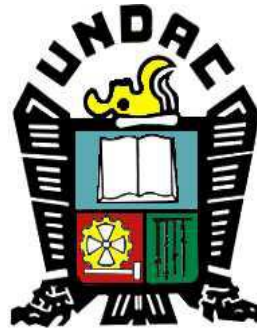


UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**Análisis de suelos para determinar la estabilidad de
talud en el servicio de almacenamiento de relaves de la
Presa Huachucaja – El Brocal**

**Para optar el título profesional de:
Ingeniero Civil**

Autor: Bach. Marcelino Roy SOLIS VITOR

Asesor: Ing. Pedro YARASCA CÓRDOVA

Cerro de Pasco - Perú – 2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRION
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**Análisis de suelos para determinar la estabilidad de talud en el servicio
de almacenamiento de relaves de la presa Huachucaja – El Brocal**

Sustentada y aprobada ante los miembros del jurado:

Mg. Luis Villar REQUIS CARBAJAL

PRESIDENTE

Mg. José Germán RAMÍREZ MEDRANO

MIEMBRO

Ing. Eder Guido ROBLES MORALES

MIEMBRO

DEDICATORIA

A Dios, por haberme permitido llegar hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mi Esposa, quien ha sido mi mayor motivación para nunca rendirme y por ser un apoyo incondicional.

A mis padres y hermanos, principalmente a mi madre, por ser el pilar fundamental en mi vida, por brindarme la confianza, consejos, oportunidad para lograr las metas y objetivos propuestos.

RECONOCIMIENTO

Por medio del presente trabajo de investigación hago extensivo mis reconocimientos de inmensa gratitud a los docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, por su dedicación en mi formación profesional.

A los trabajadores de la Sociedad Minera El Brocal por sus consejos y orientaciones en la recolección de datos, que en forma desinteresada estuvieron presentes en cada instante.

RESUMEN

El desarrollo de la investigación Denominada “Análisis De Suelos Para Determinar La Estabilidad De Talud En El Servicio De Almacenamiento De Relaves De La Presa Huachuacaja – El Brocal”, cuyo objetivo es garantizar la estabilidad de una presa usando como herramienta el programa SLIDE y Otros que ayuden a determinar la estabilidad de taludes, nos ayudara a obtener como resultado los factores de seguridad de acuerdo a la normativa peruana.

La metodología de suelo armado consiste en el reforzamiento del suelo de relave con geo mallas y una compactación adecuada a fin de alcanzar la estabilidad de talud de la presa.

Sin embargo es necesario tener en conocimiento que dicha estructura es para soportar un conjunto de desechos tóxicos de procesos mineros de la concentración de minerales, usualmente constituido por una mezcla de rocas molidas, agua y minerales de ganga (o sin valor comercial), aunque también se encuentran bajas concentraciones de metales pesados, tales como cobre, plomo, mercurio y metaloides como el arsénico.

Los relaves contienen altas concentraciones de productos químicos y elementos que alteran el medio ambiente, por lo que deben ser transportados y almacenados en «tranques o depósitos de relaves. donde los contaminantes se van decantando lentamente en el fondo y el agua es recuperada mayoritariamente, y otra parte se evapora. El material queda dispuesto como un depósito estratificado de materiales sólidos finos. El manejo de relaves es una operación clave en la recuperación de

agua y para evitar filtraciones hacia el suelo y napas subterráneas, ya que su almacenamiento es la única opción. Para obtener una tonelada de concentrado, se generan casi 30 toneladas de relave.

Para este proyecto de investigación se utilizó un factor de seguridad de 2.35 y 1.42 en condición estática y pseudo-estática respectivamente cumpliendo con las recomendaciones del Ministerio de Energía y Minas.

Palabras clave: Presa de relaves, relave grueso, análisis estabilidad sísmica, método de suelo armado.

SUMMARY

The development of the research called “Soil Analysis to Determine the Stability of Slope in the Tailings Storage Service of the Huachuacaja Dam - El Brocal”, whose objective is to guarantee the stability of a dam using the SLIDE program as a tool and others that help determine the stability of slopes, it will help us to obtain as a result the safety factors according to Peruvian regulations.

The reinforced soil methodology consists in the reinforcement of the tailings soil with geo meshes and adequate compaction in order to achieve the slope stability of the dam.

However, it is necessary to know that this structure is to support a set of toxic wastes from mining processes of the concentration of minerals, usually constituted by a mixture of ground rocks, water and bargain minerals (or without commercial value), but also Low concentrations of heavy metals, such as copper, lead, mercury and metalloids such as arsenic are found.

The tailings contain high concentrations of chemicals and elements that alter the environment, so they must be transported and stored in “tailings or tailings deposits. where pollutants are slowly decanting at the bottom and the water is mostly recovered, and another part evaporates. The material is arranged as a stratified deposit of fine solid materials. Tailings management is a key operation in the recovery of water and to avoid seepage into the ground and underground layers, since its storage is the only option. To obtain a ton of concentrate, almost 30 tons of tailings are generated.

For this research project a safety factor of 2.35 and 1.42 was used in static and pseudo-static condition respectively, complying with the recommendations of the Ministry of Energy and Mines.

Keywords: Tailings dam, coarse tailings, seismic stability analysis, reinforced soil method.

INTRODUCCIÓN

La minería peruana actual afronta diversos problemas como la caída de precios de la materia prima y el incremento del precio del dólar, afectando a las pequeñas y medianas mineras, por lo tanto, induce a las empresas a reducir sus costos, esto se refleja en la desaceleración de la inversión, obteniendo un bajo control técnico y de seguridad lo cual tiene repercusiones sobre el medio ambiente elevando la tasa de contaminación. Por tal razón, es necesario desarrollar métodos alternativos que ayuden a la reducción de la contaminación de las áreas naturales donde se establecen las mineras a costos accesibles. La aplicación del método de suelo armado en la construcción de presa de relave se presenta como una opción alternativa a los métodos convencionales.

El uso de la metodología de suelo armado es un método no convencional para la construcción de presas de relaves, esta metodología mezcla el conocimiento de refuerzos, criterios básicos de las características y comportamiento de los suelos. La presente investigación busca dar un mejor entendimiento a la aplicación del método de suelo armado, obtener la confianza de los diseñadores de depósitos de relaves y permita conocer su incidencia en la minería peruana y mitigar la contaminación del suelo con procesos progresivos de construcción considerando un bajo financiamiento.

El objetivo principal de la investigación es determinar el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso con el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa. Los objetivos específicos son emplear los factores de seguridad recomendados por la Dirección General de Asuntos Ambientales (DGAA) del Ministerio de Energía y Minas (MEM), determinar las técnicas de diseño, los parámetros ambientales y factibilidad económica.

La presente tesis está estructurada en capítulos, donde se identificará el problema, se hará mención al marco teórico donde detallaremos las bases teóricas, identificaremos la metodología de estudio, presentaremos los resultados y luego las discusiones.

DEDICATORIA	
RECONOCIMIENTO	
RESUMEN	
ABSTRACT	
INTRODUCCION	
INDICE	
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. IDENTIFICACIÓN Y DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.3.1. PROBLEMA GENERAL	2
1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	3
1.4. FORMULACIÓN DE OBJETIVOS	3
1.4.1. Objetivo General	3
1.4.2. Objetivos Específicos	3
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	4
CAPÍTULO II	5
MARCO TEÓRICO	5
2.1. ANTECEDENTES DE ESTUDIO	5
2.2. BASES TEÓRICAS – CIENTÍFICAS	9
2.2.1. Análisis de estabilidad estática	9
2.2.2. Análisis de estabilidad pseudo-estático	10
2.2.3. Estudio de peligro sísmico	11
2.2.4. Coeficiente sísmico	12
2.2.5. Características de métodos comúnmente empleados para estabilidad de taludes.	14
2.2.5.1. Método Modificado De Bishop	14
2.2.5.2. Método Simplificado De Janbu	14
2.2.5.3. Método De Spencer	14
2.2.6. Método de Suelo Armado	15
2.2.7. Muros y taludes reforzados con geo sintéticos	16
2.2.8. Estabilidad de taludes (Concepto General)	18
2.2.9. Tipos de inestabilidad	18
2.2.9.1. Desprendimientos o desplomes	19
2.2.9.2. Corrimientos	19
2.2.10. Análisis cinemático de taludes en macizos rocosos	20
2.2.11. Métodos analíticos de cálculo	21
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	22
2.4. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS	22
2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL	22
2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	23
2.5. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES	23
2.5.1. Variable independiente	23
2.5.2. Variable dependiente	23

2.6.	DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES E INDICADORES.....	24
CAPÍTULO III		25
METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN		25
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	25
3.2.	MÉTODO DE INVESTIGACIÓN	26
3.3.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	26
3.4.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	26
3.4.1.	Población	26
3.4.2.	Muestra	26
3.5.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	26
3.6.	TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	27
3.7.	TRATAMIENTO ESTADÍSTICO	27
3.8.	SELECCIÓN, VALIDACIÓN Y CONFIABILIDAD DE LOS INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.....	28
3.8.1.	Estabilidad geológica – geotécnica.....	28
3.8.1.1.	Peligro geológico	28
3.8.1.2.	Investigación geotécnica	29
3.8.1.3.	Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y rocas	29
3.8.1.4.	Suelo de cimentación – macizo rocoso	30
3.8.1.5.	Discontinuidades.....	31
3.8.1.6.	Resistencia del Macizo Rocoso.....	32
3.8.1.7.	Características del relave y material de préstamo	34
3.8.2.	ESTABILIDAD HIDROLÓGICA	36
3.8.3.	CONTROL DE AGUAS SUPERFICIALES	37
3.8.4.	CONTROL DE AGUAS EN EL DEPÓSITO DE RELAVES	38
3.9.	ORIENTACIÓN ÉTICA.....	39
CAPÍTULO IV		40
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		40
4.1.	DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EN CAMPO.....	40
4.1.1.	FACTORES DE SEGURIDAD	40
4.2.	PRESENTACIÓN, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	41
4.2.1.	SOBRE EL MATERIAL A USAR:	41
4.3.	PRUEBA DE HIPÓTESIS.....	42
4.3.1.	ESTABILIDAD ESTÁTICA	42
4.3.1.1.	Características técnicas de materiales	42
4.3.2.	ESTABILIDAD SÍSMICA	43
4.3.2.1.	Peligro sísmico.....	43
4.3.3.	EVALUACIÓN AMBIENTAL.....	44
4.4.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	45
4.4.1.	SOBRE LA ESTABILIZACIÓN:	45
4.4.2.	SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN	45
4.4.3.	SISTEMA DE SUB DRENAJE.....	45
CONCLUSIONES		
RECOMENDACIONES		
BIBLIOGRAFIA		
ANEXOS		

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1: DEFORMACIONES EN ELEMENTOS DE SUELO CON Y SIN REFUERZO. FUENTE: MANUAL DE SUELOS REFORZADOS (MACCAFERRI, 2005).....	17
ILUSTRACIÓN 2: ESQUEMA DE UN MURO REFORZADO CON GEO SINTÉTICOS FUENTE: MANUAL DE SUELOS REFORZADOS (MACCAFERRI, 2005).....	19
ILUSTRACIÓN 3: ESTABILIDAD INTERNA DE UN MURO EN SUELO REFORZADO.....	19
ILUSTRACIÓN 4: ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO (FAVOR DE SEGURIDAD).....	47

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1: TÉCNICAS E INSTRUMENTOS (FUENTE: PROPIO).....	28
TABLA 2: FACTORES DE CONVERSIÓN ESTIMADOS PARA EL PROYECTO.....	33
TABLA 3: PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE DISCONTINUIDADES.....	34
TABLA 4: PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO.....	36
TABLA 5: PRECIPITACIÓN MÁXIMA ANUAL EN 24 HORAS (MM).....	40
TABLA 6: CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES.....	42
TABLA 7: PERIODO DE RETORNO PARA ACELERACIÓN SÍSMICA.....	43
TABLA 8:FACTOR DE SEGURIDAD.....	46

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y Determinación del problema

El Ingeniero Civil ha de enfrentarse con muy diversos problemas planteados por el terreno ya que este nos sirve de cimentación para soportar estructuras y terraplenes. Para la presente investigación nos enfocaremos principalmente en uno de los problemas fundamentales al que el suelo es sometido al momento de aplicar cargas en presas externas como es el caso de relaves mineros, dichas cargas provocarán que en el suelo de fundación se produzcan asentamientos suficientemente grandes los cuales causarán daños en la estructura y a su vez dificultarán sus funciones. En tal sentido, estudiaremos dicho proceso con el fin de proporcionar una idea del

comportamiento que tendrá el suelo de fundación al momento de que las cargas externas se apliquen provenientes del relave.

