UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**Influencia del Esfuerzo Confinante en los Parámetros de Resistencia en Presas
de Enrocado de Gran Altura – Presa Palo Redondo**

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Auqui Guerreros, María Alejandra (0000-0003-2565-1259)

Huari Ávila, Erick David (0000-0002-2563-0709)

ASESOR

Cárdenas Guillén, Jorge Luis (0000-0001-5420-1877)

Lima, 28 de Noviembre de 2019

DEDICATORIA

A Dios, por darme sabiduría, salud, guiarme en la elaboración de esta tesis y permitirme culminar con éxito esta etapa académica.

A mis padres Gilberto Auqui y María Guerreros por su amor, dedicación y apoyo incondicional. Por ser los pilares en mi carrera universitaria y brindarme las oportunidades necesarias para cumplir mis sueños de ser ingeniera civil. Los admiro, amo y respeto por ser mi ejemplo de fortaleza y perseverancia e inculcarme en superar cada reto que me pone la vida.

Especialmente a mi padre (q.e.p.d.) por el tiempo que estuvo conmigo y haberme forjado con valores, por compartir sus conocimientos y consejos de ingeniero, sé que desde el cielo se siente orgulloso de mi.

A mi novio por acompañarme en mi etapa universitaria y demostrarme que en todo momento puedo contar con él. Por ser una linda persona de nobles sentimientos que camina a mi lado para llegar a las metas que me propongo.

María Alejandra Auqui Guerreros

Agradecido a Dios, por darme la vida, salud y entendimiento en la elaboración de esta tesis y concederme terminar con mérito esta etapa académica.

A mis padres Ángel Huari y Patricia Ávila por sus enseñanzas, comprensión y apoyo en cada etapa de mi vida. Por ser los que invirtieron económicamente en mi carrera universitaria y la confianza para cumplir uno de mis proyectos de vida, de ser ingeniero civil. Los admiro, amo y respeto por ser ejemplo en mi hogar e inculcarme a superar cada reto y barrera que me pone la vida.

A mi abuelo el Técnico Laboratorista de suelos Pastor Ávila por ser el motor de elegir esta carrera y haber creído en mí en toda la etapa universitaria.

Erick David Huari Ávila

RESUMEN

Las presas son estructuras de gran relevancia para un adecuado desarrollo de proyectos de agua potable y agrícola; sin embargo, su potencial falla representa grandes riesgos por las pérdidas de materiales y de vidas humanas que podría ocasionar. Por ello, resulta de gran importancia su estudio, para realizar diseños cada vez más seguros y funcionales. Es importante garantizar el desempeño de la obra durante su construcción y vida útil, para lo cual es fundamental conocer la distribución de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos que ocurren en el dique.

Este trabajo presenta los fundamentos suficientes para llevar a cabo un análisis de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en presas de enrocado. El estudio incluye desde las bases teóricas de estabilidad de taludes, hasta el método de elementos finitos. Para ello, se analizó la influencia del esfuerzo confinante en la disminución de los parámetros de resistencia en presas de enrocado de gran altura y se comparó los resultados obtenidos en términos de tensión - deformación.

La teoría aplicada es de equilibrio límite con la metodología de Morgenstern y Price, en el cual mediante cortes realizados se satisface el equilibrio de fuerzas y momentos en los bloques individuales.

El análisis de la presa de enrocado también se realizó con la herramienta computacional PLAXIS (elementos finitos), en la cual se determinó la tensión – deformación de los parámetros sometidos a la influencia del esfuerzo confinante determinados por la función bilineal propuesta por LEPS.

Palabras clave: Presas de enrocado; Elementos finitos; Tensión; Deformación; Equilibrio límite; Plaxis; Asentamiento.

Influence of the confining stresses on the resistance parameters in high height rock filling dams - Palo redondo dam

ABSTRACT

The dams are structures of great relevance for the adequate development of potable water and agricultural projects; However, its potential failure represents great risks due to the loss of materials and human life that it could cause. Therefore, its study is of great importance, to make designs that are increasingly safe and functional. It is important to guarantee the performance of the work during its construction and useful life, for which it is essential to know the distribution of stresses, deformations and displacements that occur in the dike.

This work presents enough foundations to carry out an analysis of stresses, deformations and displacements in rockfill dams. The study includes from the theoretical bases of slope stability, to the finite element method. For this, the influence of the confining stress on the reduction of the resistance parameters in high-altitude rock fill dams was analyzed and the results obtained in terms of stress-strain were compared.

The applied theory is of limit equilibrium with the Morgenstern and Price methodology, in which the equilibrium of forces and moments in the individual blocks is satisfied by means of cuts made.

The analysis of the rockfill dam was also carried out with the PLAXIS (finite element) computational tool, in which the stress - deformation of the parameters subjected to the influence of the confining stress determined by the bilinear function proposed by LEPS was determined.

Keywords: Rock filled dam; Finite elements; Stresses; Deformation; Limit equilibrium; Plaxis; Settlement.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	ANTECEDENTES	1
1.2	PROBLEMA	2
1.3	OBJETIVOS DEL ESTUDIO	3
1.4	ALCANCE.....	3
2	GENERALIDADES DE LAS PRESAS HIDRÁULICAS	4
2.1	DESCRIPCIÓN DE LAS PRESAS HIDRÁULICAS	4
2.2	TIPOS DE PRESAS Y SU SELECCIÓN	5
2.2.1	Presas homogéneas de tierra.....	6
2.2.2	Presas de enrocado.....	6
2.2.3	Presas de concreto	7
2.3	INVESTIGACIONES REQUERIDAS.....	8
2.3.1	Hidrológicas	8
2.3.2	Geológicos	9
2.3.3	Geotécnicos	9
2.3.4	Topográficos.....	9
2.4	CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCADO	10
2.4.1	Deslizamiento de taludes	10
2.4.2	Tubificación.....	12
2.4.3	Agrietamiento	12
3	ESFUERZO CONFINANTE EN PRESAS DE ENROCADO.....	14
3.1	DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EN PRESAS DE ENROCADO	14
3.2	ENSAYOS DE LOS MATERIALES DE ENROCADOS UTILIZADOS.....	15
3.3	ROTURA DE PARTÍCULA DEL MATERIAL DE ENROCADO.....	19
3.4	INFLUENCIA DEL ESFUERZO CONFINANTE	19
4	TÉCNICAS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES	21
4.1	GENERALIDADES	21
4.2	MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	22
4.2.1	Criterios de resistencia de Morh-Coulomb.....	22

4.2.2	Método de las dovelas	24
4.2.3	Definición del factor de seguridad.....	29
4.3	MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	31
4.3.1	Criterios de plasticidad en suelos	32
4.3.2	Método de reducción de parámetros.....	33
4.3.3	Análisis de tensión-deformación	35
4.4	CONDICIÓN DE ESTABILIDAD	37
4.4.1	Análisis estáticos	37
4.4.2	Análisis pseudoestático	37
5	CASO APLICATIVO – PRESA PALO REDONDO.....	38
5.1	PROBLEMÁTICA	38
5.2	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	39
5.2.1	Generalidades de la presa palo redondo	41
5.2.2	Estudios básicos.....	43
5.3	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA.....	44
5.3.1	Definición de los parámetros.....	44
5.3.2	Análisis en forma de fuerzas y momentos.....	48
5.3.3	Análisis en forma de tensión-deformación.....	50
5.4	COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS	51
5.4.1	Efecto de la tensión confinante en equilibrio límite	51
5.4.2	Efecto de la tensión confinante en deformaciones	56
6	CONCLUSIONES	64
7	RECOMENDACIONES	65
8	REFERENCIAS	66
9	ANEXOS	70
9.1	ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE – PRIMER MODELO (TALUD 1.5H: 1V).....	70
9.2	ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE – SEGUNDO MODELO (TALUD 1.5H: 1V)	73
9.3	ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE – TERCER MODELO (TALUD 1.6H: 1V)	76

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Presas en el Perú de acuerdo a su tipología	1
Tabla 2 Métodos de equilibrio límite	26
Tabla 3 Descripción de los materiales de la Presa Palo Redondo	42
Tabla 4 Propiedades geotécnicas de los materiales	46
Tabla 5 Parámetros de resistencia modificados según el esfuerzo confinante	48
Tabla 6 Esfuerzo normal y esfuerzo cortante	49
Tabla 7 Parámetros de plasticidad	51
Tabla 8 Factores de seguridad para el primer modelo	53
Tabla 9 Factores de seguridad segundo modelo	55

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Perfil típico de una presa de enrocado..	2
Figura 2. Clases de presas de tierra y configuración de núcleos..	6
Figura 3. Esquema de presas de enrocado con núcleo de arcilla.....	6
Figura 4. Presa de arco..	7
Figura 5. Agrietamiento transversal por asentamientos diferenciales en la corona..	13
Figura 6. Sección de una presa de enrocado.....	14
Figura 7. Montaje de una probeta en la Cámara Triaxial Gigante.	16
Figura 8. Envolvente de Resistencia al Corte de las muestras 1 y 2.	17
Figura 9. Variación del ángulo de fricción Interna con el esfuerzo normal y comparación con resultados de otros materiales de cantera y angulares.	18
Figura 10. Esquema de fisuración..	20
Figura 11. Variación del ángulo de fricción vs. esfuerzo normal.....	21
Figura 12. Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb.	23
Figura 13. Esquema de las fuerzas que actúan sobre una rebanada..	25
Figura 14. Esquema estático del Método Morgenstern-Price.....	28
Figura 15. Geometría de un talud discretizado en elementos triangulares.....	33
Figura 16. Esquema de proceso de discretización.	35
Figura 17. Partes de un Sistema a analizar mediante elementos finitos.	36
Figura 18. Falla por deslizamiento.	39
Figura 19. Ubicación de la presa Palo Redondo.....	40
Figura 20. Mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 1000 años..	41
Figura 21. Sección máxima de la Presa Palo Redondo..	42
Figura 22. Alzado de modelo de la Presa..	46
Figura 23. Variación del ángulo de fricción con respecto al esfuerzo..	47
Figura 24. Función bilineal del esfuerzo cortante vs. esfuerzo normal.....	49
Figura 25. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas arriba” (FS=1.313).....	52
Figura 26. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas abajo” (FS=1.205)..	53
Figura 27. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas arriba” (FS=1.142).....	54
Figura 28. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas abajo” (FS=1.184)..	54
Figura 29. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas arriba” (FS=1.20).....	55
Figura 30. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas abajo” (FS=1.214)..	56
Figura 31. Malla deformada de la presa con talud 1.5H: 1V.....	57

Figura 32. Desplazamiento total de la presa con talud 1.5H:1V..	57
Figura 33. Tensiones totales de la presa con talud 1.5H: 1V.	58
Figura 34. Malla deformada de la presa con talud 1.6H: 1V.....	58
Figura 35. Desplazamiento total de la presa con talud 1.6H: 1V..	59
Figura 36. Tensiones totales de la presa con talud 1.6H: 1V.	59
Figura 37. Malla deformada de la presa con talud 1.6H: 1V realizado por capas de 10 m.	60
Figura 38. Desplazamiento total de la presa con talud 1.6 realizado por capas de 10 m.. ..	60
Figura 39. Tensiones totales de la presa con talud 1.6H: 1V realizado por capas de 10 m.	61
Figura 40. Espectro de respuesta del sismo de 1974 en Lima.....	62
Figura 41. Malla deformada por el efecto dinámico. Elaboración propia (Plaxis), 2019. ..	63
Figura 42. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas arriba. (FS=2.159)..	70
Figura 43. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas abajo. (FS=1.995).....	70
Figura 44. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=7.0).....	71
Figura 45. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.995).....	71
Figura 46. Factor de seguridad pseudoestático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=4.11)	72
Figura 47. Factor de seguridad pseudoestático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.20).	72
Figura 48. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas arriba. (FS=1.797)..	73
Figura 49. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas abajo. (FS=1.789).....	73
Figura 50. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=5.399).....	74
Figura 51. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.789).....	74
Figura 52. Factor de seguridad pseudoestático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=3.32).	75
Figura 53. Factor de seguridad pseudoestático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.14).	75
Figura 54. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas arriba. (FS=1.892)..	76
Figura 55. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas abajo. (FS=1.946).....	76
Figura 56. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=5.538).....	77
Figura 57. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.946).....	77

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El Perú es un país privilegiado con grandes accesos a los recursos hídricos debido a lo heterogéneo de su geografía y a sus caudalosos ríos, sin embargo según el Banco Mundial solo el 87% de la población tiene acceso a este recurso básico, la falta de inversión para infraestructura hidráulica causa que 8'000,000 de peruanos no tenga acceso al agua potable. Es una necesidad contar con estructuras de reserva de agua para proyectos de irrigación, generación de energía y consumo doméstico.

