

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



**“ANALISIS COMPARATIVO DE LA APLICACIÓN DEL METODO
DE EQUILIBRIO LIMITE EN EL MODELAMIENTO DE LA
ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA HUENQUE”**

TESIS

PRESENTADA POR:

DAVID CAYO VELASQUEZ

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRICOLA

PUNO – PERÚ

2017

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA APLICACIÓN DEL METODO DE EQUILIBRIO LIMITE EN EL MODELAMIENTO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA HUENQUE

TESIS PRESENTADA POR:

DAVID CAYO VELASQUEZ

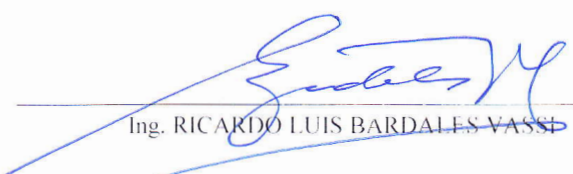


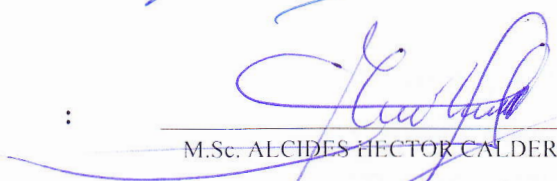
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

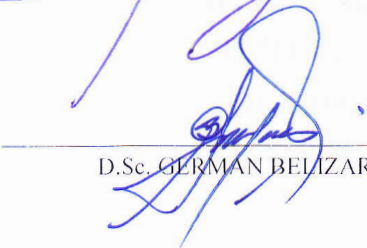
INGENIERO AGRÍCOLA

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE : 
M.Sc. OSCAR RAUL MAMANI LUQUE

PRIMER MIEMBRO : 
Ing. RICARDO LUIS BARDALES VASSI

SEGUNDO MIEMBRO : 
M.Sc. ALCIDES HECTOR CALDERON MONTALICO

DIRECTOR / ASESOR : 
D.Sc. GERMAN BELIZARIO QUISPE

Área : Ingeniería y tecnología
Tema : Diseño de presas
Línea : Ingeniería de Infraestructura Rural

FECHA DE SUSTENTACION 29 DE DICIEMBRE DEL 2017

DEDICATORIA

A mis grandes amores, a mi Amada Pilar, por su comprensión y por darme fuerza de voluntad y constituir fuente de esfuerzo y esperanza, a mis adoradas hijas por la motivación que día a día me dan, a mi querida madre LUCILA, quien, en su condición de padre y madre, supo darme educación, salud y amor.

A mis hermanos: Lidia, Liliana, Sonia, y Noemí por su apoyo incondicional y aliento en los momentos más difíciles.

Como homenaje a mi papá Simón Cayo Tito, Q.E.P.D., con todo cariño, amor y gratitud por su inmenso apoyo desde lo alto.

A DIOS por haberme dado la vida y seguir dándome las fuerzas para continuar dando de mí, como hijo, estudiante y profesional con valores morales estipulados según su palabra.

AGRADECIMIENTO

- A la Universidad Nacional del Altiplano, al personal docente y administrativo de la Facultad de Ingeniería Agrícola, por los conocimientos brindados y apoyo constante en mi formación profesional.
- A mi querida Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, quien me brindó la oportunidad de formarme como profesional en el campo de Ingeniero Agrícola.
- Al D. Sc. German Belizario Quispe, por el apoyo incondicional en el asesoramiento para la elaboración de la presente tesis.
- A los miembros del jurado de la Presente Tesis por todo el apoyo, dedicación y tiempo para revisar la presente.
- A mi padre Político Miguel Sosa Mamani, quien supo darme el apoyo moral para seguir esforzándome durante mi formación estudiantil y profesional.
- A Benigna Chávez Bustinza y Fritz A. Rodríguez Ccari por la motivación y apoyo moral.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO.....	4
ÍNDICE GENERAL.....	5
ÍNDICE DE FIGURAS	8
ÍNDICE DE TABLAS	9
RESUMEN	11
ABSTRACT	12

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 OBJETIVOS	15
1.1.1 Objetivo general	15
1.1.2 Objetivos específicos.....	15

CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES	16
2.2 DEFINICION DE TALUD.....	18
2.3 PRESAS DE TIERRA.....	18
2.3.1 Presas de materiales sueltos	19
2.3.2 Presas de fábrica.....	19
2.4 CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA.....	20
2.4.1 Características de las fallas graves o catastróficas	21
2.5 MEDIDAS Y MEDIOS PARA EVITAR LAS FALLAS GRAVES O CATASTROFICAS.....	27
2.5.1 Medidas para evitar el agrietamiento	28
2.5.2 Medidas para evitar el sifonamiento mecánico	29
2.5.3 Medidas para evitar el deslizamiento de taludes	30
2.5.4 Medidas para evitar las pérdidas por filtración	31
2.5.5 Medidas para evitar el rebase de la cortina	32
2.5.6 Medidas para evitar fallas por licuación	32
2.6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	32
2.7 RESISTENCIA AL SUELO CORTANTE.....	34
2.7.1 Criterios de Falla de Mohr-Coulomb	34

2.8	METODO DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	35
2.8.1	Método de equilibrio límite.....	37
2.8.2	Método Sueco.....	37
2.8.3	Método de Bishop	40
2.8.4	Método de Janbu	43
2.9	COMPARACION ENTRE LOS METODOS DE ANALISIS	46
2.10	TRATAMIENTO DE LAS PRESIONES DE PORO EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD	48
2.11	ANALISIS EN TENSIONES EFECTIVAS Y EN TENSIONES TOTALES.....	50
2.12	ASPECTOS SÍSMICOS DEL ÁREA	51
2.12.1	Norma E.030 (Diseño Sismorresistente).....	52
2.12.2	Zonificación Sísmica.....	52
2.12.3	Microzonificación sísmica y estudios de sitio.....	53
2.12.4	Factor de ampliación sísmica	54
2.12.5	El coeficiente sísmico en presas de tierra y enrocado	57
2.13	TUBIFICACION Y SU EFECTO EN LA CIMENTACION Y ESTABILIDAD DE LA PRESA	57
2.13.1	Tipos de Tubificación.....	58
2.13.2	Efecto en la cimentación y estabilidad de la presa	59
2.14	FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS EN PRESAS DE TIERRA	59

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	METODOLOGIA	61
3.1.1	Fase de campo	61
3.3.1.1	Estudio topográfico.....	61
3.3.1.2	Estudio geológico y geotécnico.....	63
3.3.1.3	Definición del Nivel de Agua Máximo Operacional (N.A.M.O.)	65
3.3.1.4	Caracterización de las secciones de la presa.....	66
3.3.1.5	Permeabilidad	66
3.3.1.6	Ensayos de laboratorio.....	70
3.1.2	Fase de gabinete	76
3.3.2.1	Aplicación del Modelo Numérico Slide en estabilidad de taludes	76
3.3.2.2	Etapas utilizadas por el programa SLIDE para el cálculo del factor de seguridad.....	78

3.3.2.3	Determinación de los parámetros sísmicos	80
3.2	MATERIALES	82
3.2.1	Equipos y materiales para el procesamiento	82
3.2.2	Información granulométrica.....	83
3.2.3	Información de los estados de consistencia.....	83
3.2.4	Información de compacidad.....	83
3.2.5	Información de esfuerzos efectivos.....	84
3.3	CARACTERIZACION DEL AREA DE INVESTIGACION	84
3.3.1	Características del lugar	84
3.3.1.1	Ubicación política.....	84
3.3.1.2	Ubicación Geográfica.....	85
3.3.1.3	Accesibilidad – vías de comunicación.....	86
3.3.2	AREA DE ESTUDIO	86
3.3.2.1	Construcción de presa Huenque	86
CAPITULO IV		
ANALISIS DE LOS RESULTADOS		
4.1	UTILIZACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO SLIDE PARA LA OBTENCION DEL FACTOR DE SEGURIDAD.....	88
4.1.1	Análisis de filtración para línea de corriente superior (LCS).....	88
4.1.1.1	Geometría	88
4.1.1.2	Condiciones de frontera.....	90
4.1.1.3	Análisis en SLIDE.....	90
4.1.2	Análisis de estabilidad aplicando SLIDE.....	92
4.1.3	Propiedades geotécnicas utilizadas en el modelo.....	94
4.1.4	Calculo del factor de seguridad por sifonamiento.....	95
4.1.5	Análisis Pseudo-Estático.....	98
4.2	OBTENCION DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA LOS DISTINTOS ESTADOS DE CARGA.....	99
4.2.1	Final de construcción y embalse totalmente lleno	99
4.2.2	Análisis de la superficie de falla para los distintos métodos aplicados.....	100
4.2.3	Comparación de los resultados obtenidos por los métodos aplicados.....	100
	CONCLUSIONES	106
	RECOMENDACIONES	108
	REFERENCIAS	109
	ANEXOS	111

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Círculo de Mohr y envolvente de falla	35
Figura 2. Fuerzas actuantes en dovelas	36
Figura 3. Trazo de Dovelas	38
Figura 4. Representación de las fuerzas actuantes en una dovela	39
Figura 5. Fuerzas actuantes sobre una rebanada	40
Figura 6. Diagrama de las fuerzas actuantes en una rebanada	41
Figura 7. Superficie de deslizamiento irregular	44
Figura 8. Fuerzas actuantes sobre la Dovela	44
Figura 9. Variación de los coeficientes ε y η para el método de Bishop y Fellenius	47
Figura 10. Zonas sísmicas	53
Figura 11. Distribución de máxima intensidad sísmica	56
Figura 12. Estados tensionales para ensayos triaxiales	76
Figura 13. Esquema de selección del valor inicial de lambda (λ)	79
Figura 14. Ubicación geográfica del área de estudio	85
Figura 15. Dimensiones de la presa Huenque	89
Figura 16. Redes de flujo (Perfil 0+040 – Margen izquierda) sin tratamiento Geotécnico	91

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Análisis en tensiones totales y tensiones efectivas.	50
Tabla 2. Comparación entre análisis en tensiones totales y en tensiones efectivas.	51
Tabla 3. Caracterización de la presa o ataguía.	60
Tabla 4. Factores de seguridad mínimos.	60
Tabla 5. Coeficientes de permeabilidad.	67
Tabla 6. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción aguas arriba sin sismo).	100
Tabla 7. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción aguas arriba con sismo).	101
Tabla 8. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción aguas abajo sin sismo).	101
Tabla 9. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción aguas abajo con sismo).	101
Tabla 10. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse lleno aguas arriba sin sismo).	102
Tabla 11. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse lleno aguas arriba con sismo).	102
Tabla 12. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse lleno aguas abajo sin sismo).	102
Tabla 13. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Embalse lleno aguas abajo con sismo).	103
Tabla 14. Condiciones de equilibrio estático que satisfacen los diversos métodos.	104
Tabla 15. Comparación de los diversos métodos basados en el equilibrio limite.	104

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

FS	: Factor de seguridad.
MVCS	: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.
MMC	: Millones de metros cúbicos.
SLIDE	: (Software para el cálculo de estabilidad de taludes).
IP	: Índice de plasticidad.
CU	: Coeficiente de uniformidad.
KPa	: Kilopascal.

RESUMEN

La ocurrencia de un deslizamiento de tierra con la posible consecuencia de la formación de una presa natural, es un evento de principal importancia por el riesgo hidrogeológico que implica en términos de vidas humanas y pérdidas materiales. Es por esta razón que se realizó el análisis comparativo de la aplicación de los métodos indirectos que determinan la estabilidad de taludes en la presa Huenque, con el objetivo de analizar estabilidad de taludes utilizando el modelo SLIDE y realizar la comparación de los factores de seguridad. En la fase de campo se realizó el estudio topográfico, geotécnico, geológico, nivel de agua máximo operacional, caracterización de las secciones de la presa y permeabilidad, y una segunda parte la fase de gabinete para el cálculo de estabilidad de taludes, en el análisis de estabilidad aplicando SLIDE se ha utilizado el criterio de equilibrio límite mediante los métodos clásicos de Bishop, Janbu, Morgenstern – Price, se utilizaron dos estados de carga críticos fin de construcción y presa llena con flujo establecido, la comparación directa entre los valores de FS para los métodos obtenidos entrega que, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente entre el 0.26% - 1.36% al final de construcción y entre 0.05% - 0.70% con embalse lleno respecto a Morgenstern – Price, mientras el método simplificado de Janbu difiere de un 7.58%-16.46% en final de construcción y en un 6.56% - 13.85% con embalse lleno con respecto al método de Morgenstern – Price, los cuales son los métodos que calculan menores valores de factor de seguridad.

Palabras clave: Estabilidad, FS, Huenque, presa, SLIDE

ABSTRACT

The occurrence of a landslide with the possible consequence of the formation of a natural dam, is an event of major importance because of the hydrogeological risk it implies in terms of human lives and material losses. It is for this reason that the comparative analysis of the application of the indirect methods that determine the stability of slopes in the Huenque dam was carried out, with the aim of analyzing slope stability using the SLIDE model and making the comparison of the safety factors. In the field phase, the topographic, geotechnical, geological study, maximum operational water level, characterization of the sections of the dam and permeability, and a second part the cabinet phase for the calculation of slope stability, in the analysis of stability by applying SLIDE, the criterion of limit equilibrium was used by the classic methods of Bishop, Jambu, Morgenstern - Price, two critical load states were used, construction end and full dam with established flow, the direct comparison between the FS values for the methods obtained gives us that, the security factors determined with the Bishop method differs n by approximately between 0.26% - 1.36% at the end of construction and between 0.05% - 0.70% with full reservoir respect to Morgenstern - Price, while the simplified method of Janbu differs from a 7.58% -16.46% at the end of construction and in 6.56% - 13.85% with full reservoir with respect to the Morgenstern - Price method, which are the methods that calculate lower values of safety factor.

