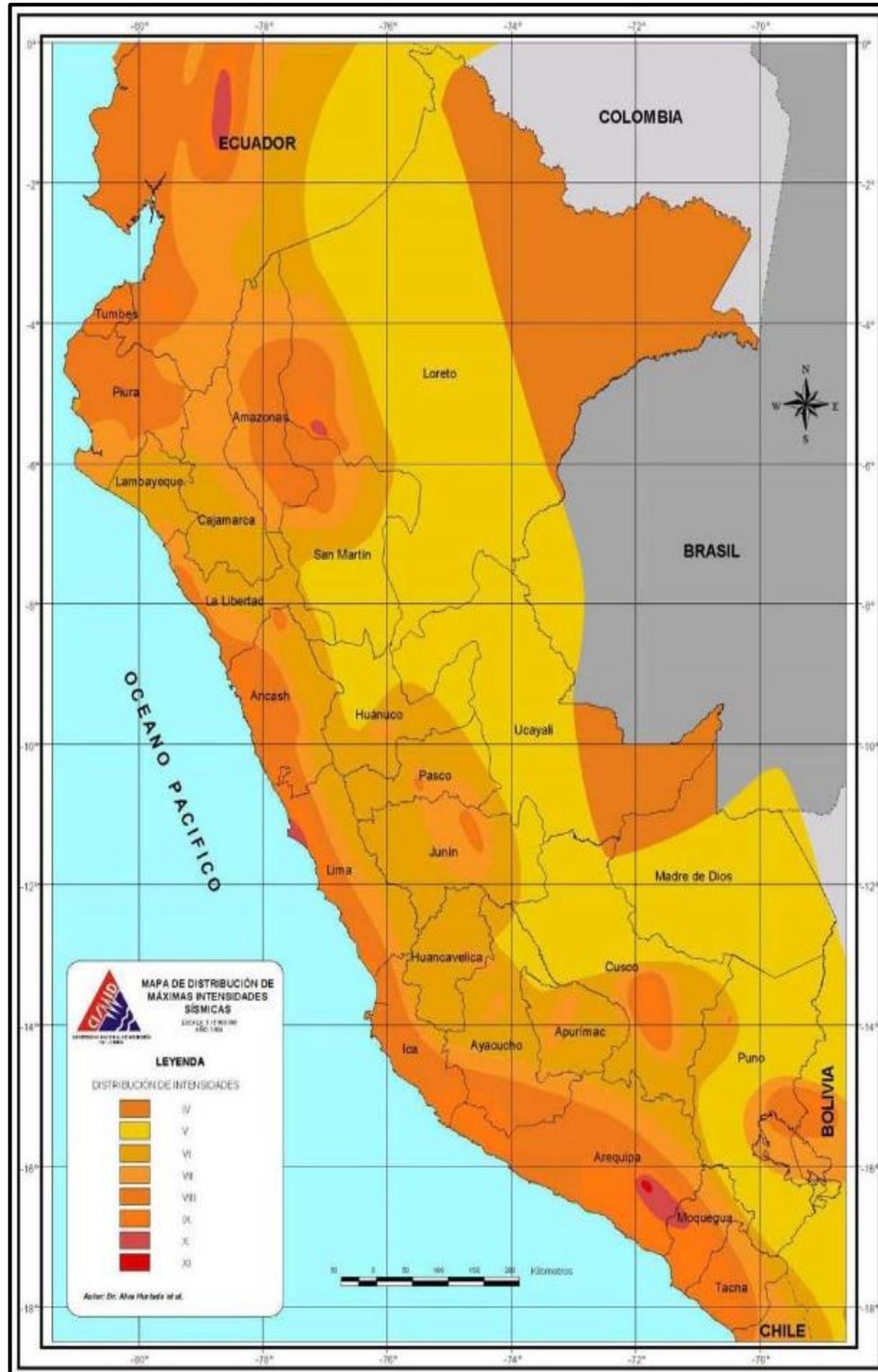
Todo este proceso es debido a la interacción de las placas tectónicas y que en el caso del Perú la placa de Nazca, que se inicia en Panamá hasta el sur de Chile choca con la Sudamérica que nace en la fosa marina del Perú hasta la cordillera del Atlántico Sur a una velocidad relativa de 10 cm/año, siendo la placa de Nazca la que se introduce por debajo de la Sudamericana dando origen al proceso conocido como “subducción”, y que forman parte del Círculo de Fuego del Pacífico.

El 80% de la actividad sísmica que afecta al territorio peruano se origina por el choque de placas y se localizan frente a la costa de Norte a Sur. El otro 20% de sismos se distribuyen sobre las fallas activas localizadas a lo largo de la vertiente occidental de la Cordillera Andina y en los Altos Andes.

En el Perú, los sistemas de fallas más importantes y que ha generado terremotos en el pasado y aún están activas son las fallas de: Moyobamba (San Martín), Satipo y Huaytapallana (Junín), Tambomachay (Cuzco) y la falla de la Cordillera Blanca (Ancash).

El Instituto Geofísico del Perú (IGP) publica un mapa donde muestra el registro de las máximas intensidades sísmicas en el Perú en el cual se resume los principales epicentros de sismos de gran magnitud ocurridos en el Perú por departamento, siendo los más afectados: San Martín, Ancash, Lima, Ica y Arequipa. Ver figura III.4

Figura III.4. Intensidades Sísmicas en el Perú.



Fuente: <http://sinpad.indeci.gob.pe/>

3.3.- Presa Garrapón N° 1

3.3.1.- Generalidades

El Proyecto de la construcción del embalse Garrapón en terrenos de la Empresa Casa Grande S.A.A., se basa en la idea de almacenar las aguas del canal “Lache” en dos reservorios, fueron denominados Garrapón N° 1 y Garrapón N° 2, regularlas y aprovecharlas para el riego y la generación de energía eléctrica mediante una mini central hidroeléctrica a pie de presa.

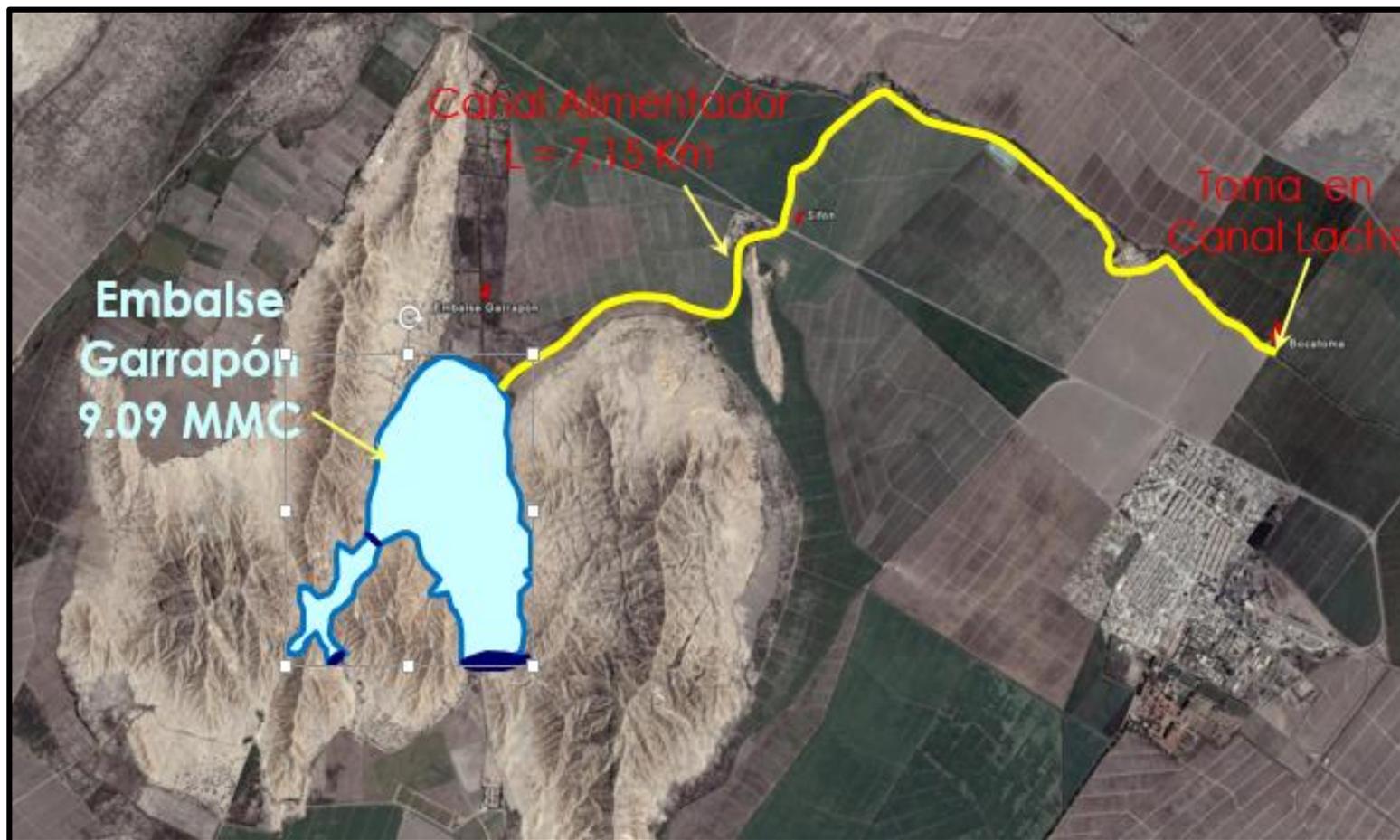
La ejecución del proyecto Garrapón estuvo subdividido en tres fases. En la primera fase se rehabilito y completo el canal “Lache”, mediante el trazo y revestimiento de un canal de 7.15 km y unas obras de tratamiento para mejorar la calidad del agua y una serie de obras de arte en todo el recorrido del canal, como son alcantarillas, sifones, etc. En la segunda fase, se creó un reservorio de 8.08 MMC mediante la construcción de la presa Garrapón N° 1 y dique secundario y en la tercera fase se creara un reservorio de 9.09 MMC mediante la construcción de la presa Garrapón N° 2.

Se construyó la presa Garrapón N° 1 y el dique secundario, obras indispensables para el aprovechamiento del potencial hídrico del canal “Lache”.

Las obras comprenden:

- Presa Garrapón N° 1 de CFRD, con estructuras hidráulicas conexas y cuya altura de construcción es de 32.20 m y 400 m de longitud de corona, y un dique secundario de tierra zonificada de 240 m las mismas que permitirán regular y proveer alrededor de 8 Hm³ de agua al año
- Toma de agua para transportar el agua embalsada hacia un canal aguas abajo y de esta hacia la zona de riego.
- Aliviadero de excedencias proyectado en el dique secundario conectado a un canal excavado en roca y descarga hacia aguas abajo del mismo.

Figura III.5. Planta General del Proyecto



Fuente: Google Earth

3.3.2.- Geología

3.3.2.1.- Interpretación Geológica de la Presa Garrapón N° 1

En el ANEXO III.1 se muestra el Mapa Geológico del Departamento La Libertad, en el ANEXO III.3 se muestra la Sección Geológica del Eje de Presa y en el ANEXO III.4 se muestra la Sección Geológica de los Estribos de la Presa, en estos planos se puede observar que el estribo izquierdo y derecho presenta afloramientos rocosos en superficie que permitirán una cimentación en roca.

El fondo del valle tiene forma cóncava amplia casi plana con una cobertura de material fluvial que cubre el basamento rocoso, en este lugar la cimentación de las estructuras se realizará sobre el basamento rocoso.

Las inyecciones de impermeabilización, fueron ejecutadas para de esta manera mejorar la capacidad de embalse.

El área presenta taludes de pendientes bajas y materiales con buenas condiciones de estabilidad, cohesión de los suelos y dureza de las rocas; por lo que se descarta algún problema de inestabilidad de taludes de cierre.

3.3.3.- Diseño Estructural de la Presa Garrapón N° 1

Las estructuras y los elementos estructurales de concreto son diseñadas para resistir las cargas máximas muertas y vivas incluyendo las cargas durante la construcción así como toda las cargas como consecuencia de la presión lateral de suelo y sobrecargas, la presión hidrostática correspondiente al máximo nivel probable del agua, las subpresiones causadas por la presión hidrostática y cargas de sismo.

3.3.3.1.- Cargas

Las cargas consideradas en el análisis de estabilidad de las estructuras así como en el análisis estructural de las mismas, son las siguientes:

- a) Carga muerta (peso propio de las estructuras, peso del equipo, peso del relleno, sedimentos y otros). El peso específico del concreto masivo es de 2,4 tn/m³, del concreto armado 2,5 tn/m³, el acero 7,85 tn/m³.
- b) Carga viva, consta de cargas de maquinaria durante la construcción (asumida en 5 tn/m²), personas y objetos móviles (2 tn/m²),
- c) Carga de viento (0,05 tn/m²)
- d) Presión hidrostática del agua (peso específico del agua 1,0 t/m³)

La presión hidrostática del agua considerada en el cálculo de los elementos estructurales en contacto directo con el agua se ha determinado de acuerdo a los niveles del agua como se detalla a continuación:

Presa Garrapón N° 1, nivel de coronación de la presa 149.50 m.s.n.m

Nivel normal del embalse	147.0 m.s.n.m.
Nivel máximo del embalse	147.5 m.s.n.m

- e) Presión de agua debajo de las cimentaciones de las estructuras (subpresión).

La presión de agua debajo de las cimentaciones de las estructuras se considera como presión que corresponde a los niveles de agua arriba mencionados. En las estructuras donde se han diseñado pantallas de inyección se considera una reducción de presión de acuerdo al modelo de filtración.

f) Empuje de suelo y de sedimentos

En los elementos estructurales sin desplazamientos o desplazamientos infinitos, el empuje de suelo se considera como un empuje en reposo según la ecuación de JAKY'S siguiente:

$$p = \gamma \circ h \circ (1 - \sin\varphi) \dots \text{Ec.III.1}$$

Donde:

p= Empuje de suelo y sedimentos (tn)

h = altura desde la superficie (m)

γ = peso específico del suelo (seco, húmedo ó saturado) (tn/m³)

φ = ángulo de fricción interna del suelo

g) Presión de inyección de contacto entre el Revestimiento de Acero y el Concreto.