1.2. Delimitación de la investigación.

El uso de la metodología de suelo armado es un método no convencional para la construcción de presas de relaves, esta metodología mezcla el conocimiento de refuerzos, criterios básicos de las características y comportamiento de los suelos. La presente investigación busca dar un mejor entendimiento a la aplicación del método de suelo armado, obtener la confianza de los diseñadores de depósitos de relaves y permita conocer su incidencia en la minería peruana y mitigar la contaminación del suelo con procesos progresivos de construcción considerando un bajo financiamiento.

El objetivo principal de la investigación es determinar el análisis de estabilidad sísmica utilizando relave grueso con el método de suelo armado para garantizar la estabilidad de la presa. Los objetivos específicos son emplear los factores de seguridad recomendados por la Dirección General de Asuntos Ambientales (DGAA) del Ministerio de Energía y Minas (MEM), determinar las técnicas de diseño, los parámetros ambientales y factibilidad económica.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cuál es la estabilidad de talud al analizar los suelos en el servicio de almacenamiento de relaves de la presa Huachuacaja – El Brocal?

1.3.2. Problemas Específicos

- ¿Cuál es la estabilidad de talud al analizar la estabilidad sísmica de la presa en el servicio de almacenamiento de relaves de la presa Huachuacaja – El Brocal?
- ¿Cuáles son los parámetros ambientales que influyen en la estabilidad de talud de la presa en el servicio de almacenamiento de relaves de la presa Huachuacaja – El Brocal?

1.4. Formulación de Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Determinar la estabilidad de talud al analizar los suelos en el servicio de almacenamiento de relaves de la presa Huachuacaja - El Brocal

1.4.2. Objetivos Específicos

- Determinar la estabilidad de talud al analizar la estabilidad sísmica de la presa en el servicio de almacenamiento de relaves de la presa Huachuacaja – El Brocal
- Determinar los parámetros ambientales que influyen en la estabilidad de talud de la presa en el servicio de almacenamiento de relaves de la presa Huachuacaja – El Brocal.

1.5. Justificación de la investigación

Debido al tiempo que implica el desarrollo de un ensayo de consolidación para obtener el índice de compresibilidad, algunos autores han relacionado este parámetro con propiedades índice, tales como el Limite liquido LL, la relación de vacíos in situ y el contenido natural de agua, las

cuales son fácil de obtener. Estas relaciones se presentan tomando en cuenta la región donde se ubica el sitio en estudio, así como el tipo de suelo, y son de gran utilidad práctica, especialmente durante la etapa de planeación de las obras, debido a que permiten realizar análisis de asentamiento aproximados de las estructuras en suelos cohesivos, cuando no se cuentan con resultados de ensayos de consolidación, y por tanto, sirven de base para la toma de decisiones acerca del tipo de cimentación más adecuada.

1.6. Limitaciones de la investigación

Los límites de esta investigación son:

Las insuficiencias de la teoría de consolidación de Terzaghi se encuentran ligadas a las hipótesis simplificadoras en que se basa dicha teoría. Al utilizar estas hipótesis se asumen características del comportamiento del suelo que no se cumplen en su totalidad, esto genera discrepancias en los resultados de la teoría con respecto tanto a la realidad en campo como en pruebas de laboratorio. Algunos de estos aspectos están relacionados con la presión de poros, velocidad de asentamientos, curvas asentamientos tiempo, deformaciones, etc.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de estudio

Determinación Del Esfuerzo De Preconsolidación Para El Cálculo De Asentamiento De Suelos Finos De La Zona De Sagari – Cuzco

Autor: bach. Alvarado mejía lincoln yoel. Bach. Palomino benites sheylla
anna

El motivo de la presente investigación parte a raíz de cimentar estructuras en un suelo arcilloso, para lo cual nos enfocaremos en el principal problema del suelo que es enfrentar y evitar que se produzcan asentamientos de gran magnitud que puedan dañar la estructura de manera que dificulte o afecte sus funciones. Ante este problema, la presente investigación tiene como propósito identificar y describir las características físicas del suelo fino de la zona de Sagari – Cuzco, con el fin de determinar del suelo en mención, el esfuerzo de Preconsolidación, asentamiento y tiempo de consolidación. Con estos parámetros obtenidos podremos tomar las medidas correctivas antes de cimentar en la zona en mención. Mediante

los ensayos de laboratorio pertinentes se pudo obtener las características físicas del suelo en estudio; asimismo mediante método de gráfico de Casagrande, se pudo determinar el esfuerzo de Preconsolidación del suelo; por otro lado, mediante el método de Taylor podremos conocer la velocidad que demorará en suelo en estar totalmente consolidado. En resumen mediante los ensayos de compresibilidad realizados se pudo conocer que el suelo evaluado se encuentra en la condición de normalmente consolidado; asimismo, de acuerdo a las 04 muestras obtenidas en los distintos puntos de la zona, pudimos observar que el comportamiento y características de todas las muestras son similares en toda la área de estudio, por tanto podemos concluir que en área estudiada tiene un suelo homogéneo a lo largo de toda su extensión. Por tal motivo, para los asentamientos obtenidos en las muestras ensayadas, se propone una solución económica que consiste en la construcción de un terraplén en el emplazamiento previsto, con el propósito de que el terreno blando pueda llegar su estado de totalmente consolidado.

Donde Concluye:

- Mediante los ensayos de compresibilidad realizados, se pudo conocer que el suelo evaluado se encuentra en la condición de normalmente consolidado; por consiguiente, se afirma que el terreno estudiado nunca estuvo sometido a una presión mayor que la que corresponde a su cubierta actual.
- Se pudo observar que los asentamientos experimentales calculados son relativamente bajos por lo cual se puede decir que las cargas actuales aplicadas al terreno de estudio han hecho que este alcance en gran

porcentaje su estado total de consolidación; asimismo, mediante este comportamiento del suelo podemos sostener la opinión que el suelo en estudio es normalmente consolidado

- De acuerdo a los datos obtenidos del gráfico de Taylor, los tiempos obtenidos para cada proceso consolidación fueron relativamente cortos lo cual que el suelo se encuentre en la condición de arcilla normalmente consolidada.
- El coeficiente de consolidación vertical CV presentó valores relativamente altos puesto que en esta etapa el suelo presenta mayores vacíos que al colocarle una carga, la cual hacen que la disipación de los excesos de las presiones intersticiales ocurra rápidamente; esto puede apreciarse tanto en las gráficas de Taylor y Casagrande, mediante los gráficos del grafico 10 al 33
- De acuerdo a las características físicas obtenidas para las 04 muestras, podemos observar que son similares; asimismo, el comportamiento de todas las 04 muestras, por tanto podemos concluir que en la área de estudio se tienen suelos casi homogéneos con comportamientos similares.
- Bernal (2012) determina que los tranques de relaves son una de las formas más utilizadas para el almacenamiento de los residuos provenientes de las faenas mineras, existiendo tres métodos de construcción del muro perimetral denominados: aguas arriba, aguas abajo y eje central. El método usualmente utilizado, y que ha entregado mejores resultados en términos de estabilidad es el de aguas abajo, sin embargo, el volumen de arenas es mayor en comparación con el de eje

central, además si las coordenadas del pie del muro están fijas, se obtiene mayor altura de muro con crecimiento de eje central, lo cual implica mayor capacidad de embalse. Teniendo el método de eje central ventajas de almacenamiento, su utilización requiere evaluar la estabilidad sísmica y de esta manera ver la factibilidad del desarrollo de dicho proceso constructivo.

- Bernal (2012) propone un recrecimiento en el eje central, que es diferente a la propuesta de esta investigación, que asumirá un crecimiento de aguas arriba haciendo uso del relave total en condición seca, también se investigó que aún es común el uso de material de préstamo y su recomendación tanto por diseñadores e investigaciones académicas.
- Villanueva (2006) confirma que el diseño de la presa de relaves utiliza material de préstamo, de acuerdo a la configuración correspondiente al diseño original. La información de preparación de la cimentación, material de préstamo y métodos de construcción fueron adoptados de los estudios originales para la construcción de la presa. Los análisis de estabilidad de la sección típica fueron desarrollados en la investigación, tomando como base la sección típica del diseño original, los resultados obtenidos son similares a los del estudio original.
- Almerco (2014) la regulación legal, técnica y ambiental que tiene nuestro país para la construcción, operación, mantenimiento y cierre de los depósitos de relaves mineros, exige que se cumplan diversos requerimientos de seguridad, destinados a la protección de las personas y el medio ambiente, por ello, todos los esfuerzos que se hagan para

establecer criterios que se tendrán en cuenta sobre el control de los riesgos e impactos son de suma importancia.

- Almerco (2014) asume atención a la parte ambiental a fin reducir impactos negativos aplicando las recomendaciones de la autoridad ambiental del Perú.
- Guevara (2009) la construcción de un muro sobre la cresta del dique existente con el objetivo de incrementar la capacidad de almacenamiento del depósito. La construcción de un muro de tierra reforzado con geomallas, reduce el área ocupada y disminuye los volúmenes de relleno.

2.2. Bases teóricas – Científicas

2.2.1. Análisis de estabilidad estática

Los análisis de estabilidad estática de acuerdo a las investigaciones realizadas en el Perú asumen un equilibrio límite que consideran el equilibrio de una fuerza y/o un momento de la masa de tierra sobre una superficie potencial de falla. La masa sobre la superficie potencial de falla se asume rígida, la fuerza de corte sólo se puede desarrollar en la superficie potencial de falla. (Martínez, Barrera y Gómez, 2011)

La fuerza de corte disponible se asume que se moviliza a la misma velocidad en todos los puntos de la superficie potencial de falla. Como resultado de esto, el factor de seguridad es constante sobre toda la superficie de falla. Dado que se asume que la superficie potencial de falla es perfectamente plástica, los análisis de equilibrio límite no proveen información acerca de la deformación del talud.

La estabilidad de taludes es, normalmente expresada en términos de un factor de seguridad FS:

$$FS = \frac{FcD}{FcR}$$

Donde:

- FcD es la fuerza de corte disponible
- FcR es la fuerza de corte requerida para el equilibrio.

2.2.2. Análisis de estabilidad pseudo-estático

Alva e Infantes (1993) la finalidad de usar el método pseudo-estático y el resumen de la siguiente manera: “Se comprueba que, para presas de pequeña y mediana altura, los análisis pseudo-estáticos utilizados con un apropiado coeficiente sísmico y una verificación de las deformaciones permanentes, pueden ser adecuados.”

En este método se emplea el cálculo del factor de seguridad de la estabilidad de taludes por equilibrio límite, adicionando un coeficiente lateral sísmico. Uno de los principales problemas con este método es determinar el coeficiente lateral sísmico, que depende de la sismicidad del país y es de naturaleza semi-

empírica (Seed y Martín, 1966). Ruesta (1988) ha propuesto valores del coeficiente lateral sísmico para presas de tierra y enrocado en el Perú, que se presentan en la Figura 1. Los valores propuestos son consistentes con los

valores utilizados en presas de tierra y enrocado diseñadas y construidas en el Perú y en el mundo. Además, el análisis de estabilidad pseudo-estático sirve también para determinar el valor de la aceleración de fluencia que se emplea en el método de deformación permanente.