Keywords: Stability, FS, Huenque, prey, SLIDE.

CAPITULO I

INTRODUCCION

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

El movimiento de masas de tierra debida a deslizamientos son consecuencia de una serie de factores como: actividad sísmica, composición del suelo, lluvia, erosión, deforestación, banqueos, etc. Dichos procesos ocurren cuando una masa de terreno se desliza a través de una superficie debido a que la franja de tierra que patina alcanza una tensión tangencial máxima en todos los puntos de su superficie. El análisis planteado busca estimar las fuerzas que se oponen al movimiento, de tal manera que, se pueda evaluar el nivel de seguridad al que se atiene el proyectista. Como es de imaginar, los ingenieros han ideado una serie de métodos para valorar el factor de seguridad de los taludes, pero debido a la gran variedad de casos presentes en la vida real no es posible conjeturar un método único y general para resolver la problemática planteada, por lo que se debe hacer un análisis de las diferentes opciones y ver la que se aproxima mejor al modelo real.

En el presente estudio se ha usado con criterio empírico los valores de parámetros físicos de la presa Huenque para poder modelar su comportamiento. Por último, se ha procedido con la implementación del software SLIDE/W que permite comprobar los resultados obtenidos y brinda soporte a la toma de decisiones referentes al diseño

proporcionando un método de análisis que considere la seguridad de la presa en términos de: optimización de comportamiento estructural, cálculo de posibles superficies de falla.

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

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

En el departamento de Puno, en la región denominada Altiplano, fueron encontrados problemas de estabilidad de taludes. Estos problemas se agudizan más en regiones subtropicales como es el caso de la zona de selva (Sandía, San Gabán), que

afectan a obras agrícolas siendo estas canales de irrigación, obras hidráulicas en general, carreteras, etc.

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

- ¿Es posible realizar un análisis estabilidad de taludes con los métodos indirectos existentes en la presa Huenque?

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

- ¿Qué tipo de modelos digitales ayudan a la simplificación de los cálculos de los métodos indirectos en el análisis de estabilidad de taludes de la presa Huenque?

- ¿De qué manera se puede realizar el análisis comparativo de los factores de seguridad en la presa Huenque?

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo general

Realizar el análisis comparativo de la aplicación del método de equilibrio en el modelamiento de la estabilidad de taludes de la presa Huenque.

1.1.2 Objetivos específicos

- ✓ Analizar la estabilidad de talud utilizando el modelo SLIDE de la presa Huenque con métodos indirectos.
- ✓ Realizar la comparación de los factores de seguridad con la aplicación de cada uno de los métodos indirectos en la presa Huenque

CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES

En nuestra región, al presentar un clima frío y seco con estación lluviosa de cuatro meses evidencian fenómenos que producen deslizamientos en las laderas de los cerros y en este caso en talud de una presa.

Según Hongmei, et al. (2015), en su investigación indica que los resultados de la evaluación del comportamiento sísmico obtenido del enfoque DEA / AR fueron principalmente consistentes con los de los expertos en el campo, que verificaron que el enfoque fuera válido y racional. El enfoque DEA/AR propuesto se basó en los datos objetivos y la capacidad cognitiva del auto modelo para dar los resultados de la evaluación, lo cual fue adaptativo para la situación de que los comportamientos sísmicos de las presas. Se recomendó un método de clasificación para juzgar el orden de calidad del comportamiento sísmico de las presas evaluadas. Los resultados de la clasificación podrían servir para la eliminación y el refuerzo de emergencia después del terremoto.

Según Athani, Solanki & Dodagoudar (2015), en la investigación “Infiltración y estabilidad en el análisis de la presa de tierra utilizando el método elementos finitos” muestra que el aumento en el módulo de Young del núcleo y la cubierta resultó en la disminución del desplazamiento máximo de la cresta y la variación en el ángulo de fricción interna juega un papel vital en el cumplimiento de los criterios generales de estabilidad. Se adoptó 2.5H tanto para el de aguas abajo y los lados de aguas arriba: La pendiente de 1 V. El factor de seguridad (FS) fue mayor que 1.6, tanto para el estado

(alto) depósito lleno y bajo condición de reservorio que, no se encontraron los valores de FS a ser inferior a los valores previstos para las otras consideraciones de estabilidad.

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

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

Según Espinoza & Tapia (2013), realizaron su investigación con el objeto de analizar una comparación entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del proyecto Pacolari Ecuador. En el que concluyeron que el contenido de agua presente en la masa del suelo contribuye a la disminución de la estabilidad de taludes, ya que saturan los suelos disminuyendo la cohesión de sus partículas tampoco existe un procedimiento que proporcione un factor de seguridad totalmente confiable, por lo que se realizó el análisis de estabilidad usando varios métodos, para obtener un rango

de valores en los que el más conservador fue derivado del método de Janbu y el más alto fue otorgado por el método de Bishop, por ende, el resto de factores se encuentran en este intervalo. Sin embargo, recomienda cuantificar los parámetros geotécnicos de los suelos usados en la construcción de la presa con mayor precisión, ya que de ello depende un cálculo confiable del factor de seguridad.

2.2 DEFINICION DE TALUD

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

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

2.3 PRESAS DE TIERRA

Según Bustamante (2013), en sus conceptos relacionados a su trabajo de investigación detalla que en ingeniería se denomina presa o represa a una barrera fabricada con piedra, hormigón o materiales sueltos, que se construye habitualmente en un desfiladero que cierra un río o arroyo con la finalidad de embalsar el agua en el cauce

fluvial para elevar su nivel con el objetivo de derivarla a canalizaciones de riego o para la producción de energía mecánica y eléctrica en las centrales hidroeléctricas.

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

Existen dos tipos de presas de tierra de acuerdo al tipo de construcción (Bustamante, 2013):

2.3.1 Presas de materiales sueltos

La principal característica de estas presas es el tipo de material utilizado para su construcción. Los tipos más característicos de presas de materiales sueltos son (Bustamante, 2013):

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

2.3.2 Presas de fábrica

Son todas que actualmente tienen hormigón y pueden adoptar distinta geometría dependiendo del terreno de cimentación y la morfología de la cerrada

(área donde se construirá la presa). Los tipos más importantes son (Bustamante, 2013):

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

Presas de contrafuertes: Son presas de gravedad aligeradas formadas por elementos estructurales transversales a la sección, o contrafuertes, con el objeto de reducir su volumen y las sobrepresiones, entre otros fines .

Presas arco-gravedad: Para reducir la sección de las presas de gravedad se dispone su planta en arco, con el objetivo de transmitir parte de las cargas a los estribos.

Presas arco-bóveda: Constituyen la de mayor complejidad de diseño, análisis y construcción, pues se trata de estructuras muy esbeltas, de planta y sección curvas, en que se aprovecha la alta resistencia del terreno de cimentación para disminuir notablemente el volumen de hormigón.

2.4 CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA

Según Armas & Horta (2010), las fallas graves o catastróficas en presas de materiales locales en orden de ocurrencia son:

1. Rebase de la cortina.
2. Sifonamiento mecánico.
3. Agrietamiento transversal.
4. Deslizamiento del talud aguas abajo.

5. Licuación.
6. Pérdidas por filtración.

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

2.4.1 Características de las fallas graves o catastróficas

a.- Fallas por rebase de la cortina

La falla por rebase de la cortina es la que con mayor frecuencia se presenta en presas de materiales locales, en ésta el agua empieza a escurrir por el talud aguas abajo, y dada la naturaleza erosionable de los materiales, se produce la catástrofe (Espinoza & Tapia, 2013).

Para evitar el rebase toda presa debe contar con una estructura que desaloje el exceso de agua cuando el vaso se llena a su máxima capacidad, ésta se conoce como vertedero de excesos o aliviadero. El aliviadero debe ser construido con materiales no erosionables dadas las funciones que va a tener (Espinoza & Tapia, 2013).

El rebase de la cortina puede ser producido también por asentamientos excesivos en el cimiento y en el terraplén (Espinoza & Tapia, 2013).

b.- Fallas por sifonamiento mecánico

Al fluir el agua a través del suelo la carga hidráulica que esta posee se disipa venciendo las fuerzas viscosas inducidas y que se oponen al flujo en

los canalículos que se forman entre las partículas, pero el agua que fluye genera fuerzas erosivas que pueden llegar a arrastrar a las partículas de suelo, en el momento que este fenómeno se produce se genera el sifonamiento mecánico del suelo (Espinoza & Tapia, 2013).

Existen en el suelo lugares en los que se concentra el flujo de agua y en los que la velocidad de filtración es mayor (gradiente hidráulico alto); los lugares en que estas concentraciones emergen al talud aguas abajo en donde el suelo no está confinado son críticos en lo que se refiere a posibilidades de arrastre de partículas sólidas. Cuando las partículas empiezan a ser removidas se forman en el suelo pequeños canales por los que el agua circula a mayor velocidad con lo que el arrastre crece, es así que el sifonamiento mecánico es cada vez mayor una vez que se ha iniciado, aumentando siempre el diámetro de los canales formados. El último paso del fenómeno es el colapso del bordo (Espinoza & Tapia, 2013).

Un factor que contribuye mucho al sifonamiento mecánico es la mala compactación del terraplén, la que deja estratos de suelo sueltos en los que se produce el arrastre de partículas con relativa facilidad; esto se da particularmente cerca de muros o estructuras de hormigón como tubos o ductos. Otro factor importante es el agrietamiento de tubos o galerías en el interior del terraplén o la cimentación (Espinoza & Tapia, 2013).

c.- Fallas por agrietamiento

El agrietamiento se origina cuando la deformación de la cortina produce zonas de tracción, que aparecen por asentamientos diferenciales de

la masa del suelo, ya sea por asentamientos propios del terraplén o del terreno de cimentación (Espinoza & Tapia, 2013).

Las grietas aparecen paralelas o transversales al eje de la cortina, y la orientación del plano de agrietamiento puede ser cualquiera. El agrietamiento tiene hasta 15 o 20 cm de abertura, aunque lo más común es que las grietas tengan de 1 a 2 cm (Espinoza & Tapia, 2013).

Las grietas más peligrosas son las transversales al eje de la cortina, ya que crean zonas en las que se concentra el flujo; son producidas generalmente por asentamiento diferencial de la zona de la cortina próxima a las laderas de la boquilla, respecto a la zona central del cauce (Espinoza & Tapia, 2013).

La condición más peligrosa que se puede dar es que el suelo en donde se asienta la cortina sea compresible (Espinoza & Tapia, 2013).

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

Según Sherard (1953), en un estudio hecho sobre las arcillas inorgánicas muestra que las que tienen $IP < 15\%$ y con graduación dentro de cierto rango son más susceptibles al agrietamiento cuando se compactan del lado seco en comparación con suelos más finos o gruesos. Arcillas plásticas con $IP > 20\%$, aguantan mucha más deformación sin presentar agrietamiento. Un aumento de la humedad cuando ésta se encuentra a un 2% a 3% de la óptima incrementa sustancialmente la flexibilidad de las arcillas; sin embargo aumentos posteriores tienen poca influencia en dichas

propiedades. No existe relación entre las deformaciones que producen agrietamiento en la cortina y las obtenidas en la prueba de compresión simple de laboratorio, de modo que esta prueba no es un parámetro confiable para evaluar la probabilidad de agrietamiento. Se tiene además, que si se aumenta la energía de compactación para una humedad dada, se disminuye la flexibilidad del material compactado y aumenta su vulnerabilidad al agrietamiento.

d.- Fallas por deslizamiento de taludes

Todo talud está sujeto a fuerzas naturales que provocan que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno se intensifica cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que ahí existe. Este tipo de deslizamientos son los más estudiados para las presas de tierra; la razón es que, es el tipo de falla más susceptible de análisis y aproximación con los métodos existentes para el estudio de estabilidad de taludes (Espinoza & Tapia, 2013).

Las fallas por deslizamiento se clasifican en (Espinoza & Tapia, 2013):

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

1. Falla durante la construcción

Se presentan sobre presas cimentadas en arcillas blandas, frágiles o sensitivas, con gran porción de la superficie de falla a través de ese material debido a sus características mecánicas, y pueden ser rápidas o lentas según si el material de cimentación es homogéneo o presenta estratificaciones que favorecen al movimiento. Una característica de este tipo de fallas es que no son catastróficas (Espinoza & Tapia, 2013).

2. Falla durante la operación

Afectan en todos los casos al talud aguas abajo. Este tipo de fallas se presentan de dos formas: profundas, con superficie de falla invadiendo el terreno de cimentación arcilloso; y superficiales, afectando sólo pequeños volúmenes del talud. El deslizamiento se debe a que las presiones de poro de la red de flujo disminuyen las tensiones efectivas a lo largo de la superficie de deslizamiento y por tanto la resistencia a cortante disminuye. Al igual que las fallas durante la construcción no presentan altas probabilidades de catástrofe, no obstante, hay deslizamientos superficiales que suceden por las mismas causas de los deslizamientos profundos, o sea, altas presiones de poro producto de las filtraciones. En estos casos el peligro de falla es inminente pues al producirse un deslizamiento se forma un talud más empinado y no se aplacan las presiones de poro.

3. Falla después de un vaciado rápido

Ocurren generalmente en el talud aguas arriba. No se produce colapso de la presa o pérdida de agua en el almacenamiento pero frecuentemente

causan situaciones de taponamiento de conductos, galerías, etc. En el mismo estudio, (Sherard, 1953), mostró que las fallas se presentaron en casos en que el nivel del agua estuvo disminuyendo a partir del máximo hasta la mitad de la altura a razón de 15 cm/día. Un alto porcentaje de las fallas durante el vaciado han ocurrido la primera vez que esta operación se efectúa de forma importante.