La presión máxima de inyección de contacto es 0.3 MPa

h) Cargas sísmicas

Para el método de diseño Pseudo-estático el coeficiente sísmico está en el rango de 0.15 a 0.25 del valor de la aceleración máxima.

El coeficiente sísmico adoptado para el cálculo es $K_s = 0.225 g$

Las fuerzas sísmicas horizontales asociadas al peso de la estructura se calculan en base a la Norma E-030 de Diseño y Construcción Sismo Resistente para las Obras de Ingeniería Presión hidrodinámica

El Incremento de la presión hidrostática por efecto del sismo se calcula en base a la siguiente ecuación de H. Westergaard (R. Priscu, Earthquake Engineering of Large Dams):

$$P = \frac{7}{8} * K_s * \gamma_a * \sqrt{H * z} * \cos^2 \alpha \dots \text{Ec. III.2}$$

Donde:

K_s = Coeficiente Sísmico

γ_a = Peso Específico del Agua. (Tn/m³)

H = Profundidad Máxima de Agua (m)

α = Angulo entre la Superficie Vertical y la Superficie Inclinada.

3.3.4.-Solución Técnica de la presa

De acuerdo a las condiciones geológicas, volúmenes disponibles de diferentes materiales para la construcción de la presa y dado el espesor del sedimento relativamente pequeño en la zona del cauce del valle, como esquema óptimo de la presa Garrapón se adoptó la presa de materiales gravosos de grano grueso con losa de concreto en el talud de aguas arriba.

El eje de la presa se definió en atención a la topografía del terreno en el perfil de represamiento, de modo que el volumen de la presa sea mínimo.

Cuadro III.6. Características Principales de la Presa

Cota de corona de la presa	149.50 m.s.n.m.
Cota de remanso normal	147.00 m.s.n.m.
Cota de remanso máximo	147.50m.s.n.m.
Longitud de presa en la corona	400 m
Ancho de la corona de presa	7 m
Altura máxima de la presa	32.20 m
Pendiente del talud de aguas arriba	V:H = 1:1.7
Pendiente del talud de aguas abajo (entre las bermas)	V:H = 1:1.7
Ancho de las bermas	6 m
Espesor de la losa de concreto	0.40 – 0.30 m
Ancho del plinto	3.0 m
Volumen total de la presa	380,000 m ³

En el ANEXO III.5 se muestran la Solución Técnica de la Presa con sus respectivas Características.

3.3.4.1.- Elementos Básicos de la Presa

La cota de remanso de la presa Garrapón N° 1 se encuentra a 147.00 m.s.n.m. y la cota de la corona se encuentra a 149.50 m.s.n.m., 2.50 m más alta que la cota de remanso normal; esto consigue que la presa no pueda ser desbordada durante el paso de la crecida con un período de retorno de 1,000 años.

La losa de concreto sobre el talud de aguas arriba, cuyo espesor es variable, de 0.40 m en el contacto con el plinto hasta 0.30 m en la corona de la presa, brinda la impermeabilidad a la presa. En el pie del talud de aguas arriba la losa de concreto se apoya sobre el plinto, cuyo ancho en el valle y en los flancos de la presa es de 3.00 m, y cuya altura es 0.6 m.

En la parte posterior de la losa de concreto se colocaron bordillos de 0.30 m de alto, con el propósito de una construcción más eficaz de la presa. Los bordillos, simultáneamente, representan el límite aguas arriba para el relleno de la zona de transición 2B de un ancho de 4.0 m, en el cual se colocó material aluvial, siendo el grano máximo en la zona 2B limitado a 3" (76 mm).

Aguas arriba del eje de la presa se colocó un relleno de materiales aluviales 3B de un ancho de 12.0 m, el mismo que contendrá hasta 5%, como máximo, de partículas finas arcilloso-limosas (menores de 0.074 mm), considerando que esta zona deberá ser permeable.

La zona 3B se subdividió en dos subzonas, Zona 3B1 (drenante) de un ancho de 7.0 m y Zona 3B2 (con gravas naturales del río) de un ancho de 5.0 m.

La Zona 3B1 (drenante) tiene un contenido de arena (material que pasa el tamiz N°4) inferior a un 20%, y contenido de finos (material que pasa el tamiz N°200) inferior a un 5%. La Zona 3B2 contiene gravas naturales del río y acepta un contenido de arena de hasta un 40%, pero manteniendo un contenido de finos limitado a 5% como máximo. La zona 3B1 (drenante) se conecta con el filtro horizontal, que debe ser también “drenante”.

Se ha ubicado el material 3B2 (menos drenante) aguas arriba, y el material 3B1 (drenante) aguas abajo, de manera de simular con el material 3B1 aproximadamente la posición de un dren chimenea.

Esta disposición tiene el siguiente motivo: en el caso de fisuras importantes (o inclusive ruptura durante un sismo) de la pantalla de concreto, si el material 3B1 (drenante) se coloca muy cerca de la pantalla, se podrían generar filtraciones con caudales importantes a través del mismo y luego por el dren horizontal inferior, pudiendo saturarse rápidamente el sistema drenante.

Por este motivo, fue adecuado “interponer” entre la pantalla y el material 3B1 (drenante) una “barrera” adicional, mediante una zona de material 3B2 (menos drenante) de manera de limitar el caudal de las pérdidas (o percolaciones) en caso de fisuras o ruptura de la pantalla de concreto.

Esta disposición es conforme con las recomendaciones del boletín de la ICOLD correspondiente a presas CFRD, cuando el cuerpo de la presa está constituido de aluviones semipermeables: “the drain should be placed well back from the upstream face and should have sufficient drainage capacity to ensure that the downstream shell cannot become saturated under any circumstances”.

El cuerpo de la presa se conformó colocando rellenos de materiales naturales con grano máximo hasta 400 mm. Con el fin de lograr una construcción lo más eficaz de la presa, aguas abajo de su eje, hasta la cota 141 m.s.n.m., está prevista la zona 3C en la cual se pueden colocar materiales aluviales y materiales rocosos provenientes de excavación para bocatoma, que contienen menos de 12% de fracciones menores de 0.074 mm. En la base del material 3C se ha previsto la capa de 3 m de espesor conformada por materiales permeables 3B1, a fin de permitir el drenaje de agua del cuerpo de la presa hacia el pie de la represa de aguas abajo.

En el talud de aguas abajo de la presa estuvo previsto la zona 4A para proteger el talud contra la erosión, de 1 m de ancho, en la cual se colocará el material de grava de grano grueso y roca del tamaño de 76.2 hasta 500 mm. En la corona de la presa y en los caminos hasta alcanzar la corona desde la base, se colocará el material afirmado en un espesor de 50 cm y 30 cm respectivamente.

La pendiente de los taludes de la presa previsto V: H=1:1.7 proporciona la estabilidad de la presa en condiciones estáticas, así como en el caso de sismo (ver capítulo 2.2.). En el talud aguas abajo de la presa estuvo prevista 1 berma de 6 m de ancho, que representa el camino de acceso hacia la corona de la presa.

En el ANEXO III.6 se muestran los Elementos Básicos de la Presa

3.3.4.1.1- Cantidad de Materiales Empleados en la Presa Garrapón N° 1

Cuadro III.7. Cantidad de materiales empleados

Material aluvial – gravoso para el cuerpo de la presa.	236,000 m3
Material gravoso – arenoso para zonas de transición y de filtro en el cuerpo de la presa y para producción de concreto.	112,000 m3
Material limoso para rellenos sobre el plinto.	1,550 m3
Material arcilloso gravoso – arenoso para relleno en la zona del plinto.	10,600 m3
Grava gruesa y guijarros para protección del talud de aguas debajo de la presa.	15,800 m3

3.3.4.2.- Cimentación de la presa

En el valle, la presa se cimienta sobre un material sedimentario de un espesor hasta de 5.0 m y en los flancos, sobre la roca.

En el valle, la losa de concreto con plinto se cimienta en roca a la cota 117.30 m.s.n.m. Para la ejecución del plinto se utilizara bombas y mantener controlado la napa freática, por lo general se debe deprimir la napa freática en esta zona hasta 0.50 m por debajo del plinto y trabajar en seco.

Se realizó excavaciones para la construcción de cimentación del cuerpo de la presa, hasta la profundidad de 2.5 m como mínimo, con el objeto de eliminar los materiales superficiales de humus y aluviales arcillosos. En la zona de fundación del cuerpo de la presa, una vez hecha la excavación se ha previsto colocar relleno de materiales 3B1.

Detrás del plinto y detrás de su contacto con la losa de concreto (junta perimetral) se previó la capa filtrante gravosa – arenosa 2A, en un espesor mínimo de 0.6 m. Además, con el fin de garantizar la estabilidad filtrante del material en la zona del pie de la represa de aguas arriba, en una longitud de $0.3 \times H$ a partir del plinto (H -tirante de agua en el embalse), se colocaron 2 capas horizontales de 0.6 m de espesor cada una, de materiales 2B y 3B2.

Por encima del plinto se colocó material no cohesivo limoso en un espesor de 1 m y, posteriormente, también grava arcillosa de 3 m de espesor, como medidas adicionales usuales para garantizar la impermeabilidad de la presa en la zona de la junta perimetral.

En los flancos de la presa, la profundidad de cimentación del plinto ha sido adoptada de tal manera que en la mayor medida posible se cumplan los siguientes criterios:

- Que la profundidad de cimentación del plinto sea como mínimo de 2 m.
- Que el plinto “siga” lo mejor posible la topografía del terreno, esto es, que las excavaciones para la cimentación del plinto sean mínimas.
- Que a lo largo del plinto haya lo menos posible de puntos de quiebre en los cuales varía la pendiente del plinto, con el objeto de su ejecución más sencilla.

En el ANEXO III.7 se muestra la Cimentación de la Presa.

3.3.4.3.- Plinto

El plinto tiene una dimensión convencional de 3.50 m de ancho tanto en el valle como en los estribos, así como un espesor de 60 cm.

La cimentación del plinto en el valle y laderas es en la roca con anclaje de barras de 25 mm de diámetro separadas 1.00 m y penetrando 3m dentro de la roca.

Para la cimentación del plinto, se niveló el lecho rocoso, eliminando material orgánico y otros, regularizando posteriormente con solado de concreto pobre, de tal manera que las losas queden siempre por encima del nivel freático.

Se ha considerado acero de refuerzo de 0.4 % en las dos direcciones. El refuerzo del plinto en el valle fue colocado en la parte inferior y superior, y en el plinto sobre los estribos solamente en la parte superior.

Las principales propiedades del concreto y acero de refuerzo son las mismas de la losa de concreto en el talud aguas arriba.

3.3.4.4.- Losa de Concreto

La losa de concreto en el talud aguas arriba, elemento impermeabilizante de la presa, está dividida en paños individuales de losa de 15 m de ancho con arranques en la proximidad del plinto para permitir su colocación de la forma deslizante hasta la cota 149.50 m.s.n.m.

A fin de controlar la pendiente hidráulica por la losa que no exceda de 200, el espesor variable de la losa se determinó en base de la fórmula empírica $t = 0.30 + 0.003 \cdot H$ en donde t es el espesor de la losa en metros y H es la altura de la presa también en metros. Para este caso se obtiene $t=0.40\text{m}$, contacto con el plinto, en la parte inferior de la presa y $t=0.30\text{ m}$ en la parte superior.

Así mismo se previó acero de refuerzo de 0.50 % en cada dirección, horizontal y vertical, colocado en la parte media de la losa. Este refuerzo es el recomendado para absorber los esfuerzos de la carga y también los esfuerzos por retracción de fraguado y cambios térmicos.

Con las dimensiones de la losa y los refuerzos obtenidos del diseño y cálculo, se han confirmado las secciones y refuerzos recomendados empíricamente.

Las principales propiedades adoptadas del concreto de la losa son: la resistencia y compresión simple no menor de 210 kg/cm^2 a los 28 días y asentamiento slump en el rango de 3 – 7 centímetros. En la mezcla de concreto se agregó los aditivos para incorporación de aire entre 4-6% y un plastificante a fin de mejorar las propiedades de impermeabilidad, resistencia de enfriamiento, la durabilidad así como su trabajabilidad.

El acero de refuerzo será de acero corrugado con límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

3.3.4.5.- Pantalla de Inyecciones

En los flancos de la presa y en la zona del valle, se ejecutaron a lo largo del plinto la pantalla de inyecciones y la inyección de consolidación. Estos trabajos de inyección están previstos con el objeto de reducir pérdidas de agua del embalse y como una de las medidas para brindar la estabilidad filtrante de la roca en la base del plinto con los mayores gradientes de filtración.

La pantalla de inyecciones, tanto en el flanco izquierdo como en el derecho, así como en el valle, son de una fila con espaciamiento de perforaciones de 3 m y donde fue necesario cada 1.5 m. La profundidad de las pantallas de inyecciones irá disminuyendo gradualmente en los flancos de la presa, de manera que en los extremos de la presa será de 10 m y en el valle de 15 metros.

Se realizaron perforaciones primarias y a la terminación de las perforaciones primarias de sondeo, la pantalla de inyecciones se ejecutó por fases, de modo que inyectaron:

- Perforaciones secundarias a la mitad de distancia entre barrenos de sondeo (primarias).
- Perforaciones terciarias entre los barrenos de sondeo y los secundarios.
- De ser necesario, es decir, en dependencia de las condiciones reinantes en el terreno, calidad y permeabilidad de la roca y a efectos de las obras de inyección ejecutadas previamente, en los diferentes tramos de la pantalla se perforarán e inyectarán también barrenos cuaternarios.