En la tabla 1 se presenta la cantidad de presas en el Perú por tipo de construcción, dentro de las cuales 54 presas se encuentran inscritas en el registro de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, International Commission on Large Dams) y solo el 4% representan las presas de enrocado.

Tabla 1
Presas en el Perú de acuerdo a su tipología

Nº	TIPOLOGÍA	Nº DE PRESAS
1	Presas de gravedad de concreto o mampostería	294
2	Presas de materiales sueltos	249
3	Presas de enrocado	29
4	Presas de contrafuerte	5
5	Presas mixtas	3
6	Presas de Arco-gravedad	4
7	Presas de bóveda	1
8	otros	45
9	Presas de relave	113
TOTAL		743

Adaptado de «Inventario de presas en el Perú», 2016.

En todo el mundo las presas de enrocado tienen gran aceptación, ya que gran parte del material que se utiliza para la construcción se encuentra disponible muy cercano a la obra, por lo cual no se requiere acarrear todo el material desde largas distancias. Entre las ventajas más resaltantes de este tipo de presas tenemos que nos permite trabajar mayores alturas, incrementa la productividad en la colocación de los materiales y presentan un buen comportamiento ante movimientos sísmicos (Sandoval, 2018).

Figura 1. Perfil típico de una presa de enrocado. Adaptado de «Presas de tierra y enrocamiento», por Sandoval, 2018.

1.2 Problema

El Perú es un país con una extensa cordillera con muchos ríos y afluentes que dotan a nuestro país de una gran disponibilidad hídrica para realizar grandes proyectos de almacenamiento de agua, tales como presas o reservorios. Este tipo de obras requieren planificación y evaluación de criterios geográficos, geotécnicos, hídricos y sísmicos para que exista una buena coordinación entre el diseño y la elección de la presa según las condiciones reales del campo.

Para la construcción de una presa de enrocado es importante analizar la estabilidad de taludes y la geología del terreno, ya que de ello dependerá la capacidad de la presa a soportar los sismos, fallas y deslizamientos. Otro punto fundamental es la selección de los materiales, debido a que pueden presentar comportamientos desfavorables en la construcción del dique ocasionando el colapso de la estructura.

Para taludes elevados, como es el caso de las presas enrocado con cara de concreto CFRD (Concrete Faced Rockfill Dam), es conveniente calcular el nivel de esfuerzo confinante al que va a estar sometido el material rocoso del dique. Por lo tanto, cualquier modelo numérico

debe tener en cuenta el comportamiento no lineal de los parámetros de resistencia en función del confinamiento de los bolones de roca (Palma & Apablaza, 2009).

1.3 Objetivos del estudio

Analizar la influencia del esfuerzo confinante en la disminución de los parámetros de resistencia en presas de enrocado de gran altura – dique de la presa “palo redondo” del proyecto Chavimochic, ubicado en la Provincia de Virú, Región La Libertad.

Para lograr el objetivo principal planteado se realizó los siguientes objetivos específicos:

- Describir las características de las presas de enrocado con pantalla de concreto.
- Describir los tipos de fallas en una presa de enrocado.
- Describir la influencia del esfuerzo confinante en los parámetros de resistencia en presas de enrocado.
- Describir las técnicas de análisis de estabilidad de taludes en presas.
- Describir las técnicas de análisis de tensión-deformación.
- Analizar y discutir los resultados obtenidos en el caso aplicativo en términos de fuerzas y deformaciones.

1.4 Alcance

Se analizó la influencia del esfuerzo confinante en los parámetros de resistencia en presas de enrocado de gran altura, para ello se revisó la estabilidad de taludes y el comportamiento de los materiales rocosos que intervienen en la construcción del dique.

Para el diseño de la presa Palo Redondo es necesario realizar un minucioso análisis de estabilidad, los métodos que se tomarán en cuenta serán los de equilibrio límite y elementos finitos.

En la selección de materiales para la construcción de la presa de enrocado se tomó en cuenta el comportamiento de las rocas, las cuales a grandes tensiones desarrollan una gran componente cohesiva. Es importante identificar la curvatura de la línea de resistencia intrínseca, ya que con ella localizaremos la superficie de falla.

La estabilidad de la presa de enrocado se evaluó en condiciones estáticas y pseudoestáticas considerando una aceleración de 0.45g según el mapa de isoaceleraciones (curvas de igual aceleración) sobre roca para un 10% de excedencia en 100 años con periodo de retorno de 1000 años, propuesto por Alva y Castillo en 1993.

En la construcción de una presa de enrocado es importante verificar la estabilidad de taludes, ya que de ello dependerá el funcionamiento y la serviciabilidad de la presa a lo largo de los años. La teoría aplicada es de equilibrio límite con la metodología de Morgenstern y Price (1995), en el cual mediante cortes realizados se satisface el equilibrio de fuerzas y momentos en los bloques individuales.

Los factores de seguridad propuestos vienen del análisis de estabilidad con el programa computacional SLIDE, para el cual se realizó una modelación con los parámetros de resistencia obtenidos en estudios previos en la zona de la Presa Palo Redondo.

Los parámetros geotécnicos más influyentes para el modelamiento de la presa en los programas computacionales escogidos son: el ángulo de fricción (Φ), la cohesión (C), el módulo de elasticidad (E), el peso específico (ρ) y el esfuerzo confinante (σ).

Para analizar la influencia del esfuerzo confinante en los parámetros de resistencia, se verificó el comportamiento de las rocas, determinados por la función bilineal propuesta por LEPS (1970).

2 GENERALIDADES DE LAS PRESAS HIDRÁULICAS

2.1 Descripción de las presas hidráulicas

Una presa es una construcción que tiene por objeto contener el agua de un cauce natural con dos fines, alternativos o simultáneos, según los casos:

- Elevar el nivel de agua para que pueda derivarse por una conducción (creación de altura).
- Formar un depósito que, al retener los excedentes, permita suministrar el líquido en los momentos de escasez (creación de embalse) o para amortiguar (laminar)

las puntas de las crecidas. En general, en cuanto la presa tiene una cierta altura, existe un efecto de embalse, que suele ser predominante. De esto resulta que la función mecánica esencial de una presa es elevar el nivel natural del río, sea para conseguir ese fin estricto, o para obtener una capacidad de almacenamiento, de donde se deduce que la sobrecarga fundamental de la estructura será el empuje del agua, y éste empuje determina su concepto resistente.

Pero junto con ese objetivo esencial, hay que cumplir otro secundario y accidental que, a pesar de ello, es importantísimo y condiciona el concepto estructural y es la evacuación del agua sobrante. Los ríos son tan variables que solo podemos prever sus caudales con una cierta probabilidad, pero no con seguridad absoluta y por grande que sea un embalse, no podemos estar seguros de que no se presente una crecida excepcional que rebase su capacidad de almacenamiento. Y en los embalses normales, con capacidades para regular las aportaciones de un año normal, es más evidente aún que en los años de abundancia habrá caudales excedentes no almacenables. El problema se hace tanto más notorio, frecuente e importante, cuanto menor sea el embalse (Villarino, 1998).

La evacuación de los caudales excedentes es pues inevitable, pero presenta además una característica: como los sobrantes no se presentan repartidos en un largo período sino por efecto de avenidas de duración relativamente corta (punta de días u horas) con caudales muy grandes, la evacuación de éstos plantea problemas de gran consideración por la envergadura de los caudales, unida a la circunstancia de que la elevación producida por la presa crea en el cauce una energía debida al desnivel, que ha de amortiguarse de alguna forma. El proyecto y la construcción de una presa, presentan problemas especiales que requieren gran conocimiento de varias ciencias y técnicas: elasticidad, geología, cimientos, hidráulica, propiedades y tratamiento de materiales, etc. (Villarino, 1998).

2.2 Tipos de presas y su selección

Las presas se pueden clasificar por geometría, materiales o función. En este caso, se clasificó por el tipo de material de construcción:

2.2.1 Presas homogéneas de tierra

Constituidas en su mayoría por materiales finos, homogéneos o zonificados. Normalmente la impermeabilidad es dada por la arcilla compactada y la sección transversal es definida de acuerdo a los estudios de percolación generando taludes con inclinación de 1V: 2.2H a 2.5H.

Figura 2. Clases de presas de tierra y configuración de núcleos. Adaptado de « Introdução ao projeto de barragens de terra e denrocamento», por Gaioto, 2003.

2.2.2 Presas de enrocado

Constituidas principalmente de rocas o bolones. La impermeabilidad de este tipo de presas pasa por el uso material arcilloso o material bituminoso colocado como núcleo o disponer de una cara superior impermeable, como puede ser una cara de concreto.

Figura 3. Esquema de presas de enrocado con núcleo de arcilla. Adaptado de « Introdução ao projeto de barragens de terra e denrocamento», por Gaioto, 2003.

2.2.3 Presas de concreto

Estas presas pueden ser de distintos tipos: gravedad, contrafuerte y de arco. Generalmente, el factor determinante en la elección de la presa es el costo de construcción; sin embargo, se deben tener en consideración algunos otros factores, como los siguientes:

- Topográficos
- Geológicos/Geotécnicos
- Materiales de construcción
- Dimensiones y ubicación del vertedero
- Condiciones ambientales
- Condiciones climáticas
- Experiencia de construcción

Figura 4. Presa de arco. Adaptado de « Introdução ao projeto de barragens de terra e denrocamento», por Gaioto, 2003.

La elección de la ubicación para la construcción de una presa está influenciada por los factores mencionados anteriormente. El primero de ellos, la topografía, busca inicialmente adaptar el eje de la presa a una zona donde el valle del río se presente más angosto, con el fin de minimizar el volumen del material para tener ahorros considerables. Las condiciones geológicas y geotécnicas determinan el tratamiento que se le debe dar a los fragmentos de roca según los problemas de estabilidad y percolación que se presenten, ya que estos pueden deformar la presa afectando la operación de la misma. Otro punto importante son los materiales, ya que la distancia de transporte es un factor que influye considerablemente en los costos del proyecto (Gaioto, 2003).

2.3 Investigaciones requeridas

Dentro de las primeras etapas para la realización del proyecto de una presa se encuentra la planeación, que consiste en definir dos puntos primordiales, las necesidades o demandas y las alternativas posibles para satisfacerlas. En los proyectos de presas, las necesidades consisten en definir si la presa será de aprovechamiento o de defensa o de derivación. Una vez conocida la necesidad, se realiza el análisis de factibilidad, para lo cual es necesario conocer las características de la zona con las que es posible plantear la alternativa más favorable para el proyecto. Este análisis también permite conocer los pros y contras de llevar a cabo el proyecto. Para conocer las características de la zona es necesario contar con datos topográficos, estudios geológicos y estudios hidrológicos (Téllez, 2012).

2.3.1 Hidrológicas

En la proyección de presas, un estudio hidrológico es primordial ya que a través de él se conocerán todos los gastos de diseño de las estructuras de la presa y con ellos el diseño para la factibilidad de construcción de la misma.

Un estudio hidrológico básico incluye:

- Reconocimiento de la cuenca a través de sus características fisiográficas
- Análisis de datos de precipitación
- Análisis de datos de evaporación
- Relación lluvia- escurrimiento

Sin embargo, la hidrología también define la capacidad de almacenamiento, lo que permite dimensionar el dique y las obras auxiliares. Para dimensionar el vaso se utilizan:

- Curvas elevaciones -áreas - capacidades (volúmenes)
- Capacidad de azolves y NAMINO (Nivel de Aguas Mínimo de Operación)
- Capacidad útil y NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias)
- Avenidas de diseño para la obra desvío y excedencias
- Capacidad de control o regulación, NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias)
- Borde libre

Cada uno de estos parámetros tiene un objetivo específico y van ligados entre sí, por lo que es realmente importante cuidar que todos ellos sean lo suficientemente confiables puesto que un solo error puede arrastrar otros y ocasionar la falla de alguna estructura, causando desastres irreparables (Téllez, 2012).

2.3.2 Geológicos

La Geología es la ciencia que estudia la composición de la tierra, su origen y los cambios que ha tenido. En ingeniería civil, la geología interesa para conocer a detalle el área donde se desea construir, además de identificar las características más aprovechables de la zona o prevenir peligros geológicos como deslizamientos, avalanchas y sacudimiento de terreno. Esta información ayudará para que el equipo de planificación decida si un peligro constituye un problema significativo en el área de la construcción de la presa. Algunos de los riesgos se presentan después de alguna alteración debida al proceso constructivo, como extracción de material o formación de túneles, sin embargo en ciertas ocasiones es posible reforzar las estructuras para evitar su falla y asegurar su estabilidad.