Suelen ocurrir en presas construidas sobre terrenos arcillosos plásticos y con alto contenido de agua, observándose una relación definitiva entre el riesgo de falla y cuán arcilloso es el material que constituye la cortina (Espinoza & Tapia, 2013).

Sherard (1953), demostró en su estudio que las presas construidas con arcillas con índice de plasticidad entre 15 y 30% eran más propensas a sufrir deslizamientos. De las cortinas analizadas aquellas con $D_{50} < 0.006$ mm, fallaron; de las construidas con un material en que: $0.006 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.02$ mm, fallaron la mitad y, finalmente, de las construidas con suelos en que: $0.02 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.06$ mm, sólo unas pocas tuvieron problemas de deslizamientos.

e.- Fallas por licuación

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

causas usuales por las que suceden son: incremento de los esfuerzos actuantes y desarrollo de la presión de poros correspondiente; y por el desarrollo de presiones elevadas en el agua intersticial. Debido a las características mecánicas que presentan los suelos frecuentes de falla, las arenas sueltas con $D_{10} < 0.1$ mm y coeficientes de uniformidad $C_u < 5$ y los limos con $IP < 6\%$ son los materiales más peligrosos, tanto en la cortina como en el terreno de cimentación de la presa (Espinoza & Tapia, 2013).

f.- Fallas causadas por pérdidas por filtración

Este tipo de falla se vuelve catastrófica en función del uso que vaya a tener la obra. Para las presas destinadas al almacenamiento constituye una falla grave la infiltración del agua del embalse, ya sea a través de la cimentación o la cortina, que impida que la misma cumpla su objetivo de almacenar agua (Espinoza & Tapia, 2013).

2.5 MEDIDAS Y MEDIOS PARA EVITAR LAS FALLAS GRAVES O CATASTROFICAS

Armas & Horta (2010), debido a la importancia que representa la construcción de una presa se debe garantizar un correcto funcionamiento y una seguridad adecuada de ésta, a fin de evitar pérdidas económicas y sobre todo humanas. Es por eso que se deben tomar las medidas preventivas para lograr que el proyecto cumpla los objetivos planteados.

Se detallan a continuación las medidas a tener en cuenta para la construcción, considerando la prioridad que se debe tener en cuenta para el diseño, tanto los criterios en sentido general que tienen que ver con la geometría de la sección y la ubicación del

cierre, así como las particularidades relacionadas con la sección de los materiales y la forma de colocación de éstos en la obra (Armas & Horta, 2010).

2.5.1 Medidas para evitar el agrietamiento

La única manera de evitar la falla por agrietamiento es mediante la buena selección de los materiales con los que se va a construir la presa y la buena colocación de los mismos. Los criterios que ayudarán a que no se produzca este tipo de falla son:

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

Cuando la geometría de la sección de cierre tiene características que favorecen la aparición de asentamientos diferenciales, las recomendaciones anteriormente mencionadas deben ser exigidas con mayor rigurosidad (Armas & Horta, 2010).

2.5.2 Medidas para evitar el sifonamiento mecánico

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

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

- a) Utilizar suelos plásticos en la medida de lo posible, $IP \geq 15 \%$, que son suelos no propensos al sifonamiento mecánico, o sea, resistentes al arrastre de partículas.
- b) Compactar los mismos con energía de compactación alta, a fin de lograr mayor trabazón entre partículas.
- c) Compactar con humedades en un rango de valores entre $\pm 2 \%$ de la humedad óptima del Proctor Estándar y grados de compactación por encima del 90 % de dicha energía.

- d) Si los suelos tienen $IP < 15 \%$, entonces el suelo se considera propenso al sifonamiento y sólo queda como medida para evitar este fenómeno, aplicar energía de compactación alta.
- e) Disminuir el gradiente hidráulico, “ i ”, bajo la presa, bien sea cortando el flujo de filtración o alargando el mismo con estructuras, tales como: dentellones, paredes de suelos, tablestacas, delantales e inyecciones.
- f) Controlar la salida del agua de filtración al pie y sobre el talud, de modo que no se produzcan arrastres de partículas de suelo. Esto se logra mediante la colocación de drenajes con filtro invertido.

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

2.5.3 Medidas para evitar el deslizamiento de taludes

Para evitar las fallas por el deslizamiento de taludes es necesario escoger suelos granulares, ya que estos presentan mayor resistencia al esfuerzo cortante, y deben ser colocados en el terraplén con energías de compactación altas y humedades bajas. Ya que estas medidas están en contra de las adoptadas para evitar el agrietamiento, se debe buscar un equilibrio de condiciones que permita reducir la ocurrencia de fallas (Armas & Horta, 2010).

Como el orden de prioridad está dado para evitar el agrietamiento y el sifonamiento, es necesario que se utilicen suelos finos y plásticos con índices

plásticos mayores al 15%, además de compactar con medidas similares a las del agrietamiento (Armas & Horta, 2010).

Si por falta de disponibilidad se tienen que colocar suelos finos, en los cuales no es posible emplear altas energías de compactación por motivo económico, entonces se deberán tomar otras medidas como variar la pendiente de los taludes haciéndolos menos inclinados y modificando la geometría de la sección transversal de la presa; garantizando así los factores de seguridad que eviten los deslizamientos en la presa (Armas & Horta, 2010).

2.5.4 Medidas para evitar las pérdidas por filtración

Las filtraciones a través de la cimentación se deben reducir mediante elementos contra filtraciones (parcial o total) similares a los usados para evitar el sifonamiento. Se realizan estudios ingeniero-geológicos para detectar la presencia de fallas, zonas cársicas y suelos permeables, factores incidentes en este tipo de fallas. Para la cortina, la priorización que se da para evitar las fallas por agrietamiento conlleva a obtener terraplenes de baja permeabilidad, que reducen las pérdidas por filtración a través del mismo. La ubicación del cierre y la proyección de elementos contra filtraciones son medidas que impiden este tipo de fallas. Se puede, además, compactar con humedades ligeramente superiores a las óptimas dadas por el Proctor Estándar, para disminuir la cantidad de vacíos por donde se puede filtrar el agua (Espinoza & Tapia, 2013).

2.5.5 Medidas para evitar el rebase de la cortina

Se deben realizar estudios sistemáticos de cuencas y escurrimientos en extensos períodos de tiempo debido a que en ciertos casos el vertedor presenta insuficiencia por lo que se da un rebase de la cortina (Espinoza & Tapia, 2013).

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

2.5.6 Medidas para evitar fallas por licuación

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

2.6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Según Suárez (1998), mediante el cálculo de un factor de seguridad se procede al análisis de la estabilidad de cada talud, de forma que se pueda definir el tipo de medidas

correctoras que deben ser aplicadas en caso de fallas potenciales. Para este procedimiento se vuelve necesario un estudio geológico y geomecánico de los materiales conformantes del talud, de los posibles mecanismos de rotura que pueden tener lugar y de los factores que influyen, condicionan y desencadenan las inestabilidades.

Según Armas & Horta (2010), la estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos (altura en inclinación), factores geológicos (presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía), factores hidrogeológicos (presencia de agua) y factores geotécnicos relacionados con el comportamiento mecánico del terreno.

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

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

Los cálculos para el factor de seguridad dependen de (Armas & Horta, 2010):

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

2.7 RESISTENCIA AL SUELO CORTANTE

Según (Das, 2001), la resistencia al esfuerzo cortante se define como la oposición que ofrecen las partículas al desplazamiento relativo; puesto que depende de la interacción entre éstas, la naturaleza de las interacciones será la que determine la magnitud de la resistencia.

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

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

2.7.1 Criterios de Falla de Mohr-Coulomb

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

$$T_f = f(\sigma)$$

Siendo: T_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

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

$$\tau_f = c + \sigma \tan \theta$$

Siendo: c = cohesión

θ = ángulo de fricción interna

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

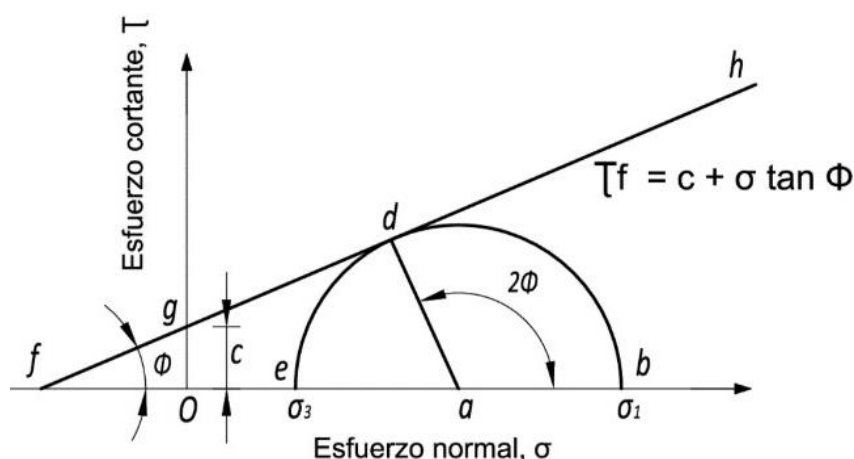


Figura 1. Círculo de Mohr y envolvente de falla

Fuente : (Mohr, 1900)

2.8 METODO DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Para Armas N. (2002), es necesario aclarar que el estado de esfuerzos en los diferentes puntos de la masa de suelo que constituye un talud es un problema no resuelto en totalidad; esto provoca que los procedimientos usuales de estabilidad estructural no puedan utilizarse, por lo que surge la necesidad de recurrir a métodos de tipo especial, llamados de análisis de equilibrio límite.

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

En taludes siempre se ha imaginado que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de la superficie de falla supuesta. Al analizar la posibilidad de dicho suceso se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla la máxima resistencia considerada (Armas & Horta, 2010)

Según Suarez (2013), para hacer un análisis de la estabilidad propia de cada talud en suelos que tienen cohesión y fricción es necesario dividir la masa que se va a deslizar en dovelas.

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

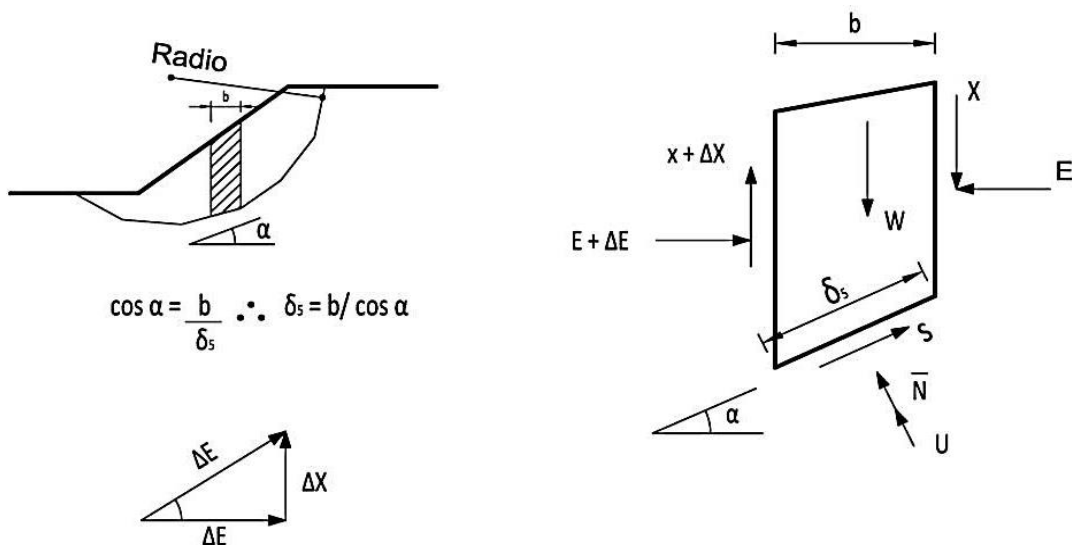


Figura 2. Fuerzas actuantes en dovelas
Fuente: (Suárez, 1900)

En la figura 2 se observa una dovela en donde se representan las fuerzas que actúan sobre la misma y las incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas y momentos para cada una de las n dovelas en que se divide la masa deslizante.

2.8.1 Método de equilibrio límite

El método del equilibrio límite consiste en estudiar el equilibrio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma (línea recta, arco circular, espiral logarítmica). Con tal equilibrio se calculan las tensiones de corte (T) y se comparan con la resistencia disponible (T_f), valorada según el criterio de rotura de Coulomb; de tal comparación se deriva la primera indicación sobre la estabilidad con el coeficiente de seguridad $F = T_f/T$ (Armas & Horta, 2010).

Entre los métodos del equilibrio último, algunos consideran el equilibrio global del cuerpo rígido (Culman), otros, por motivos de la ausencia de homogeneidad, dividen el cuerpo en rebanadas considerando el equilibrio de cada una (Fellenius, Bishop, Janbu,).

2.8.2 Método Sueco

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

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

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

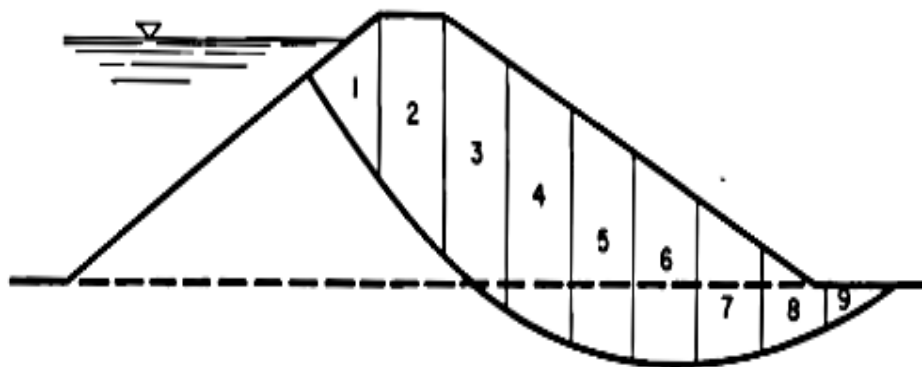


Figura 3. Trazo de Dovelas

Fuente: (Armas & Horta, 2010)

- ✓ Conviene que cada rebanada contenga un solo material, por lo menos en su borde deslizante, para que las características resistentes sean uniformes en ella. Aunque a efectos de densidad también conviene que sea uniforme, es de menor importancia que lo sea, pues el peso conjunto puede calcularse sin dificultad.
- ✓ Cumplidas estas condiciones, el número de rebanadas conviene sea mínimo, por simplicidad de cálculo.
- ✓ En cada rebanada de un metro de ancho (normal al plano), se supone actúan las fuerzas siguientes (figura 4).
- ✓ El peso P de la rebanada, igual a su área por su peso específico (suelo más agua embebida), que se descompone en una componente normal a la base, $N = P \cos \alpha$, y otra tangencial, $T = P \sin \alpha$.