En los flancos de la presa y valle, donde el plinto se está cimentando sobre la roca, se ejecutaron perforaciones de inyección de consolidación entre los barrenos de la pantalla de inyecciones. Se ejecutaron a razón de 2 perforaciones inclinadas, de 5 m de profundidad, formando un ángulo de 15 grados con respecto a la vertical.

3.3.5.- Elección de las Características de los Materiales según Proyecto

El análisis de estabilidad de los taludes de la presa se hizo realizado basados en el modelo de Mohr-Coulomb, que es un modelo matemático que describe la respuesta de materiales quebradizos, tales como hormigón, o agregados de partículas como el suelo, a esfuerzo cortante, así como tensión normal. La mayoría de los materiales en ingeniería clásica se comportan siguiendo esta teoría al menos en una parte del corte. En general, la teoría se aplica a los materiales para los que la resistencia a la compresión es muy superior a la resistencia a la tracción, caso de los materiales cerámicos. La teoría explica que el corte de un material se produce para una combinación entre tensión normal y tensión tangencial, y que cuanto mayor sea la tensión normal, mayor será la tensión tangencial necesaria para cortar el material.¹⁰

3.3.5.1- Aplicaciones

En Ingeniería geotécnica se utiliza para definir resistencia al corte de suelos y rocas en diferentes casos de tensión efectiva.

En la ingeniería estructural se utiliza para determinar la carga de rotura, así como el ángulo de la rotura de una fractura de desplazamiento en materiales cerámicos y similares (como el hormigón). La hipótesis de Coulomb se emplea para determinar la combinación de esfuerzo cortante y normal que causa una fractura del material. El círculo de Mohr se utiliza para determinar los ángulos donde esas tensiones sean máximas. Generalmente la rotura se producirá para el caso de tensión principal máxima.

3.3.5.2- Modelo

El criterio de fallo de Mohr-Coulomb se representa por la envolvente lineal de los círculos de Mohr que se producen en la rotura.

La relación de esa envolvente se expresa como:

$$\tau = \sigma \text{Tang} (\phi) + C \dots \text{Ec.III.3}$$

Donde:

τ = es el esfuerzo cortante.

σ = es la tensión de normal.

C = es la intersección de la línea de fallo con el eje de τ , llamada cohesión.

ϕ = es la pendiente del ángulo de la envolvente, también llamado el ángulo de rozamiento interno.

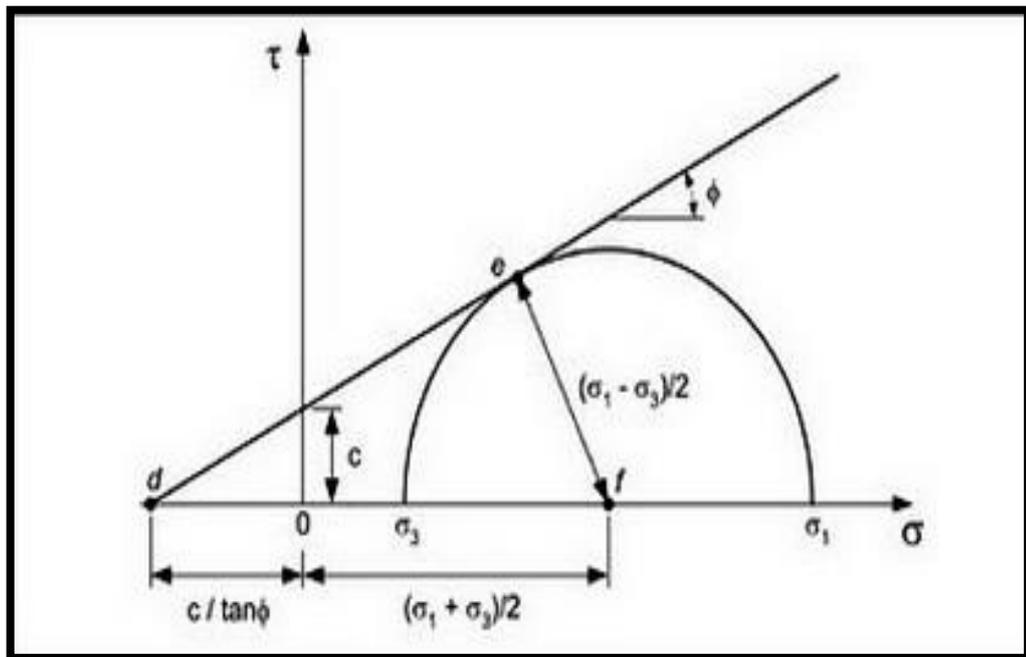
La compresión se asume positiva para el esfuerzo de compresión, aunque también se puede estudiar el caso con la tensión negativa cambiando el signo de σ .

- Si $\phi = 0$, el criterio de Mohr-Coulomb se reduce al criterio de Tresca.
- Si $\phi = 90$ el modelo de Mohr-Coulomb es equivalente al modelo de Rankine.

Nota: Valores más altos de ϕ no están permitidos.

De los círculos de Morh tenemos:

Figura III.6 Círculos de Morh



Fuente: Elaboración propia

$$\sigma = \sigma_m - \tau_m \text{ Sen } \phi \quad , \quad \tau = \tau_m \text{ Cos } \phi \dots \text{ Ec.III.4}$$

Donde:

$$\tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad , \quad \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \dots \text{ Ec.III.5}$$

Además σ_1 es la Tensión Máxima Principal y σ_3 es la Tensión Mínima Principal.

De esta forma el criterio de Mohr-Coulomb puede expresarse también como:

$$\tau_m = \sigma_m \cdot \text{Sen } \phi + \text{Cos } \phi \dots \text{ Ec.III.6}$$

Esta es la forma del criterio de Mohr-Coulomb aplicable al fallo en un plano paralelo a la dirección σ_2 .

Cuadro III.8. Características Adoptadas de los Materiales

Nº	MATERIAL	PESO ESPECIFICO Kn/m3	COHESIÓN kN/m2	FRICCIÓN °
M1	Roca sana	24	100	60
M2	Fluvial	21.47	34	15.7
M3	Roca meteorizada	24	50	50
M4	Inyecciones	23	70	50
M6	Plinto	24	100	60
M7	Losa	24	100	60
M8	2A	22	0	40
M9	2B	22	0	46
M10	3B2	22	0	40
M11	3B1	22	0	45
M12	3C	22	15	40
M13	Afirmado	22	20	33
M14	4A	24	0	45
M15	Limo	21.47	34	15.7
M16	Grava Arcillosa	22	20	32
M17	GP	22	1.96	33.1

3.3.6.- Método para el Cálculo de la Estabilidad

El cálculo se efectuara basados en la teoría del equilibrio límite según el método de Bishop simplificado, para planos de deslizamiento circulares, que representa el método ampliamente utilizado para el análisis de la estabilidad de taludes de las presas terraplenadas. En este método se obvia la influencia de los componentes verticales entre las láminas en el cálculo del factor de seguridad. El error cometido de esta manera, con respecto a otros métodos en los que se satisfacen todas las condiciones del equilibrio de fuerzas en el plano, es despreciable, por lo que los resultados obtenidos mediante este método resultan ser del todo correctos y aceptables.

El cálculo se efectuó aplicando el programa de computadora Slide, que permite encontrar automáticamente el círculo de deslizamiento crítico con el menor factor de seguridad. Para ello es preciso plantear ya sea un punto del plano de deslizamiento o nivel (horizonte) tangente. El cálculo de estabilidad para las influencias sísmicas se llevó a cabo como análisis Pseudo-estático esto es, introduciendo en el cálculo las fuerzas inerciales del sismo, debidas al terremoto.

3.3.6.1.-Descripción del Método Bishop Simplificado ⁷

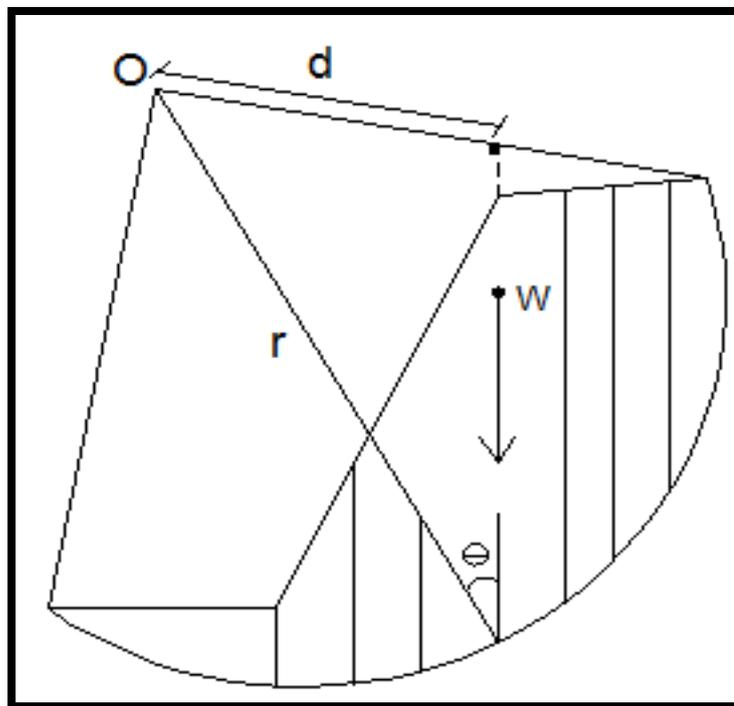
El método propuesto por Bishop en 1955 analiza la estabilidad de un talud con SPF del tipo circular, tomando en cuenta el efecto de las fuerzas entre dovelas.

El método de Bishop Simplificado es muy utilizado en la práctica de la ingeniería porque proporciona valores del factor de seguridad por el método de equilibrio límite muy cercanos a aquellos que proporcionan los métodos más rigurosos que satisfacen completamente las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos. El método de Bishop considera un problema de deformación plana en donde la superficie de falla es circular, dividiendo la masa del suelo comprendida en la superficie de falla en una cantidad limitada de dóvelas verticales en las que los valores de cohesión, fricción y presión de poros permanecen constantes.

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:

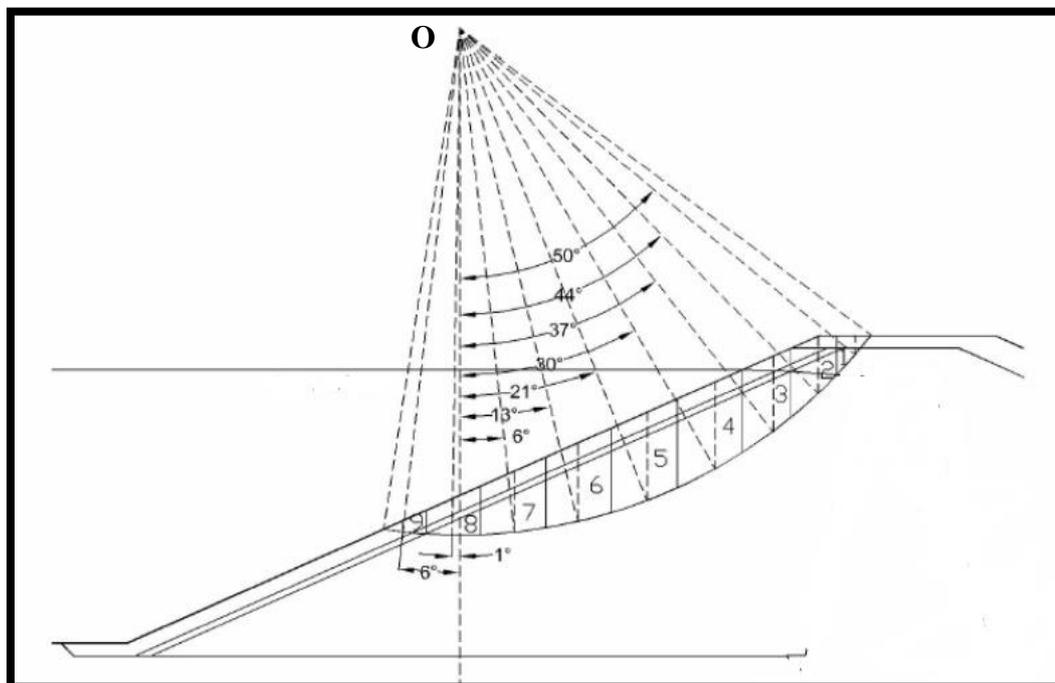
- El mecanismo de falla es circular
- La fuerza de corte entre dovelas es nula
- La fuerza normal actúa en el punto medio de la base de la dovela
- Para cada dovela se satisface el equilibrio de fuerzas verticales, pero no así el equilibrio de fuerzas horizontales, ni el equilibrio de momentos.
- Para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

Figura III.7. Talud Seccionado por Diferentes Rebanadas



Fuente Elaboración propia

Figura III.8.- Talud seccionado por Diferentes Rebanadas (Caso Real)

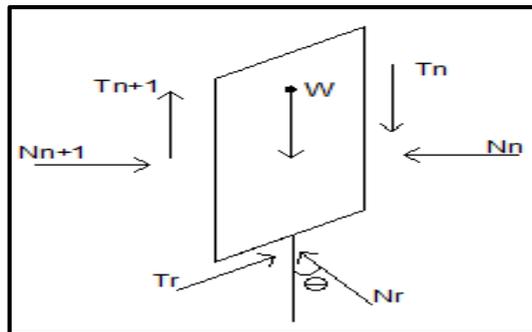


Fuente: Elaboración propia

- Observamos un talud seccionado por diferentes rebanadas y cada una de las rebanadas representa una dovela.
- Se aprecia un peso (fuerza vertical), se ve también una proyección imaginaria desde el centro del círculo crítico de rotura "O" que termina donde termina la dovela y esta proyección genera un radio "r"
- También se observa una línea perpendicular del peso que se extiende como una distancia "d"
- Todos estos componentes nos sirven para encontrar un momento actuante.