2.3.3 Geotécnicos

Este tipo de estudios incluye la realización de ensayos que permitan caracterizar los fragmentos de roca y determinar los parámetros de resistencia. Las pruebas de campo implican la localización de zonas específicas, donde conociendo el tipo de roca que la conforma se elige el tipo de prueba a realizar a fin de conocer características tales como la deformabilidad y los desplazamientos. Las propiedades mecánicas e hidráulicas son determinadas en el laboratorio mediante ensayos de resistencia al corte de gran tamaño (triaxial gigante), ensayos de compresión unidimensional (odómetros) y permeabilidad. (De la Hoz, 2007)

2.3.4 Topográficos

Para comenzar con el análisis de factibilidad del proyecto debe conocerse el sitio en donde se planea construir, la ubicación de éste se hace a través de mapas topográficos. Los mapas topográficos pueden generarse de levantamientos hechos especialmente para el sitio o

pueden ser consultados en las publicaciones del IGF (Instituto Geográfico Nacional) (Instituto Geográfico Nacional, 2019).

Los mapas topográficos muestran un sitio en planta con curvas de nivel referidas a su elevación correspondiente, con ellas es posible calcular, por ejemplo, una curva elevaciones capacidades que muestre el volumen de agua que quedaría almacenado para cada altura de la cortina. Así pueden hacerse propuestas para la localización del eje de la presa conociendo las diferentes capacidades que se tendrían para cada punto diferente del eje. Es recomendable realizar un levantamiento topográfico específicamente para la ubicación del sitio de la boquilla y embalse de almacenamiento con el fin de obtener planos topográficos más detallados y con esto una curva de elevaciones - capacidades más confiable.

2.4 Causas de falla en presas de tierra y enrocado

Las normas de diseño moderno de las presas de tierra se basan, por una parte en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales que la integran, y por la otra parte en el estudio de los fenómenos que han sido responsables de las fallas ocurridas en el pasado. Simultáneamente se irán describiendo los fenómenos que involucra cada tipo de falla y aquellas propiedades de los suelos que están relacionados a las fallas (Ahedo & Sánchez, 2003).

Se conocen como causas de falla más frecuentes las siguientes:

- Deslizamiento de taludes
- Tubificación
- Agrietamiento

2.4.1 Deslizamiento de taludes

Los taludes de una presa de tierra deben ser estables aún en las condiciones más desfavorables, de esfuerzos que puedan presentarse en la vida de la presa. Esta condición implica que los esfuerzos cortantes originados por el propio peso de la presa y las fuerzas de filtración no deben exceder a los esfuerzos cortantes que los materiales del dique y la

cimentación sea capaces de soportar. Por el contrario, la resistencia al corte debe ser superior a los esfuerzos impuestos, con el fin de disponer de un margen de seguridad.

A continuación se expone el método para determinar la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante, y se hace mención de los distintos factores que influyen en esa propiedad mecánica (Ahedo & Sánchez, 2003).

- Resistencia al esfuerzo cortante

La oposición que ofrecen las partículas al desplazamiento relativo se denomina “resistencia al esfuerzo cortante”. Puesto que depende de interacción de unas sobre otras, la naturaleza de estas interacciones será la que determine la resistencia.

En los suelos granulares, la resistencia al esfuerzo cortante parece derivar exclusivamente de efectos de fricción entre los granos. Estos se definen como aquellos en los cuales las fuerzas intergranulares o atractivas tienen un efecto despreciable en el comportamiento mecánico observado. Basados en el estado de tensiones y en la estructura del suelo, normalmente definidos en función de la densidad relativa (D_r), del índice de huecos (e) o de la porosidad (n), los suelos granulares además se clasifican en materiales densos o sueltos.

Un tercer grupo de suelos, en lo que se refiere a la naturaleza de su resistencia al esfuerzo cortante, es el denominado de los suelos “intermedios”, formado por mezclas de partículas granulares gruesas, finas y coloidales, en ellos, la resistencia al corte es una combinación de ambos efectos, dependiendo de las proporciones de los diversos constituyentes del suelo. Para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos existen diversos tipos de aparatos y se pueden agrupar en dos clases: los de “corte directo” y los de “compresión triaxial”.

En esta tesis nos limitaremos a mencionar el aparato de compresión triaxial, debido a que en la actualidad los de corte directo se emplean de forma muy restringida, porque en ellos no es posible gobernar a voluntad el efecto del agua en la resistencia de los suelos. Además se les atribuye el defecto de producir una falla progresiva en los especímenes dando por resultado que las deformaciones y los esfuerzos no sean uniformes a lo largo del plano de falla (De la Hoz, 2007).

2.4.2 Tubificación

La tubificación es el término que se emplea para definir el proceso de remoción de partículas de suelo bajo un gradiente hidráulico saliente, con el resultado de la formación de un ducto desde la salida del agua. El fenómeno así definido se refiere en la literatura como tubificación retrógrada, ya que el proceso siempre sucede desde el lado aguas abajo hacia aguas arriba en contra de la dirección del flujo de agua. En algunos casos, la velocidad del agua a la salida de las filtraciones en el lado de aguas abajo llega a ser suficiente para provocar en esta parte de arrastre de las partículas de suelo, iniciando así la formación de un ducto o tubo que progresa aguas arriba, hasta que alcanza a establecer la comunicación hacia ambos lados de la presa; al entrar el agua y empezar a fluir a través de este tubo provoca el arrastre del material de sus paredes, ampliando considerablemente la sección del tubo. El trabajo erosivo del agua progresa rápidamente, pudiendo llegar a provocar la falla completa de la presa. Las fallas producidas a consecuencia de este fenómeno se han denominado “fallas por tubificación”. La experiencia ha mostrado que no todos los suelos son igualmente susceptibles a los daños causados por la tubificación, esto depende de la adherencia que exista entre las partículas que constituyen al suelo, y por el tamaño y peso de cada partícula. Las presas compuestas por fragmentos de roca no pueden ser fácilmente arrastradas por el agua a menos que esta fluya con gran velocidad. En cambio aquellos suelos formados por granos pequeños, de poco peso pero que carecen de coherencia, como ocurre en las arenas finas y los limos de baja plasticidad o mezclas de ambos, ofrecen la mínima resistencia a la erosión, y por consiguiente la máxima susceptibilidad a la falla por tubificación (Impacto de fuerzas de filtración y tubificación retrógrada a la inestabilidad de talud y erosión hídrica, 2019).

2.4.3 Agrietamiento

El agrietamiento es cuando la deformación del dique produce zonas de tensión que aparecen por asentamiento diferencial de la presa, sea por deformación del propio cuerpo del dique o del terreno de fundación.

La magnitud de los asentamientos posteriores a la construcción pueden variar notablemente de una presa a otra dependiendo, por una parte, del tipo de suelos que la forman, de la compactación y el grado de saturación con la que hayan sido colocadas en el dique durante la construcción, y por otra parte, de la compresibilidad y espesor de los suelos en que este apoyada. En algunos casos el asentamiento se desarrolla en un tiempo relativamente corto, durante el primer llenado del embalse, en cuanto los materiales de la presa entran en contacto con el agua; en otras es un proceso lento, que toma algunos años. Cuando los asentamientos de la corona llegan a ser muy diferentes de un punto a otro, se generan tensiones en el cuerpo de la presa, que producen grietas. Si estas grietas son transversales al eje de la presa y se presentan cuando el embalse está lleno, el agua al escurrir en ellas, la amplía por erosión de sus paredes y acaba de destruir, parcial o totalmente la presa. El proceso destructivo puede durar algunas horas o varios días, dependiendo de la susceptibilidad de los materiales a la erosión.

Cabe agregar que este tipo de problema es más agudo cuando la presa está construida en una boquilla con laderas fuertemente escarpadas o con cambios bruscos de pendiente, ya que esta situación favorece notablemente el desarrollo de asentamientos diferenciales a lo largo del eje de la presa (Ahedo & Sánchez, 2003).

En la figura 5 se ilustra esquemáticamente el agrietamiento, de la corona del dique después de producido el asentamiento, así como la posición aproximada de las grietas transversales.

Figura 5. Agrietamiento transversal por asentamientos diferenciales en la corona. Adaptado de «Estabilidad de taludes en presas de tierra y enrocamiento», por Ahedo & Sánchez, 2003.

3 ESFUERZO CONFINANTE EN PRESAS DE ENROCADO

3.1 Descripción de los materiales en presas de enrocado

Las presas de enrocado están conformadas principalmente por fragmentos y bolones de roca en el dique, ya que este material soporta la carga del embalse y define la deformación de la pantalla de concreto. Es por ello, que la ICOLD (INTERNATIONAL COMMITTEE OF LARGE DAMS) propone algunas características y parámetros geotécnicos en la construcción de una presa de este tipo.

En la figura 6 se muestra la sección típica de una presa de enrocado.

Figura 6. Sección de una presa de enrocado. Adaptado de « Enfoques de diseño de presas de enrocado con membrana impermeable », por Gandarillas & Gandarillas, 2009.

Las características presentas a continuación corresponden a la figura 6:

- **3-B:** Zona conformada por fragmentos de roca de mayor tamaño y de mejor calidad. No se deben usar rocas grandes porque tienden a producir puentes y generar muchos vacíos. Preferentemente debe ser fragmento de roca bien graduada en tamaño desde aproximadamente 20 cm. hasta 50 cm. de diámetro.

- **3-A:** Zona intermedia, la cual de manera óptima debe contener materiales gruesos bien graduados en tamaños que van desde unos 5 cm. hasta unos 30 cm. de diámetro.
- **2-B:** Zona de transición, que debe estar conformada por material bien graduado desde aproximadamente 1/4" hasta unas 3" de diámetro.
- **2-A:** Zona de filtros, que debe estar conformada por material fino bien graduado que tenga tamaños menores a 20 mm de diámetro. Esta zona debe proporcionar una superficie lisa y uniforme que sirva como superficie de apoyo para la membrana impermeable.

En general las zonas 3-A y 3-B deben graduarse en función de fragmentos de roca más fina aguas arriba, hacia bloques de roca aguas abajo; con los materiales más resistentes colocados en el sector aguas abajo (Gandarillas & Gandarillas, 2009).

3.2 Ensayos de los materiales de enrocados utilizados

Las presas de enrocado ameritan ensayos de probetas de grandes dimensiones buscando simular, en la medida de lo posible, las condiciones esperadas en el terreno, que se caracterizan por involucrar un material con partículas de tamaños considerables que estarán sometidas a cargas de varios cientos de toneladas por metro cuadrado.

Los ensayos aquí presentados fueron realizados en el laboratorio de la Universidad de Chile por la empresa minera Codelco y constituyen una referencia útil en torno a caracterización de partículas, ensayos de resistencia al corte de gran tamaño (triaxial gigante) y ensayos de compresión odométrica de gran tamaño para presas de enrocado. La evaluación de la resistencia al corte y deformabilidad de la muestra en ensayo triaxial gigante con probetas de 2,0 m. de altura y 1,0 m. de diámetro y la evaluación del comportamiento en compresión unidimensional (odómetros) y permeabilidad (Palma & Apablaza, 2009).

- **Macrogranulometría:**
La determinación de la distribución granulométrica de los fragmentos rocosos se efectúa sobre una muestra integral (macrogranulometría). El tamaño de la

muestra de material deberá ser recobrada directamente del frente de explotación con el fin de evitar en lo posible el re-manejo de muestra que pudiera conducir a la pérdida, en especial, de partículas de la fracción granular y fina.

- Resistencia al Corte:

Para evaluar la resistencia al corte de fragmentos de roca se deberá utilizar un equipo triaxial gigante, actualmente disponible en el laboratorio de Universidad de Chile y el único en Latinoamérica. A continuación se detalla los ensayos realizados por Codelco para medir la resistencia al corte en equipos triaxiales gigantes con muestras de probeta de 2 m. de altura y 1 m. de diámetro.

Figura 7. Montaje de una probeta en la Cámara Triaxial Gigante. Adaptado de «Caracterización geotécnica de materiales de lastre en botaderos de gran altura mediante ensayos triaxiales y odométricos de gran tamaño », por Palma & Apablaza, 2009.

La muestra 1 tuvo una densidad seca de 19 KN/m^3 y fue saturada completamente antes de iniciar el ensayo. La conformación de la probeta se efectuó con una muestra escalada, con granulometría homotética (método de curvas paralelas o técnica de escalamiento que mejor puede replicar el comportamiento de un suelo granular grueso) a la granulometría de la muestra integral y tamaño máximo de partículas de 6 pulgadas. La probeta fue consolidada isotrópicamente y ensayada con carga controlada a presiones de confinamiento de 0.8 MPa, 1.5 MPa, 2.0 MPa y 2.5 MPa. La muestra 2 tuvo una densidad de seca de 18.5 KN/m^3 ,

consolidadas isotrópicamente y ensayada con carga controlada a presiones de confinamiento de 1.0 MPa, 1.5 MPa, 2.0 MPa y 2.5 MPa. (Palma & Apablaza, 2009).

En la figura 8, las envolventes de falla mostraron una curvatura, denotando que la resistencia al esfuerzo cortante no es una función lineal de la presión normal aplicada.