Para realizar el análisis de la estabilidad de los taludes en condiciones estáticas y pseudo-estáticas se utiliza el método de equilibrio límite de Bishop, Spencer y Janbu que están implementados en el programa de cómputo Slide 5.0.

Martínez, Barrera y Gómez (2011) en su publicación mencionan que “comenzando el año 1920, la estabilidad sísmica de estructuras de tierra ha sido analizada usando una forma pseudo-estática en la cual los efectos de un terremoto son representados por aceleraciones constantes horizontales y/o verticales”.

En la actualidad el análisis de estabilidad sísmica en presas de relave las fuerzas verticales han sido suprimidas en el método pseudo-estático. El coeficiente sísmico usado solo reemplaza las fuerzas horizontales.

2.2.3. Estudio de peligro sísmico

El peligro sísmico puede ser definido como la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un sismo de una determinada magnitud igual o mayor que un valor fijado a priori.

El peligro sísmico ha sido realizado utilizando un método probabilístico a partir de la metodología propuesta por Cornell (1968), modificada e

implementada en el programa de computo SEISRISK-III. (Bender y Perkins, 1987).

Este método considera el efecto que pudieran causar todos los sismos contenidos en las fuentes sismo-génicas definidas por sus valores de magnitud y frecuencia de ocurrencia. Es así como se logra evaluar la probabilidad de ocurrencia de diferentes sismos.

El resultado final permite disponer de los valores de aceleración máxima que tiene una probabilidad de ser superada en un periodo de tiempo determinado. Esta aceleración no representa a un sismo en especial, sino al efecto combinado de todos los sismos que integran cada fuente sismo-génica. (Tavera, 2009)

2.2.4. Coeficiente sísmico

De la ponencia presentada en el VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. “Los métodos más comunes utilizados en el análisis sísmico de la estabilidad de presas de tierra y enrocado son los métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite. Estos métodos consideran que la acción sísmica puede reemplazarse por una fuerza horizontal proporcional al peso de la masa deslizante ($f=k*W$). Por lo cual se presenta los factores de seguridad mínimos requeridos en los taludes de presas para diferentes condiciones de carga que se presentaran en la vida útil de una presa, según el Cuerpo de ingenieros del Ejército Americano (USACOE, 1970).

El coeficiente sísmico en el diseño está influenciado por los factores siguientes: Sismicidad de la zona; condiciones locales de la cimentación;

cuanto mayor sea la densidad natural del subsuelo menos será la amplificación sísmica; Periodo fundamental de la presa, implícitamente considera la altura y propiedades de materiales; Importancia de la estructura y riesgo de daños.

En el Perú no existe normas establecidas para el diseño de presas esto origina que los coeficientes utilizados sean de acuerdo al criterio y experiencia del diseñador.

Cabe señalar que bajo estos factores Ruesta elaboró un mapa de coeficientes sísmicos (k) propuesto para presas pequeñas y medianas divididas en 3 zonas según el material de construcción de la presa. Para nuestro caso el proyecto se ubica en Pasco y según el plano señalado se recomienda la zona 1 o 2 para presas de tierra cuyo coeficiente sísmico varía entre 0.15 a 0.25. Debido a que se cuenta con un estudio de riesgo sísmico se usará el dato proporcionado por este.

En el método de tajadas infinitas, se selecciona una superficie circular de deslizamiento de prueba, y se considera la estabilidad de la masa de deslizamiento potencial en conjunto en vez de la estabilidad para cada tajada individual.

Como las fuerzas que actúan sobre los límites verticales de las tajadas producen momento neto cero alrededor del centro de rotación de la masa potencialmente inestable, las fuerzas laterales son descuidadas. Se asume que el corte y los esfuerzos normales sobre la base de cada tajada dependen sólo del peso de la tajada y de la presión de agua de poros en su base. Si la masa de deslizamiento potencial es dividida en tajadas de ancho unitario, las

fuerzas sobre la base de cada tajada serán numéricamente iguales a los esfuerzos sobre la base de la tajada. Según Guía Ambiental del Ministerio de Energía y Minas.

2.2.5. Características de métodos comúnmente empleados para estabilidad de taludes.

2.2.5.1. Método Modificado De Bishop

Método preciso; solo para superficies circulares de derrumbe; satisface el equilibrio vertical y el equilibrio de momento total; asume que las fuerzas laterales sobre tajadas son horizontales.

2.2.5.2. Método Simplificado De Janbu

Método de equilibrio de fuerza; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que las fuerzas laterales son

horizontales (las mismas para todas las tajadas); generalmente los factores de seguridad son considerablemente más bajos que los calculados empleando métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio.

2.2.5.3. Método De Spencer

Satisface todas las condiciones de equilibrio; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que la inclinación de fuerzas laterales es la misma para todas las tajadas; la inclinación de la fuerza lateral es calculada en el proceso de solución de modo que se satisface todas las condiciones de equilibrio; método preciso.

2.2.6. Método de Suelo Armado

Una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a tracción convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo. En este método, conocido como refuerzo de suelos, el comportamiento global del macizo es mejorado a costa de la transferencia de los esfuerzos para los elementos resistentes (refuerzos).

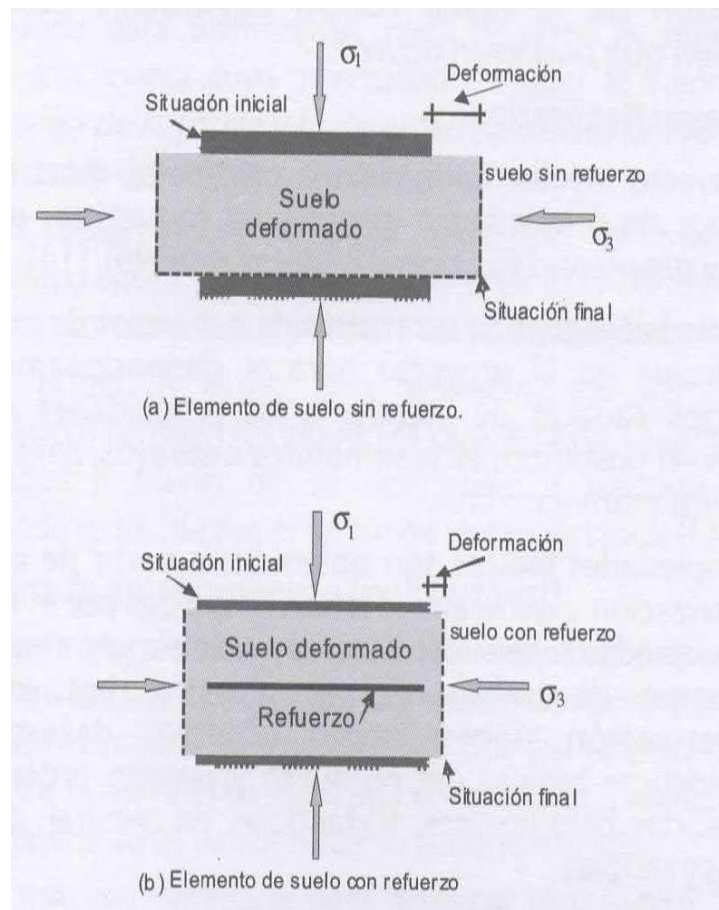


Ilustración 1: Deformaciones en elementos de suelo con y sin refuerzo.

Fuente: Manual de suelos reforzados (Maccaferri, 2005)

Los suelos poseen en general elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero baja resistencia a esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, la misma sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de elongación (tracción). Con todo lo mencionado, si la masa de suelo estuviera reforzada, los movimientos laterales serían limitados por la rigidez del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias a la resistencia a tracción de los elementos de refuerzo. La figura 5 muestra el principio básico del comportamiento de un suelo reforzado.

2.2.7. Muros y taludes reforzados con geo sintéticos

Las estructuras en suelos reforzados con geo sintéticos son constituidas de capas horizontales de suelo compactado intercaladas por capas de geo sintéticas. La interacción suelo-refuerzo proporciona al conjunto mayor estabilidad.

Las figuras esquematizan una estructura reforzada, con parámetro externo de bloques pre-moldeados. además se observan drenes horizontales en la capa del terraplén, constituidos de grava y de una tubería perforada colocada en la parte interna del pie del parámetro externo del talud.

La verificación de la estabilidad de macizos reforzados con geo sintéticos debe atender criterios de estabilidad externa e interna. En la verificación de la estabilidad externa se admite que el macizo de suelo reforzado actúa como un cuerpo rígido, o sea, la zona reforzada funciona como un muro de gravedad. Así, se verifica la seguridad del macizo para los cuatro

mecanismos clásicos de rotura a) deslizamiento; b) vuelco; c) hundimiento; d) rotura global.

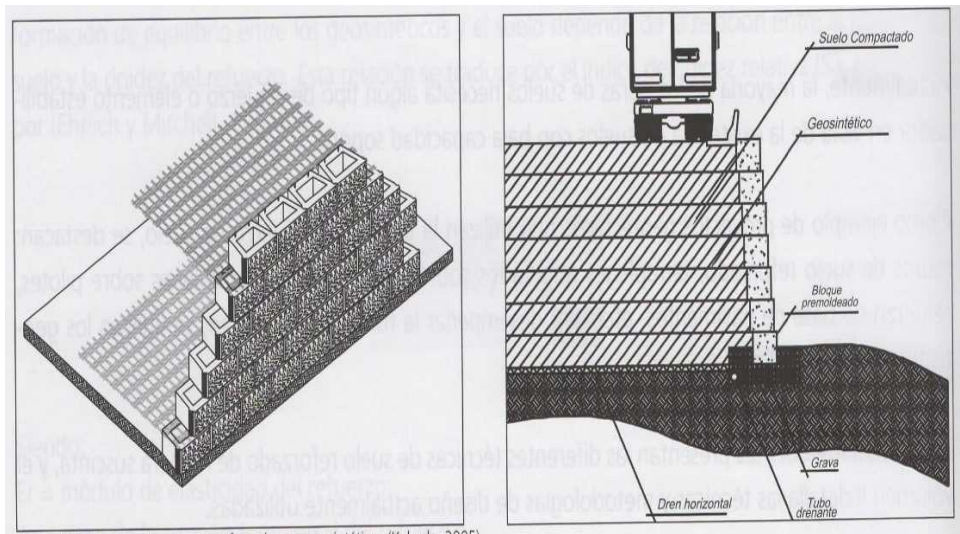


Ilustración 2: Esquema de un muro reforzado con geo sintéticos Fuente: Manual de suelos reforzados (Maccaferri, 2005)

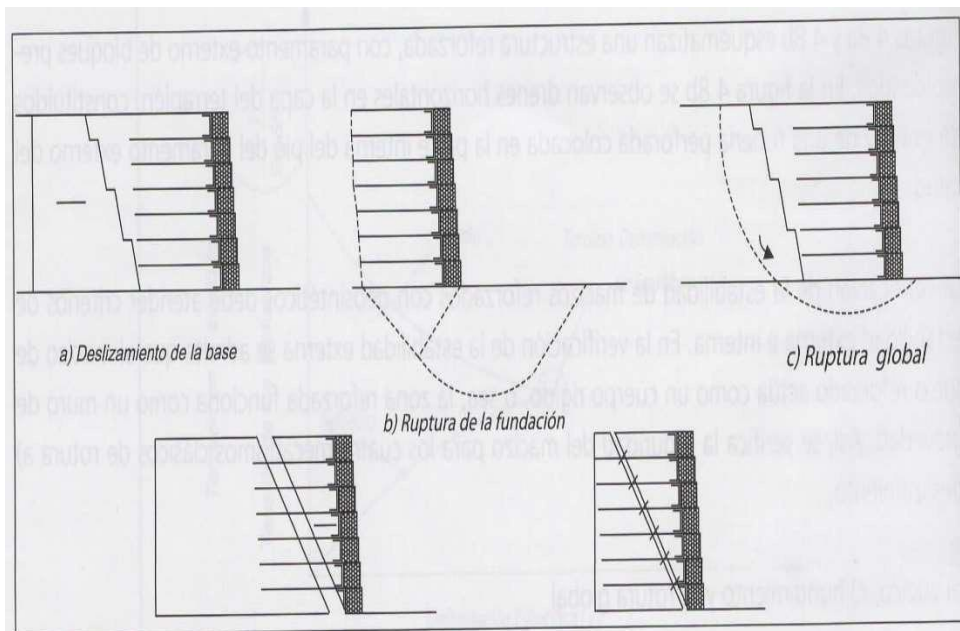


Ilustración 3: Estabilidad interna de un muro en suelo reforzado.