Separamos y observamos el análisis de una dovela en particular, la extraemos para determinar las fuerzas que actúan sobre esta

Figura III.9. Esquema de las Fuerzas que actúan en la Dovela

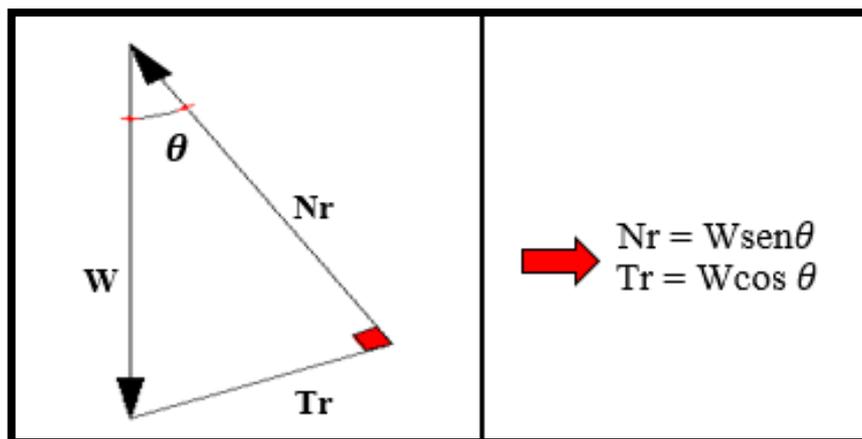


Fuente: Elaboración propia

- Observamos que existe una Fuerza Tangencial (T_r) y una Fuerza Normal a la dovela (N_r), las cuales junto con el peso forman un ángulo (θ)
- Se observan las fuerzas de empuje (Fuerzas horizontales y fuerzas verticales) que por equilibrio van a tener que eliminarse.

Despejamos la fuerza Tangencial y Normal, formando un ángulo de 90 grados entre la Fuerza Tangencial (T_r) y la fuerza Normal (N_r)

Figura III.10. Esquema de las Fuerzas Tangencial y Normal



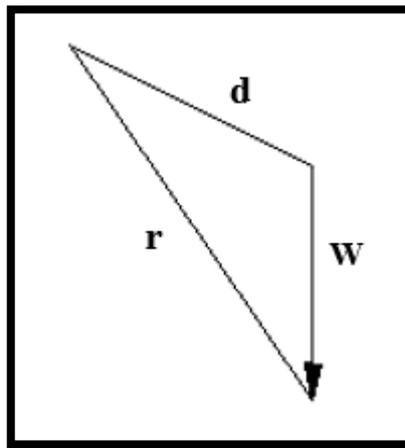
Fuente: Elaboracion propia

Con respecto al momento actuante, sabemos que $M.act = Fuerza \times distancia$ en este caso la fuerza es representada por el peso.

$$M.act = W \times d \dots Ec.III.7$$

“d” es la proyección del ángulo del peso, el cual queremos hallar con respecto al radio.

Figura III.11. Esquema del Momento Actuante respecto al Radio



Fuente: Elaboración propia

Como:

$$d = r \cdot \text{Sen } \theta$$

El Momento Actuante quedara definido así:

$$M.act = W \cdot r \cdot \text{Sen } \theta \dots Ec.III.8$$

Hasta aquí hemos visto formulas predeterminadas que usaremos más adelante.

La resistencia al Esfuerzo Cortante se obtiene por la Ecuación de Coulomb:

$$\tau = \frac{F}{A}$$

Donde:

τ = Resistencia al Esfuerzo Cortante.

F = Fuerza

A= Área.

Usaremos Ecuación de Coulomb, una donde el ángulo efectivo no considere la presión poros y otra ecuación donde considere presión poros

Sin presión de poros:

$$\tau = C + \sigma_v \cdot \text{Tang } \emptyset \dots \text{ Ec.III.9}$$

Considerando presión de poros:

$$\tau = C + (\sigma_v - \mu) \text{ Tang } \emptyset \dots \text{ Ec.III.10}$$

Donde:

τ = esfuerzo cortante.

C= Cohesión

σ_v = Esfuerzo vertical efectivo total normal a la superficie potencial.

\emptyset = Angulo de fricción interna

μ = Presión de poros

Entonces aplicaremos la Ecuación de Coulomb, es importante recordar estas ecuaciones porque durante el proceso del método simplificado de Bishop las necesitaremos para despejar y reemplazar

El esfuerzo vertical efectivo total normal también se puede expresar por la siguiente ecuación

$$\sigma_v = \frac{Nr}{A} = \frac{Nr}{\Delta l (1)} \dots \text{ Ec.III.11}$$

Donde:

Nr = Esfuerzo normal

A = área

1 = viene a ser la profundidad de la rebanada

Aplicamos la Ec.III.10 en la ecuación del esfuerzo cortante

$$\text{Esfuerzo cortante} = \tau \cdot \frac{Tr}{A}$$

$$Tr = \frac{C + (\sigma_v - \mu) \text{ Tang } \emptyset}{Fs} \times \Delta l \dots \text{ Ec.III.12}$$

Nos interesa hallar la fuerza tangencial (T_r) para poder reemplazar en la ecuación de equilibrio. Como se aplica la fuerza en la fórmula le aplicamos también un factor de seguridad

Resolviendo la **Ec.III.12** del esfuerzo cortante tenemos:

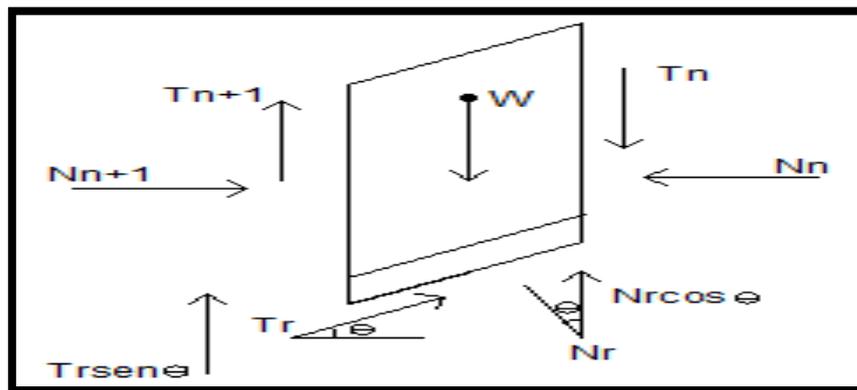
$$T_r = \frac{C \cdot \Delta l}{F_s} + \frac{\sigma_v \cdot \text{Tan } \emptyset \cdot \Delta l}{F_s} - \frac{\mu \cdot \text{Tan } \emptyset \cdot \Delta l}{F_s} \dots \text{Ec.III.13}$$

Sustituyendo la **Ec.III.11** en la **Ec.III.13** tenemos:

$$T_r = \frac{C \cdot \Delta l}{F_s} + \frac{N_r \cdot \text{Tan } \emptyset}{F_s} - \frac{\mu \cdot \text{Tan } \emptyset \cdot \Delta l}{F_s} \dots \text{Ec.III.14}$$

Esta última ecuación debemos tener en cuenta antes de aplicar la ecuación de equilibrio ya que se aprecia la fuerza tangencial (T_r) está en función de la fuerza normal (N_r), entonces primero se debe determinar la fuerza normal (N_r) lo cual se puede lograr determinando la ecuación de equilibrio para toda la dovela que hemos tomado.

Figura III.12. Esquema de fuerzas en equilibrio de “n” dovelas



Fuente: Elaboración propia

En teoría $T_n = T_{n+1}$, pero en el caso que no sean iguales tomamos un ΔT , tenemos una fuerza tangencial (T_r) y una fuerza normal (N_r) y un ángulo (θ) entonces lo descomponemos en: $T_r \text{ Sen } \theta + N_r \text{ Cos } \theta$.

$$\sum F_v = 0$$

$$\Delta T + W = T_r \text{ sen } \theta + N_r \text{ cos } \theta \dots \text{ Ec.III.15}$$

Sustituyendo la **Ec.III.14** en la **Ec.III.15** tenemos:

$$W + \Delta T = \frac{C \cdot \Delta l \cdot \text{sen } \theta}{F_s} + \frac{N_r \cdot \text{Tan } \emptyset \cdot \text{sen } \theta}{F_s} - \frac{\mu \cdot \text{Tan } \emptyset \cdot \Delta l \cdot \text{sen } \theta}{F_s} + N_r \text{ Cos } \theta \dots \text{ Ec.III.16}$$

La idea es sacar factores comunes y quedarnos con N_r (Fuerza normal) y no depender esta fuerza.

Despejando la Fuerza Normal (N_r) obtenemos una expresión que la representa:

$$N_r = \frac{W + T - \frac{C \cdot \Delta l \cdot \text{Sen } \theta}{F_s} + \frac{\mu \cdot \text{Tan } \emptyset \cdot \Delta l \cdot \text{Sen } \theta}{F_s}}{\text{Cos } \theta + \frac{\text{Tan } \emptyset \cdot \text{sen } \theta}{F_s}} \dots \text{ Ec.III.17}$$

Ahora ya que tenemos una expresión que representa la Fuerza Normal (N_r), ahora ya podemos reemplazar en la ecuación de equilibrio de momentos, y como existe el factor radio en ambos lados se eliminan.

$$W \cdot \text{Sen } \theta = T_r$$

Donde:

$W \cdot \text{Sen } \theta$ = Momento Actuante (M.act.)

T_r = Momento Resistente (M.resist.)

$$W \cdot \text{Sen } \theta = \frac{C \cdot \Delta l}{F_s} + \frac{N_r \cdot \text{Tan } \emptyset}{F_s} - \frac{\mu \cdot \text{Tan } \emptyset \cdot \Delta l}{F_s} \dots \text{ Ec.III.18}$$

Sustituyendo la **Ec.III.17** en la **Ec.III.18** tenemos:

$$W \cdot \text{Sen } \theta = \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{C \cdot \Delta l + W \cdot \text{Tan } \theta + \Delta T \cdot \text{Tan } \theta - \frac{C \cdot \Delta l \cdot \text{Sen } \theta \cdot \text{Tan } \theta}{F_s} + \frac{\mu \cdot \text{Tan}^2 \theta \cdot \Delta l \cdot \text{Sen } \theta}{F_s} - \mu \cdot \text{Tan } \theta \cdot \Delta l}{\text{Cos } \theta + \frac{\text{Tan } \theta \cdot \text{Sen } \theta}{F_s}} \right\}$$

Resolvemos la ecuación:

$$\frac{1}{F_s} \left\{ \frac{C \cdot \Delta l \cdot \text{Cos } \theta + \frac{C \cdot \Delta l \cdot \text{Sen } \theta \cdot \text{Tan } \theta}{F_s} + W \cdot \text{Tan } \theta + \Delta T \cdot \text{Tan } \theta - \frac{C \cdot \Delta l \cdot \text{Sen } \theta \cdot \text{Tan } \theta}{F_s} + \frac{\mu \cdot \text{Tan}^2 \theta \cdot \Delta l \cdot \text{Sen } \theta}{F_s} - \text{Cos } \theta \cdot \mu \cdot \text{Tan } \theta \cdot \Delta l - \frac{\mu \cdot \text{Tan}^2 \theta \cdot \Delta l \cdot \text{Sen } \theta}{F_s}}{\text{Cos } \theta + \frac{\text{Tan } \theta \cdot \text{Sen } \theta}{F_s}} \right\}$$

$$W \cdot \text{Sen } \theta = \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{C \cdot \Delta l \cdot \text{Cos } \theta + W \cdot \text{Tan } \theta + \Delta T \cdot \text{Tan } \theta - \text{Cos } \theta \cdot \mu \cdot \text{Tan } \theta \cdot \Delta l}{\text{Cos } \theta + \frac{\text{Tan } \theta \cdot \text{Sen } \theta}{F_s}} \right\} \dots \text{Ec.III.19}$$

Despejamos la **Ec.III.16** de tal manera que determinemos una ecuación que nos permita encontrar el factor de seguridad.

$$F_s = \frac{\frac{C \cdot \Delta l \cdot \text{Cos } \theta + W \cdot \text{Tan } \theta + \Delta T \cdot \text{Tan } \theta - \text{Cos } \theta \cdot \mu \cdot \text{Tan } \theta \cdot \Delta l}{\text{Cos } \theta + \frac{\text{Tan } \theta \cdot \text{Sen } \theta}{F_s}}}{W \cdot \text{Sen } \theta} \dots \text{Ec.III.20}$$

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

$$F_s = \frac{\frac{C \cdot \Delta l \cdot \text{Cos } \theta + W \cdot \text{Tan } \theta - \text{Cos } \theta \cdot \mu \cdot \text{Tan } \theta \cdot \Delta l}{\text{Cos } \theta + \frac{\text{Tan } \theta \cdot \text{Sen } \theta}{F_s}}}{W \cdot \text{Sen } \theta} \dots \text{Ec.III.21}$$

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

3.3.6.2.-Descripción de Software Slide

Es un software muy completo de análisis de estabilidad de taludes disponible, completa con el análisis de elementos finitos filtración de aguas subterráneas, reducción rápida, la sensibilidad y el análisis probabilístico y diseño de apoyo. Se pueden analizar todos los tipos de suelos y rocas pendientes, terraplenes, diques de tierra y muros de contención. Estado de la capacidad técnica de CAD permite crear y editar modelos complejos con mucha facilidad.

Este software es el único software de la estabilidad de taludes con una función de análisis de la filtración de las aguas subterráneas elemento finito para el estado de equilibrio o condiciones transitorias. Flujos, presiones y gradientes se calculan en función definidas por el usuario las condiciones de contorno hidráulicas. Análisis de la filtración está totalmente integrado con el análisis de estabilidad de taludes o se puede utilizar como un módulo independiente.

Cuenta con amplias capacidades de análisis probabilístico - puede asignar distribuciones estadísticas a casi cualquier parámetro de entrada, incluidas las propiedades de los materiales, las propiedades de soporte, cargas y ubicación de la tabla de agua. El índice de probabilidad de fallo / fiabilidad se calcula, y proporciona una medida objetiva del riesgo de fallo asociado con un diseño pendiente. El análisis de sensibilidad le permite determinar el efecto de las variables individuales en el factor de seguridad del talud.