Figura 8. Envolvente de Resistencia al Corte de las muestras 1 y 2. Adaptado de «Caracterización geotécnica de materiales de lastre en botaderos de gran altura mediante ensayos triaxiales y odométricos de gran tamaño », por Palma & Apablaza, 2009.

Figura 9. Variación del ángulo de fricción Interna con el esfuerzo normal y comparación con resultados de otros materiales de cantera y angulares. Adaptado de «Caracterización geotécnica de materiales de lastre en botaderos de gran altura mediante ensayos triaxiales y odométricos de gran tamaño», por Palma & Apablaza, 2009.

En la figura 9 se muestra la típica reducción del ángulo de fricción interna con el aumento de la presión confinante y se comparan los resultados de las muestras 1 y 2 con otros resultados publicados en la literatura técnica, que corresponden a materiales de cantera, angulares, ensayados en probetas de 1 m² de sección transversal.

- Compresión Unidimensional en Odómetro:

Se realizó un ensayo de compresión unidimensional de gran tamaño, en molde de 1 m. de diámetro y 0.5 m. de altura, para las 2 muestras en estudio. La conformación de las probetas se efectuó con una muestra escalada, con granulometría homotética a la granulometría de la muestra integral y tamaño

máximo de partículas de 6 pulgadas. La densidad de confección de la muestra 1 fue de 19 KN/m^3 , mientras que para la muestra 2 fue confeccionada con una densidad seca de 18.5 KN/m^3 . Los ensayos fueron realizados para una carga vertical máxima teórica de 12 MPa, y posterior a cada ensayo se realizó un ensayo de permeabilidad aplicando la carga máxima indicada.

3.3 Rotura de partícula del material de enrocado

Varios autores ya han intentado cuantificar la rotura de partículas mediante la definición de factores basados en la modificación de las curvas de distribución del tamaño del grano antes y después de las pruebas. Estos factores empíricos se han escrito ya sea como la variación de un diámetro de grano particular (Lade et al., 1996) o como el desplazamiento de toda la curva de distribución del tamaño del grano. (Marsal, 1967).

Existen varios factores que afectan la cantidad de rotura de partículas en un material geológico (Lee & Farhoomand, 1967). La cantidad de rotura de partículas se ve afectada por la magnitud y la trayectoria de la presión de confinamiento.

La cantidad de rotura de partículas es también una función del tiempo y afirmaron que el factor de rotura aumenta con el aumento del tamaño máximo de partícula, así como con el aumento de la presión de confinamiento para los materiales de enroque (Gupta, 2000).

- Gradación de materiales modelados:

Los tamaños de partícula del material real se reducen en cierta medida. El material obtenido, popularmente conocido como material modelado. Se han utilizado curvas de gradación modeladas, las cuales derivan utilizando la técnica de modelado de gradación paralela (Lowe, 1964).

3.4 Influencia del esfuerzo confinante

En presas de enrocado, los fragmentos de roca están sometidos a grandes presiones provenientes del mismo dique de la presa, lo cual influye en los parámetros de resistencia del material que se encuentra en la parte inferior. El ángulo de fricción es el parámetro más

afectado ya que, mientras más grande sea el material que se utilice, mayores serán las fisuras que se produzcan. En la figura 10 se muestra un esquema de fisuración.

Figura 10. Esquema de fisuración. Adaptado de «Caracterización geotécnica de materiales de lastre en botaderos de gran altura mediante ensayos triaxiales y odométricos de gran tamaño », por Palma & Apablaza, 2009.

Ya que el esfuerzo confinante produce la disminución de los parámetros de resistencia, diversos autores han estudiado dichos comportamientos para lo cual sugieren las siguientes disminuciones del ángulo de fricción.

- Review of shearing strenght of rockfill (T. M. Leps, 1970). Partiendo de ensayos realizados con gravas recomienda valores de $42^{\circ} - 47^{\circ}$ para presiones de confinamiento inferiores a 1.5 kg/cm^2 , que descienden a $39^{\circ} - 44^{\circ}$ para presiones de confinamiento de 3 kg/cm^2 .
- Concrete Face Rockfill Dams (P. T. Cruz, B. Materon & M. Freitas, 2010). En la página 207 incluye una tabla de envolventes de resistencia para diversos tipos de materiales, en la que para fragmentos de roca presenta valores del orden de $43^{\circ} - 46^{\circ}$, dependiendo de la presión de confinamiento.

La reducción de parámetros que se tomó como referencia para este trabajo fue lo propuesto por LEPS, ya que sugiere datos conservadores, según la figura 11.

Figura 11. Variación del ángulo de fricción vs. esfuerzo normal. Adaptado de «Geomechanical characterization of coarse granular soils», por Leps, 1970.

4 TÉCNICAS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES

4.1 Generalidades

Al hablar de deslizamientos se ha ilustrado la importancia que puede adquirir el estudio de la estabilidad de taludes en nuestro medio, pero ese es apenas uno de los aspectos que trata la rama de la geotecnia, puesto que también es pieza fundamental en otras actividades de la ingeniería tales como el diseño y construcción de presas de tierra y enrocado, diques, rellenos y terraplenes. Dichas estructuras de tierra, en conjunto con los cortes o excavaciones que se practican en los proyectos de ingeniería, forman lo que se ha denominado los taludes artificiales; estos se diferencian de las laderas y taludes naturales, por la naturaleza de los materiales involucrados en cada caso o por las circunstancias de formación del talud, su historia geológica (Rico y Del Castillo, 1974). Dentro de los taludes artificiales deben reconocerse las diferencias entre los cortes y los terraplenes, teniendo en cuenta que éstos, como en las presas, el grado de control que puede ejercer la ingeniería es mayor, dado que se seleccionan los materiales que los forman, los sistemas de colocación, compactación y drenaje. En cualquier caso deberán considerarse a mediano y largo plazo factores tales como el cambio que introduce en el medio ambiente toda obra de ingeniería, la influencia del agua

sobre la resistencia, la estabilidad y la respuesta de los materiales a las cargas aplicadas y las modificaciones que sufren los materiales con el tiempo (en especial por la meteorización intensa que puede ocurrir en nuestro medio tropical).

4.2 Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite para el cálculo de estabilidad de taludes son los más utilizados en la práctica común, debido a su sencillez, y porque el valor del coeficiente de seguridad obtenido no dista demasiado del valor real. El método del equilibrio límite establece que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura. De esta forma, se interpreta que la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto la masa inferior, produciéndose, así, la rotura del terreno. En el momento de producirse la rotura, la resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento está movilizada, y el terreno se encuentra, en su totalidad, en equilibrio estático.

4.2.1 Criterios de resistencia de Mohr-Coulomb

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, introducido por primera vez por Coulomb en el año 1773, inicialmente pensado para el estudio en suelos, es un criterio de rotura lineal. Esto significa, que la ecuación que define la superficie de fluencia es una ecuación lineal. Aunque el comportamiento de la roca en un ensayo triaxial no concuerda con un modelo lineal, Mohr-Coulomb se sigue utilizando mucho por su sencillez y comodidad. Generalmente para el caso del criterio de Mohr-Coulomb, se define el criterio de rotura en función de la tensión tangencial y la tensión normal en un plano. En este caso la superficie de fluencia es de la forma $\tau = f(\sigma)$. La expresión matemática de dicha ecuación es:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

donde:

- c es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.
- ϕ es el ángulo de fricción.
- τ es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura.
- σ_n es la tensión normal que actúa en el plano de rotura.

A continuación figura 12, se representa el criterio de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial. Se puede apreciar que la ecuación de la superficie de rotura es la ecuación de la recta tangente a todos los círculos de falla.

Figura 12. Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb. Adaptado de «Estabilidad de taludes en macizos rocosos con criterios de rotura no lineales y leyes de fluencia no asociada», por Melentijevic, 2005.

En este caso, el dominio elástico viene representado por la envolvente de Mohr. Por lo tanto, los puntos del macizo con estado tensional por debajo de dicha envolvente están en un estado elástico mientras que los que se sitúan encima se encuentran en rotura. La zona de estados tensionales inaccesibles para este macizo es aquella que se encuentra por encima de la envolvente de Mohr. Aunque anteriormente se ha dicho que es usual describir el criterio de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones tangencial y normal, éste también se expresa en el espacio de tensiones principales de la forma.

$$\sigma_1 = N_\phi \sigma_3 + 2C \sqrt{N_\phi}$$

Donde:

$$N_\phi = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{\phi^\circ}{2} \right]$$

σ_1 : Mayor tensión principal

σ_3 : Menor tensión principal

ϕ : Ángulo de fricción

C : Cohesión

4.2.2 Método de las dovelas

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

Una vez evaluado el FS de la superficie supuesta, es necesario analizar otras superficies de rotura, cinemáticamente posibles, hasta encontrar aquella que tenga el menor FS, la cual se admite como SPF del talud y dicho FS como el correspondiente al talud en cuestión (Sanhueza & Rodríguez, 2012).

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

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

Mediante el uso del método de las rebanadas se consigue por un lado, una mejor aproximación a la distribución de tensiones normales a lo largo de la superficie de rotura, dicha distribución se verá afectada por la altura de terreno que haya en cada rebanada. Por otro lado, mediante el uso del método de las rebanadas, se facilita el análisis de terrenos en el que el material no es homogéneo, puesto que solo es necesario definir las rebanadas de manera adecuada al terreno. Se aplican dos hipótesis simplificativas a las rebanadas: por un lado, se considera que las rebanadas son suficientemente estrechas para poder considerar que la base de cada rebanada es rectilínea; y por otro lado, se considera que la base de cada rebanada está afectada únicamente por un tipo de material.

En la figura 13 se muestran las fuerzas aplicadas sobre una rebanada.

Figura 13. Esquema de las fuerzas que actúan sobre una rebanada. Adaptado de «Ingeniería Geológica», por González de Vallejo, 2002.

Desde el punto de vista teórico, los métodos de las rebanadas se pueden clasificar dependiendo de las condiciones de equilibrio estático que se consideran, y dependiendo de las hipótesis sobre las fuerzas entre rebanadas. En la Tabla 2 se presentan las condiciones de equilibrio que satisfacen algunos de los métodos utilizados con más frecuencia y que se pueden denominar como casos específicos del método general de equilibrio límite (General Limit Equilibrium method - GLE).

Tabla 2
Métodos de equilibrio límite

Metodos de Equilibrio Limite	Equilibrio vertical de Fuerzas	Equilibrio Horizontal de Fuerzas	Equilibrio de Fuerzas	Equilibrio de Momentos
<i>Fellenius (Ordinario) (1927)</i>	si	no	no	si
<i>Bishop Modificado (1955)</i>	si	no	no	si
<i>Jambu Generalizado (1968)</i>	si	si	si	si
<i>Spencer (1967)</i>	si	si	si	si
<i>Morgenster Price (1965)</i>	si	si	si	si
<i>GLE</i>	si	si	si	si
<i>Sarma (1973)</i>	si	si	si	si

En cuanto a los métodos de las rebanadas, estos son usados en aquellos casos en que la superficie de rotura del terreno es del tipo circular. De esta manera, el problema se aborda bidimensionalmente, tomando una sección transversal representativa del talud y dividiéndola en franjas del mismo tamaño. A cada dovela se le analiza su nivel de estabilidad, lo que permite concluir acerca de la seguridad global del talud. A continuación, describiremos 3 métodos de equilibrio límite que son más usados para halla el factor de seguridad.

– Método de Fellenius:

Este método supone que las fuerzas de interacción entre rebanadas no influye de manera significativa en el cálculo de la estabilidad ya que son de pequeña magnitud o se anulan casi totalmente entre ellas; aunque este hecho no es totalmente cierto para determinados casos donde hay cargas no uniformes sobre el terreno (Bañon & Beviá, 2000).

Aunque es muy recomendable, no siempre es posible conocer directamente las características físicas y mecánicas (γ , c , ϕ) para comprobar su estabilidad.

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

$$\bar{N} = W \cos \alpha - U$$

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

Se deduce entonces, que la presión intersticial es una fuerza que afecta la superficie de deslizamiento, disminuyendo el efecto de fricción entre la dovela de terreno suprayacente y dicha superficie de contacto. Uno de los mayores problemas presentados para el diseño es una estimación confiable para el valor de esta subpresión (Bañón & Beviá, 2000).

– Método de Bishop simplificado:

Bishop (1955) propuso un método más riguroso de análisis para deslizamientos en superficies de falla esférica. La versión simplificada de su método, en que la resultante de las fuerzas a ambos lados de una dovela es horizontal y que el factor de seguridad encontrado es el mismo para todas las fajas. Por otra parte, la resistencia al cortante utilizada en el análisis del método es la resistencia solicitada en lugar de la resistencia máxima; la relación entre una y otra es igual al inverso del factor de seguridad. El método supone que β es igual a 0 para cada dovela (Ale & Huamán, 2006).