Fuente: Manual de suelos reforzados (Maccaferri, 2005)

Además de los análisis de estabilidad externa (análisis como muro) deben ser hechas los análisis internos de la estructura, afín de verificar la estabilidad

de los refuerzos separadamente, entonces se valida la resistencia y la largura individual por capa. Esa certificación se basa en el análisis por equilibrio límite, separando el macizo en dos regiones denominadas zona activa y resistiva, revelando dos condiciones: a) arrancamiento del refuerzo y b) rotura del refuerzo.

2.2.8. Estabilidad de taludes (Concepto General)

El campo de la estabilidad de taludes estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la ingeniería geológica - geotécnica. La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene lugar por diversas razones:

- Razones geológicas: laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc.
- Variación del nivel freático: situaciones estacionales, u obras realizadas por el hombre.
- Obras de ingeniería: rellenos o excavaciones tanto de obra civil, como de minería.

Los taludes además serán estables dependiendo de la resistencia del material del que estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presenten. Los taludes pueden ser de roca o de tierras. Ambos tienden a estudiarse de forma distinta.

2.2.9. Tipos de inestabilidad

2.2.9.1. Desprendimientos o desplomes

Son movimientos de inestabilidad producidos por falta de apoyo, englobando a una escasa cantidad de terreno. Suele tratarse de rocas que caen por una ladera, debido a la pérdida del apoyo que las sustentaba. Entre los desprendimientos o desplomes, se puede incluir el caso del desplome de una columna rocosa en un acantilado, debido a la erosión en la base del mismo. pueden ser ocasionados por la naturaleza o por la humanidad.

2.2.9.2. Corrimientos

Son movimientos que afectan a una gran cantidad de masa de terreno. Un tipo particular de corrimiento de tierra son los deslizamientos, que se producen cuando una gran masa de terreno o zona inestable, desliza con respecto a una zona estable, a través de una superficie o franja de terreno de pequeño espesor. Los deslizamientos se producen cuando en la franja se alcanza la tensión tangencial máxima en todos sus puntos. Estos tipos de corrimiento son ingenierilmente evitables. Sin embargo, los siguientes no lo son:

Un flujo de arcilla se produce en zonas muy lluviosas afectando a zonas muy grandes. Los terrenos arcillosos, al entrar en contacto con el agua, se comportan como si alcanzasen el límite líquido, y se mueven de manera más lenta que los deslizamientos. Se da en pequeñas pendientes, pero en gran cantidad.

Licuefacción: se da en zonas de arenas limosas saturadas, o en arenas muy finas redondeadas (loess). Debido a la gran cantidad de agua intersticial que

presentan, las presiones intersticiales son tan elevadas que un seísmo, o una carga dinámica, o la elevación del nivel freático, pueden aumentarlas, llegando a anular las tensiones efectivas. Esto motiva que las tensiones tangenciales se anulen, comportándose el terreno como un «pseudolíquido». Se produce, entre otros terrenos, en rellenos mineros.

Reptación: movimiento muy lento que se da en capas superiores de laderas arcillosas, de en torno a 50 centímetros de espesor. Está relacionado con procesos de variación de humedad estacionales. Se manifiestan en forma de pequeñas ondulaciones, y suelen ser signo de una posible futura inestabilidad generalizada.

2.2.10. Análisis cinemático de taludes en macizos rocosos

En el análisis de taludes en macizos rocosos, se presentan bloques de roca delimitados por un sistema tridimensional de planos de discontinuidad. Se entiende por discontinuidad a todas aquellas estructuras geológicas (fallas, fracturas, diaclasas, estratificación, foliación, etc.) que forman dichos planos, los que comúnmente se conoce como fábrica estructural del macizo rocoso. Normalmente este tipo de discontinuidades son producto del tectonismo a la que fue sujeta la roca en un estado inicial de esfuerzos. Dependiendo de la orientación de las discontinuidades se tendrá un patrón de fracturamiento que delimitará los bloques de roca.

Analizar la estabilidad de un talud realizado en macizos rocosos fracturados, es parte de dos procesos. El primero es analizar la fábrica estructural en el corte realizado para determinar si la orientación de las discontinuidades podría resultar en inestabilidad, a lo cual se conoce como orientación

desfavorable del talud con respecto a las discontinuidades. Esta determinación es realizada por medio de un análisis estereográfico de la fábrica estructural junto con la posición del talud, a lo que se denomina análisis cinemático. Ya que ha sido determinada la cinemática en la cual se tiene posibilidad de falla del talud, el segundo paso requiere un análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite para comparar las fuerzas resistentes a la falla contra las fuerzas causantes de la falla del talud. El rango entre estos dos sistemas de fuerzas se denomina factor de seguridad.

Para poder realizar el análisis tridimensional de las familias de discontinuidades, se necesita hacer este tipo de proyección en un plano bidimensional. Para tal efecto existen dos tipos de proyecciones esféricas: una es la red estereográfica de Lambert o Schmidt, y la otra es la proyección de Wulff. Diversos autores dentro de la ingeniería geológica han aplicado ambas técnicas, las cuales son del todo idénticas y no hay ninguna dificultad para utilizar un sistema u otro. La única limitación que existe es que al iniciar el análisis con cualquiera de los dos sistemas, éste deberá continuarse empleando hasta el término del proyecto o del estudio.

2.2.11. Métodos analíticos de cálculo

En ingeniería los cálculos buscan estimar el conjunto de fuerzas que actúa sobre la porción de tierra. Si las fuerzas disponibles para resistir el movimiento son mayores que las fuerzas que desequilibran el talud entonces se considerarán estable. El factor de seguridad es el cociente entre ambas y tiene que ser mayor que 1 para considerar el talud estable:

En caso de terremoto, infiltración de agua, obras descontroladas u otro tipo de causa el equilibrio puede romperse, las fuerzas desequilibradoras ser mayores de las estimadas y producir finalmente la rotura. Para calcular las fuerzas se pueden emplear los siguientes métodos.

2.3. Definición de términos básicos

Presa de relaves: Los relaves contienen elementos extraídos del medio ambiente y que son transportados y almacenados en «tranques o depósitos de relaves», donde los elementos se van decantando lentamente en el fondo y el agua es recuperada mayoritariamente, y otra parte se evapora. El material queda dispuesto como un depósito estratificado de materiales sólidos finos. El manejo de relaves es una operación clave en la recuperación de agua y para evitar filtraciones hacia el suelo y napas subterráneas, ya que su almacenamiento es la única opción.

Estabilidad de taludes: El campo de la estabilidad de taludes estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la ingeniería geológica - geotécnica.

Análisis estabilidad sísmica: Es la evaluación matemática para hallar la estabilidad de la estructura bajo condiciones sísmicas.

2.4. Formulación de Hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

Analizar los suelos determinar la estabilidad de talud en el servicio de almacenamiento de relaves de la presa Huachucaja – El Brocal.

2.4.2. Hipótesis Específicas

- Al analizar la estabilidad sísmica de la presa se determina la estabilidad de talud de la presa en el servicio de almacenamiento de relvas de la presa Huachucaja – El Brocal
- Al analizar los parámetros ambientales determinamos la estabilidad de talud de la presa en el servicio de almacenamiento de relaves de la presa Huachucaja – el brocal

2.5. Identificación de las variables

2.5.1. Variable independiente

Factores que influyen en la estabilidad

- Estabilidad sísmica de la presa
- Parámetros ambientales.

2.5.2. Variable dependiente

La variable dependiente es: Estabilidad de talud.

Dimensiones

- Resultados Alcanzados
- Recursos Utilizados

2.6. Definición operacional de variables e indicadores

- **Estabilidad sísmica de la presa:** Determinar las características de los ismos potenciales y determinar las propiedades estáticas y dinámicas de los materiales, conocer el potencial de licuación de los suelos y saber los métodos y diseños de construcción.
- **Parámetros ambientales.** Permiten conocer las condiciones del agua aire, suelo y de los ecosistemas, estos valores pueden ser resumidos en indicadores que permitan alcanzar un mejor entendimiento del estado del ambiente.

Capítulo III

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de investigación

La investigación es de tipo aplicada porque se enfoca en dar solución a un problema existente, para este caso es una presa de relaves en la mina Brocal.

Es una investigación descriptiva de enfoque mixto. Descriptiva porque describe la situación actual de la presa de relaves. Mixto porque junta tipos de investigación, cualitativa que considera las recomendaciones de guía ambiental para estabilidad, guía para diseño de presa de relave, estudio de peligro sísmico, cuantitativa debido a que se procederán a realizar mediciones matemáticas para cuantificar los factores de seguridad.

3.2. Método de investigación

Cuantitativo-Cualitativo de datos estadístico.

3.3. Diseño de la investigación

El propósito de la investigación es experimental porque se manipula muestras de material para realizar ensayos de laboratorio y conocer su comportamiento y características físicas. Es de cronología prospectiva porque se plantea una recolección de data a través de un cronograma de actividades de orden secuencial que permitirá tomar decisiones y obtener resultados. El número de mediciones es transversal porque los datos se recolectan en un solo tiempo que consta de una visita de campo.

3.4. Población y Muestra

3.4.1. Población

La población sujeta de estudio estuvo constituida por presas de relaves de método convencional a una altura de superior a los 4000 m.s.n.m.

3.4.2. Muestra

El tamaño de muestra se centra en la presa de relaves que se encuentran en la Mina EL Brocal.

3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

TECNICAS	INSTRUMENTOS
Análisis en la ejecución de partidas	Listado de comparación

Técnica para aplicar protocolos pre – post de la aplicación de la teoría.	
Fichas rendimiento	Fichas semanales.
Programación de las actividades a realizar en el periodo determinado	Fichas diarias. Partidas más incidentes.

Tabla 1: Técnicas e instrumentos (Fuente: Propio)

Las técnicas serán: Preparar las mediciones obtenidas siendo analizadas correctamente, medir el proceso de vincular conceptos abstractos con indicadores empíricos, mediante clasificación y/o cuantificaciones y medir las variables contenidas en la hipótesis.

3.6. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Al recolectar los datos se tiene los siguientes procesamientos y análisis de datos:

- Estadístico
- Comparativos
- Obtención de ganancias durante la ejecución del proyecto.
- Elaborar gráficos por cada variable analizada, para la presentación de resultados.

3.7. Tratamiento estadístico

Manual: Se utilizarán las formulas establecidas por el análisis de datos descriptivos y datos inferenciales, dentro de ello se utilizara las medidas de

tendencia central (media, mediana y moda), medidas de variabilidad (desviación estándar, varianza, coeficiente de evaluación), así mismo para la inferencia se utilizara las pruebas de hipótesis, convenientemente Ji- cuadrada ya que trabajaremos con datos cualitativos.

Computarizado: Haremos uso como elemento de apoyo los paquetes estadísticos como el SPSS 20,0; el cual nos permitirá desarrollar la generalización de los resultados.