Slide ofrece no menos de 17 modelos diferentes para la resistencia del material de roca y suelo incluyendo Mohr-Coulomb, anisotrópico y generalizado de Hoek-Brown. Tipos de apoyo incluyen retenido, extremo anclado, clavo de suelos, micro pilotes y geotextil. Volver análisis permite determinar la fuerza de apoyo que se requiere para un factor de seguridad dado. Algoritmos de búsqueda avanzadas simplifican la tarea de encontrar la superficie de deslizamiento crítico con el factor de seguridad más bajo.

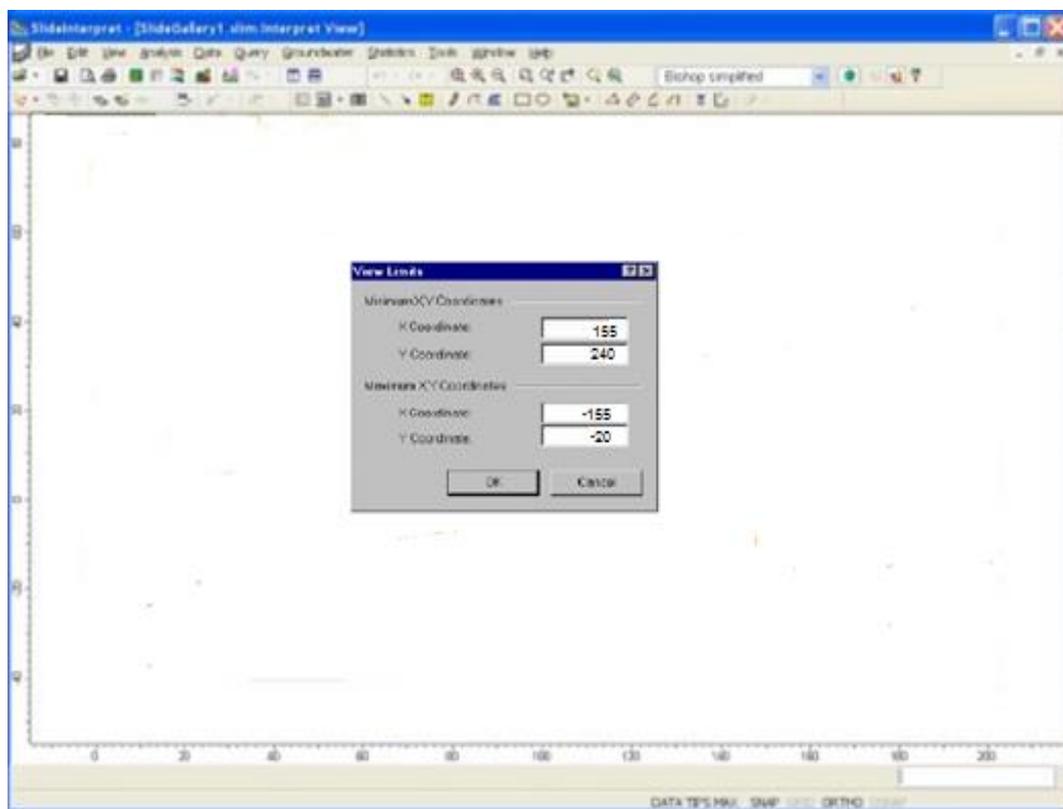
El programa permite realizar los cálculos de estabilidad a través de una gran variedad de métodos:

- Ordinario (Fellenius).
- Bishop Simplificado.
- Janbu Simplificado.
- Janbu Generalizado.
- Spencer.
- Morgenstern-Price.
- Corps of Engineers Method.(I y II)
- Lowe-Karafiath.
- Sarma
- Método de equilibrio límite generalizado.(GLE)
- Método de los elementos finitos

3.3.5.6.1.- Pasos a seguir para el uso del Software Slide

1.- Primero ajustemos los límites de la región de dibujo, de manera que podamos ver al modelo siendo creado cuando ingresemos la geometría.

Figura III.13. Dialogo límites de la Región del Dibujo



2.- Configuración del proyecto

Figura III.14. Dialogo de Configuración del Proyecto

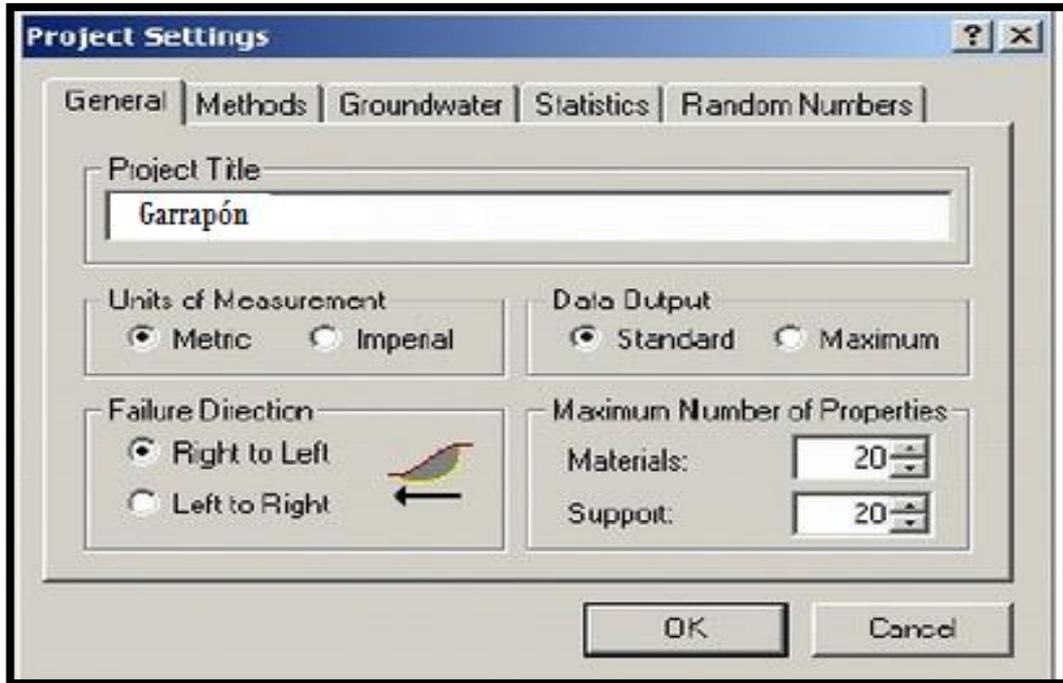
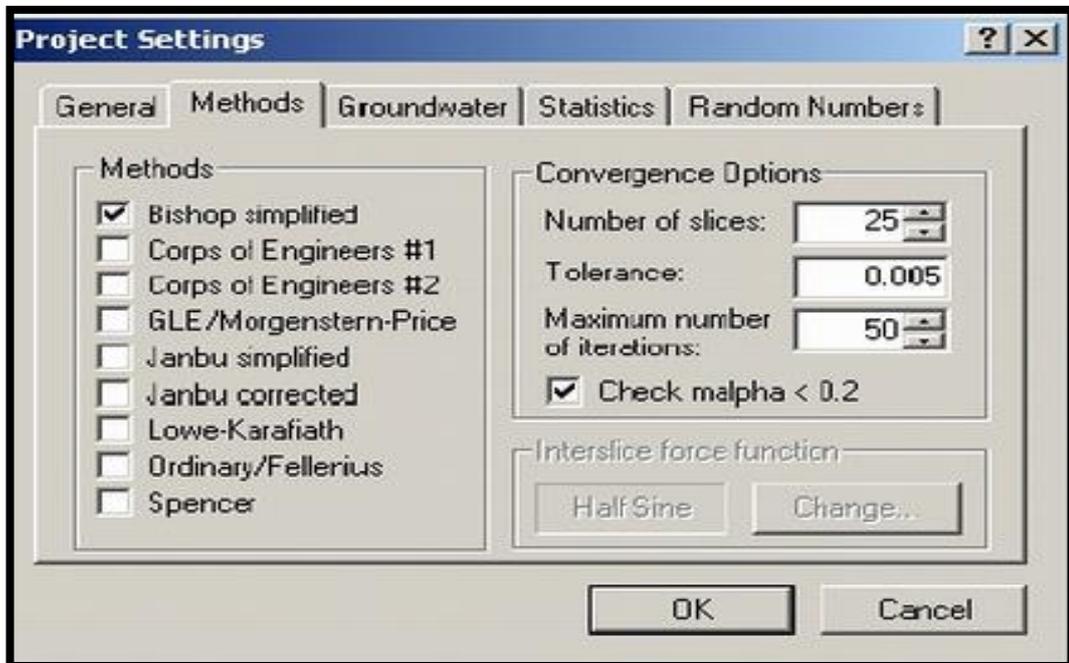
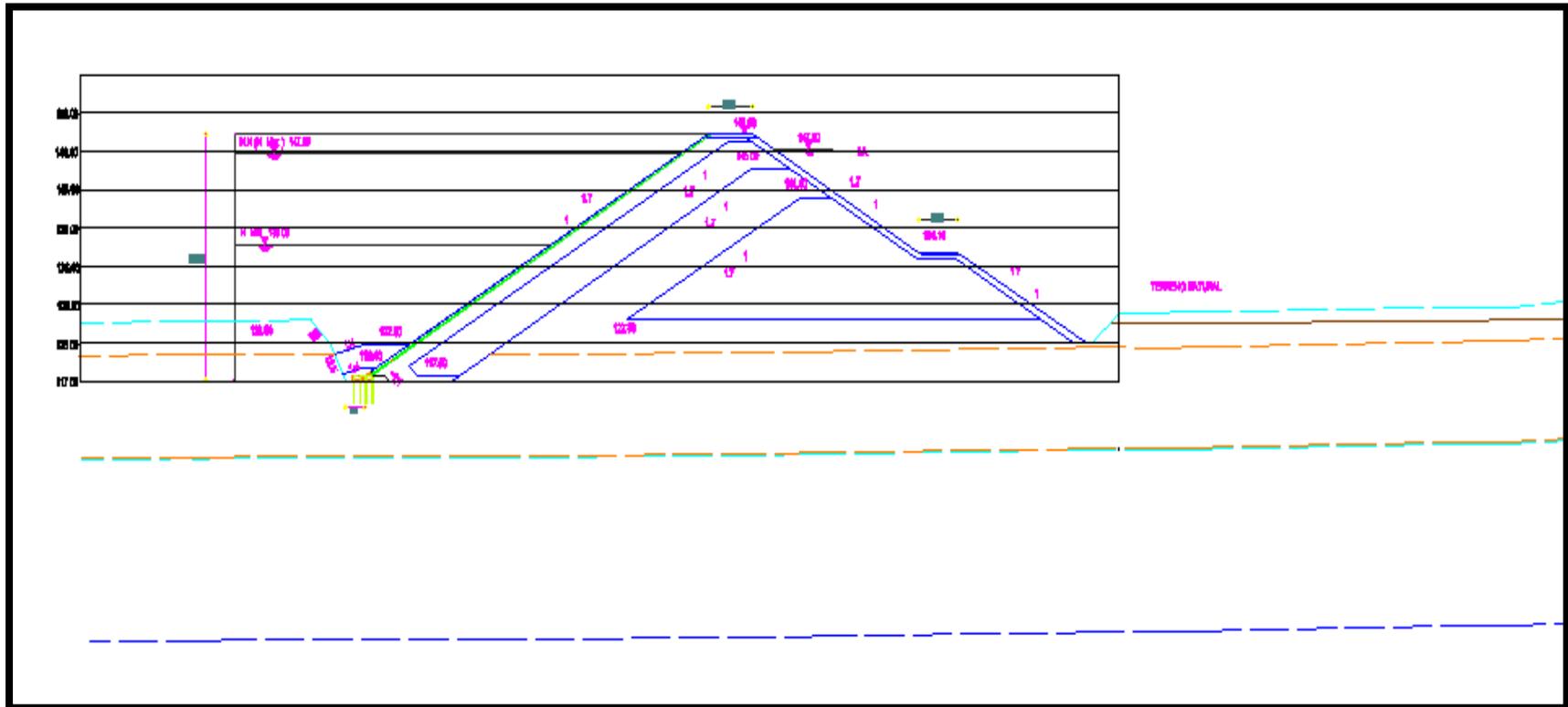


Figura III.15. Dialogo de Método de Análisis



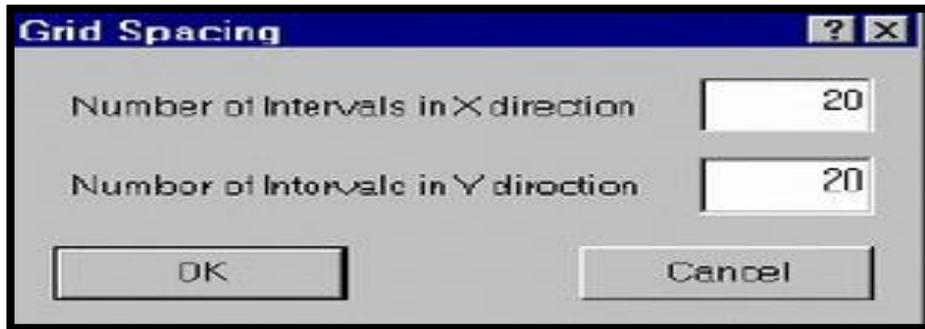
3.- Exportamos del AutoCAD la Sección de la Presa a Slide.