Las ecuaciones se reducen a:

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

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

o también:

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

de donde:

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

$$\varepsilon = n \sec \alpha$$

$$\delta_s = \frac{b}{\cos \alpha} = b \sec \alpha$$

– Método de Morgenstern – Price:

El método Morgenstern-Price es un método general de cortes realizados en la base del equilibrio límite. Debe satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos actuando en bloques individuales. Los bloques son creados dividiendo el suelo sobre la superficie terrestre en planos. Las fuerzas actuando en bloques individuales se muestran en la figura 14.

Figura 14. Esquema estático del Método Morgenstern-Price. Adaptado de «The analysis of the stability of general slip surfaces », por Morgenstern & Price, 1965.

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

- Los planos divididos entre bloques son siempre verticales.
- La línea de acción de peso del bloque W_i pasa por el centro del segmento i ésimo de la superficie de deslizamiento representada por el punto M.

- La fuerza normal N_i actúa en el centro del segmento i de la superficie de deslizamiento, en el punto M.
- La inclinación de las fuerzas E_i que actúan entre los bloques es diferente en cada bloque (δ_i) al punto extremo de la superficie de deslizamiento $\delta = 0$.

Por lo tanto, antes de ejecutar la iteración es necesario encontrar el valor crítico más alto de $FS_{\min}$ (factor de seguridad mínimo) que satisfaga las condiciones antes mencionadas. Los valores por debajo de este valor crítico de $FS_{\min}$ se encuentran en un área de solución inestable, por lo que la iteración comienza configurando FS a un valor por encima de $FS_{\min}$ y todos los valores resultantes de FS de las iteraciones ejecutadas son mayores a $FS_{\min}$. Generalmente los métodos rigurosos convergen mejor que los métodos simples como Bishop y Fellenius (Morgenstern & Price, 1965).

4.2.3 Definición del factor de seguridad

Una definición del factor de seguridad contra la falla de un talud, es la del valor resultante de dividir la resistencia al corte disponible del suelo, a lo largo de una superficie crítica de deslizamiento, por la resistencia al corte requerida para mantener el equilibrio (Bishop, 1955). La tarea del ingeniero encargado de analizar la estabilidad de un talud es determinar el factor de seguridad. En general el factor de seguridad se define como:

$$FS_s = \frac{T_f}{T_d}$$

Donde: FS_s = Factor de seguridad con respecto a la resistencia.

T_f = Resistencia cortante promedio del suelo

T_d = Esfuerzo cortante promedio a lo largo de la superficie potencial de falla

La resistencia cortante de un suelo consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se expresan como:

$$T_f = c + \sigma' \times \tan \phi$$

Donde: c = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción

σ' = Esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

De manera similar:

Donde c_d y ϕ_d son, respectivamente, la cohesión efectiva y el ángulo de fricción que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla.

Se puede introducir algunos otros aspectos del factor de seguridad, es decir, el factor de seguridad con respecto a la cohesión FS_c y el factor de seguridad con respecto a la fricción FS_ϕ y se define como sigue:

$$FS_c = \frac{C}{C_d}$$

$$FS_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d}$$

$$\frac{C}{C_d} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d}$$

Se puede escribir:

$$FS_s = FS_c + FS_\phi$$

Definir el factor de seguridad con respecto a la resistencia al corte es lógico porque la resistencia al corte es la que realmente condiciona el resultado y a su vez tiene el mayor grado de incertidumbre (Melentijevic, 2005).

El FS también se puede definir de otras maneras. En primer lugar es posible definirlo como cociente entre el valor de la cohesión o ángulo de rozamiento del talud actual, y el valor de cohesión o ángulo de fricción del talud requerido para mantener el talud estable. También es

posible definirlo como el cociente entre los momentos que actúan en un talud resistente al deslizamiento, y los que inducen al deslizamiento.

Para valores del FS inferior a 1, indica que el movimiento a lo largo de la superficie de deslizamiento es posible. Si se da el caso que para distintas superficies, el valor del factor de seguridad es menor que 1, el movimiento es posible a lo largo de todas ellas. Partiendo de $FS = 1$, se calcula el ángulo máximo que puede tener un talud para ser estable, con tal de tener un margen de seguridad, el ángulo de un talud tendría que venir definido por valor del factor de seguridad superiores a la unidad. Como ejemplo de orden de magnitud, los valores del factor de seguridad para el cálculo de taludes son de $FS = 1.3$, para el caso de taludes temporales, de $FS = 1.5$ para el caso de taludes definitivos (Hoek & Bray, 1981).

4.3 Método de los elementos finitos

El método de elementos finitos, desarrollado a finales de los años 60, es el más usado en la actualidad dentro de los métodos numéricos en geotecnia. La idea básica de este método es la división del dominio del problema en triángulos, rectángulos, etc., para postular a priori la forma de la solución dentro de uno de los elementos. Una vez postulada la forma de la solución se establecen las condiciones que tal solución ha de cumplir para aproximarse lo más posible a la solución real del problema. Es necesario ir tomando elemento a elemento e ir componiendo individualmente su matriz de rigidez. Todo ello conduce a un sistema de ecuaciones lineales cuya solución se resuelve mediante métodos directos o métodos iterativos. Es un método que tiene grandes posibilidades, pero también tiene limitaciones que restringen su campo de aplicación. Entre las limitaciones hay que destacar la dificultad de introducir ecuaciones constitutivas (son ecuaciones que relacionan tensiones y deformaciones) verdaderamente representativas del comportamiento del terreno.

El método de elementos finitos es el método más utilizado para el cálculo de estabilidad de taludes cuando se requiere el análisis en deformaciones, cálculo de tensiones, movimientos, presiones intersticiales de taludes, análisis de condiciones durante la construcción y después de construcción, análisis de la posibilidad de aparición de grietas y en general para el estudio de la estabilidad global de taludes. El método es muy versátil ya que puede incorporar condiciones complejas, incluyendo comportamientos tensión-deformación no lineales,

terrenos heterogéneos, cambios de geometría durante la construcción y las geometrías complejas (Potts & Zdravkovic, 1999).

4.3.1 Criterios de plasticidad en suelos

El suelo exhibe un comportamiento elástico para deformaciones pequeñas y las evidencias experimentales muestran que ocurren deformaciones irreversibles y permanentes más allá de un límite de deformación. Este tipo de comportamiento puede ser descrito por medio de la teoría de plasticidad. La teoría de la plasticidad matemática está basada en observaciones a nivel macroscópico, y a su vez está constituida de dos aspectos: el criterio de falla y el comportamiento después de la falla.

- Criterios de plasticidad:

El criterio de plasticidad puede ser definido como el estado de esfuerzos que caracteriza el límite del comportamiento elástico del material. En un problema unidimensional el criterio de plasticidad puede ser fácilmente visualizado a través de un determinado valor de esfuerzo uniaxial. Sin embargo, en un estado multiaxial de esfuerzos, será necesaria una combinación de esfuerzos para definir el criterio de plastificación (Potts & Zdravkovic, 1999).

El criterio de plastificación es definido por una función escalar f que en el caso general. Será establecida en términos de las seis componentes del tensor de esfuerzos, como lo muestra la siguiente ecuación:

$$f = f(\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{13})$$

Esta expresión puede ser igualmente definida en términos de los esfuerzos principales y de sus direcciones, tal como se muestra:

$$f = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, n_1, n_2, n_3)$$

donde $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ son los esfuerzos principales y n_1, n_2, n_3 , son sus correspondientes cosenos directores. Finalmente, asumiendo que el material es isotrópico (posee

propiedades idénticas), el criterio de plastificación puede ser expresado solamente en términos de los esfuerzos principales:

$$f = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$$

La función de plastificación define una superficie en el espacio de los esfuerzos principales. Si el material fuera perfectamente plástico, los esfuerzos permanecerán constantes después de la falla y la superficie de plastificación continuará en una posición fija. En tanto, en el caso, que el material sea rigidizable, la superficie de plastificación cambiará a medida que el material se deforme más allá del punto de plastificación inicial.

4.3.2 Método de reducción de parámetros

El método de reducción de la resistencia al corte, para el análisis de la estabilidad de taludes, en problemas bidimensionales y tridimensionales requieren la implementación de leyes constitutivas que deben determinarse sobre la base de investigación detallada de campo y laboratorio, se sustentan cuando en la práctica es necesario definir con precisión los valores de desplazamientos que van a tener los suelos bajo las cargas impuestas. Si bien, en las técnicas numéricas es necesario conocer parámetros como: módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y ángulo de dilatación, la selección de estos parámetros puede hacerse basándose en tablas existentes (Matsui & San, 1992).

Figura 15. Geometría de un talud discretizado en elementos triangulares. Adaptado de «Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique », por Matsui & San, 1992.

Es importante mencionar que el método directo ofrece algunos beneficios comparado con los métodos tradicionales de análisis de la estabilidad de taludes. Las siguientes ventajas pueden ser mencionadas:

- No es necesario hacer supuestos, ni en la forma, ni en la ubicación de la superficie de falla. El mecanismo de falla se encuentra a través de las zonas donde la masa de suelo es incapaz de resistir los esfuerzos aplicados. Es así que la superficie de falla se desarrolla de manera automática, sin forzar ni su ubicación, ni su forma
- La masa de suelo no se divide en dovelas, por lo que no es necesario las suposiciones en cuanto a las fuerzas interdovelas.
- Si se emplea parámetros elasto-plásticos reales en la modelización, la solución encontrada por este método proporciona información de desplazamientos y deformaciones a esfuerzos reales de trabajo. El FEM (Finite Element Method) se puede emplear para determinar las deformaciones desarrolladas por diferentes combinaciones de carga y por diferentes procesos constructivos.
- El método es idóneo para modelar la falla progresiva desde el inicio hasta la culminación de la misma.
- Casos complejos, por ejemplo estratigrafía compleja, pueden ser modelados con facilidad.
- La interacción suelo-estructura puede ser considerada, por ejemplo en pendientes donde es necesario el empleo de estructuras de refuerzo.
- Características del comportamiento tridimensional pueden ser fácilmente acopladas.

Se debe mencionar que los resultados obtenidos por el FEM tanto en los valores del factor de seguridad, cuanto en la ubicación y forma de la superficie de falla, son similares con aquellos resultados obtenidos por los métodos tradicionales (Griffiths & Lane, 1999; Bojorque & Col, 2008), corroborando de esta manera la aplicabilidad del método para el análisis de la estabilidad de taludes y manteniendo todas sus ventajas.

4.3.3 Análisis de tensión-deformación

Modelar con elementos finitos es un sistema de ecuaciones cuyas incógnitas representan magnitudes que permiten describir el comportamiento del objeto bajo análisis. Para poder predecir ello se debe resolver cuantitativamente las ecuaciones, para luego realizar la interpretación técnica y analizar los resultados. Debido a la gran dificultad para obtener soluciones analíticas a las ecuaciones aludidas, la ingeniería ha recurrido al uso de modelos simplificados, basados en resultados experimentales, elementos empíricos y en el mejor de los casos en unas pocas soluciones matemáticas particulares relativas a un modelo más preciso. Esta metodología general ha dado muy buenos resultados. No obstante, es importante notar que se trata de una metodología que presenta fuertes limitaciones en cuanto a las posibilidades de análisis, hecho que se hace más grave si se consideran las crecientes necesidades de la tecnología moderna (Potts & Zdravkovic, 1999).

- Fundamento de los elementos finitos:

La idea general del método de los elementos finitos es la división de un elemento continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. (Figura 16)

Figura 16. Esquema de proceso de discretización. Adaptado de «Manual PLAXIS », 2004.

Las ecuaciones que norman el comportamiento del continuo regirán también a cada elemento. De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones, lineales o no.

En cualquier sistema a analizar podemos distinguir entre:

- Dominio: Espacio geométrico donde se va a analizar el sistema.
- Condiciones de contorno: Variables conocidas y que condicionan el cambio del sistema (cargas, desplazamientos, temperaturas, etc.).
- Incógnitas: Variables del sistema que deseamos conocer después de que las condiciones de contorno han actuado sobre el sistema (desplazamientos, tensiones, temperaturas, etc.). (Figura 17)

Figura 17. Partes de un Sistema a analizar mediante elementos finitos. Adaptado de «Manual PLAXIS », 2004.

En el caso de un problema estructural se busca encontrar las incógnitas: desplazamiento, deformación y tensión. Debido a que el tipo de planteamiento que tiene este continuo es imposible encontrar las ecuaciones que entreguen soluciones analíticas, por lo tanto, es necesario efectuar una aproximación discreta donde se considera la posibilidad de resolver el problema en forma correcta, únicamente en ciertos puntos, es decir, se calcula la solución en desplazamientos, deformación y tensiones en ciertos puntos, y se interpolan estos valores a cualquier otro punto. La incógnita desplazamiento es la más relevante ya que las restantes incógnitas derivan de ella.