3.8. Selección, validación y confiabilidad de los instrumentos de investigación

3.8.1. Estabilidad geológica – geotécnica

3.8.1.1. Peligro geológico

En la superior a depósito de relaves proyectado, no se han identificado zonas de inestabilidad o potenciales deslizamientos; considerando el tamaño de cuenca es probable que los caudales de agua sean considerables durante una avenida máxima, para lo cual se ha diseñado un canal de derivación y coronación y un canal coronación, adecuadamente revestidos.

No hay evidencia de la existencia de una falla de carácter regional, tampoco otra estructura geológica que afecte en la estabilidad de la futura presa.

Se han identificado fallas locales inactivas donde se muestra los afloramientos rocosos, cuyos rumbos son principalmente de este a oeste con buzamientos que varían de 30 a 80°, de 15 hasta 60 cm de espesor y como relleno roca panizada y las rocas encajonantes están moderadamente fracturadas.

3.8.1.2. Investigación geotécnica

En la superior a depósito de relaves proyectado, no se han identificado zonas de inestabilidad o potenciales deslizamientos; considerando el tamaño de cuenca es probable que los caudales de agua sean considerables durante una avenida máxima, para lo cual se ha diseñado un canal de derivación y coronación y un canal coronación, adecuadamente revestidos.

3.8.1.3. Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y rocas

Con el propósito de definir las características físicas y mecánicas de los materiales encontrados, del suelo de cimentación (roca intacta), así como de los materiales de canteras a utilizar en el futuro recrecimiento de la misma, para la optimización del diseño, se consideró conveniente llevar a cabo un programa de ensayos de laboratorio con muestras representativas de suelos y rocas.

A continuación, se indica los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y rocas realizados:

- Densidad in Situ - Método del cono de arena (ASTM D 1556)
- Peso específico de sólidos (ASTM D-854)
- Contenido de humedad (ASTM D-2216)
- Ensayo de corte directo a gran escala (ASTM D3080)
- Ensayo de compresión triaxial CU, c/ presión de poros (ASTM D-4767)
- Ensayo de proctor modificado (ASTM D-1557)
- Propiedades físicas de la roca (ASTM C-97-02).
- Resistencia uniaxial o compresión simple (ASTM D2938-95)

3.8.1.4. Suelo de cimentación – macizo rocoso

Para determinar las propiedades físicas y de resistencia de la roca intacta se realizó una campaña de investigaciones de laboratorio con ensayos de compresión simple, carga puntual y propiedades físicas. Para estimar la resistencia a la compresión simple a partir del índice $I_s(50)$ se utilizó la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = FI_{s(50)}$$

En la que:

- $I_s(50)$ = Índice de carga puntual corregido para un diámetro de muestra de 50 mm (en MPa)
- σ_c = Resistencia a la compresión simple estimada a partir del $I_s(50)$ (en MPa)
- F = Factor de conversión

De acuerdo con investigaciones recientes (Hawkins, 1998 y Thuro, 2001), el factor F, puede variar entre 10 y 50; por lo que, en general se recomienda efectuar ensayos de compresión simple y de carga puntual por cada grupo de muestras con las mismas características, con el fin de determinar el factor de conversión.

Tabla 2: Factores de conversión estimados para el proyecto.

LITOLOGÍA	CARGA PUNTUAL			COMPRESIÓN SIMPLE			Factor F
	Muestras	$I_{s(50)}$ (MPa)	$I_{s(50)}$ (MPa)	Muestras	σ_i (MPa)	σ_i (MPa)	
Brecha andesítica inalterada	M3	5.73	5.64	M1	113.52	100.64	17.84
	M10	5.55		M9	119.66		
Brecha andesítica con alteración.	M5	3.87	3.75	M4	68.74	73.32	19.55
	M7	3.63		M2	77.90		

Con los resultados obtenidos se realizó una evaluación estadística para determinar los valores representativos para cada tipo de roca dominante. Asimismo, se consideró toda la información bibliográfica disponible para la compatibilización de los resultados.

3.8.1.5. Discontinuidades

La estabilidad de los taludes en roca está normalmente controlada por la resistencia que existe a lo largo de la superficie de las discontinuidades, sobre todo cuando éstas pueden desarrollar cuñas u otras superficies de deslizamiento.

La resistencia a lo largo de dichas discontinuidades se analizó en base al método propuesto por Barton(1973), que tiene en consideración la rugosidad de la discontinuidad JRC, resistencia de la pared de la discontinuidad JCS y el ángulo de fricción básico o residual.

El parámetro JRC fue estimado en los afloramientos rocosos para cada forma y rugosidad, mientras que el parámetro JCS fue estimado a partir de los ensayos de compresión simple de la roca intacta considerando el grado de alteración sufrida en las paredes de las discontinuidades y el ángulo de fricción básico ϕ_b fue estimado de acuerdo a las recomendaciones de la ROCSCIENCE.

Tabla 3: Parámetros de resistencia de discontinuidades

Lito-tipo	Angulo de fricción básico (ϕ_b)	JRC	JCS (MPa)	Cohesión (KPa)	Ángulo de fricción (ϕ)
Brecha Andesítica inalterada	30	5	30	12.83	38.13
Brecha Andesítica alterada	28	4	20	8.59	33.89

Las propiedades de resistencia de las discontinuidades para macizo rocoso alterado e inalterado fueron obtenidas mediante el programa rock data.

3.8.1.6. Resistencia del Macizo Rocosó

Las propiedades de resistencia del macizo rocoso difieren de la roca intacta, debido a que el primero presenta discontinuidades como diaclasas, fisuras, fallas, etc., siendo prácticamente imposible ejecutar ensayos de corte o de compresión triaxial en el mismo, a una escala apropiada.

Por esta razón, se han definido criterios de fallamiento del macizo rocoso a partir de los índices de clasificación, siendo uno de ellos el criterio propuesto por Hoek & Brown (1988), actualizado por Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002).

Este criterio toma en consideración la resistencia de la roca intacta y las constantes “mb”, “s” y “a”, las que se estiman en función de la estructura y la condición de las discontinuidades del macizo rocoso, estando representado por el índice de resistencia geológica GSI. La forma generalizada del criterio de fallamiento de Hoek – Brown es:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Donde:

- m_b , s y a son parámetros que dependen de las características del macizo rocoso y cuyo cálculo se detalla más adelante.
- σ_c : es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
- σ'_1 , σ'_3 son los esfuerzos efectivos axial y de confinamiento principales respectivamente.

Los parámetros m_b , s y a , se calculan mediante las siguientes fórmulas aplicables a macizos rocosos disturbados y no disturbados.

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\left(\frac{GSI}{15}\right)} - e^{-\left(\frac{20}{3}\right)} \right)$$

La Variable es la constante de la roca intacta, el cual fue estimado mediante los ensayos de compresión triaxial realizados en el laboratorio. D es un factor de daño que depende del grado de alteración al cual el macizo rocoso está sujeto al daño por efecto de la voladura y relajación de presiones. Este factor varía de 0 para macizos rocosos in-situ no alterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. Para el caso del uso de voladura se consideró $D=0.7$. Dado que muchos de los programas geotécnicos, en especial los de estabilidad de taludes, utilizan los parámetros del criterio de falla. (Mohr- Coulomb, 1773); se han calculado los valores de la cohesión y ángulo de fricción del macizo rocoso (Hoek, 2002), la misma que relaciona los valores del esfuerzo normal y de corte con los esfuerzos principales. Estos parámetros fueron determinados con el programa ROCLAB 1.0 DE ROCSCIENCE.

Tabla 4: Parámetros de resistencia del macizo rocoso

Dominio Estructural	Peso unitario (KN/m ³)	GSI	Macizo rocoso				
			Hoek-Brown			Mohr Coulomb	
			m _b	s	a	C (KPa)	Φ(°)
DE-1	26	40	0.406	0.0001	0.511	196	45.5
DE-2	26	35	0.294	0.00003	0.516	141	39.4

Las propiedades de resistencia del macizo rocoso alterado y macizo rocoso inalterado fueron obtenidas mediante el programa Rock Data.

3.8.1.7. Características del relave y material de préstamo

Las investigaciones geotécnicas indican que el relave grueso está clasificado como arena limosa con siglas SM de acuerdo a la CLASIFICACIÓN SUCS, medianamente densa a densa, húmeda de color marrón claro a plomo. Considerando la granulometría del relave grueso realizadas como parte del presente estudio y otras provenientes de muestras extraídas de las perforaciones realizadas. De dicho gráfico podemos concluir que el porcentaje acumulado máximo de contenido de finos (< Malla N° 200) del relave grueso debe ser 25 %, esto para la construcción del recrecimiento de la presa.

Los resultados de ensayos de densidad realizados arrojaron valores promedios de densidad húmeda igual a 1.65 g/cm³ y densidad seca de 1.50 g/cm³, ensayados en el material de arena limosa (SM) correspondiente al relave grueso.

El peso unitario del relave grueso fue determinado a partir de la máxima densidad seca obtenida (MDS) mediante el ensayo proctor modificado multiplicado por 90% y 95%, equivalente a 17.5 y 18.5 kn/m³ respectivamente.

Los resultados de los siete (7) ensayos triaxiales CU con medición de presión de poros, realizados en el material de arena limosa (SM) a las densidades promedio estimadas, dio como resultado ángulos de fricciones totales y efectivos comprendidos entre, 12.5° a 32° y 29° a 37.8°, respectivamente; mientras que la resistencia a la cohesión total y efectiva dio como resultado valores comprendidos entre, 0.0 a 1.8 kg/cm² y 0.0 a 1.76 kg/cm², respectivamente. Los resultados de los siete (7) ensayos triaxiales CU con medición de presión de poros, realizados en el material de arena limosa (SM) a las densidades promedio estimadas, dio como resultado ángulos de fricciones totales y efectivos comprendidos entre, 12.5° a 32° y 29° a 37.8°, respectivamente; mientras que la resistencia a la cohesión total y efectiva dio como resultado valores comprendidos entre, 0.0 a 1.8 kg/cm² y 0.0 a 1.76 kg/cm², respectivamente. En el gráfico 15 se muestra la Recta 1, producto de la regresión lineal simple realizada entre el ángulo de fricción efectivo y la densidad seca compactada.

En vista de la baja correlación que se encontró entre ambas variables ($r = 0.62$), como un criterio conservador se planteó la recta 2, de modo tal que ésta sea paralela a la recta 1 y que asimismo se encuentre debajo del 100% de los datos.

De dicho gráfico se determinó que el ángulo de fricción efectivo para el peso unitario del 90% de la MDS (17.5 Kn/m³) es 33°, valor que corresponde para la condición drenada del material de relave grueso.

El relave fino está constituido por el material resultante del proceso de cicloneado de relaves, está clasificado como una arcilla de baja plasticidad (CL), de baja plasticidad, muy húmedo a saturado y de color marrón claro a plomo. De acuerdo a la experiencia del asesor para materiales de relaves finos similares, se ha considerado una densidad seca de 1.4 g/cm^3 y una humedad del 35%, obteniéndose una densidad húmeda de 1.89 g/cm^3 , equivalente a 18.6 g/cm^3 .

Los resultados de ensayo triaxial CU con medición de presión de poros, a la densidad seca estimada, dio como resultado un ángulo de fricción total y efectivo de 11.5° y 15.5° respectivamente, la resistencia a la cohesión total y efectiva corresponde a 0.3 y 0.26 kg/cm^2 respectivamente. Los resultados de ensayos de laboratorio del relave grueso.

3.8.2. Estabilidad Hidrológica

Se realizó el estudio hidrológico con la finalidad de estimar los caudales máximos de escorrentía para el diseño de obras hidráulicas, que garanticen la estabilidad hidrológica e hidráulica del depósito de relaves mediante un sistema de captación y derivación de la escorrentía superficial.

El área de la cuenca es 253.36 Ha y el área que proyecta utilizar el caso de investigación es 8.2 Ha .