Figura III.16. Sección de la presa



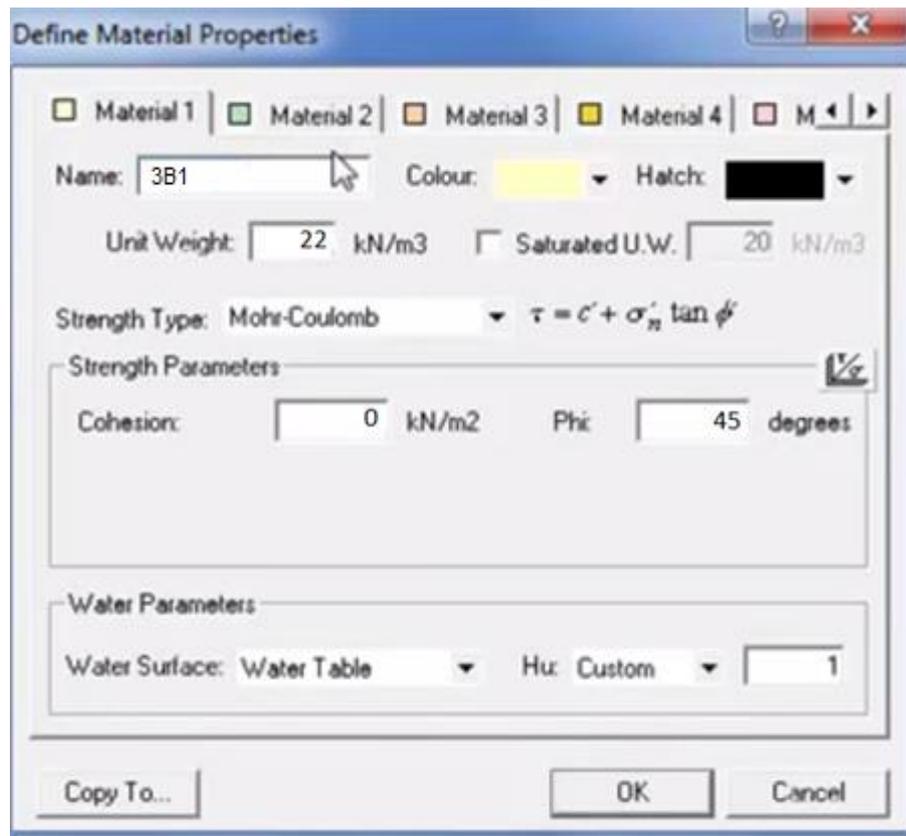
4.- Superficie de deslizamiento

Figura III.17. Diálogo Grid Spacing (Espaciamiento de Superficie)



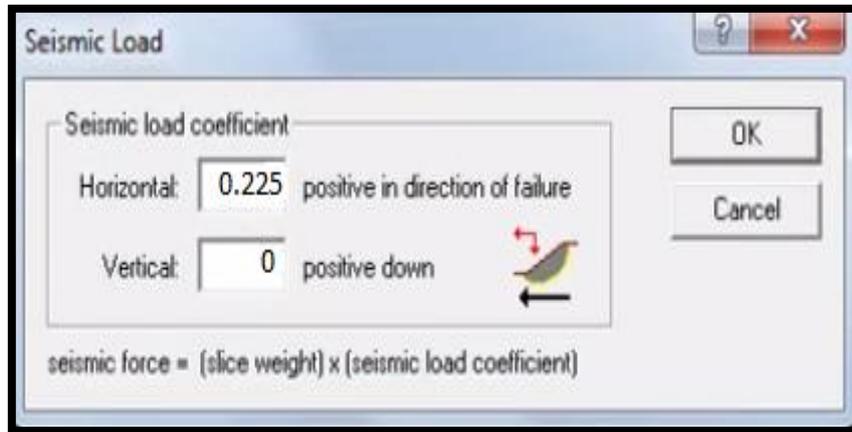
5.- Selección de propiedades

Figura III.18. Diálogo de selección de propiedades



6.- Incorporación de la fuerza sísmica

Figura III.19. Diálogo de incorporación de fuerza sísmica



CAPÍTULO IV:

RESULTADOS

IV. RESULTADOS

4.1.- ESTABILIDAD EN CONDICIONES ESTÁTICAS

4.1.1.-Al final de la construcción

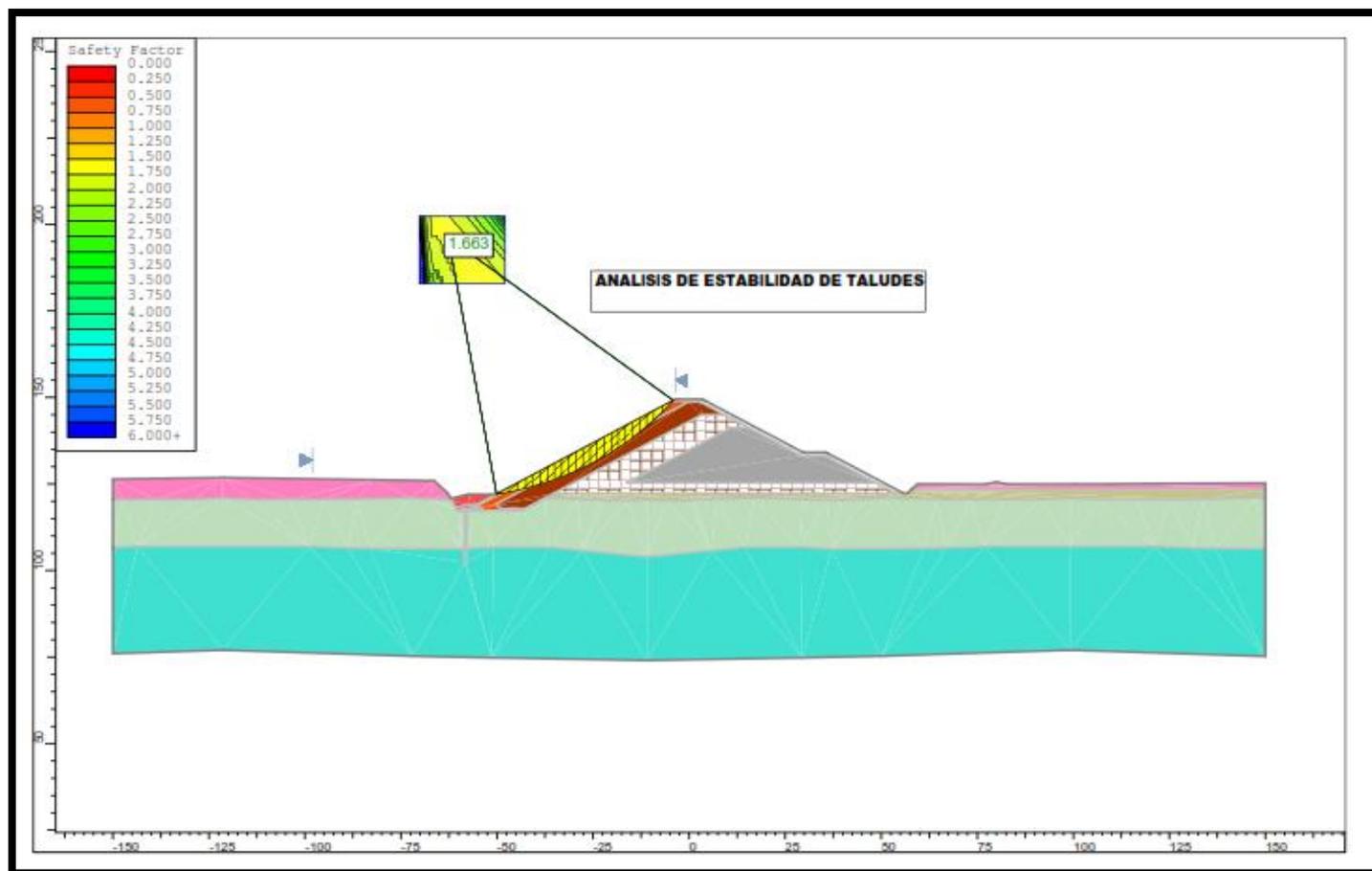
La Estabilidad de los Taludes de la Presa al final de la construcción fue analizada en la Sección Transversal típica de la Presa en el Valle, habiéndose obtenido los siguientes resultados

Talud aguas arriba..... $F_{s, \min} = 1.663 > F_{s, \text{per}} = 1.30$

Talud aguas abajo..... $F_{s, \min} = 1.699 > F_{s, \text{per}} = 1.30$ (Estabilidad Local)

Los factores mínimos de seguridad fueron calculados para los círculos de deslizamiento cuya profundidad es poca, lo que indica que en el caso de la Presa Garrapón es crítica la estabilidad local de los taludes.

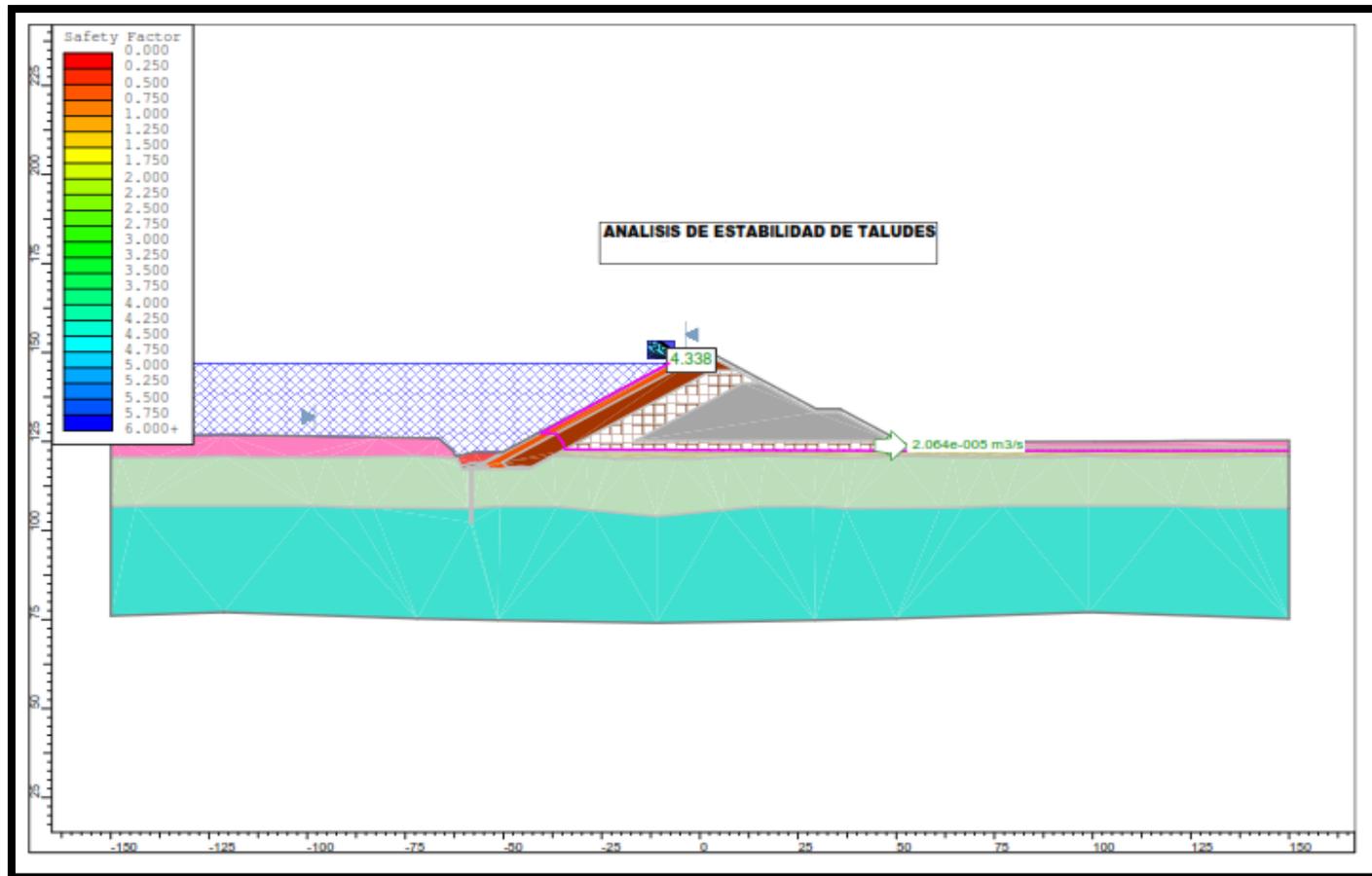
Figura IV.1. Estabilidad en Condiciones Estáticas – Al final de la Construcción-Talud Aguas Arriba.