4.4 Condición de estabilidad

4.4.1 Análisis estáticos

El análisis estático se ejecuta mediante el método del equilibrio límite, donde la estabilidad se define por un factor de seguridad, el cual toma en consideración las características topográficas, de resistencia cortante del suelo, hidrogeología, grietas de tensión, etc. El factor de seguridad es definido como el factor por el cual el esfuerzo de corte del suelo debe ser reducido para brindar a la masa a un estado de equilibrio límite a lo largo de una superficie de falla. Así, para un análisis de esfuerzo efectivo, el esfuerzo de corte es definido como:

$$S_m = c' + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi'$$

donde:

S = esfuerzo de corte.

c' = cohesión efectiva

ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna

σ'' = esfuerzo total normal

u = presión de poros

4.4.2 Análisis pseudoestático

La estabilidad sísmica de estructuras de tierra ha sido analizada usando una forma pseudoestática en la cual, los efectos de un terremoto son representados por aceleraciones constantes horizontales y/o verticales. En su forma más común, los análisis pseudoestáticos representan los efectos de las vibraciones de un terremoto mediante aceleraciones pseudoestáticas que producen fuerzas inerciales F_h y F_v , y las cuales actúan a través del centroide de la masa de falla (Kramer, 1996).

Las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas son:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad y \quad F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W$$

Donde:

a_h y a_v son las aceleraciones horizontales y verticales respectivamente.

k_h y k_v son coeficientes pseudoestáticos horizontales y verticales adimensionales (coeficientes sísmicos).

W es el peso de la masa de falla.

Las magnitudes de las aceleraciones pseudoestáticas deberían estar vinculadas con la severidad o intensidad del movimiento de tierra.

5 CASO APLICATIVO – PRESA PALO REDONDO

5.1 Problemática

Las presas son estructuras de gran importancia, ya que se emplean para proyectos hidroeléctricos, riego y regulación de aguas para consumo. La magnitud del proyecto determinará los elementos de diseño, siendo el más importante la construcción del terraplén, el cual es una estructura para la contención del agua construida con fragmentos de roca.

En presas de gran altura como la Presa Palo Redondo, el análisis de la estabilidad de taludes es relevante, ya que se deben analizar el comportamiento de los parámetros de resistencia de los materiales utilizados en el terraplén, los cuales van variando con la altura de la presa, dichos parámetros se ven disminuidos frente a la presión confinante de los mismos materiales. El ángulo de fricción en la práctica es difícil de obtener mediante los ensayos de laboratorio habituales, debido al tamaño de los fragmentos rocosos que no pueden introducirse en las células triaxiales normales, lo que obliga a realizar estos ensayos con granulometrías modificadas.

La adecuada correlación de los parámetros de resistencia permite diseñar estructuras más reales de acuerdo al comportamiento que tendrán los fragmentos de roca en cada nivel del terraplén y así evitar fallas por deslizamiento y agrietamiento, las cuales tendrán como

consecuencia la inactividad de la presa. En la figura 18 se muestra los tipos de falla por agrietamiento con consecuente deslizamiento de taludes.

Figura 18. Falla por deslizamiento. Adaptado de «Deslizamientos y estabilidad de taludes», por Suárez, 1998.

5.2 Descripción del proyecto

- Ubicación:

La Presa Palo Redondo se encuentra ubicada al Nor - Oeste del Perú en la Quebrada Mocan, Provincia de Virú, Región La Libertad.

Figura 19. Ubicación de la presa Palo Redondo. Adaptado de Burga, 2019.

- **Clima y altitud:**
La provincia Virú tiene un clima desértico y su temperatura media anual es de 18.9 °C. La altitud promedio es de 490 m.s.n.m.
- **Sismicidad:**
Tras el análisis sísmico en que se verá envuelta la presa y empleando los mapas de isoaceleraciones elaborados por la Universidad Nacional de Ingeniería de la Facultad de Ingeniería Civil CISMID (Alva y Castillo, 1993), para La Libertad, se determinó que la aceleración pico (PGA) con 10% de excedencia y un periodo de retorno de 1000 años, es de 0,45g.

Figura 20. Mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 1000 años. Adaptado de «Peligro sísmico en el Perú », por Castillo & Alva, 1993.

5.2.1 Generalidades de la presa palo redondo

La Presa Palo Redondo es de enrocado, con fragmentos de roca en el dique y pantalla impermeable de concreto. El cuerpo es el soporte de las cargas a las que estará sometida la estructura, y la pantalla es la que otorga la impermeabilidad. El dique, se conformará con material existente de la misma quebrada, que consiste de un depósito aluvial cuyos elementos predominantes son gruesos, aglutinados en un compacto granular con partículas de tamaño variado, desde finas hasta fragmentos de roca. La pantalla impermeable será de concreto con cemento Portlant tipo 1 y acero de nominación $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ de resistencia a la fluencia.

Las características generales de la presa son las siguientes:

- El volumen de almacenamiento será de 405 MMC con una capacidad útil de 366 MMC.
- La altura máxima de la presa es 97 metros.

- El borde libre de la presa es 3 metros.
- El talud aguas arriba y aguas abajo es 1.5 H: 1 V

Figura 21. Sección máxima de la Presa Palo Redondo. Adaptado de «Proyecto especial chavimochic », 2013.

En la figura 21 se observa la sección máxima de la Presa Palo Redondo, la cual está conformada por 8 secciones que definen al dique. En la tabla 3 se detalla el tipo de material en cada capa.

Tabla 3
Descripción de los materiales de la Presa Palo Redondo

LEYENDA	DESCRIPCIÓN
1A	Arena arcillosa (SC)
1B	Relleno todo en uno
2A	Filtro $D_{m\acute{a}x} < 3/4"$
2B	Capa de apoyo de pantalla y dren; pasa $N\acute{o} 200 < 5\%$
3A	Transición a 3B; $D_{m\acute{a}x} < 6"$
3B	$D_{m\acute{a}x} < 24"$, espesor de capa 60 cm
3C	$D_{m\acute{a}x} < 24"$, espesor de capa 90 cm
4	Rip-Rap

Nota. Adaptado de «Proyecto especial Chavimochic », 2013.

5.2.2 Estudios básicos

Los estudios e investigaciones realizados en el proyecto Presa Palo Redondo, se han efectuado desde el año 1960. A continuación un resumen de los estudios más representativos en la estabilidad de taludes.

- Hidrología:

El proyecto de la Presa Palo Redondo tiene 2 afluentes, la cuenca del Río Santa y la quebrada Palo Redondo. El Valle del Río Santa, se denomina Callejón de Huaylas, limitando en su margen derecha con la Cordillera Blanca, de donde provienen prácticamente todos los afluentes que contribuyen a formar la escorrentía, y por la margen izquierda con la Cordillera Negra, que contribuye poco a la escorrentía de la cuenca.

Cuenca del Río Santa

La cuenca del Río Santa es una de las mayores de la costa peruana. Nace aguas arriba de la laguna Conococha a 4,400 m.s.n.m., el área de la cuenca es de 11,000 km² hasta la ubicación de la bocatoma Chavimochic.

- Geología del embalse:

El lecho de la quebrada Palo Redondo, que será cubierto por el embalse tiene una gradiente de 1.85%, que abarca desde la cota 250 m.s.n.m., fondo del valle en el eje, hasta la cota 342 m.s.n.m., que será el nivel máximo del embalse para almacenar 390 MMC de agua.

En la zona del embalse no existen zonas de alta permeabilidad que pudiera comprometer la estanqueidad del reservorio.

- Geotecnia:

Las condiciones geotécnicas en las que se encuentra el terreno donde se cimentará la presa, está ocupada por el depósito aluvial que tiene un espesor de 5.0 – 6.0 metros en la margen izquierda y 20 metros en la margen derecha. Los elementos que lo conforman son predominantemente gruesos, aglutinado en un

conjunto compacto con una densidad relativa de 80%, densidad natural de 1.90 – 2.0 gr/cm³, ángulo de fricción de 38° a 40° y módulo de deformación igual a 50 MPa.

Los estudios realizados en la zona son los siguientes:

- Perfiles de refracción sísmica
- Sondeos rotatorios diamantinos con recuperación de muestra continua
- Excavaciones manuales (calicatas y trincheras)
- Ensayos in-situ de SPT y permeabilidades
- Ensayos de laboratorio

5.3 Análisis de estabilidad de la presa

En este capítulo se presentará el análisis de estabilidad de la Presa Palo Redondo, para ello se tendrá en cuenta la geometría de la sección máxima de la presa y los parámetros de las propiedades físico-mecánicas de los materiales identificados para formar el dique. Para efectuar el análisis de estabilidad se ha utilizado las teorías de Equilibrio límite aplicando los desarrollos teóricos de Morgenstern y Price (1995).

5.3.1 Definición de los parámetros

La Presa Palo Redondo inicialmente ha sido diseñada con los parámetros de resistencia que se presentan en la tabla 4, los cuales fueron propuestos por los siguientes criterios según el “Proyecto Chavimochic Tercera etapa Estudio de Factibilidad”:

- El terreno natural es el material del cauce, el cual de acuerdo a las campañas geofísicas ejecutadas, tienen una velocidad de propagación de las ondas de compresión en el entorno de 500 a 1200 m/s, lo que es índice de estar en un estado medianamente compacto a compacto en profundidad. En estas condiciones se ha estimado del lado de la seguridad:

- Una densidad de 19 KN/m^3 .
 - Un modelo de comportamiento puramente friccional de Mohr -Coulomb caracterizado mediante un ángulo de rozamiento interno de 35° , a pesar de que las velocidades de propagación de las ondas primarias y el tiempo de consolidación del material del cauce, sugieren la existencia de una cierta componente de cohesión en función de la profundidad. Sin embargo, no se considera dicha componente por motivos conservadores.
- Las capas de apoyo de la pantalla de concreto (2A, 2B y 3A) estarán formadas por materiales principalmente arenosos, compactados densamente, por lo que las propiedades de estas capas serán similares. Por ello se han agrupado en la misma unidad resistente con las siguientes propiedades.
- Densidad de 20 KN/m^3 .
 - Un modelo resistente puramente friccional de Mohr-Coulomb reflejado mediante un ángulo de rozamiento interno de 39° y sin cohesión.
- El terreno por encima del plinto estará formado por 7.0 metros de relleno arcilloso por encima de los cuales se colocará un todo uno con 5.0 metros de potencia. Las propiedades asignadas a este material pretenden representar un único terreno (a pesar de tener dos matrices bien diferenciadas) medianamente compactado, por lo que se ha asimilado al aluvial natural, aunque se ha reducido su densidad para representar la situación mencionada anteriormente respecto de este material.
- Los materiales internos del cuerpo de presa (zonas 3B y 3C) estarán formadas por partículas con tamaños comprendidos desde gravas a fragmentos de roca, adoptándose a granulometrías más gruesas cuanto más aguas abajo se encuentre el material.

En la figura 22 se visualiza la distribución de los materiales de la presa, descrita en las líneas previas.

Figura 22. Alzado de modelo de la Presa. Elaboración Propia (Slide 6.0), 2019.

Tabla 4
Propiedades geotécnicas de los materiales

ZONA	PESO UNITARIO (KN/m ³)	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (°)	COHESIÓN (KN/m ²)
2A-2B-3A	20	39	0
3B	23	53	0
3C	23	50	0
Escollera	23	45	0
Aluvial	19	35	0
Relleno	19	35	0
Roca	25	50	5

Nota. Adaptado de «Proyecto Chavimochic Tercera Etapa ». Por Proyecto Especial Chavimochic, 2013.

- Modificación de los parámetros de resistencia debido a la influencia del esfuerzo confinante – Teoría de Leps :

Los parámetros de resistencia presentados en la tabla 4, son aquellos que encontramos en condiciones normales, sin embargo el material 3B y 3C, será sometido a presiones muy altas, lo que conlleva a que este material se comporte de manera distinta. El factor de resistencia más afectado será el ángulo de fricción, ya que a medida que soporte mayor esfuerzo normal, el material rocoso se ira quebrando. La modificación del ángulo de fricción se realizó usando la figura 23 propuesta por Leps, el cual nos proporciona parámetros conservadores.

Figura 23. Variación del ángulo de fricción con respecto al esfuerzo. Adaptado de «Caracterización geotécnica de materiales de lastre en botaderos de gran altura mediante ensayos triaxiales y odométricos de gran tamaño », por Palma & Apablaza, 2009.

En la tabla 5 se muestra la variación del ángulo de fricción según el esfuerzo normal. Para ello, se halló cada 10 metros el esfuerzo normal y con eso se obtuvo valores del ángulo de fricción, haciendo una correlación de la figura 23.