- ✓ La fuerza hidrostática interna U que actúa sobre la base, igual a su longitud por la presión intersticial u . si a este el ancho de la rebanada, $U = ua/ \cos \alpha$.

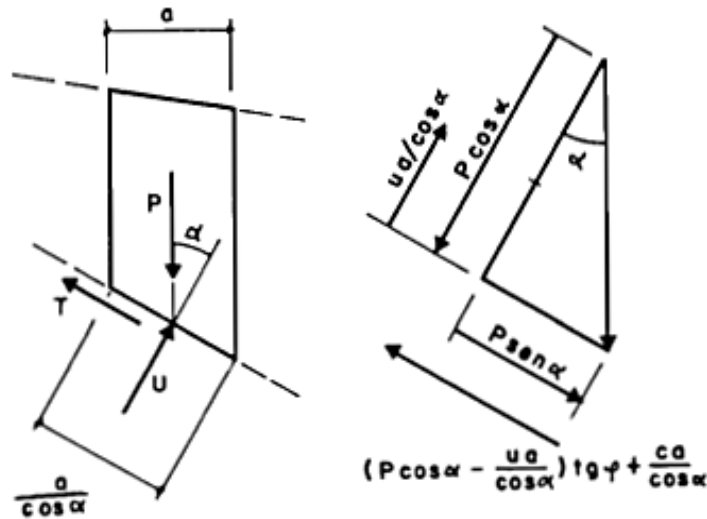


Figura 4. Representación de las fuerzas actuantes en una dovela
Fuente: (Armas & Horta, 2010)

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

$$\sum T = \sum P \operatorname{sen}\alpha \dots \dots \dots \text{Ecuación (1)}$$

Y la de las fuerzas resistentes:

$$\sum [C +(N - U) \operatorname{tg}\phi] \dots \dots \dots \text{Ecuación (2)}$$

Luego el coeficiente de seguridad será:

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

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

También pueden obtenerse gráficamente, dibujando las curvas T, C, (N - U) tgφ; las áreas entre ellas y el eje de abscisas se miden con planímetro.

2.8.3 Método de Bishop

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

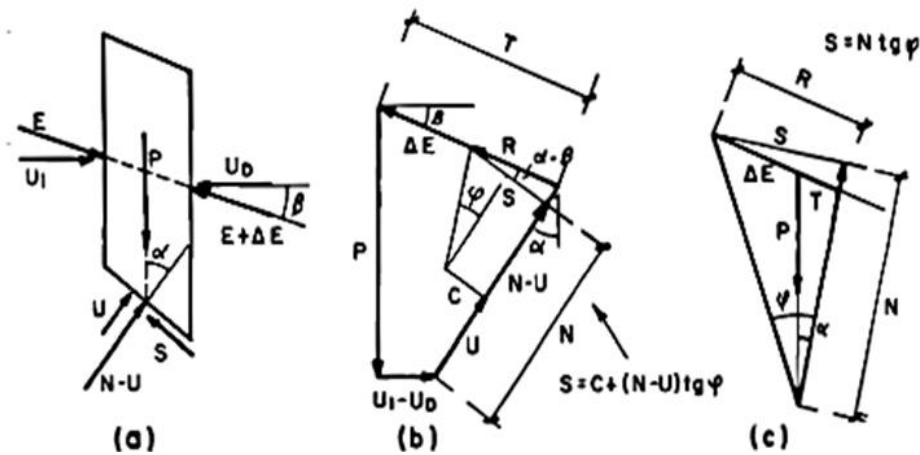


Figura 5. Fuerzas actuantes sobre una rebanada
Fuente: (Bishop, 1955)

En la figura 5 se dibujan las fuerzas actuantes sobre una rebanada, y su composición para que den equilibrio (derecha). Las fuerzas sobre las caras verticales (subíndice a izquierda, b derecha) se descomponen, vertical (V) y horizontal (H), siendo irrelevantes las posiciones de sus puntos de aplicación, como se verá.

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

$$T = \frac{cl}{F} + \frac{(N-U)tg\phi}{F} \dots\dots \text{Ecuación (1)}$$

Para plantear las ecuaciones de equilibrio se proyecta sobre dos ejes: el radio OO_1 al centro de la base ab de la faja y la vertical; y se toman momentos respecto al centro O , con lo que se anulan los de las fuerzas normales (radiales) N . Estableciendo esas tres condiciones de equilibrio en la totalidad de la masa deslizante, la suma de los momentos de $H_a H_b V_a V_b$ es cero, puesto que cada una de esas fuerzas, al ser interna, es igual y opuesta a otra de la misma cara en el elemento adyacente. De esta forma, las tres ecuaciones de equilibrio de la masa deslizante son:

$$\sum N = \sum(P + V_a - V_b)\cos\alpha - \sum(H_a - H_b)\text{sen}\alpha \dots\dots \text{Ecuación (2)}$$

$$\sum(P + V_a - V_b) = \sum\left[N\cos\alpha + \frac{(N-U)tg\phi}{F} \text{sen}\alpha + \frac{cl}{F} \text{sen}\alpha\right] \dots\dots \text{Ecuación (3)}$$

$$\sum(P \cdot x) = \sum(P \cdot R \text{sen}\alpha) = \sum(T_r \cdot R) = \frac{R}{F} \sum[cl + (N - U)tg\phi] \dots\dots \text{Ecuación (4)}$$

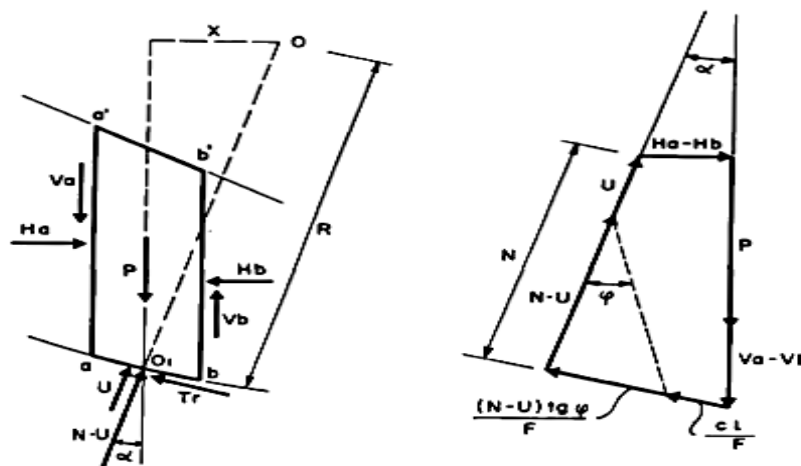


Figura 6. Diagrama de las fuerzas actuantes en una rebanada
Fuente: (Bishop, 1955)

Eliminando variables entre las tres:

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

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

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

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

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

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

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

En este supuesto, resulta una única ecuación a resolver:

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

La iteración se limita así al valor de F.

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

2.8.4 Método de Janbu

Es también un método de rebanadas verticales para comprobar una superficie de deslizamiento de una forma cualquiera, pero se diferencia de los anteriores en que el estado tensional de cada faja se plantea con toda generalidad, sin limitaciones ni hipótesis simplificadoras para las fuerzas interfajas, con lo que se aproxima un poco al de elementos finitos, si bien con elementos trapeziales grandes y supuesta una masa deslizante, y no el espacio total, como aquel (Armas & Horta, 2010).

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

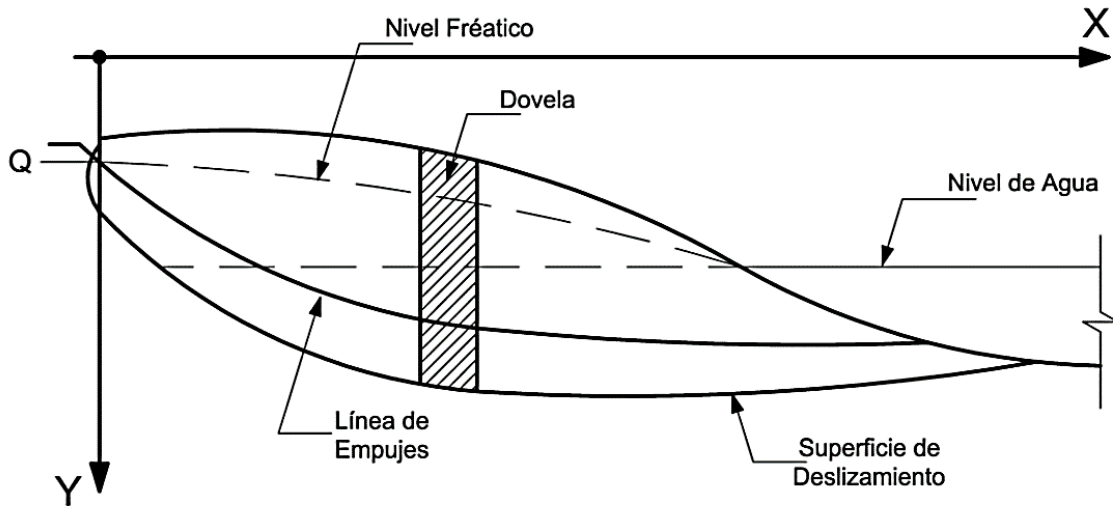


Figura 7. Superficie de deslizamiento irregular
Fuente: (Armas & Horta, 2010)

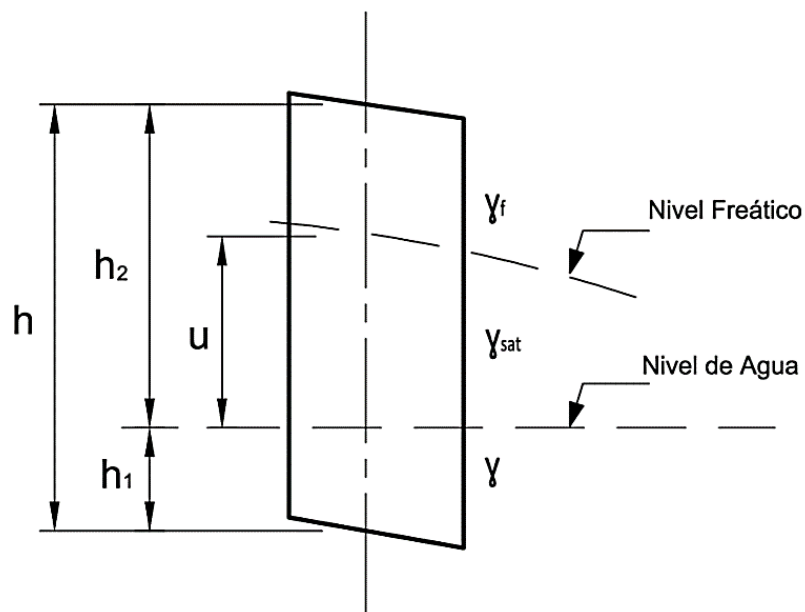


Figura 8. Fuerzas actuantes sobre la Dovela
Fuente: (Armas & Horta, 2010)

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

Hay que partir de una superficie de deslizamiento y de una línea de empujes mientras no se realice un estudio tensional, no se puede conocer la posición de la

línea de empujes, pero es suficiente suponer que pasa por el punto situado un tercio de la altura, pues su influencia es pequeña (Armas & Horta, 2010).

En la práctica, se trazan las superficies de deslizamiento y línea de empuje, se divide en rebanadas y se calculan en cada una de ellas α , $\text{tg}\alpha$, p , u , Δx . Analizando el equilibrio de cada rebanada y el de la cuña completa, se llega a la siguiente fórmula recurrente (Armas & Horta, 2010):

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

Donde es desconocida la magnitud:

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

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

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

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

2.9 COMPARACION ENTRE LOS METODOS DE ANALISIS

De los métodos presentados, la decisión de qué método utilizar depende de muchas variables, sobre todo de la geometría de la superficie de falla estimada y de los parámetros del suelo (Espinoza & Tapia, 2013).

Los métodos que calculan el factor de seguridad son poco influenciados por las hipótesis referidas a la interacción que existe entre las rebanadas; es por eso que en el caso de superficies de falla circulares en suelos relativamente homogéneos e isotrópicos, el método de Bishop (1955) proporciona resultados bastante confiables.

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

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

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

Para el caso en que $u=0$, o su valor se considera en forma implícita en la solución, se usa la Figura 9.