4.1.2.- Estado Estacionario del Nivel de Agua

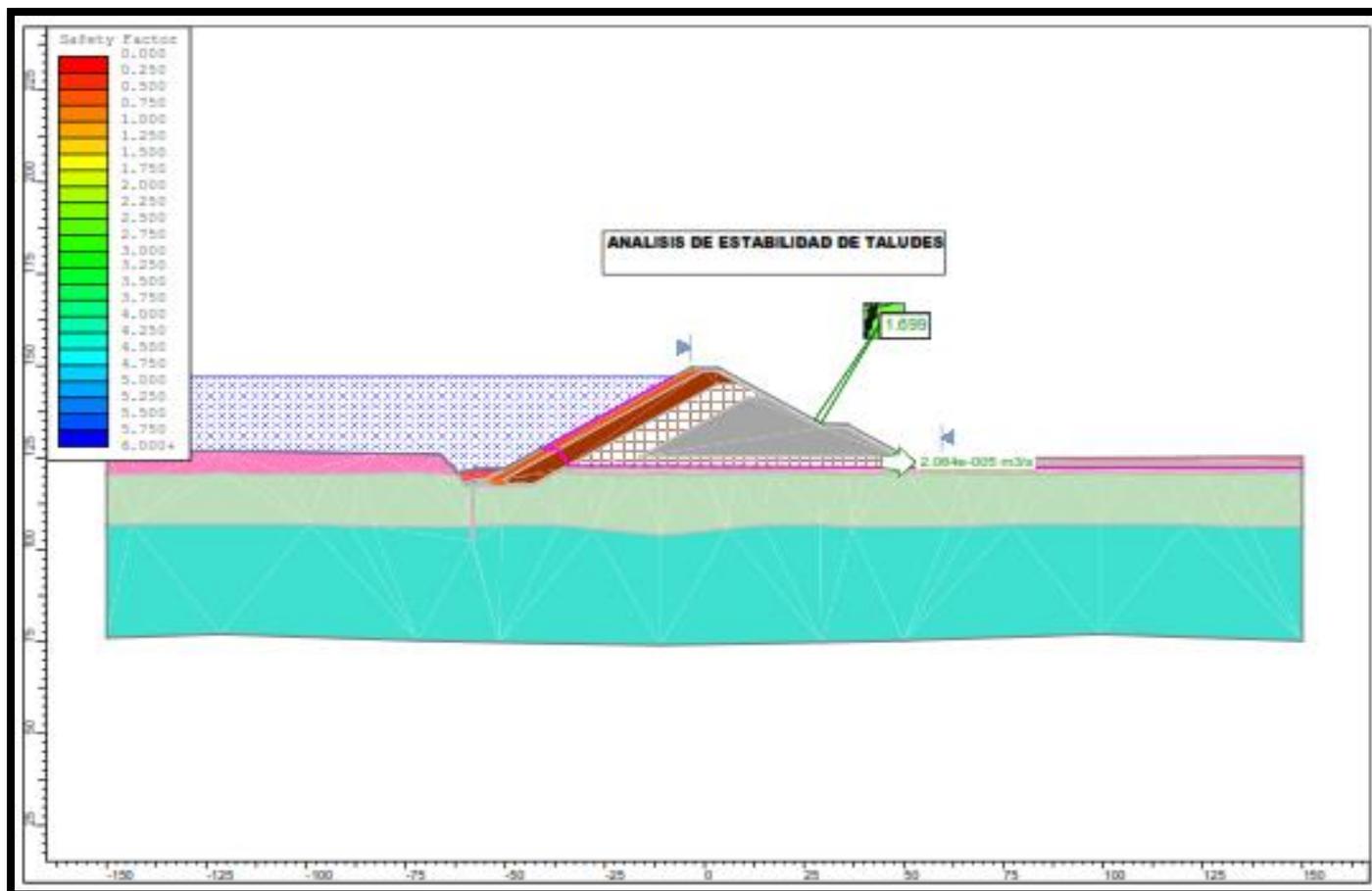
Para el estado estacionario del nivel de agua en el embalse se calculó el factor mínimo de seguridad del talud de aguas arriba correspondiente a planos de deslizamiento críticos que pasan por su pie , aunque en el caso de presas con revestimiento de concreto aguas arriba la estabilidad del talud de aguas arriba durante la explotación no se encuentra amenazada debido a la presión que el agua ejerce sobre la pantalla de concreto. Para el talud de aguas arriba de la presa Garrapón N° 1, cuando el nivel de agua en el embalse se halla en la cota de remanso normal 147.00 m.s.n.m., se calculó el factor de seguridad $F_s = 4.338$, lo que resulta ser un valor bastante mayor que el factor de seguridad permitido $F_{s, per} = 1.50$.

Figura IV.2. Estabilidad en Condiciones Estáticas –Estado Estacionario del Nivel de Agua -Talud Aguas Arriba.



La estabilidad del talud de aguas abajo de la presa al nivel estacionario de agua en el embalse en la cota 147.00 m.s.n.m., los resultados del cálculo son idénticos como al final de construcción de la presa, lo que significa que el factor mínimo de seguridad del talud de aguas abajo asciende a $F_s, \min = 1.699 > F_s, \text{per} = 1.50$.

Figura IV.3 Estabilidad en Condiciones Estáticas –Estado Estacionario del Nivel de Agua -Talud aguas Abajo.

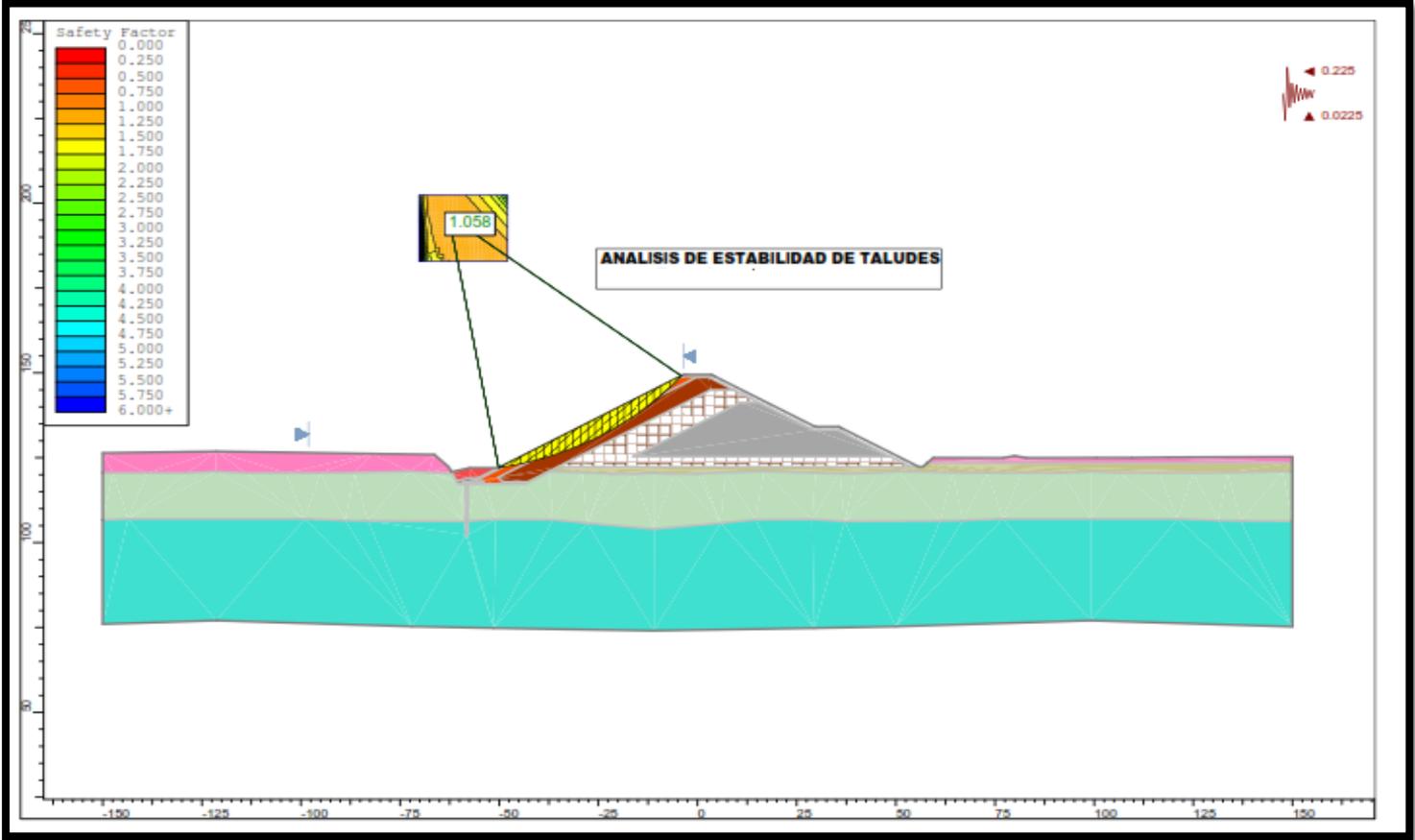


4.2.- ESTABILIDAD EN CONDICIONES SÍSMICAS

4.2.1.-Al final de la Construcción

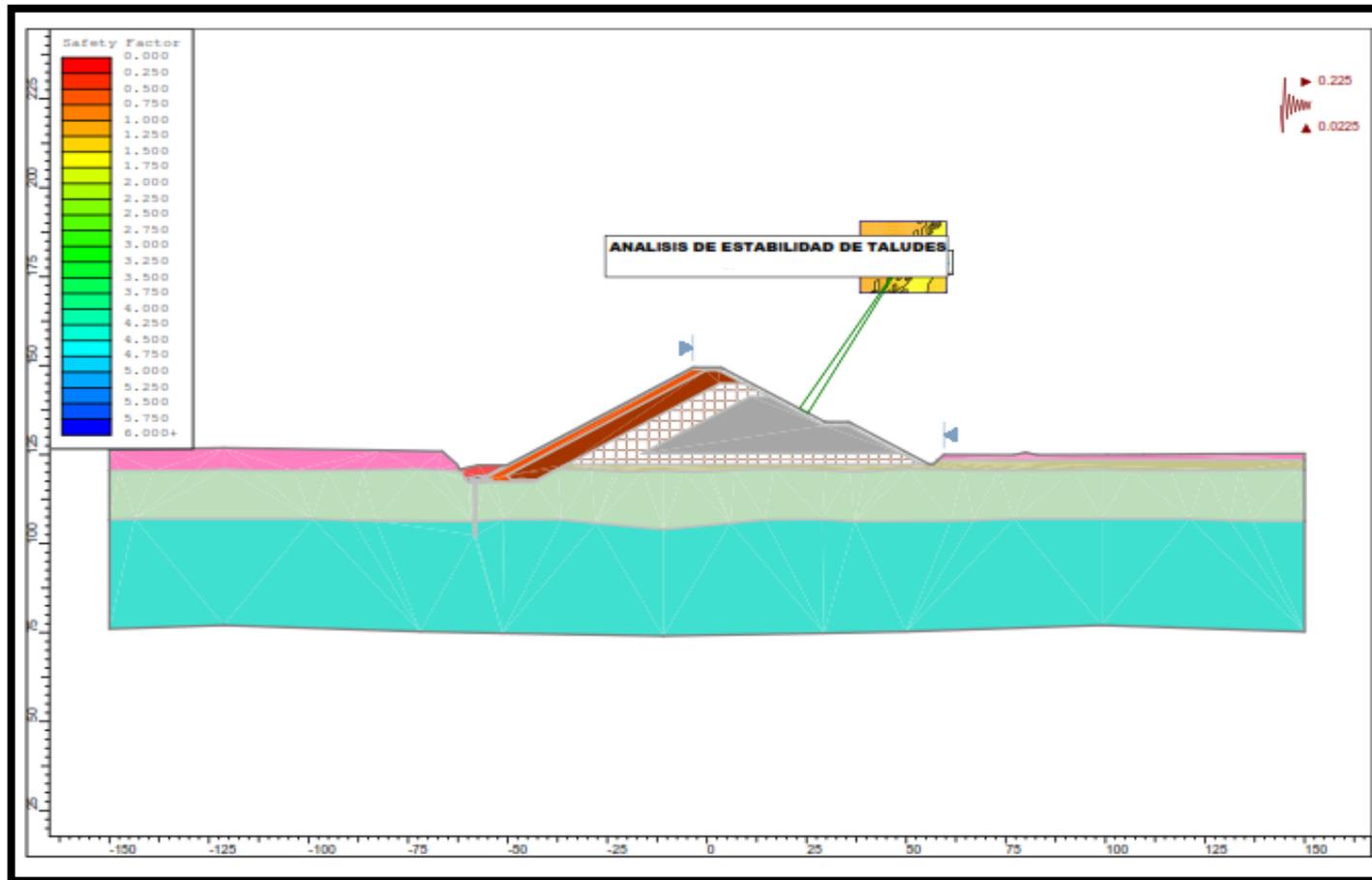
Se analizó el caso de carga cuando, al final de construcción de la presa, el talud de aguas arriba se encuentra expuesto a un sismo. Fue adoptado el valor del coeficiente sísmico k para el análisis Pseudo-estático $k=0.20$ el cual fue mayor a 12.5% tomándose el valor de 0.225g. El factor de seguridad mínimo para planos de deslizamiento críticos que atraviesan el pie de la presa asciende a $F_{s, \min} = 1.058 > 1.00$, lo que significa que a este sismo no ocurrirá desplazamiento / deslizamiento del material a lo largo del talud de la presa y que la estabilidad del talud está garantizada.

Figura IV.4 Estabilidad en Condiciones Sísmicas –Al final de la Construcción -Talud Aguas Arriba.



La estabilidad del talud aguas abajo, con sismo, tiene un factor de seguridad F_s min = 1.054 > 1.00 considerando que la pendiente promedio incluyendo las bermas aguas abajo asciende a 1 V: 1.7 H .

Figura IV.5 Estabilidad en Condiciones Sísmicas –Al final de la Construcción -Talud Aguas Abajo.



4.2.2.- Estado Estacionario del Nivel de Agua.

Para el caso de sismo, al nivel de agua estacionado en el embalse, fue analizada la estabilidad del talud aguas arriba. Con el coeficiente sísmico para el análisis Pseudo-estático estático $k = 0.225$ se calculó el factor de seguridad mínimo $F_{s, \min} = 2.964 > 1.00$

Con respecto al talud aguas abajo obtuvimos un factor de seguridad mínimo $F_{s, \min} = 1.054 > 1.0$, Los factores de seguridad calculados indican que no van a ocurrir deslizamientos de material locales a lo largo del talud.

Figura IV.6 Estabilidad en Condiciones Sísmicas –Estado Estacionario del Nivel de Agua -Talud Aguas Arriba.