Tabla 5
Parámetros de resistencia modificados según el esfuerzo confinante

Nº	PESO UNITARIO (KN/m ³) γ	ALTURA (m) h	ESFUERZO NORMAL (KN/m ²) σ_n	MODIFICACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN (LEPS) ϕ
1	23	10	230	50
2	23	20	460	39
3	23	30	690	38
4	23	40	920	37
5	23	50	1,150	36.9
6	23	60	1,380	35.5
7	23	70	1,610	35
8	23	80	1,840	34.8
9	23	90	2,070	34
10	23	97	2,231	33

Nota. Elaboración Propia, 2019.

5.3.2 Análisis en forma de fuerzas y momentos

Teniendo definidos los parámetros de resistencia (modificados) a los que se encontrará sometida la presa, se da paso al modelamiento geotécnico de la misma, para lo cual se deberá hallar la función bilineal (no es una ecuación de línea recta, sino que la pendiente va variando con cada esfuerzo incremental) del esfuerzo cortante en función del esfuerzo normal y el ángulo de fricción. Para ello se utiliza la siguiente ecuación:

$$\tau_c = \sigma_n * \tan \phi + \tau_c(\text{anterior})$$

τ_c : Esfuerzo cortante

σ_n : Esfuerzo normal

ϕ : Angulo de fricción

En la tabla 6 se muestra la variación del esfuerzo cortante por capas cada 10 metros. Estos valores serán los utilizados para el análisis de estabilidad de talud estático y pseudoestático en los programas computacionales elegidos para dichos cálculos.

Tabla 6
Esfuerzo normal y esfuerzo cortante

Nº	ALTURA	ESFUERZO	ESFUERZO CORTANTE
	(m) h	NORMAL (KN/m ²) σ_n	(KN/m ²) τ_c
1	10	230	270
2	20	460	460
3	30	690	640
4	40	920	810
5	50	1,150	980
6	60	1,380	1,140
7	70	1,610	1,300
8	80	1,840	1,460
9	90	2,070	1,620
10	97	2,231	1,770

Nota. Elaboración Propia, 2019.

En la figura 24 se pueden observar la función bilineal de los valores de esfuerzo normal y esfuerzo cortante hallados de la tabla 6.

Figura 24. Función bilineal del esfuerzo cortante vs. esfuerzo normal. Elaboración propia, 2019.

Para el análisis en forma de fuerzas y momentos utilizaremos el método de equilibrio límite (Morgenstern -Price) apoyándonos del software Slide 6.0 para hallar el factor de seguridad. También, se analizará el caso real del proyecto con el talud 1V:1.5H y se hará una comparación con dos diferentes taludes usando LEPS (método de reducción de parámetros) y sin LEPS.

5.3.3 Análisis en forma de tensión-deformación

El ensayo de tracción se emplea para obtener varias características y resistencias que son útiles en el diseño. El uso de los materiales en las obras de ingeniería hace necesario el conocimiento de las propiedades físicas de aquellos, y para conocer estas propiedades es necesario llevar a cabo pruebas que permitan determinarlas. Todos los materiales tienen una combinación de comportamiento elástico y plástico en mayor o menor proporción.

Todo cuerpo al soportar una fuerza aplicada trata de deformarse en el sentido de aplicación de la fuerza. En el caso del ensayo de tracción, la fuerza se aplica en dirección del eje de ella y por eso se denomina axial, la probeta se alargará en dirección de su longitud y se encogerá en el sentido o plano perpendicular. Aunque el esfuerzo y la deformación ocurren simultáneamente en el ensayo, los dos conceptos son completamente distintos.

- Definición de parámetros elásticos:

En la tabla 7 se define los parámetros elásticos de cada uno de los materiales que intervienen en la construcción del dique de la presa Palo Redondo. Estos fueron basados en un amplio rango de fuentes (Hosking, 1955; Blair, 1955, 1956; Nicholls, 1961; Coates y Parsons, 1966; Windes, 1949), los cuales dan el rango de constantes para un tipo de roca, dependiendo del valor real de la cohesión. Así, un calcáreo débil podrá tener un valor de $E = 1 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$. Es por lo tanto, posible estimar, el módulo de elasticidad de cualquier roca por medio de ensayos físicos y empíricos simples, que nos llevarán a valores de $\pm 20 \%$ con relación a su valor real. Esto es suficientemente preciso para la mayoría de los cálculos de diseño que incluyan rocas.

Tabla 7
Parámetros de plasticidad

ZONA	PESO UNITARIO (KN/m³) (γ)	MÓDULO DE ELÁSTICIDAD (KN/m²) (E)	MÓDULO DE POISSON (ν)
2A-2B-3A	20	27×10^3	0.30
3B	23	1×10^5	0.25
3C	23	1×10^5	0.25
Escollera	23	1×10^5	0.25
Aluvial	19	45×10^3	0.26
Relleno	19	25×10^3	0.30
Roca	25	2×10^6	0.10

Nota. Adaptado de «Proyecto Chavimochic Tercera Etapa », 2013.

5.4 Comparación de los resultados

5.4.1 Efecto de la tensión confinante en equilibrio límite

El modelamiento de la presa Palo Redondo fue realizado por equilibrio límite, el modelo escogido fue Morh – Coulomb. Debido a los esfuerzos confinantes diferentes para cada altura de la presa, el modelo escogido no se puede representar mediante una línea recta, por lo que se diseña una curva bilineal (Figura 24), el cual va variando según el esfuerzo confinante y el ángulo de fricción.

En esta sección se realizó la comparación de dos modelos usando el Software Slide 6.0 para el análisis estático y pseudoestático. Los pasos a seguir fueron:

- Para el primer modelo se ingresaron los valores de los parámetros de resistencia que se obtuvieron del estudio de mecánica de suelos de la zona y se consideró el talud propuesto por el proyecto inicial (1.5 H: 1 V). La memoria de cálculo utilizada para

introducir al programa computacional fue de la tabla 4 (Propiedades geotécnicas de los materiales).

- Para el segundo modelo se ingresaron los valores de la tabla 5 (Parámetros de resistencia modificado según el esfuerzo confinante), por capas de 10 metros. Adicionalmente, se introdujo los valores de la tabla 6 (Esfuerzo Normal y Esfuerzo cortante) función bilineal al programa Slide 6.0 para analizar la influencia del esfuerzo confinante en los factores de seguridad.
- Para el tercer modelo se tomó los parámetros de resistencia del segundo modelo y se siguió el mismo procedimiento del segundo modelo pero cambiando el talud de inclinación de (1.5 H: 1 V) a (1.6 H: 1 V).

En las siguientes figuras se muestran los resultados del factor de seguridad para los 3 modelos computacionales y se presenta el FS más crítico, el cual se obtiene cuando la presa se encuentra vacía y con presencia de sismo (caso pseudoestático).

Los demás resultados del análisis estático y pseudoestático (presa llena con sismo) se encuentran en el anexo 9.1.

- Primer modelo:

En las figuras 25 y 26 se observa el valor del factor de seguridad para la presa vacía y con sismo para el talud aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

Figura 25. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas arriba” (FS=1.313). Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 26. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas abajo” (FS=1.205). Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

A continuación en la tabla 8 se presenta un resumen de los factores de seguridad hallados para las diferentes condiciones en las que se encontrará la presa. Se tiene como caso crítico el $FS = 1.205$ el cual se refiere a la presa vacía y con presencia de sismo aguas abajo.

Tabla 8
Factores de seguridad para el primer modelo

Condicion de Análisis	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
<i>Vacio sin sismo</i>	<i>2,159</i>	<i>1,955</i>
<i>Lleno sin sismo</i>	<i>7</i>	<i>1,955</i>
<i>Vacio con sismo</i>	<i>1,313</i>	<i>1,205</i>
<i>Lleno con sismo</i>	<i>4,118</i>	<i>1,2</i>

Nota. Elaboración propia, 2019

– Segundo modelo:

Para este modelo se consideró la influencia del esfuerzo confinante en los parámetros de resistencia (Leps). Además, para realizar la comparación se analizó el modelo con el talud inicialmente propuesto (1.5 H: 1V).

En las figuras 27 y 28 se observa el valor del factor de seguridad para la presa vacía y con sismo para el talud aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

Figura 27. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas arriba” (FS=1.142). Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 28. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas abajo” (FS=1.184). Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

A continuación en la tabla 9 se presenta los valores de los Factores de seguridad obtenidos para las diferentes condiciones:

Tabla 9
Factores de seguridad segundo modelo

Condicion de Análisis	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
<i>Vacio sin sismo</i>	1,797	1,789
<i>Lleno sin sismo</i>	5,399	1,789
<i>Vacio con sismo</i>	1,142	1,184
<i>Lleno con sismo</i>	3,323	1,142

Nota. Elaboración propia, 2019.

Al analizar los resultados obtenidos de los dos modelos, se puede observar que al tomar en cuenta la influencia del esfuerzo confinante en la presa, el factor de seguridad se ve disminuido de 1.313 a 1.142 para el caso más crítico, con lo cual no se estaría cumpliendo con la condición del Factor de seguridad mínimo para el caso pseudoestático (FS=1.15). Por tal motivo se propone un tercer modelo el cual tendrá por talud 1.6 H: 1V y se diseñará con la función bilineal del esfuerzo normal.

– Tercer modelo:

En el tercer modelo se puede observar que el factor de seguridad para el caso más crítico es 1.2, es decir mayor al requerido como mínimo para el caso pseudoestático (FS=1.15).

Figura 29. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas arriba” (FS=1.20).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 30. Embalse vacío con sismo. Análisis del talud “aguas abajo” (FS=1.214). Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

5.4.2 Efecto de la tensión confinante en deformaciones

En esta sección se muestra los resultados obtenidos en la modelación por elementos finitos (Software Plaxis), mediante el análisis de tensión – deformación. Los pasos a seguir fueron:

1. Para el primer modelo se ingresaron los valores de los parámetros de plasticidad que se y se consideró el talud propuesto por el proyecto inicial (1.5H: 1V). La memoria de cálculo utilizada para introducir al programa computacional fueron de la tabla 5.5 (Parámetros de plasticidad).
2. Para el segundo modelo se ingresaron los valores como memoria de cálculo de la tabla 5.5 (Parámetro de plasticidad) y se consideró la variación de talud de (1.5H: 1V) a (1.6H: 1V).
3. Para el tercer modelo se ingresaron los valores como memoria de cálculo de la tabla 5.5 (Parámetro de plasticidad) y se analizó por capas cada 10 metros con talud (1.6H: 1V).

– Primer modelo:

En la figura 31 se muestran la malla deformada de elementos finitos donde podemos observar que los desplazamientos totales máximos son 1.22 m, la mayor deformación se produce en la corona de la presa debido a la mayor concentración de tensiones que se produce en la base de la presa como lo muestra en la figura 33.

Figura 31. Malla deformada de la presa con talud 1.5H: 1V. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

En la figura 32 se muestra el desplazamiento total acumulado absoluto de la presa, el mayor desplazamiento se produce en la zona de la corona, las cuales tienen una coloración roja (> 1.20 m) y naranja (> 1.0 m).

Figura 32. Desplazamiento total de la presa con talud 1.5H:1V. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

En la figura 33 se muestra las tensiones totales de la presa con talud 1.5H: 1V, la mayor concentración de tensiones se produce en la base de la presa con un valor de $1.84 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$.

Figura 33. Tensiones totales de la presa con talud 1.5H: 1V. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

– Segundo modelo:

En la figura 34 se muestran la malla deformada de elementos finitos donde podemos observar que los desplazamientos totales máximas son 0.932 m, la mayor deformación se produce en la corona de la presa, debido a la mayor concentración de tensiones que se produce en la base de la presa como lo muestra en la figura 36.

Figura 34. Malla deformada de la presa con talud 1.6H: 1V. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

En la figura 35 se muestra el desplazamiento total acumulado absoluto de la presa, el mayor desplazamiento se produce en la zona de la corona (0.932 m), las cuales tienen una coloración roja (> 0.90 m) y naranja (> 0.80 m).

Figura 35. Desplazamiento total de la presa con talud 1.6H: 1V. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

En la figura 36 se muestra las tensiones totales de la presa con talud 1.6H: 1V, la mayor concentración de tensiones se produce en la base de la presa con un valor de 1.84×10^3 KN/m².

Figura 36. Tensiones totales de la presa con talud 1.6H: 1V. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

– Tercer modelo:

En la figura 37 se muestran la malla deformada de elementos finitos donde podemos observar que los desplazamientos totales máximos son 0.87 m, la mayor deformación se produce en la corona de la presa debido a la mayor concentración de tensiones que se produce en la base de la presa como lo muestra en la figura 39.

Figura 37. Malla deformada de la presa con talud 1.6H: 1V realizado por capas de 10 m. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

En la figura 38 se muestran los valores de desplazamiento de la presa con talud 1.6H: 1V, realizado por capas de 10 metros, según el análisis de influencia del esfuerzo confinante. El máximo desplazamiento tiene un valor de 0.87 metros, el cual se produce en la zona de la corona, las cuales tienen una coloración roja (> 0.85 metros) y naranja (> 0.70 metros).