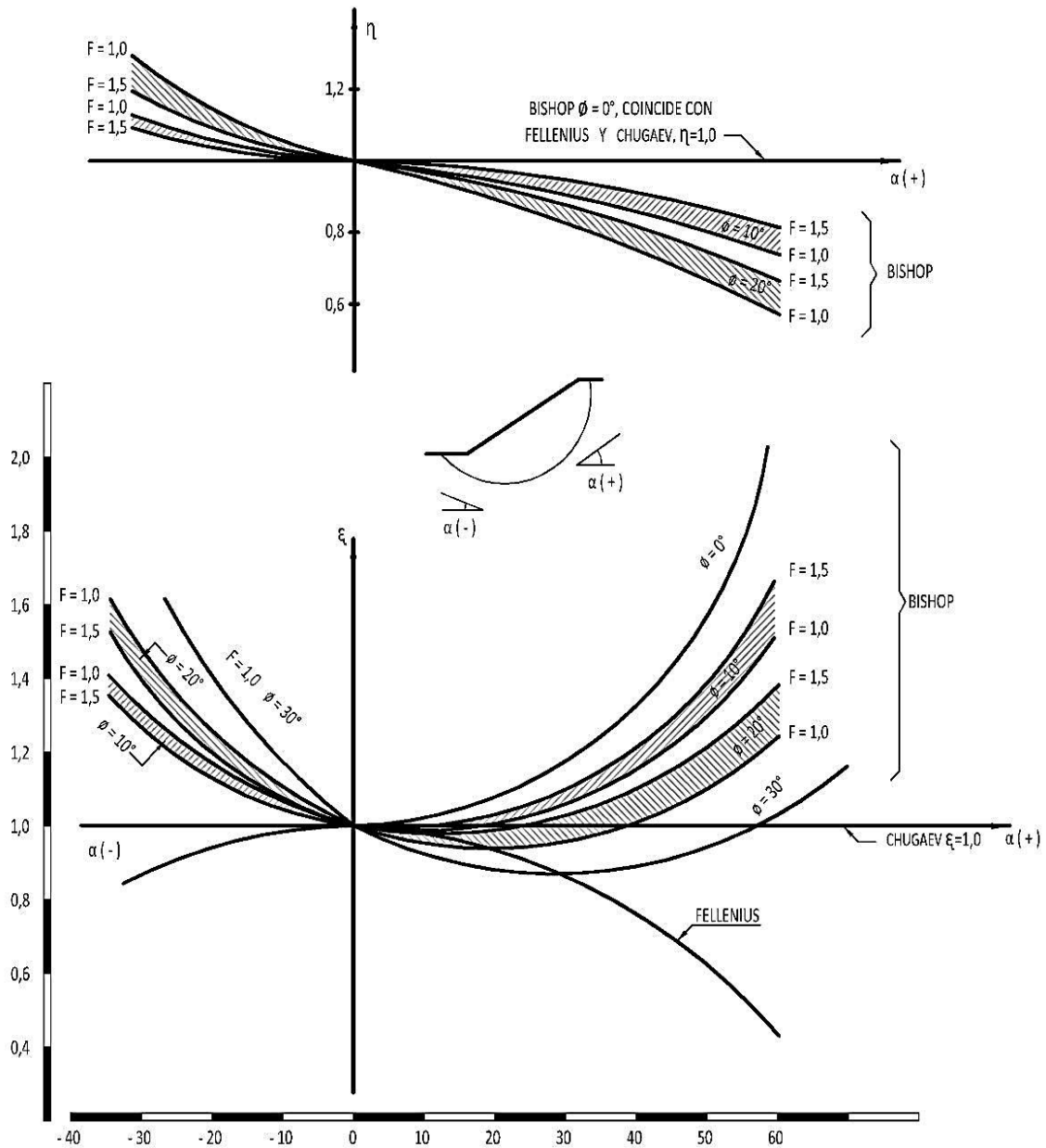


Figura 9. Variación de los coeficientes ϵ y η para el método de Bishop y Fellenius
Fuente: (Espinoza & Tapia, 2013)

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

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

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

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

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

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

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

$$u=uc+uh+uf$$

Dónde:

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

uc: componente debida a un cambio de las presiones totales (componente de consolidación).

uf: componente debida a un flujo de filtración (componente de filtración).

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

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

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

La resultante de las fuerzas que intervienen en el equilibrio del elemento, se puede obtener utilizando una de las dos alternativas siguientes (Espinoza & Tapia, 2013):

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

Siendo el resultado exactamente el mismo en ambos casos.

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

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

2.11 ANALISIS EN TENSIONES EFECTIVAS Y EN TENSIONES TOTALES

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

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

Tabla 1. Análisis en tensiones totales y tensiones efectivas.

Análisis en tensiones totales	
<i>Requisitos</i>	<i>Comentarios</i>
Tensiones totales en la masa del suelo debido a fuerzas de masa y cargas externas.	Común a los dos métodos.
Ensayos para determinar la resistencia del suelo cuando es sometido a cambios en esfuerzos totales, similares a los cambios de esfuerzos dentro de la masa del suelo.	La exactitud del ensayo es siempre dudosa ya que la resistencia depende de las presiones de poro inducidas, las cuales dependen a su vez de muchos detalles del método de ensayo; los ensayos son fáciles de realizar.
Análisis en tensiones efectivas	
<i>Requisitos</i>	<i>Comentarios</i>
Tensiones totales en la masa del suelo debido a fuerzas de masa y cargas externas.	Común a los dos métodos.
Ensayos lentos para determinar la relación entre la resistencia a cortante y los esfuerzos efectivos.	Puede realizarse con considerable exactitud ya que esta relación es muy poco sensible a las condiciones de ensayo. Los ensayos son prolongados.
Determinación de los cambios en presión de poro resultantes de los cambios en cargas externas.	La exactitud es dudosa debido a los muchos factores que afectan la magnitud de los cambios de presión de poro.

Tabla 2. Comparación entre análisis en tensiones totales y en tensiones efectivas.

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

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

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

2.12 ASPECTOS SÍSMICOS DEL ÁREA

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

reglamento nacional de construcciones. (La E-030 debe ser actualizado considerando las 4 zonas sísmicas).

2.12.1 Norma E.030 (Diseño Sismorresistente)

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

2.12.2 Zonificación Sísmica

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 10. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. (Ministerio Vivienda Construcción y Saneamiento/MVCS, 2017).



Figura 10. Zonas sísmicas

Fuente: Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2017)

2.12.3 Microzonificación sísmica y estudios de sitio

a) Microzonificación sísmica

Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible

modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

Para los siguientes casos podrán ser considerados los resultados de los estudios de microzonificación correspondientes:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

b) Estudios de sitio

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

Los estudios de sitio deberán realizarse, entre otros casos, en grandes complejos industriales, industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

2.12.4 Factor de ampliación sísmica

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

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

Dónde:

T = periodo

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

a) Intensidad

Según el análisis sísmico tectónico, existen en el mundo dos zonas muy importantes de actividad sísmica conocidas como el círculo Alpino Himalayo y el Circulo Circumpacífico. En esta última, donde se localiza el Perú, han ocurrido el 80% de los eventos sísmicos en el mundo. Por lo tanto, nuestro país está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica. La fuente de datos básica de intensidades sísmicas que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú, ha sido presentada por Silgado (1978). En la figura N° 11 se muestra el mapa de distribuciones de máximas intensidades sísmicas observadas (Alva et al 1984), de acuerdo a esta información, se concluye que según la historia sísmica del área de estudio (400 años), han ocurrido sismos de intensidades altas como V – VI en la escala Mercalli Modificado.

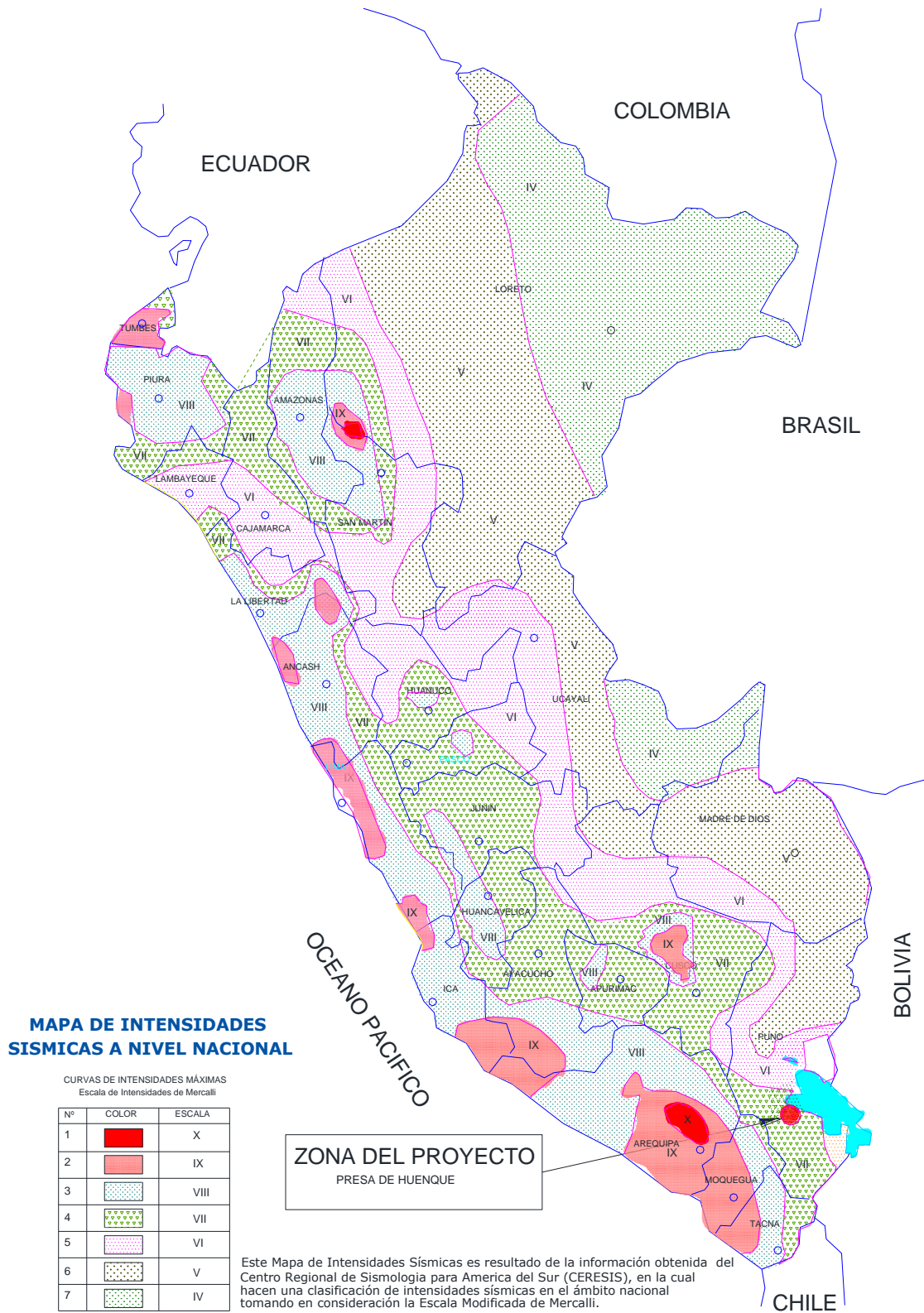


Figura 11. Distribución de máxima intensidad sísmica
Fuente: PRORRIDRE

2.12.5 El coeficiente sísmico en presas de tierra y enrocado

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

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

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

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

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

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

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

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

2.13.1 Tipos de Tubificación

a) Levantamiento

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

b) Fractura hidráulica

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

A las contracciones y secado como el origen de fisuras pueden agregarse diferencias en compactación producidas por el paso de los rodillos. Estas grietas internas pueden estar cerradas, pero, cuando el nivel de la presa alcanza algunos

metros (2 a 3) sobre ellas, la presión hidrostática puede ser superior a la presión total. El agua ejerce presión sobre la fisura abriéndola progresivamente.

2.13.2 Efecto en la cimentación y estabilidad de la presa

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

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

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

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

2.14 FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS EN PRESAS DE TIERRA

El factor de seguridad mínimo que se asume como aceptable está regulado bajo normas. (Armas & Horta, 2010) en el libro de presas de tierra hacen referencia a las

especificaciones de diseño de presas en la República de Cuba, en donde se categorizan las presas en función del tipo de suelo de cimentación, la altura de la presa y aspectos económicos que se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Caracterización de la presa o ataguía.

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

FUENTE: A. Novoa y H. Mestas “Presas de tierra”.

De acuerdo a la categoría y las condiciones de trabajo, se establece el rango del factor de seguridad mínimo aceptable. Según los mencionados autores se recomiendan los valores obtenidos en la Tabla 4.

Tabla 4. Factores de seguridad mínimos.

Condiciones de trabajo	Categorías			
	I	II	III	IV
NORMALES	1.35-1.25	1.25-1.15	1.20-1.10	1.15-1.10
EXTRAORDINARIAS	1.15-1.10	1.15-1.10	1.10-1.05	1.05

Fuente: (Armas & Horta, 2010)“Presas de tierra”

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 METODOLOGIA

La metodología empleada en la presente investigación es la siguiente:

3.1.1 Fase de campo

Recopilación y ordenamiento de la información básica

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

3.3.1.1 Estudio topográfico

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

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

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

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

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

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

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

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

3.3.1.2 Estudio geológico y geotécnico

El estudio geológico - geotécnico se centrará en el análisis de las propiedades relevantes de los materiales de las cimentaciones y de los materiales de préstamos, tratando de determinar los parámetros o el rango de variabilidad de los mismos, que sean determinantes, tanto en el diseño, como en la construcción y funcionamiento de las estructuras.

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

Efectuando los estudios geotécnicos y geológicos permitió:

- ✓ Determinar el perfil estratigráfico del suelo en el terreno de fundación en el eje presa.
- ✓ Determinar los bancos de materiales a utilizar para terraplén, dique de Presa.
- ✓ Realizar el muestreo correspondiente y establecer sus propiedades, parámetros de comportamiento.
- ✓ Realizar perforaciones diamantinas en el eje de presa.
- ✓ Realización de perfiles estratigráficos mediante el logeo y representado en registros de perforación para cada taladro.
- ✓ Determinar el grado de permeabilidad del terreno mediante ensayos de permeabilidad tipo Lefranc (carga constante) para suelos, o en roca demasadamente alterada y fragmentada.