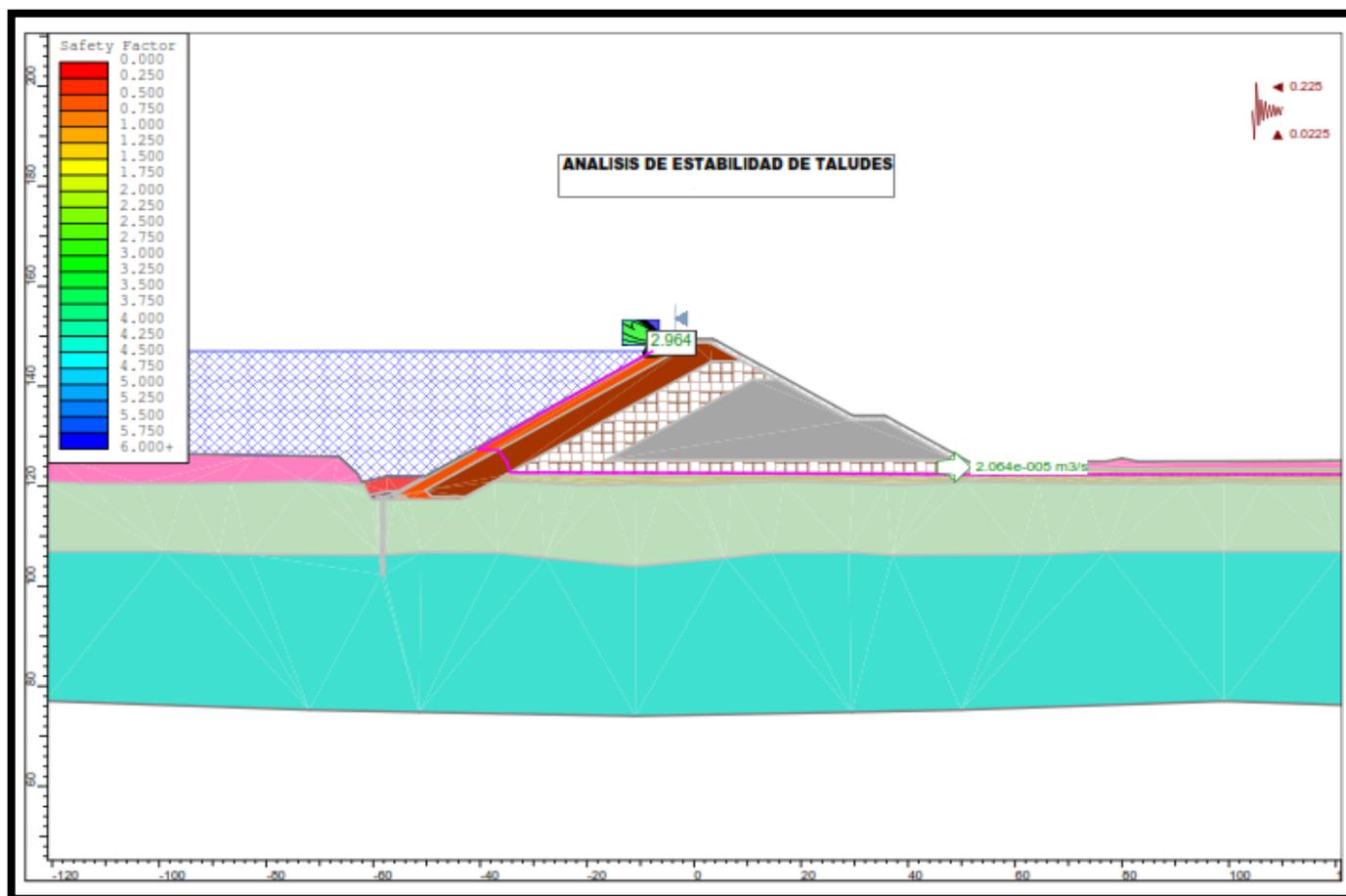
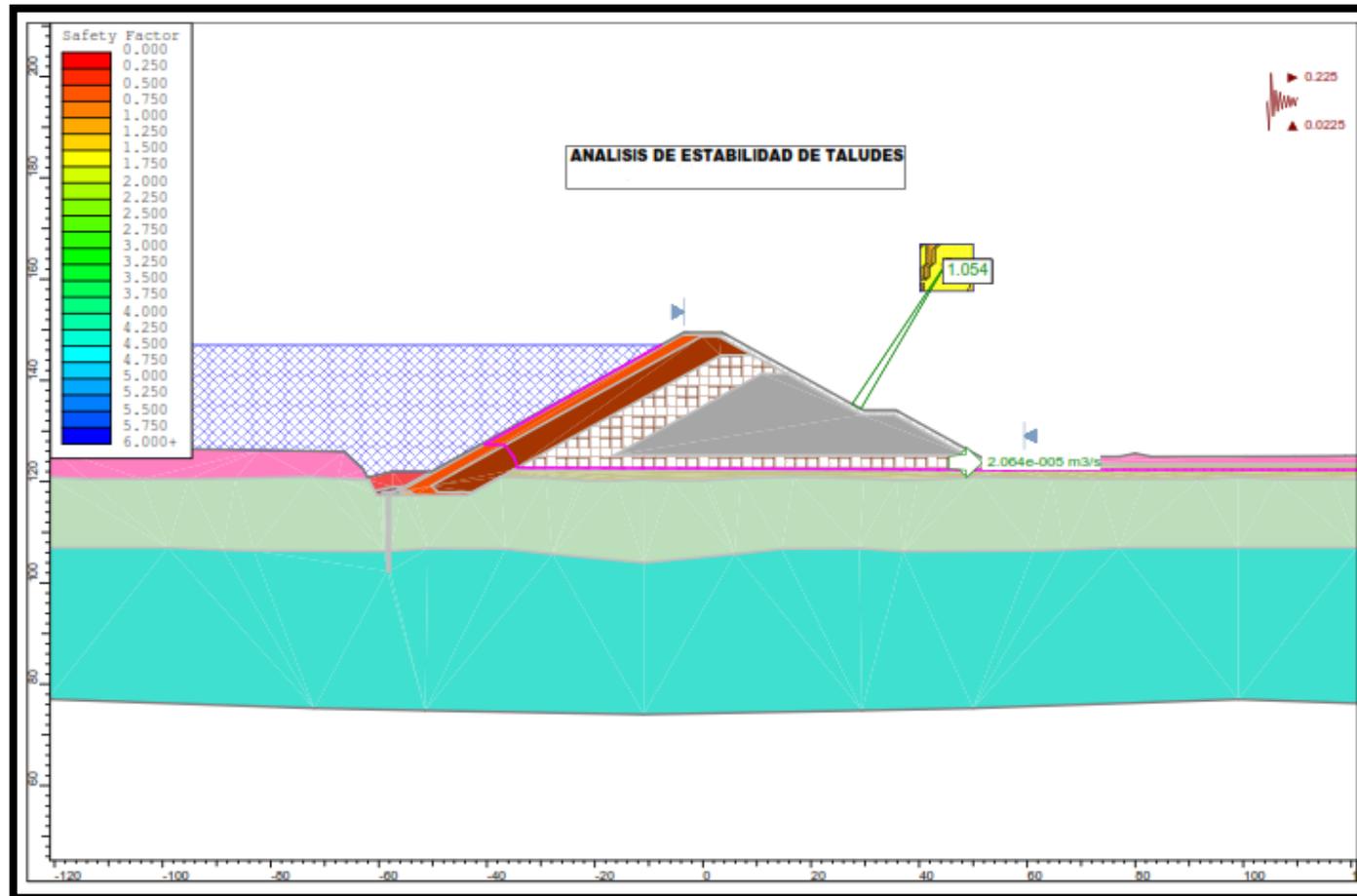


Figura IV.7 Estabilidad en Condiciones Sísmicas –Estado Estacionario del Nivel de Agua -Talud Aguas Abajo.



**CAPÍTULO V:
DISCUSIÓN DE
RESULTADOS**

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

1.- Los factores de seguridad obtenidos tanto para condiciones estáticas como para condiciones sísmicas son congruentes con lo deseado ya que las condiciones geológicas del área donde se cimentara la presa está compuesta por un basamento rocoso y el diseño de la presa fue determinado de tal manera que fuera estable, en dicho diseño se consideró losa de concreto para impermeabilizar la presa talud aguas arriba, se ejecutaron a lo largo del plinto la pantalla de inyecciones y la inyección de consolidación con la finalidad de mejorar la estabilidad filtrante de la roca en la base del plinto; y otros componentes que hacen que los factores de seguridad obtenidos sean mayores a los factores mínimos de seguridad establecidos para el diseño de presas

2.- En la aplicación del Método de Bishop Simplificado para el cálculo de estabilidad de taludes se consideró el análisis de equilibrio de momentos y mas no de fuerzas como otros métodos que si consideran todas ecuaciones de equilibrio como Spencer, Bishop Riguroso, Espiral Logarítmica, Arco circular entre otros, más sin embargo el factor de seguridad obtenido es muy cercano al factor de seguridad que se obtienen con los métodos que cumplen todas las ecuaciones de equilibrio antes mencionados por lo que los resultados obtenidos son aceptables.

3.- La aplicación del software Slide nos permitió encontrar la superficie de falla con el menor factor de seguridad, esto debido a que es un software muy completo de análisis de estabilidad de taludes, que cuenta con todas las funciones necesarias para poder realizar cualquier tipo de sección de presa que esté compuesta por cualquier tipo de material, en cualquier condición de diseño que queramos analizar y con cualquier método que deseemos realizar dicho análisis. Además este software es el único software de la estabilidad de taludes con una función de análisis de la filtración de las aguas subterráneas elemento finito para el estado de equilibrio o condiciones transitorias.

CAPITULO VI:

CONCLUSIONES

VI. CONCLUSIONES

1.- De acuerdo al Análisis del Modelo Matemático (Método de Bishop Simplificado) y haciendo el uso del Software Slide se concluye que la Estabilidad de los Taludes para la Presa Garrapón N° 1 en condiciones estáticas y condiciones sísmicas, al final de la construcción y al nivel de agua estacionario en el embalse, tienen factores de seguridad mayores que los factores de seguridad mínimos prescritos, lo que quiere decir que los criterios de estabilidad establecidos se han cumplido.

2.-De los Estudios Básicos de Mecánica de Suelos se concluye que en la Presa Garrapón existe un material de fundación de suelo limoso con intercalaciones de material gravas pobremente graduadas, por lo que la fundación de la Presa debe de llegar hasta la roca y considerar inyecciones hasta la roca sana.

3.- La topografía del embalse es de tipo ondulada con relieves accidentados con provistos de fuertes pendientes.

4.- Las presas de tierra son las más utilizadas ya que son las menos costosas y pueden construirse con suelos naturales existentes en la zona sin procesamiento o con un procesamiento mínimo, y pueden ser elevadas y reparadas en el futuro en caso de sufrir daños porque las pendientes de los taludes son diseñados para garantizar la estabilidad bajo cualquier condición de servicio y soportar cualquier movimiento de tierra. Los taludes de las presas dependen generalmente de las características de los materiales de construcción, de las condiciones de la fundación, de la altura de la presa y ocasionalmente de la altura del valle.

5.- El método Simplificado de Bishop se utiliza actualmente para el cálculo de factores de seguridad en taludes; se puede decir que los resultados son muy precisos en comparación con el Método Ordinario. La principal restricción del Método de Bishop Simplificado, es que solamente considera el Análisis para las Superficies Circulares.

Este método asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero; reduciendo así el número de incógnitas. La solución es sobre determinada debido a que no establecen condiciones de equilibrio para una dovela.

6.- El software Slide nos permitió encontrar la superficie de falla con el menor factor de seguridad debido a que es un Software muy completo de análisis de estabilidad de taludes que cuenta con todas las funciones necesarias para el dicho análisis.

CAPITULO VII:

RECOMENDACIONES

7.- RECOMENDACIONES

1.- Debido a que la importancia que presentan 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.- En cuanto a 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 también 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.- No obstante 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 algunas u 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 diseño y obtener el buen funcionamiento de la misma.

CAPITULO VIII:

REFERENCIAS

BIBLIOGRAFICAS

VIII.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. «Presas de materiales sueltos». <http://www.orsep.gob.ar/presas-materiales-sueltos.php>
2. «Presa Homogénea ». <http://www.wikiwater.fr/e7-la-construccion-de-pequenas.html>
3. «Presa de Materiales Suelos ». <http://www.ingeniero-de-caminos.com/2010/08/presas-de-materiales-sueltos.html>
4. «Teoría de Mohr - Coulomb». http://es.wikipedia.org/wiki/Teor%C3%ADa_de_Mohr-Coulomb
5. <http://www.scielo.cl/scielo.php>
6. «Clasificación de los tipos de Roturas». <http://www.mineriaonline.com.pe/pagedeta.asp?idtipo=4&idpage=1278>
7. Libro Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales-modelos de análisis de estabilidad Capítulo 4 – Jaime Suarez (factor de seguridad)
8. Libro diseño sísmico de presas de tierra y enrocado.- Jorge E. Alva Hurtado y Miguel infantes Quijano
9. Libro diseño sísmico de presas de tierra y enrocado.- Jorge E. Alva Hurtado y Miguel infantes Quijano
 - Bureau of reclamation. DISEÑO DE PEQUEÑAS PRESAS.
 - Bureau of redamation. (1987). Diseños de presas pequeñas.
 - Jesús Villaseñor C. proyectos de obras hidráulicas. Universidad autónoma chapingo, 1era ed., mexico, 1978, p.167-263.
 - Esquema de Proyecto de Tesis – Facultad de Ing. Civil.
 - Eugenio Vallarino. Tratado básico de presas
 - Francisco torres herrera. Obras hidráulicas. Ed. Limusa d.F. Mexico.
 - <http://es.scribd.com/doc/190177357/Estabilidad-de-Presa-Con-Slide>
 - <http://es.scribd.com/doc/6450421/Diseno-de-Presa-de-tierra>
 - <http://cgservicios.df.gob.mx/prontuario/vigente/747.htm>
 - http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/presas_flexibles.pdf

- http://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-915X2013000100003&script=sci_arttext
- <https://docs.google.com/document/d/1ty66m8Jn-MhVjbLDSZZ73l7IXEm3NxrM8-MfsNeRiMA/edit?pli=1>
- <http://prezi.com/xdaraqzgbzyr/slide/>
- http://www.academia.edu/3427179/Introduccion_al_calculo_de_estabilidad_de_Taludes_mediante_el_uso_del_programa_SLOPE_w_2007
- <http://es.scribd.com/doc/190177357/Estabilidad-de-Presa-Con-Slide>
- <http://es.scribd.com/doc/138150337/Coeficiente-de-Estabilidad-de-Taludes-SLIDE>

CAPÍTULO IX:

ANEXOS