El área de estudio, no cuenta con registros de precipitación máxima en 24 horas, debido a esta limitante se analizó la precipitación máxima en 24 horas registrada en la Huaraucaca, que cuenta con un registro histórico de 10 años,

Tabla 5: Precipitación máxima anual en 24 horas (mm)

	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24
AÑO	24 HORAS EN MM	HORAS CORREGIDOS EN MM
2010	26.1	29.5
2011	25.8	29.2
2012	29.6	33.4
2013	23.7	26.8
2014	27.4	31
2015	28.7	32.4
2016	47.8	51
2017	25	28.3
2018	35.8	40.5
2019	26.8	32.3

3.8.3. Control de aguas superficiales

En el sector sur del depósito de relaves aflora agua de forma permanente y en el vaso del mismo durante la excavación de las calicatas se encontró que el nivel freático es superficial alrededor de 1.8 m de profundidad.

Por la formación geológica del vaso del depósito se determinó que el agua subterránea está embalsada por el cierre natural de la sub-quebrada y por el bofedal existente en la zona de descarga que por su moderada permeabilidad solo permite la descarga parcial hacia el talud aguas abajo.

La alimentación de esta agua se realiza durante la temporada de lluvias, que por el tamaño de sus cuencas adyacentes genera un volumen considerable y su descarga se realiza de forma leve durante todo el año.

3.8.4. Control de aguas en el depósito de relaves

Para asegurar estabilidad hidrológica, el proyecto requiere de un sistema de drenaje, que no use costosos sistemas de bombeo, que evite la obstrucción de los drenes y consolide rápidamente el relave, asegurando e incrementando al máximo la capacidad de almacenamiento, por lo cual se deberá diseñar un sistema de drenaje, que tenga una respuesta inmediata y una elevada capacidad de conducción de los líquidos del relave.

Después de estudiar el comportamiento del relave y el proceso de llenado del depósito, se propone la utilización de geo compuestos de drenaje en toda el área del talud aguas arriba del depósito, el cual está impermeabilizado con geo membrana, dado que el proceso de disposición es de afuera hacia adentro y así se evitará la formación de espejos de agua debido al agua que viene con los relaves y al agua de escorrentía que ingresará proveniente del área entre el canal de coronación y el depósito, para así aumentar al máximo el área de captación. Se considera también la colocación de un sistema de tuberías colectoras de Ø 4" de HDPE corrugadas, perforadas y forradas con geotextil de 300 gr/m². En el talud estarán dispuestas a cada 10.0 m y estarán conectadas a una tubería que estará en una zanja de drenaje en la zona inferior del talud, la cual evacuará hacia una poza de recuperación de soluciones ubicada aguas abajo del depósito.

El caudal o capacidad de drenaje de este geo compuesto colocado en el talud será de 61,55 l/s, y considerando un factor de seguridad de 2.5, entonces el caudal de trabajo será de 24,62 l/s.

Adicionalmente se está considerando la colocación de un drenaje de fondo consistente en tuberías de HDPE de Ø 4" corrugadas, perforadas y envueltas en geotextil, que estarán separadas a cada 10.0 m y en toda la longitud del depósito y evacuarán también hacia la poza de recuperación de soluciones. El agua que se colectará en la poza de recuperación de soluciones será bombeada hacia la planta para su reutilización

3.9. Orientación ética

Es un aspecto de la filosofía terapéutica en el cual se da un asesoramiento sobre valores, creencia e ideales entorno a la reflexión del ethos o actitud ética privada. Esta orientación se formula desde dos campos de vida, la profesional y la personal.

Con la orientación ética realizamos un autoconocimiento de nuestros valores y creencias consientes e inconscientes.

Una observación de los valores y creencias que subyacen a nuestras acciones reales, una muestra de la incompatibilidad entre lo que valoramos y hacemos, un reconocimiento de lo que nosotros tiene valor.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción del trabajo en campo.

4.1.1. Factores de Seguridad

Se ha realizado una evaluación de la estabilidad actual en las secciones típicas de los taludes Norte y Este. Los resultados obtenidos se resumen en el cuadro siguiente:

Tabla 6:Factor de Seguridad

Sección	Descripción	Tipo de Falla	Factor de seguridad		
			Estático	Pseudo-estático	Post licuación
Talud norte y este	Aguas arriba con Geo malla	Circular	2.2	1.5	1.55

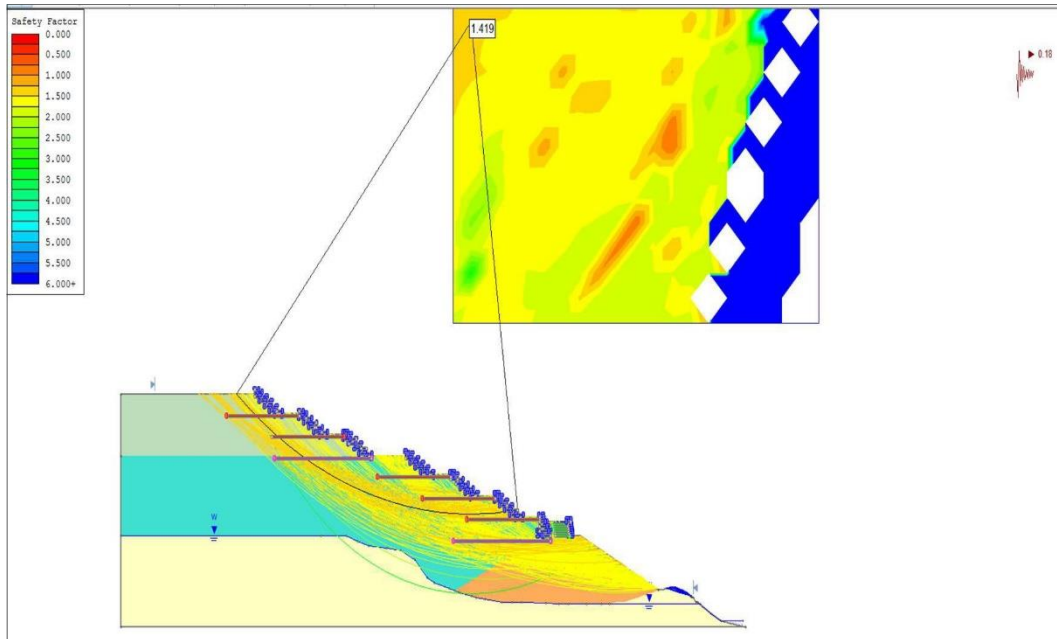


Ilustración 4: Análisis Pseudo Estático (favor de seguridad)

En la cimentación de la presa se deberá realizar la excavación de una capa de material inadecuado según el detalle de los planos, hasta alcanzar el macizo rocoso o un material competente.

4.2. Presentación, análisis e interpretación de resultados

4.2.1. Sobre el material a usar:

La presa estará constituida por dos tipos de material compactado, el primero denominado material tipo A constituido por una grava arenosa (GS) con un contenido de finos menor a 10%, compactado en capas de 50cm de espesor, hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo proctor modificado. El segundo material tipo B, constituido por una grava arcillosa (GC) con un contenido de finos menor a 22%, compactado en capas de 50cm de espesor, hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo proctor modificado. El nivel de cresta será de 4385 m.s.n.m., con un ancho de 5 m, talud aguas arriba de 2.0 (H):1.0 (V) y talud

aguas arriba de 1.5 (H): 1.0 (V). Con un volumen requerido de 6,648 m³ para el material Tipo A y 22,888 para el material Tipo B.

4.3. Prueba de hipótesis

4.3.1. Estabilidad Estática

4.3.1.1. Características técnicas de materiales

Los valores de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conformaran el depósito de relaves, se indica en el cuadro siguiente:

Tabla 7: Características de materiales

Material	Peso unitario	Ángulo de fricción	Cohesión
	(kN/m ³)	(grados)	(kPa)
Macizo Rocoso	26	45.5	196
Relave fino	18.6	10	17
Relave grueso	17.5	31	0
Relave Consolidado	18.5	33	0
Desmonte de Mina	22	42	0
Gavión Roca	7.87	83.25	22

4.3.2. Estabilidad Sísmica

4.3.2.1. Peligro sísmico

Durante los último años en la región de pasco no ha sufrido sismos superiores a los 4.1 en la escala de Ritter, lo que hace que el peligro sísmico sea casi nulo en diseños y estructuras de concreto armado, y de otros materiales como es en el caso de las presas de relave.

Tabla 8: Periodo de retorno para aceleración sísmica

Periodo de retorno (años)	Aceleración sísmica (g)	Probabilidad anual de excedencia
100	0.24	1.0×10^{-2}
500	0.38	2.0×10^{-3}
1000	0.48	1.0×10^{-3}

No obstante, y debido a que las aceleraciones sísmicas máximas se manifiestan sólo durante un periodo muy corto, la aceleración de diseño se define como una fracción de la aceleración máxima. Marcuson (1981) recomienda utilizar valores entre $1/3$ y $1/2$ de la aceleración máxima esperada, mientras que el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers), recomienda el uso de un coeficiente sísmico igual al 50% de la aceleración pico de diseño, la misma que está basada en numerosos estudios del comportamiento de terraplenes durante eventos sísmicos. Asimismo, en la guía ambiental publicada por el Ministerio de Energía y Minas, se sugiere el uso de una fracción comprendida entre $1/2$ a $2/3$ de la aceleración pico de diseño.

Considerando las recomendaciones descritas anteriormente, los niveles de riesgo en la zona del proyecto y asumiendo que el talud aguas abajo de la presa de estabilización quedará en el tiempo, se ha empleado una aceleración de diseño igual a 0.18g, que equivale al 50% de la aceleración pico de terreno que corresponde a un periodo de retorno de 500 años, equivalente a un periodo de cierre y 0.11g, que equivale al 50% de la aceleración pico de terreno que corresponde a un periodo de retorno de 100 años, equivalente a un periodo de operación para los taludes temporales.

4.3.3. Evaluación Ambiental

Las consideraciones ambientales se basan en la no alteración del suelo, agua y aire, para tal razón se considera no disturbar áreas adyacentes y eliminar las creación de canteras debido a que se usara solo material residual procedente de los residuos de mina y otros cerca de Huaraucaca.

Para el caso del agua se considera la captación de aguas de escorrentía y desviarlas a un curso natural, asimismo como la captación de aguas de contacto y protección con geo membranas para evitar su filtración. Todo esto ejecutado por ECOSEM HCA

La metodología implementada no contempla contaminación de aire debido a que reduce la emisión de polvo. Los grandes equipos serán reemplazados por mano de obra no calificada.

4.4. Discusión de resultados

4.4.1. Sobre la estabilización:

En la cimentación de la presa se deberá realizar la excavación de una capa de material inadecuado según el detalle de los planos, hasta alcanzar el macizo rocoso o un material competente. La presa estará constituida por dos tipos de material compactado, el primero denominado material tipo A constituido por una grava arenosa (GS) con un contenido de finos menor a 10%, compactado en capas de 50cm de espesor, hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo proctor modificado. El segundo material tipo B, constituido por una grava arcillosa (GC) con un con un contenido de finos menor a 22%, compactado en capas de 50cm de espesor, hasta alcanzar el 95% de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo Proctor modificado. El nivel de cresta será de 4385 m.s.n.m., con un ancho de 5 m, talud aguas arriba de 2.0 (H):1.0 (V) y talud aguas arriba de 1.5 (H): 1.0 (V). Con un volumen requerido de 6,648 m³ para el material Tipo A y 22,888 para el material Tipo B.

4.4.2. Sistema de impermeabilización

Con la finalidad de impermeabilizar el vaso de la poza y el talud aguas arriba de la presa de estabilización, para no alterar el contexto hidrogeológico existente. Se proyectó la instalación de una geo membrana de 1.0 mm de espesor en el vaso, protegidas con un geo textil no tejido de 300 gr/m² o un material de suelo fino para evitar el daño a la geo membrana. Una cobertura de geo membrana HDPE de 2.0 mm de espesor en el talud aguas arriba de la presa de estabilización, protegida por un geo textil de 350 gr/m².