- ✓ Determinar las características de esfuerzo deformación y de resistencia al esfuerzo cortante de suelos como la cohesión y el ángulo de fricción interna a través de ensayos triaxiales.

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

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

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

c.- Trabajo de campo: Se realizó un muestreo sistemático en lugares estratégicos y representativos previo a un programa diseñado para cada uno de las estructuras que contendrá el proyecto, para esto se procedió a realizar calicatas a cielo abierto, la profundidad alcanzada obedece a la intensidad y tipos de carga que transmiten el sub-suelo, llegando hasta 1.50 y 2.00 m. en calicatas y en perforaciones

diamantinas hasta 58 m. la ubicación de las calicatas y puntos de perforación permitieron obtener una información confiable y representativa de los suelos potencialmente consideradas como subrasante o terreno de fundación de la presa.

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

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

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

Recopilación y ordenamiento de la información básica

3.3.1.3 Definición del Nivel de Agua Máximo Operacional (N.A.M.O.)

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

Para la presente etapa del proyecto se ha decidido que el N.A.N. se encontrará 2.5m por debajo de la cota máxima del embalse en función del bordo

libre, por lo que es menester un análisis minucioso de la topografía de la zona a fin de encontrar las cotas más altas que alcanzará el agua. La cota máxima del embalse, por lo tanto, depende de una serie de factores que afectarán su ubicación, interviniendo en este aspecto los sitios de presa (perfil vertical), la diferencia de altura en la cola con la altura de la divisoria de aguas; y finalmente la altura de toma del agua en caso de que se requiera rellenar a gravedad.

3.3.1.4 Caracterización de las secciones de la presa

El criterio que se ha tomado para atribuir las pendientes y las formas de los taludes ha sido tomado acorde a la altura de la presa. El valor definitivo de la pendiente del talud debe ser comprobado después por el cálculo de la estabilidad; normalmente se supone 1 y se comprueba, o sea, se utiliza un método de tanteo. Sin embargo, para el presente proyecto se ha considerado los datos elaborados por el Programa Regional de Riego y Drenaje (PRORRIDRE).

3.3.1.5 Permeabilidad

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

En presas de tierra, la permeabilidad varía de acuerdo al material del que estén constituidas las mismas. Juárez Badillo, 2005, en su libro *Mecánica de Suelos Tomo I* presenta una tabla de rangos de permeabilidades de acuerdo al tipo de suelo presente.

Tabla 5. Coeficientes de permeabilidad.

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

FUENTE: (Juarez & Rico, 1996)“Mecánica de Suelos Tomo I”

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

CUADRO N° 01: Ensayos de permeabilidad tipo Lefranc y Lugeon

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

FUENTE: PRORRIDRE

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

CUADRO N° 02: Ensayos de permeabilidad tipo Lefranc perforación PP-1

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

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 03: Ensayos de permeabilidad tipo Lefranc perforación PP-03

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

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 04: Ensayos de permeabilidad tipo Lefranc perforación PP-04

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

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 05: Ensayos de permeabilidad tipo Lefranc perforación PP-05

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

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 06: Ensayos de permeabilidad tipo Lefranc perforación PP-06

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

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 07: Ensayos de permeabilidad tipo Lefranc perforación PP-07

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

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 08: Ensayos de permeabilidad tipo Lugeon perforación PP-01

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

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 09: Ensayos de permeabilidad tipo Lugeon perforación PP-02

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

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 10: Ensayos de permeabilidad tipo Lugeon perforación PP-05

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

FUENTE: PRORRIDRE

CUADRO N° 11: Ensayos de permeabilidad tipo Lugeon perforación PP-07

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

FUENTE: PRORRIDRE

3.3.1.6 Ensayos de laboratorio

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

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

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

Un factor requerido para la ubicación de la línea de corriente superior es la permeabilidad. Para cuantificar ésta se realizaron ensayos granulométricos además de la determinación de los límites de Atterberg. El ensayo requerido para

hallar estos factores esta normado en la A.S.T.M como el D4318-10. Con estos resultados se clasificaron los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Los tipos de ensayos a considerar son los siguientes:

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

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

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

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

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

- ✓ Gravas: Si más de la mitad de los gruesos es retenido en el tamiz #4.

- ✓ Arenas: Si más de la mitad del suelo grueso pasa el tamiz #4.

Suelo fino. Se considera fino si más de la mitad de materia atraviesa el tamiz N⁰ 200, el cual puede estar compuesto por limos y arcillas.

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

Los ensayos granulométricos efectuados para la zona de la presa Huenque se muestran en el Anexo 01.

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

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

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

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

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

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

$$IP=LL-LP$$

Los ensayos efectuados para encontrar los límites de consistencia en la zona de la presa Huenque se muestran en el Anexo 01.

c.- Ensayos Triaxiales para resistencia a corte: Braja M. Das (año), en su libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica menciona las características de este tipo de ensayos, así como el tipo de esfuerzos que conllevan, por lo que será usado en mayoría para el análisis de este estudio.

El ensayo de compresión triaxial es el más usado para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia al esfuerzo cortante de los

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

- a) Información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del suelo.
- b) Condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo.
- c) Más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

(Das, 2001) en su libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica hace mención a este tipo de ensayo, así como las características al que se realiza, mostrando a la vez las condiciones analíticas que sufre la masa de suelo en el proceso.

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

El ensayo se divide en dos etapas:

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

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

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

El esfuerzo se aplica de dos maneras:

- ✓ Carga controlada.
- ✓ Deformación controlada.

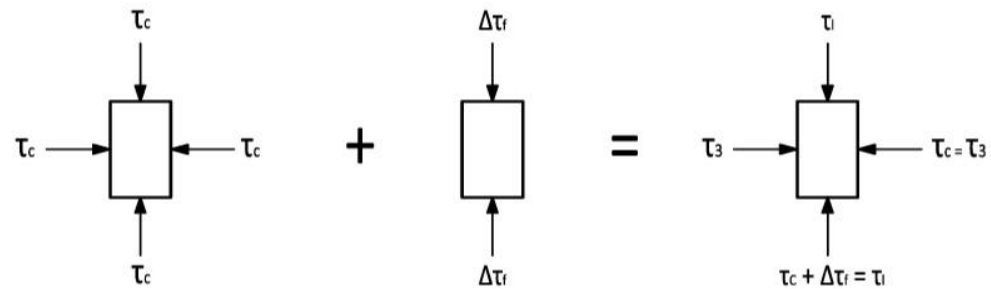
El equipo debe tener conexiones para permitir el drenaje en el espécimen o para medir presiones de poro en el agua, según las condiciones de la prueba.

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

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

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

Los procedimientos de las pruebas en suelos saturados son:



1ra Etapa
Estado tensional principal

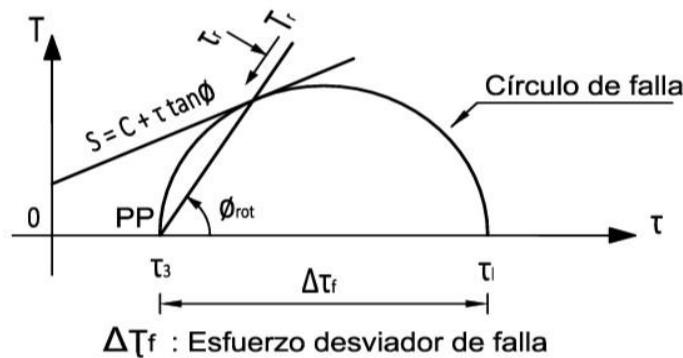


Figura 12. Estados tensionales para ensayos triaxiales
Fuente: (Braja M. Das, 2001)

3.1.2 Fase de gabinete

3.3.2.1 Aplicación del Modelo Numérico Slide en estabilidad de taludes

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

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

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

El continuo desarrollo que ha tenido la tecnología en los últimos años ha permitido que las tareas asignadas a los métodos numéricos sean optimizadas a través de software que cumplen procesos sistemáticos e iterativos. Como se mencionó anteriormente, el presente estudio analizará la estabilidad de taludes usando el programa SLIDE para que, sistemáticamente se calculen los factores de seguridad mínimos que regirán el comportamiento de la presa.

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

3.3.2.2 Etapas utilizadas por el programa SLIDE para el cálculo del factor de seguridad.

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

Etapas 1

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

Etapas 2

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

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

Etapa 3

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

El programa calcula un valor de λ que provee el mismo factor de seguridad para equilibrio de fuerzas y momentos. Se asigna un valor a este parámetro igual a $2/3$ de la cuerda del talud, para una primera estimación (Figura 13). Los factores de seguridad de equilibrio de fuerzas y momentos son calculados utilizando esta estimación de lambda, para su posterior uso que predecirá valores más óptimos de tal forma que los factores de seguridad para equilibrio de momentos y fuerzas sean iguales.

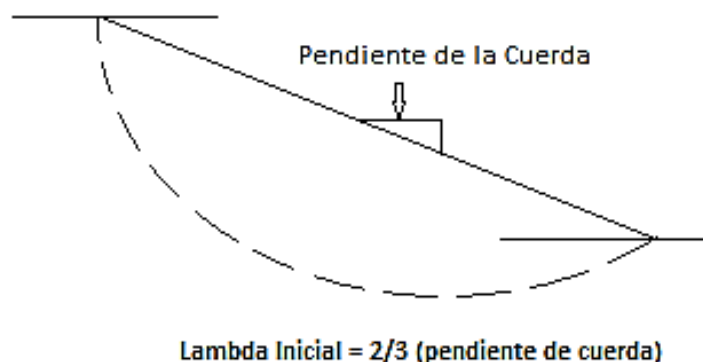


Figura 13. Esquema de selección del valor inicial de lambda (λ)
Fuente: (Braja M. Das, 2001)

Etapa 4

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

3.3.2.3 Determinación de los parámetros sísmicos

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

- ✓ Distancia epicentral (R)
- ✓ Magnitud del sismo (M)

INTENSIDAD

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

DETERMINACIÓN DE MÁXIMA MAGNITUD

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

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

Donde se tiene:

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

Dónde:

I = Intensidad para la zona 6 y 8

D = Distancia epicentral = 55 km.

Para I = 6

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

$$M_b = 6.5$$

Para I = 8

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

$$M_b = 6.9$$

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

ACELERACIÓN: (COEFICIENTE SÍSMICO)

SEGÚN FACCIOLI:

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

Dónde:

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

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

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

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

SEGÚN CASA VERDE – VARGAS:

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

Dónde:

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

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

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

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

Considerando que no siempre se manifiesta una aceleración del 100% y para efectos del diseño consideramos un 87% de la aceleración mayor calculada resultando.

$$a=0.20 \text{ g.}$$

3.2 MATERIALES

3.2.1 Equipos y materiales para el procesamiento

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

- ✓ Hardware: Computadora, impresora y accesorios
- ✓ Software: Office 2010, Auto CAD v-2013, SLIDE
- ✓ Cámara fotográfica
- ✓ Materiales de escritorio.

3.2.2 Información granulométrica

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

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

3.2.3 Información de los estados de consistencia

La información para la determinación de los límites de consistencia se obtuvo de los ensayos realizados por el Programa Regional de Riego y Drenaje (PRORRIDRE), ya que el comportamiento de un suelo está muy influenciado por la presencia de agua en su seno, la cual es directamente proporcional a su resistencia y ya que la presa estará constantemente en contacto con el agua se hizo la determinación del índice de plasticidad a través de los límites de Atterberg con un L.L. de 35.30 %, L.P. de 27.13 % y un I.P. de 8.17 %, para el cuerpo de presa.

3.2.4 Información de compacidad

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

3.2.5 Información de esfuerzos efectivos

La información para la determinación de los esfuerzos efectivos se obtuvo de los ensayos realizados por el Programa Regional de Riego y Drenaje (PRORRIDRE), con los cuales se determinó los parámetros necesarios para realizar el modelamiento como son: la cohesión y el ángulo de fricción interna del material de cuerpo de presa, cuyos resultados del ensayo obtenido son: relleno homogéneo peso específico 2.125 KN/m^3 , Ángulo de Fricción 38.10° , Cohesión 2.10 KPa , Material granular 1: 19.25 KN/m^3 , Ángulo de Fricción 0° , Cohesión 37 KPa Material granular 2: 20.1 KN/m^3 , Ángulo de Fricción 0° , Cohesión 36 KPa , Cimentación: 1.911 KN/m^3 , Ángulo de Fricción 45.60° , Cohesión 7.40 KPa ., considerando los esfuerzos efectivos del ensayo triaxial saturado, consolidado con medición de presión de poros.

3.3 CARACTERIZACION DEL AREA DE INVESTIGACION

3.3.1 Características del lugar

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

3.3.1.1 Ubicación política

Región	:	Puno
Departamento	:	Puno
Provincia	:	El Collao
Distrito	:	Ilave, Conduriri

3.3.1.2 Ubicación Geográfica

Coordenada Norte : 8°17'4,363.074

Coordenada Este : 430,405.935

Altitud : 4050 m.s.n.m.

MAPA POLÍTICO DEL PERU



MAPA DE LA REGIÓN PUNO



UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO



Figura 14. Ubicación geográfica del área de estudio

Fuente: Elaboración propia.