Figura 38. Desplazamiento total de la presa con talud 1.6 realizado por capas de 10 m. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

En la figura 39 se muestra las tensiones totales de la presa con talud 1.6H: 1V, la mayor concentración de tensiones se produce en la base de la presa con un valor de $1.81 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$.

Figura 39. Tensiones totales de la presa con talud 1.6H: 1V realizado por capas de 10 m. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

Según las figuras 32, 35 y 38, el máximo desplazamiento se produce en la corona en los tres casos, siendo más desfavorable la presa con talud de 1.5 H: 1V, la cual tiene una deformación de 1.22 metros, por lo cual se propone el talud de 1.6H: 1V, el cual tiene una deformación de 0.932 metros. Finalmente se utiliza la teoría de propuesta por Leps, con lo cual se propone el talud 1.6H: 1V con el análisis de capas de 10 metros, el cual nos da una deformación de 0.87 metros. Este valor de desplazamiento (0.87 metros) está dentro de los parámetros aceptables según las experiencias de presas del mismo tipo (presas de enrocado). El impacto de tener una deformación más exacta y conservadora en las presas de enrocado con el modelo computacional Plaxis, es que se pueda analizar por capas, mientras esta sea analizada con un menor espesor las deformaciones serán más reales.

- Efecto dinámico en la Presa Palo Redondo:

Para calcular las deformaciones permanentes producidas en una presa por la acción sísmica, realiza un análisis mediante elementos finitos, el cual muestra la interacción de la estructura con el efecto sísmico, dando como resultado las deformaciones totales.

Los parámetros utilizados en este análisis, así como las curvas de reducción del módulo cortante y factor de amortiguamiento se han estimado considerando que el material de la cimentación corresponde a un suelo gravoso de mal a bien graduado, el análisis de respuesta sísmica se realizó con el sismo de Lima - Perú de Octubre de 1974 (Figura 40). Según el Estudio de Peligro Sísmico de la zona (Castillo & Alva, 1993), para el sismo de diseño se ha determinado un valor de aceleración máxima de 0.45g.

Figura 40. Espectro de respuesta del sismo de 1974 en Lima. Adaptado de «Reporte acelerométrico» por Instituto geofísico del Perú, 2019.

En esta sección se muestra los resultados obtenidos en la modelación de análisis dinámico (Software Plaxis). Los pasos a seguir fueron los siguientes:

- En el modelo dinámico se consideró el talud 1.6H: 1V, por capas cada 10 metros, tabla 7 (parámetros de plasticidad) y adicionalmente se registró el acelerograma del sismo de Lima - Perú de Octubre de 1974.

Como resultado del análisis dinámico, en la figura 41 se muestra la malla de deformación permanente por el efecto sísmico, el cual nos da como resultado 0.102 metros. Las deformaciones obtenidas por el efecto dinámico son mínimas y se producen en la corona de la presa, el cual indica que la presa de enrocado tienen una gran capacidad de resistir sismos de gran intensidad (0.45g).

Figura 41. Malla deformada por el efecto dinámico. Elaboración propia (Plaxis), 2019.

6 CONCLUSIONES

- En la modelación de la Presa Palo Redondo se tuvo que modificar los parámetros de resistencia debido a la influencia del esfuerzo confinante, lo cual produjo una disminución del 34% del ángulo de fricción en la parte más baja del dique. Dicha disminución corresponde al material 3B y 3C.
- En el análisis en forma de fuerzas y momentos se ingresaron datos de esfuerzo normal y esfuerzo cortante (función bilineal) por capas de 10 metros verticales con lo cual se obtuvo datos más conservadores para el factor de seguridad.
- En el análisis de fuerzas y momentos, el caso que representa la condición más crítica del factor de seguridad se da cuando la presa se encuentra vacía y con presencia de sismo en el talud aguas arriba.
- En los tres modelos propuestos en el capítulo 5 se muestra una variación del 15% en el factor de seguridad entre el primer y segundo modelo (con Leps) para el caso más crítico debido a la influencia del esfuerzo confinante, lo cual provoca que el segundo modelo no cumpla con el factor de seguridad mínimo por lo que se sugiere un tercer modelo con una pendiente menor (1.6H: 1V).
- En el análisis de esfuerzo - deformación para el tercer modelo, el máximo asentamiento fue de 0.87 metros y la tensión en la base fue de $-1.81 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$. El valor de asentamiento del tercer modelo es validado según las experiencias de otras presas a nivel mundial del mismo tipo (presas de enrocado).

7 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar el análisis de equilibrio límite con el método de Morgenster-Price, debido a que se considera la influencia de las fuerzas y momentos para el cálculo del factor de seguridad.
- Se recomienda hallar la disminución del ángulo de fricción según la capa en la que se compactará la presa para realizar un cálculo más fino del factor de seguridad.
- Es recomendable realizar un análisis dinámico cuando el factor de seguridad pseudoestático es menor a 1.1.
- Se recomienda realizar el análisis dinámico insertando un espectro de respuesta al programa de elementos finitos (Plaxis 2D) a fin de observar la deformación debido al evento sísmico y no al proceso constructivo.
- Se recomienda que para el análisis de tensión deformación, es importante definir los parámetros de plasticidad, ya que esos valores definirán la deformación de la presa.
- En la modelación en Plaxis 2D, se recomienda realizar un análisis por niveles en la zona del enrocado debido a que el ángulo de fricción va variando según la altura del dique, lo cual influye en los esfuerzos confinantes.
- Se recomienda modificar la componente horizontal del talud de la presa cuando el factor de seguridad es menor al mínimo.

8 REFERENCIAS

Ahedo, A., & Sánchez, E. (2003). *Estabilidad de Taludes en Presas de Tierra y enrocamiento*. (Tesis de Licenciatura, Instituto Politécnico Nacional. Facultad de Ingeniería Civil. México). Recuperado de <https://www.doccity.com/es/estabilidad-de-taludes-en-presas-de-tierra-y-enrocamiento/5237872/> [Consulta: 27 de septiembre de 2019].

Ale, J. & Huamán, C. (2006). *Métodos de Estabilización de Taludes Mediante Estructuras de Suelo Reforzado*. (Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Lima: Perú).

Castillo, J. & Alva, J. (1993). *Peligro sísmico en el Perú*. [Ponencia presentada en el VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, 6-10]

Autoridad nacional del agua. (2016). *Inventario de presas en el Perú*. Recuperado de <https://www.ana.gob.pe/publicaciones/inventario-de-presas-en-el-peru> [Consulta: 27 de septiembre de 2019].

Bañón, L. & Beviá, J. (2000). Estabilidad de taludes. *Manual de carreteras*. Volumen II: construcción y mantenimiento.

Bishop, W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, 5(1): 7-17.

De la Hoz K. (2007). *Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos*. (Tesis de maestría, Universidad de Santiago de Chile, Facultad de ciencia de la ingeniería. Santiago: Chile).

Gaioto, N. (2003). *Introducao ao Projeto de Barragens de Terra e Denrocamento*. São Carlos: EESC-USP.

Gamarra, C. y Aguilar, Z. (2009). *Nuevas Fuentes Sismológicas para la Evaluación del Peligro Sísmico y Generación de Espectros de Peligro Uniforme en el Perú*. [Presentación para XVII Congreso Nacional de Ingeniería Civil] Lima: Perú.

Gandarillas, H., & Gandarillas, L. (2009). *Enfoques de diseño de presas de enrocado con membrana impermeable*, Recuperado de <http://civil.upb.edu/files/2010/11/6gandarillas.pdf> [Consulta: 29 de septiembre de 2019].

Gupta, A. K. (2000). *Constitutive modelling of rockfill materials*. (Tesis Doctoral, Indian Institute of Technology, Department of Civil Engineering. Delhi: India). Recuperado de <http://eprint.iitd.ac.in/bitstream/handle/2074/6042/TH-2704.pdf?sequence=2> [Consulta: 29 de septiembre de 2019].

Hoek, E. & Bray, J. (1981). *Rock slope engineering*. 4^a. ed. London: Institution of Mining and Metallurgy.

Instituto geofísico del Perú. (2019). SISMO : LIMA - PERÚ 10/74 COMP. N 82° W. Recuperado de <https://ultimosismo.igp.gob.pe/> [Consulta: 20 de Septiembre de 2019].

Instituto geográfico nacional. (2019). Mapa del Perú. Recuperado de <https://www.geoidep.gob.pe/instituto-geografico-nacional> [Consulta: 27 de septiembre de 2019].

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. New Jersey: Prentice-Hall.

Lee, K.L. & Farhoomand, I. (1967). *Compressibility and Crushing of Granular Soil in Anisotropic Triaxial Compression*. [Presentación para Canadian Geotechnical Journal, 4, 1].

Leps, T.M. (1970). Review of the shearing strength of rockfill. *Journal of Soil Mech and Found Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. (96), 1159-1170.

Linero, S. & Palma, C. (2006). *Caracterización geotécnica de materiales estériles para diseño de depósitos mineros de gran altura*. [Presentación para VI South American Rock Mechanics Congress]. Cartagena, Colombia.

Lowe, J. (1964). Shear Strength of Coarse Embankment Dam Materials, *Proceedings 8th International Congress on Large Dams*, 2: 745 - 761.

Marsal, R. J. (1967). Large scale testing of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(2), 27-43.

Matsui, T. & SAN, K. C. (1992). Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique. *Soils and Foundations*, (32), 59-70. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.32.59>

Melentijevic, S. (2005). *Estabilidad de taludes en macizos rocosos con criterios de rotura no lineales y leyes de fluencia no asociada*. (Tesis Doctoral, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Facultad de Ingeniería. Madrid: España).

Morgenstern, R. & Price, E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surface. *Geotechnique*, 15(4), 289-290.

Palma, C., Linero, S. & Apablaza, R. (2009). *Caracterización geotécnica de materiales de lastre en botaderos de gran altura mediante ensayos triaxiales y odométricos de gran tamaño*. [Presentación para la III Conferencia Sudamericana de Ingenieros Geotécnicos]. Córdoba, Argentina.

Bentley. (2017). Plaxis 2D (Versión 6.0). Recuperado de <https://www.bentley.com/es/products/product-line/geotechnical-engineering-software/plaxis-2d>

Potts, D., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. 14th ed. London: Thomas Telford.

Proyecto especial chavimochic. (2013). Estudio de Factibilidad. *Resumen Ejecutivo. Proyecto Chavimochic Tercera Etapa*. Volumen I.

Rocscience. (2012). Slide (Version 6.0) [Software]. Recuperado de <https://www.rocscience.com/software/slide2>

Sandoval, W. (2018). *Capítulo 5: Presas de Tierra y Enrocamiento*. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/326560958_Capitulo_5_Presas_de_Tierra_y_Enrocamiento [Consulta: 20 de Septiembre de 2019].

Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre erosión y deslizamientos.

Sanhueza, C. & Rodríguez, L. (2012). Análisis Comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la construcción*. (12), 17-29. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/262467825_Analisis_Comparativo_de_metodos_de_calculo_de_estabilidad_de_taludes_finitos_aplicados_a_laderas_naturales [Consulta: 20 de Septiembre de 2019].

Télles, C. (2012). *Criterios de análisis de falla en bordes de protección en ríos*. (Tesis de Maestría, Universidad Nacional de México, Facultad de ingeniería. México). Recuperado de

<https://es.scribd.com/document/366046299/TELLEZ-C-2012-Criterios-de-Analisis-de-Falla-en-Bordes-de-Proteccion-en-Rios> [Consulta: 11 de febrero de 2019].

Villarino, E. (1998). *Tratado Básico de Presas*. 4^a. ed.. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/254072681/Tomo-II-Tratado-Basico-de-Presas> [Consulta: 11 de febrero de 2019]

9 ANEXOS

9.1 Análisis de equilibrio límite – Primer modelo (talud 1.5H: 1V)

Figura 42. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas arriba. (FS=2.159).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 43. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas abajo. (FS=1.995).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 44. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=7.0).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 45. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.995).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 46. Factor de seguridad pseudoestático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=4.118).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 47. Factor de seguridad pseudoestático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.20).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

9.2 Análisis de equilibrio límite – Segundo modelo (talud 1.5H: 1V)

Figura 48. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas arriba. (FS=1.797).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 49. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas abajo. (FS=1.789).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 50. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=5.399).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 51. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.789).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 52. Factor de seguridad pseudoestático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=3.323).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 53. Factor de seguridad pseudoestático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.142).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

9.3 Análisis de equilibrio límite – Tercer modelo (talud 1.6H: 1V)

Figura 54. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas arriba. (FS=1.892).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 55. Factor de seguridad estático, caso: vacío, talud aguas abajo. (FS=1.946).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 56. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas arriba. (FS=5.538).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.

Figura 57. Factor de seguridad estático, caso: lleno, talud aguas abajo. (FS=1.946).
Elaboración propia (Slide 6.0), 2019.