4.4.3. Sistema de sub drenaje

Para extraer las aguas subterráneas se colocarán en el vaso del depósito de relaves, un sistema de sub-drenaje tipo espina de pescado, que a la vez extraerán las aguas de la presa, mediante la colocación de tubería HDPE corrugada de 6 y 8" de diámetro y perforada, las mismas que estarán envueltas por una grava limpia con diámetro medio de 2" y un geo textil de 350 gr/m². Las aguas descargarán a una tubería HDPE principal de 8" de diámetro ubicado en el sector de la presa de estabilización que descargará finalmente hacia la poza de colección ubicada aguas abajo, el mismo que conduce las aguas hacia la planta de tratamiento de aguas acidas.

CONCLUSIONES

Al plantear el recrecimiento la creación de una presa aguas abajo con material de préstamos influye netamente en la estabilidad de la misma, considerando que dicho material o la estabilidad no es netamente precisa ya que la estabilidad es un concepto que depende de diferentes variables. Generalmente para la construcción de una presa tenemos que contar con una cantera potencialmente activa para considerar o proyectar su construcción, el uso de rocas y otros materiales debe garantizarse su disponibilidad el volumen necesario para así también garantizar la estabilidad de la estructura. Cabe precisas que la información bibliografía existente del método de suelo armado u otros para determinar la estabilidad de taludes es pobre comparada a su aplicación en carreteras u otras especialidades, esta investigación busca dar un aporte a su aplicación en la pequeña y mediana y en algunos caso alta industria minera, por lo tanto al saber que los materiales o características de las mismas podemos garantizar la estabilidad de la presa de relaves por lo tanto al Analizar los suelos determinar la estabilidad de talud en el servicio de almacenamiento de relaves de la presa Huachucaja – El Brocal

Para mencionado Proyecto se establecen las siguientes conclusiones secundarias, siendo:

- El campo de la estabilidad de taludes estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la ingeniería geológica - geotécnica. La inestabilidad de un talud, El resultado del programa Slide o GEOSLOPE tienen resultados del factor de seguridad (FS) superiores a 2 para

condiciones estáticas y pseudo estáticas lo cual comparado con un proyecto ejecutado con métodos tradicionales alrededor de Huarauacaca el FS de 1.4 en caso estático y 1.00 en caso pseudo estático, ambos proyectos son superiores a la recomendación dada por el MEM que plantea que el FS sea mayor a 1, considerando hasta la fecha su estabilidad y buen funcionamiento, Por lo tanto el análisis estabilidad estática de la presa construida con relave grueso con el método de suelo armado nos proporciona un factor de seguridad superior a lo solicitado por varias bibliografías, por lo tanto Al analizar la estabilidad sísmica de la presa se determina la estabilidad de talud de la presa en el servicio de almacenamiento de relvas de la presa Huachucaja – El Brocal

- Para hablar del cuidado del medio ambiente, siempre es necesario recordar qué es y que se incluye cuando se habla de este entorno, pues todos formamos parte de él y es esencial destacar cada detalle que integra el espacio que habitamos; para así contribuir en mantener un planeta completamente conservado y lleno de vida. El origen de la frase medio ambiente, proviene directamente del latín que establece su significado plenamente como “medius” y “ambiens”; dando el concepto de “lo que se encuentra a ambos lados”. Es así como el cuidado del medio ambiente representa a todas aquellas conductas que los seres vivos deben tomar en pro a la salud de la naturaleza, con el fin de hacerlo un medio con más oportunidades y más provechos que satisfacen la vida de todas las generaciones.

-

RECOMENDACIONES

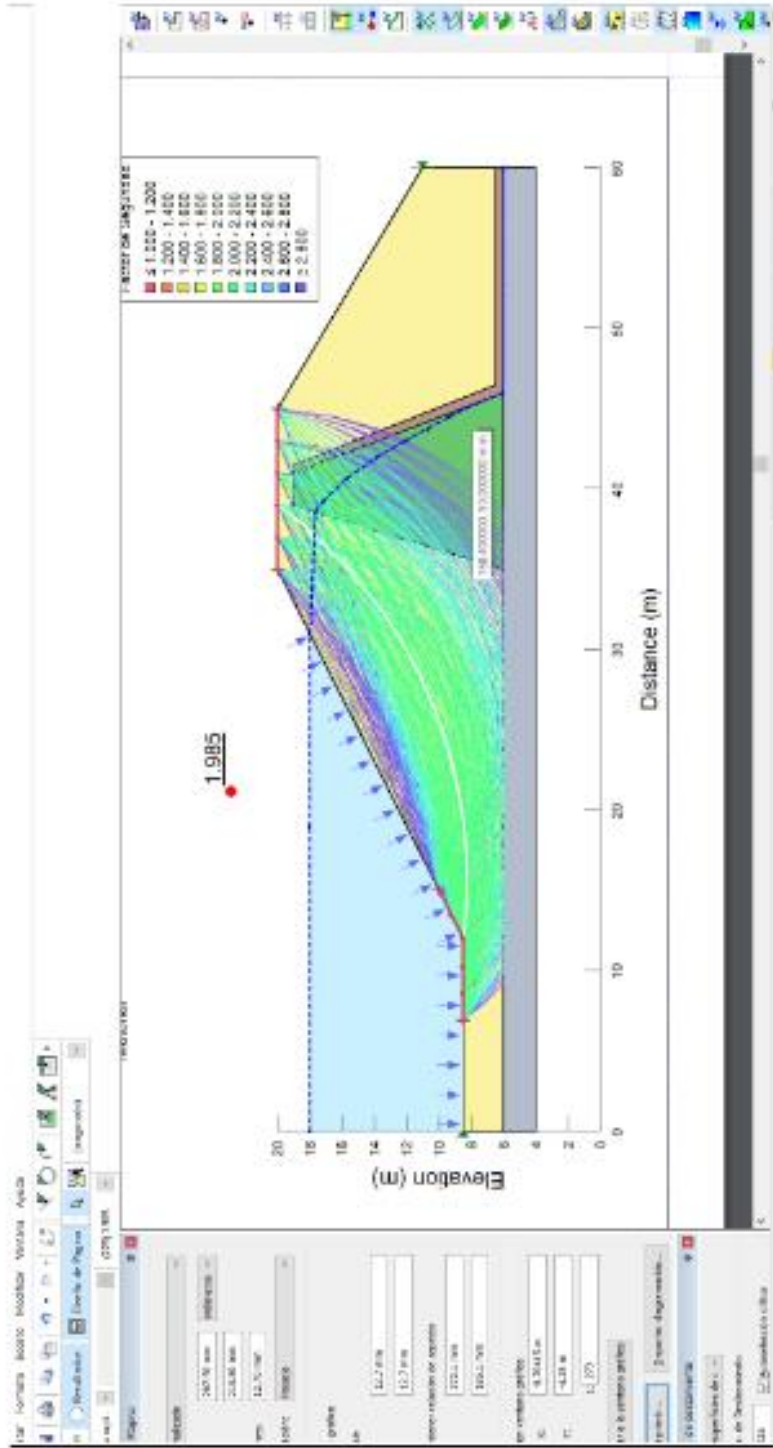
- Se debe continuar con el monitoreo del dique de relaves, con el control geodésico y el monitoreo de los piezómetros, periódicamente como se viene desarrollando. A esto se debe incluir, como se tiene previsto, la instalación de dos inclinómetros para mejorar el control de la estabilidad de la presa.
- Durante la ejecución de los trabajos con maquinaria pesada no se realizó el control de los equipos que pertenecen a la compañía minera, únicamente a los equipos alquilados para fines de pago. Se recomienda, que el control de horas trabajadas también se realice a los equipos de compañía para de esta manera tener una valoración real del costo de todos los trabajos realizados.
- En los meses donde no hay lluvia y existe la presencia de vientos se genera mucha polución en la corona del dique, por lo que es necesario, mientras dure el recremento propiamente, un sistema de regado para evitar que la polución llegue a los pastos próximos a la corona del Dique.

BIBLIOGRAFÍA:

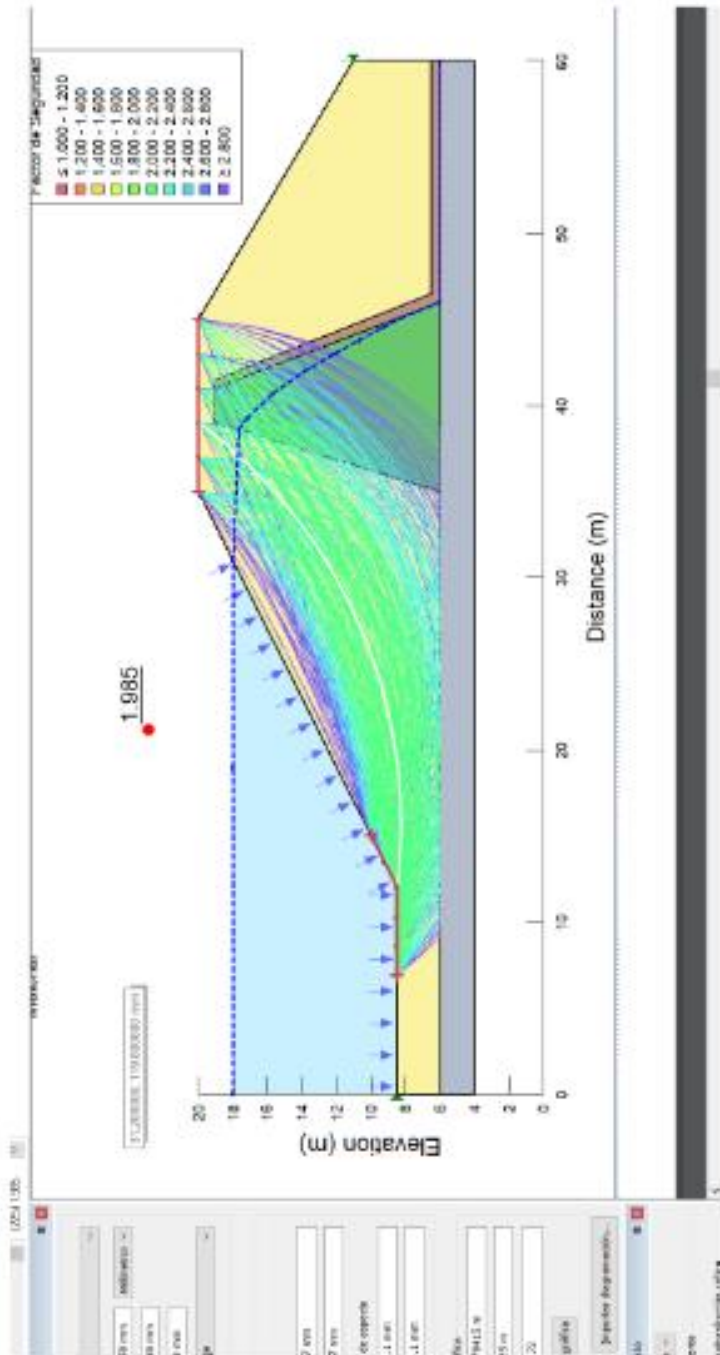
- ALVA HURTADO JORGE. (2006). Análisis de estabilidad de taludes. Universidad Nacional de Ingeniería.
- ASTM (American Society for Testing and Materials). (1997). "Annual Book of ASTM Standards", Vol. 04.08, "Soil and Rock; Dimension Stone, Synthetics".
- BELLIDO, NARVAEZ S. (1960), Geología del cuadrángulo de Atico. Carta Geológica Nacional, Bol. No. 2 de la Serie A.
- BOWLES JOSEPH E. (1997). Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. McGraw Hill.
- DANKHE, G.L. (1976). Citado en Hernández, R., Fernández, C., Baptista, P. (1998). Metodología de la investigación. (segunda edición). México, D.F.: Mc Graw Hill de México. Capítulo 13, pp. 385-454.
- GEOING CONSULTORES S.A.C. (2010). Ampliación de capacidad instalada de 200 TMD a 350 TMD - Planta de Beneficio Belén, Diseño del depósito de relaves N° 5.
- GEOING CONSULTORES S.A.C. (2010). Planta de Beneficio Belén, Relavera 5 – Fase I, Reporte de Construcc