3.3.1.3 Accesibilidad – vías de comunicación

Al ámbito de proyecto se llega desde la ciudad de Puno, la accesibilidad se detalla en el siguiente cuadro N° 12:

CUADRO N° 12: VIAS DE COMUNICACION

<i>N°</i>	<i>TRAMO</i>	<i>DISTANCIA (Km.)</i>	<i>TIEMPO (min.)</i>	<i>TIPO DE VIA</i>	<i>VIA PRINCIPAL</i>
1	Lima – Arequipa	1014	790	Asfaltada	Panamericana Sur
2	Arequipa - Puno	295	270	Asfaltada	Arequipa - Puno
3	Puno – Ilave	55	50	Asfaltada	Puno - Desaguadero
4	Ilave – Centro Poblado Yariwani	55	60	Trocha Carrozable	Ilave - Conduriri
5	Ilave – desvío Chuñawi	25	30	Trocha Carrozable	Ilave - Conduriri
6	Ilave – Centro Poblado Cangali	35	50	Trocha Carrozable	Ilave - Conduriri
7	Ilave – Centro Poblado Siraya	30	40	Trocha Carrozable	Ilave - Conduriri
8	Ilave – Centro Poblado San Juan Hunihunini	40	55	Trocha Carrozable	Ilave - Conduriri
9	Ilave – Bocatoma	55	70	Trocha Carrozable	Ilave - Conduriri
10	Ilave – Presa	59	75	Trocha Carrozable	Ilave - Conduriri
11	Ilave – Centro Poblado Tiutin	25	30	Trocha Carrozable	Ilave - Conduriri
12	Ilave – Centro Poblado López	20	25	Trocha Carrozable	Ilave - Conduriri

Fuente: Elaborado por PRORRIDRE en base a información de campo (2014).

3.3.2 AREA DE ESTUDIO

3.3.2.1 Construcción de presa Huenque

El cuerpo de Presa consiste en una estructura de materiales sueltos, conformada por un cuerpo de material suelto homogéneo provisto de un plinto y una losa inclinada de concreto armado como elemento impermeabilizante y un espaldón aguas abajo de material con enrocado que proporciona la estabilidad a la estructura y aseguren una alta permeabilidad para disponer de un drenaje libre que propicie una línea de saturación baja que se traduce a su vez en una mayor solidez de la

estructura. Entre el relleno homogéneo y la losa de concreto va dispuesto un filtro como elemento de transición para el control de la migración de partículas, y a su vez está constituido de las siguientes características hidráulicas:

Tipo de presa	Relleno de material aluvial con cara de concreto
Volumen total de embalse	4.87 MMC
Volumen muerto	0.75 MMC
Volumen útil	4.12 MMC
Talud aguas arriba	1.00V: 1.6H
Talud aguas abajo	1.00V: 1.6H
Altura de la presa (Sobre el terreno natural)	19.08 m (Eje de presa)
Altura de la presa (Sobre su cimentación)	22.62 m (Eje de presa)
Longitud de coronación de presa	356.63 m
Ancho de corona	9.00 m
Borde libre	5.12 m

CAPITULO IV

ANALISIS DE LOS RESULTADOS

4.1 UTILIZACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO SLIDE PARA LA OBTENCION DEL FACTOR DE SEGURIDAD

4.1.1 Análisis de filtración para línea de corriente superior (LCS)

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

4.1.1.1 Geometría

Se analizó la estabilidad para la presa Huenque de acuerdo a la disponibilidad de datos. Las dimensiones de la sección transversal de la presa Huenque en la parte más alta se muestran en la siguiente figura:

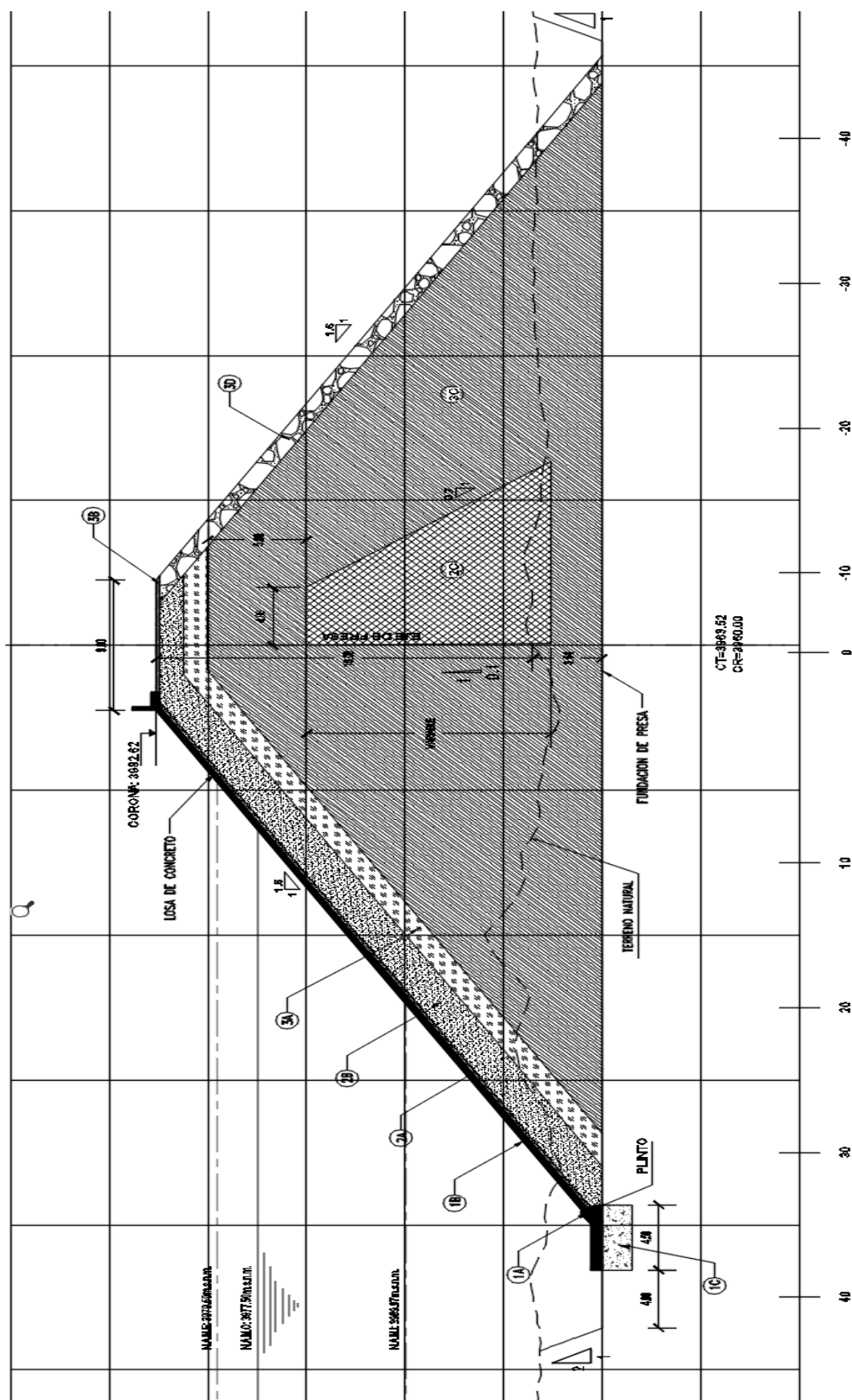


Figura 15. Dimensiones de la presa Huenque
Fuente: PRORRIDRE

4.1.1.2 Condiciones de frontera

Condición aguas arriba: Se ha establecido que el nivel de aguas máximo operacional (N.A.M.O.) sobre el cimiento tiene una altura de 22.62 m.

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

En los análisis de filtración se definen las condiciones de borde del problema, al adoptar la carga piezométrica total.

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

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

4.1.1.3 Análisis en SLIDE

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

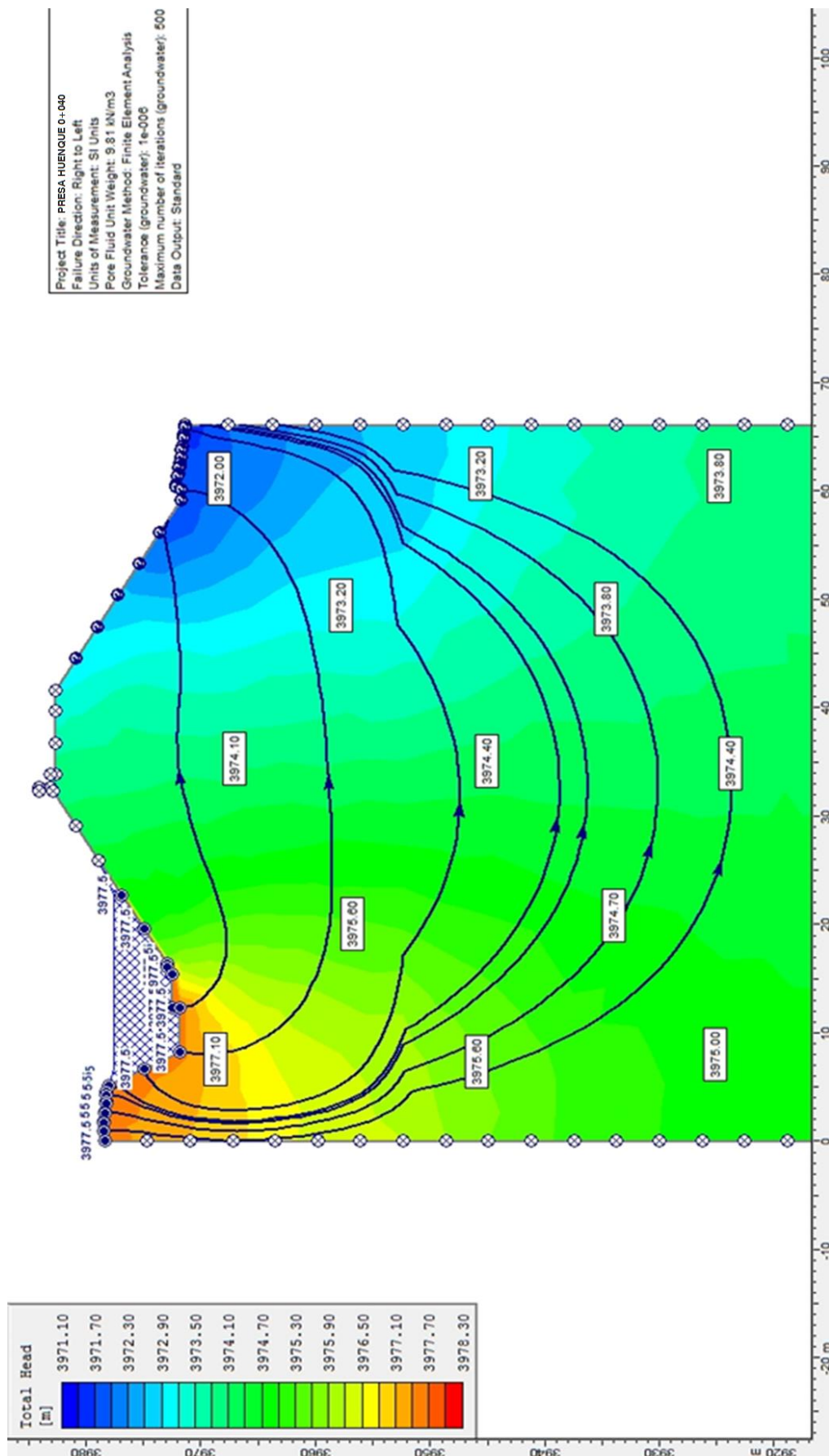


Figura 16. Redes de flujo (Perfil 0+040 – Margen izquierda) sin tratamiento Geotécnico
Fuente: Elaboración Propia

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

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

4.1.2 Análisis de estabilidad aplicando SLIDE

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

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

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

Los estados de carga críticos analizados, fueron:

- Fin de construcción

- Presa llena con flujo establecido

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

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

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

- ✓ La malla de centros debe ser lo más grande posible para no obviar eventuales radios de falla.

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

4.1.3 Propiedades geotécnicas utilizadas en el modelo

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

Las propiedades geotécnicas utilizadas en el modelo se presentan en el cuadro N° 13.

CUADRO N° 13: Parámetros de cálculo de la presa Huenque

<i>DENOMINACIÓN</i>	<i>PESO UNITARIO (KN/m³)</i>	<i>COHESIÓN (KPa)</i>	<i>ANG. FRICCIÓN (°)</i>
<i>RELLENO ALUVIAL</i>	26.09	0.00	38.80
<i>FILTRO</i>	25.79	0.00	35.50
<i>ENROCADO DE PROTECCIÓN</i>	22.46	0.00	41.00
<i>CIMENTACION ALUVIAL</i>	17.16	0.00	37.60
<i>MATERIAL ROCOSO</i>	22.75	31382.00	45.00

Fuente: Elaboración propia

4.1.4 Cálculo del factor de seguridad por sifonamiento

El estado de sifonamiento es aquel estado en la cual la tensión efectiva al corte del suelo es nula. El estado de sifonamiento en los suelos cohesivos no necesariamente se produce debido a que estos pueden poseer resistencia aún cuando las tensiones efectivas sean nulas. Existen dos casos en los que se produce el sifonamiento:

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

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

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

METODOLOGÍA DE CÁLCULO

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

$$\tau = \sigma_t - U = 0$$

$$\sigma_t = U$$

$$\gamma_p \cdot h_p = (h_e + L_c) \cdot \gamma_w$$

En esta situación en la que se anula la tensión efectiva, la masa de suelo no es capaz de soportar ninguna tensión vertical y se dice que se encuentra en estado de sifonamiento. En esta situación el agua arrastra hacia arriba a las partículas sólidas que se encuentra a su paso. Un ejemplo son las arenas movedizas.

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

$$\text{crítico: } i_c = \frac{h_e}{L_c}$$

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

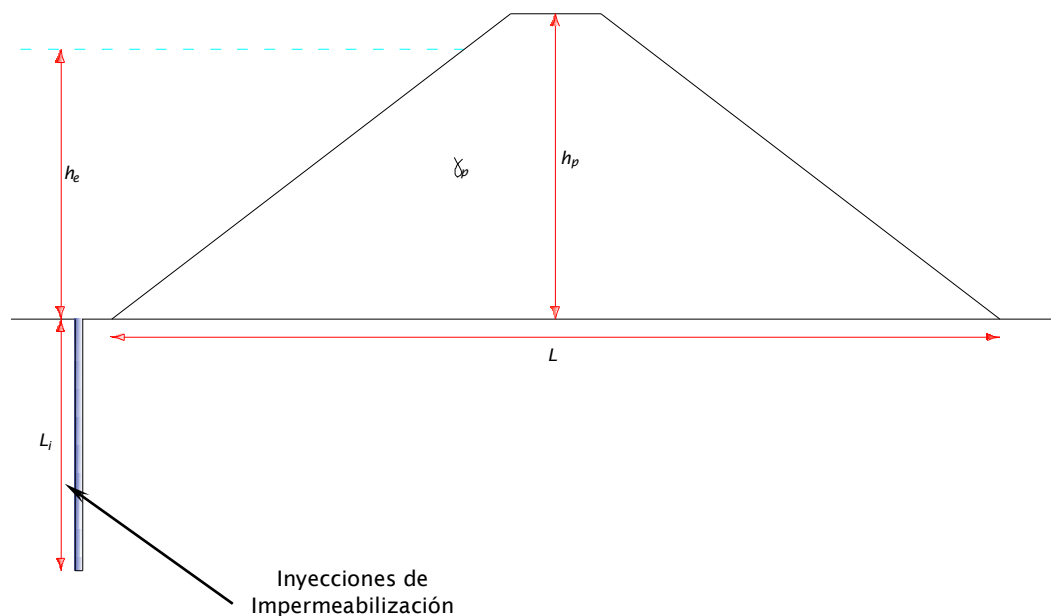
Existe riesgo de que se produzca sifonamiento en determinadas estructuras hidráulicas como por ejemplo en el pie del talud aguas abajo de una presa de materiales sueltos. Para evitar este fenómeno se debe establecer un factor de seguridad F mayor de 1,4.

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

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

MEMORIA DE CÁLCULO

CON PANTALLA IMPERMEABLE



Datos:

$$\gamma = 2.08 \text{ gr/cm}^3$$

$$h_p = 3078.00 \text{ cm}$$

$$h_e = 2828.00 \text{ cm}$$

$$L = 14856.00 \text{ cm}$$

$$L_i = 3000.00 \text{ cm}$$

1.- Determinación de la longitud crítica:

$$\gamma_p \cdot h_p = (h_e + L_c) \cdot \gamma_w$$

$$L_c = \frac{\gamma_p \cdot h_p}{\gamma_w} - h_e$$

$$L_c = 3615.8 \text{ cm}$$

$$L_c = 36.2 \text{ m}$$

- 2.- Determinación del gradiente hidráulico crítico:

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

Resultado:

$$i_c = 0.782$$

- 3.- Determinación del gradiente hidráulico real

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

$$i = 0.136$$

- 4.- Determinación del factor de seguridad por sifonamiento

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

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

4.1.5 Análisis Pseudo-Estático

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

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

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

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

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

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

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

4.2.1 Final de construcción y embalse totalmente lleno

Los factores de seguridad mínimos calculados son los siguientes:

CUADRO N° 14: Factores de seguridad obtenidos en el análisis

ESTADO	DESCRIPCIÓN	Metodología				Criterio de diseño		
		Bishop	Janbu	M-P	Spencer	USACE	USBR	CNEGP
Fin de Construcción	Aguas arriba	10.060	9.273	10.033	10.040	1.30	1.30	1.40
	Aguas arriba con sismo	8.198	6.919	8.172	8.150	**1.00	**1.00	**1.20
	Aguas abajo	1.888	1.568	1.877	1.867	1.30	1.30	1.40
	Aguas abajo con sismo	1.227	*1.080	1.244	1.245	**1.00	**1.00	**1.20
Embalse Totalmente Lleno	Aguas arriba	13.876	12.941	13.849	13.856	-	1.50	1.40
	Aguas arriba con sismo	7.035	6.266	7.023	7.035	**1.00	**1.00	**1.20
	Aguas abajo	1.688	1.482	1.681	1.679	1.50	1.50	1.40
	Aguas abajo con sismo	1.276	*1.107	1.285	1.291	**1.00	**1.00	**1.20

(*) La falla en la presa no significa el colapso, la presa sigue en operación

(**) Sismo de Proyecto

USACE: US Army Corps of Engineers

USBR: US Bureau of Reclamation

CNEGP: Comité Nacional Español de Grandes Presas

FUENTE: Elaboración propia.

4.2.2 Análisis de la superficie de falla para los distintos métodos aplicados

De los resultados obtenidos se puede observar que las superficies de falla son similares tanto en cuanto a los métodos en la etapa de final de construcción y con embalse lleno, pero existe cierta variación para cada estado, cortando el material homogéneo pero sin llegar al límite inferior conformado por el cemento; esto se debe a que el material homogéneo que conforma la presa tiene un espesor considerable, además que, el ángulo de fricción interna y la cohesión propia de este tipo de suelos son suficientes para que la superficie no corte en su totalidad el talud.

4.2.3 Comparación de los resultados obtenidos por los métodos aplicados.

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

Tabla 6. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción aguas arriba sin sismo).

FINAL DE CONSTRUCCION			
	Bishop	Janbu	Morgenstern – Price
Bishop	-	7.82%	0.26%
Janbu	7.82%	-	7.58%
Morgenstern – Price	0.26%	7.58%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 7. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción aguas arriba con sismo).

FINAL DE CONSTRUCCION			
	Bishop	Janbu	Morgenstern – Price
Bishop	-	15.60%	0.26%
Janbu	15.60%	-	15.33%
Morgenstern – Price	0.26%	15.33%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 8. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción aguas abajo sin sismo).

FINAL DE CONSTRUCCION			
	Bishop	Janbu	Morgenstern – Price
Bishop	-	16.94%	0.58%
Janbu	16.94%	-	16.46%
Morgenstern – Price	0.58%	16.46%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 9. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos (Final de construcción aguas abajo con sismo).

FINAL DE CONSTRUCCION			
	Bishop	Janbu	Morgenstern – Price
Bishop	-	11.98%	1.36%
Janbu	11.98%	-	13.18%
Morgenstern – Price	1.36%	13.18%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 10. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos
(Embalse lleno aguas arriba sin sismo).

EMBALSE LLENO			
	Bishop	Janbu	Morgenstern – Price
Bishop	-	6.74%	0.20%
Janbu	6.74%	-	6.56%
Morgenstern – Price	0.20%	6.56%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 11. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos
(Embalse lleno aguas arriba con sismo).

EMBALSE LLENO			
	Bishop	Janbu	Morgenstern – Price
Bishop	-	10.93%	0.03%
Janbu	10.93%	-	10.78%
Morgenstern – Price	0.03%	10.78%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 12. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos
(Embalse lleno aguas abajo sin sismo).

EMBALSE LLENO			
	Bishop	Janbu	Morgenstern – Price
Bishop	-	12.20%	0.41%
Janbu	12.20%	-	11.84%
Morgenstern – Price	0.41%	11.84%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 13. Variación porcentual de los factores de seguridad entre métodos
(Embalse lleno aguas abajo con sismo).

EMBALSE LLENO			
	Bishop	Janbu	Morgenstern – Price
Bishop	-	13.24%	0.70%
Janbu	13.24%	-	13.85%
Morgenstern – Price	0.70%	13.85%	-

FUENTE: Elaboración propia.

Los métodos más utilizados en el análisis de estabilidad de taludes son los de Morgenstern – Price, Janbu y Bishop simplificado, los cuales en su concepción teórica no satisfacen equilibrios de fuerzas y de momentos.

Una comparación directa entre los valores para los métodos obtenidos entrega que, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente entre el 0.26% - 1.36% en final de construcción y entre 0.05% - 0.70% con embalse lleno con respecto a Morgenstern – Price, mientras el método simplificado de Janbu difiere de un 7.58%-16.46% en final de construcción y en un 6.56% - 13.85% con embalse lleno con respecto al método de Morgenstern – Price, los cuales son los métodos que calculan menores valores de factor de seguridad.

Usualmente se consideran como casos extremos los factores de seguridad obtenidos por los métodos de Morgenstern – Price y Bishop debido a las hipótesis que dan a las fuerzas laterales entre dovelas; pero se puede observar que para el análisis efectuado a la presa Huenque el mínimo valor encontrado ha sido obtenido por el método de Janbu por lo que se determina que el talud de la presa es estable, ya que las fuerzas disponibles para resistir el movimiento son mayores que las fuerzas que desequilibran el talud.

$$F_s = \frac{\sum \text{FUEZAS EQUILIBRADORAS}}{\sum \text{FUEZAS DESEQUILIBRADORAS}} \geq 1$$

La tabla 09 presenta las condiciones de equilibrio estático que se satisfacen en los diversos métodos. La tabla 10 presenta una comparación de los diversos métodos basados en equilibrio límite.

Tabla 14. Condiciones de equilibrio estático que satisfacen los diversos métodos.

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

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 15. Comparación de los diversos métodos basados en el equilibrio limite.

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela

Janbu (Janbu 1968)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbu utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
-------------------------------------	---	------------	---

FUENTE: Elaboración propia.

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

CONCLUSIONES

La presa Huenque se encuentra ubicado en el Sistema Integral Hídrico: Huenque, tiene las características, tipo de presa relleno de material suelto con cara de concreto, volumen total de embalse 4.87 MMC, volumen muerto 0.75 MMC, volumen útil 4.12 MMC, talud aguas arriba 1.00V : 1.6H, talud aguas abajo 1.00V : 1.6H, altura de la presa (Sobre el terreno natural) 19.08 m (Eje de presa), altura de la presa (Sobre su cimentación) 22.62 m (Eje de presa), longitud de coronación de presa 356.63 m, ancho de corona 9.00 m, borde libre 5.12 m.

En el análisis de estabilidad aplicando SLIDE se ha utilizado el criterio de equilibrio límite mediante los métodos clásicos de Bishop, Jambu, Morgenstern – Price, donde las superficies de deslizamiento son definidas por familias y se utilizaron dos estados de carga críticos fin de construcción y presa llena con flujo establecido, las propiedades geotécnicas utilizadas según el material fueron relleno aluvial peso específico 26.09 kN/m³, ángulo de fricción 38.80°, cohesión 0kPa, filtro peso específico 25.79 kN/m³, Ángulo de Fricción 35.50°, Cohesión 0 kPa enrocado de protección 22.46 KN/m³, ángulo de fricción 41°, cohesión 0 kPa, cimentación aluvial: 17.16 kN/m³, Ángulo de Fricción 37.60°, Cohesión 0 kPa, Material Rocoso: 22.75 kN/m³, Ángulo de Fricción 45°, Cohesión 31.38 kPa con estos datos se obtuvo una buena estabilidad de talud.

En la presa Huenque el factor de seguridad para los distintos para el estado de carga crítico final de construcción se obtuvo para Morgenstern – Price 1.245, Bishop 1.227, Janbu 1.080, y con el estado de carga crítico con embalse lleno se obtuvo para Morgenstern – Price 1.285, Bishop 1.276 y Janbu 1.107, en la comparación directa entre los valores para los métodos obtenidos entrega que, los factores de seguridad determinados con el método de Bishop difieren por aproximadamente entre el 0.26% - 1.36% en final de construcción

y entre 0.05% - 0.70% con embalse lleno con respecto a Morgenstern – Price, mientras el método simplificado de Janbu difiere de un 7.58%-16.46% en final de construcción y en un 6.56% - 13.85% con embalse lleno con respecto al método de Morgenstern – Price, los cuales son los métodos que calculan menores valores de factor de seguridad.

RECOMENDACIONES

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

Las instituciones encargadas del diseño y construcción deben velar por un adecuado predimensionamiento de las presas controlando los factores de seguridad y la estabilidad de taludes.

Realizar una investigación después de la construcción y puesta en marcha de la presa Huenque, de tal manera que se pueda evaluar el diseño.

REFERENCIAS

- Armas, N., & Horta, E. (2010). *Presas de tierra*.
- Athani, S. S., Solanki, C. H., & Dodagoudar, G. R. (2015). INTERNATIONAL CONFERENCE ON WATER RESOURCES , COASTAL AND OCEAN Seepage and Stability Analyses of Earth Dam Using Finite Element Method. *Aquatic Procedia*, 4(Icwrcoe), 876–883. <https://doi.org/10.1016/j.aqpro.2015.02.110>
- Bustamante, Y. (2013). Modelamiento numérico de una onda de avenida generada por la rotura de una presa de tierra y su estimación de riesgo- aplicación a la presa Yuracmayo.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (Primera Ed).
- Espinoza, C., & Tapia, L. (2013). *Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORI*.
- F. de Matteis, Á. (2003). Geología y Geotecnia Tema : Estabilidad de taludes.
- García Nuñez, M. L. (2003). Comparación de Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes – Cerro Pucacorco. UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO.
- Hongmei, G., Zhihua, W., Dandan, J., Guoxing, C., & Liping, J. (2015). Fuzzy evaluation on seismic behavior of reservoir dams during the 2008 Wenchuan earthquake, China. *Engineering Geology*, 197, 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.07.023>
- Juarez, B., & Rico, R. (1996). *Mecánica de Suelos*.
- Martínez, R., & Barrera, S. (2011). The pseudostatic method of dam stability : a critical

analysis Introducción, (abril). <https://doi.org/10.4067/S0718-28132011000100004>

Ministerio Vivienda Construcción y Saneamiento/MVCS. (2017). Norma e.030 diseño sismorresistente.

Sherard, J. L. (1953). *Properties and Construction Methods on Performance of Homogeneous Earth Dams*. Colorado: U.S. Bureau of Reclamation Tech.

Suárez, J. (1998). Modelos de Análisis de Estabilidad 4.1. *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes En Zonas Tropicales*, 117–150.

ANEXOS

ANEXOS

A: PANEL FOTOGRAFICO

B: PLANOS