ANEXOS

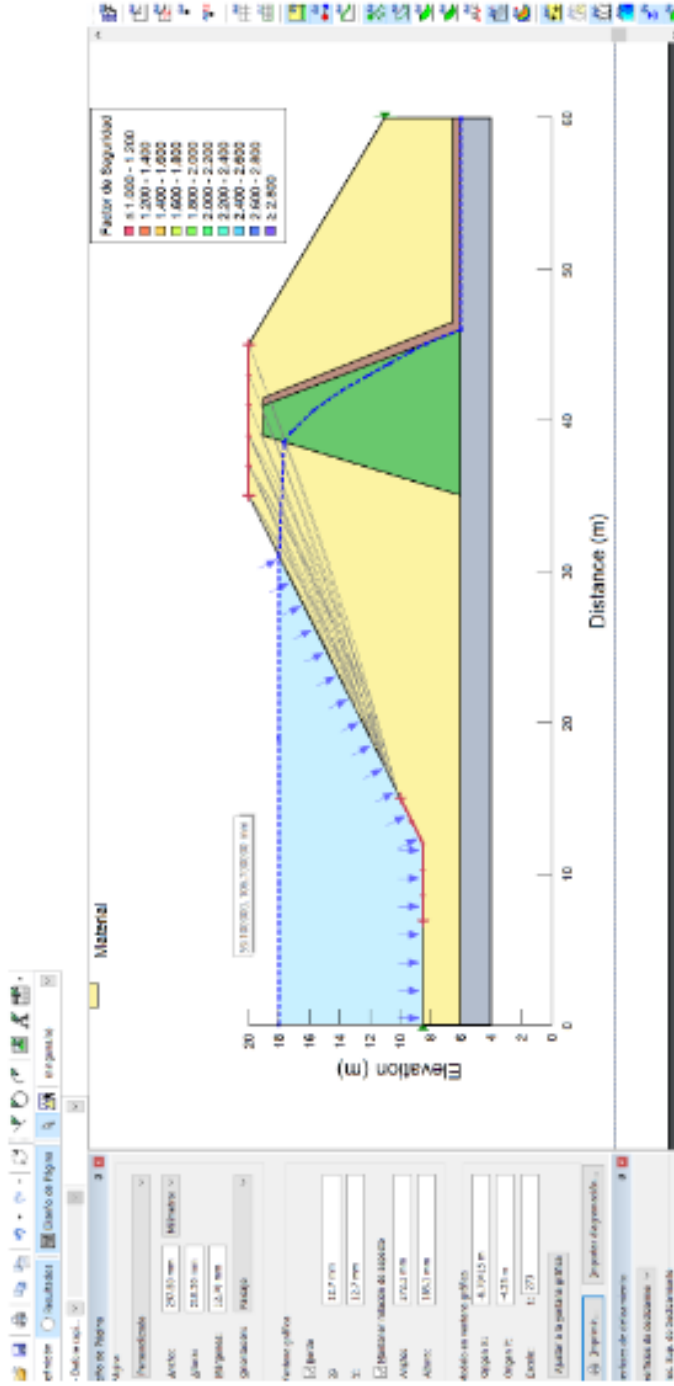
Anexo: Resultado de todas las superficies de deslizamiento



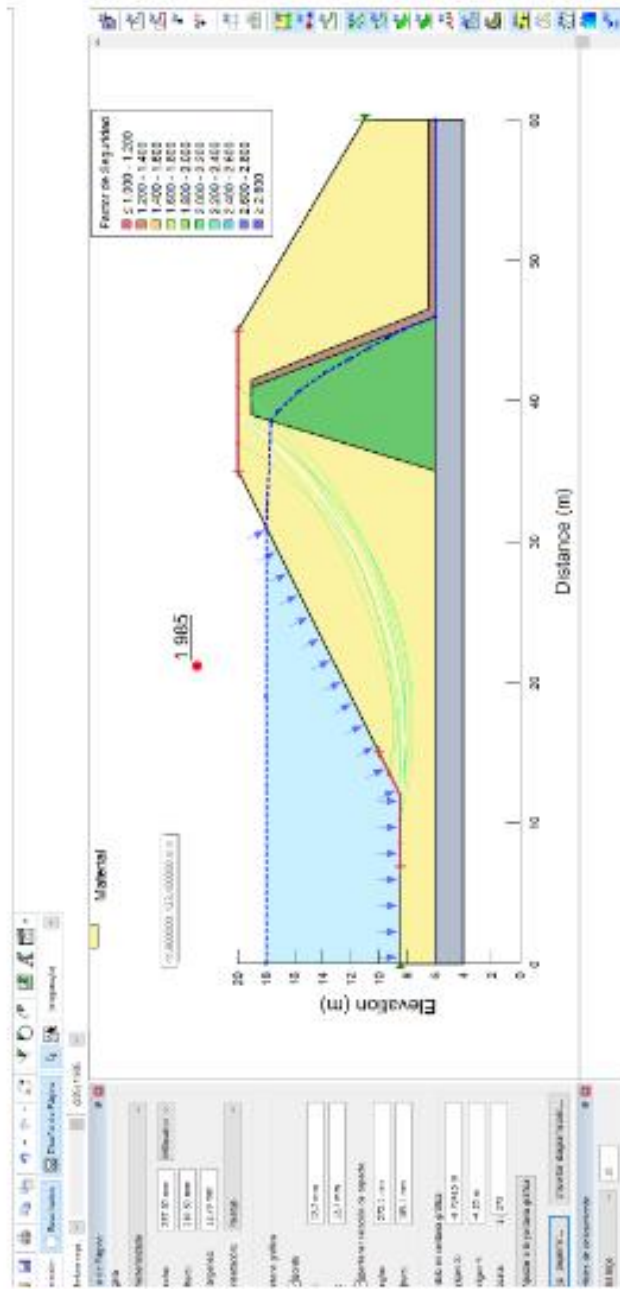
Anexo: Resultado de todas las superficies VALIDAS



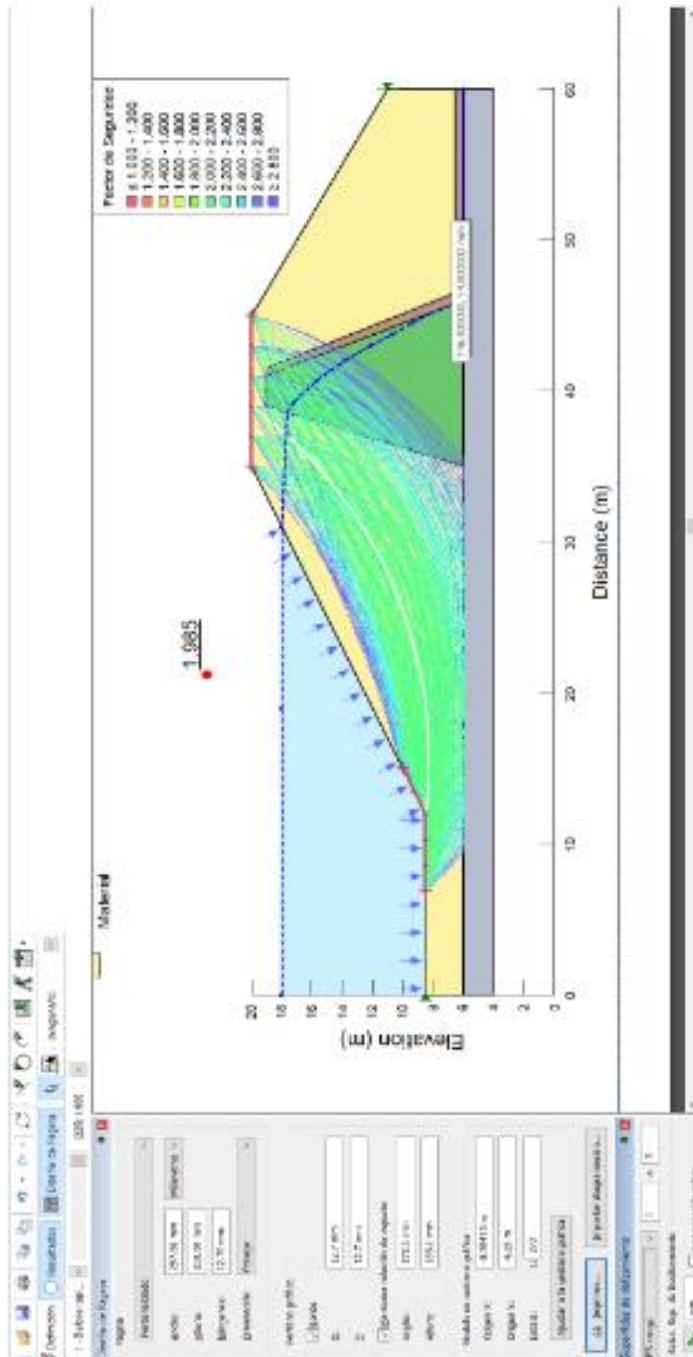
Anexo: Resultado de todas las superficies INVALIDAS



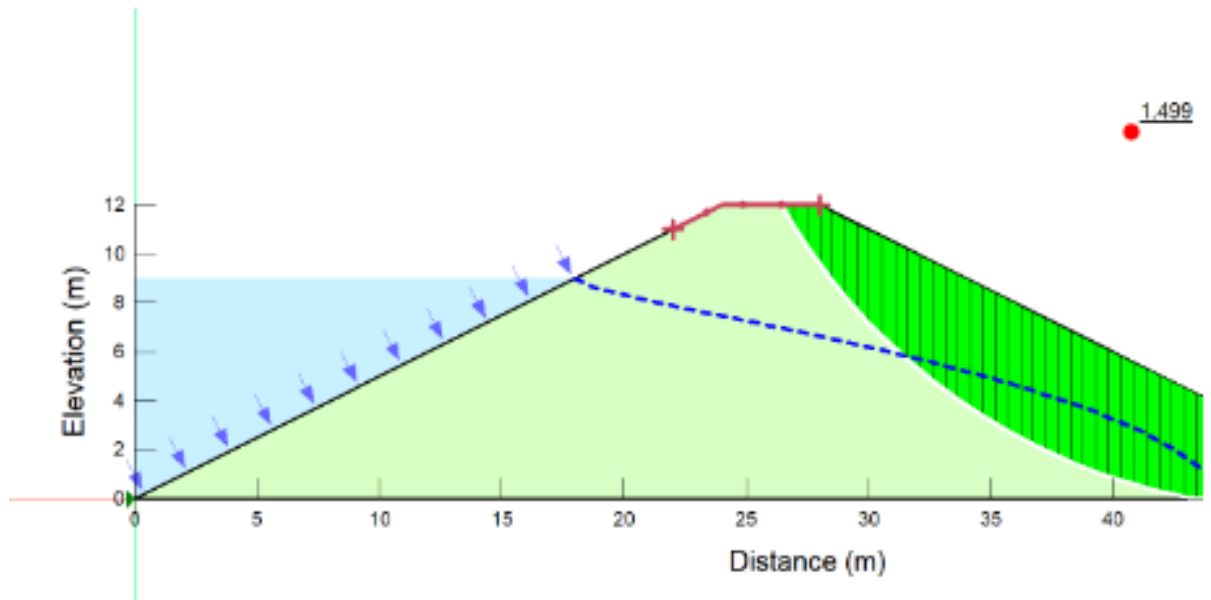
Anexo: FS mas Bajo



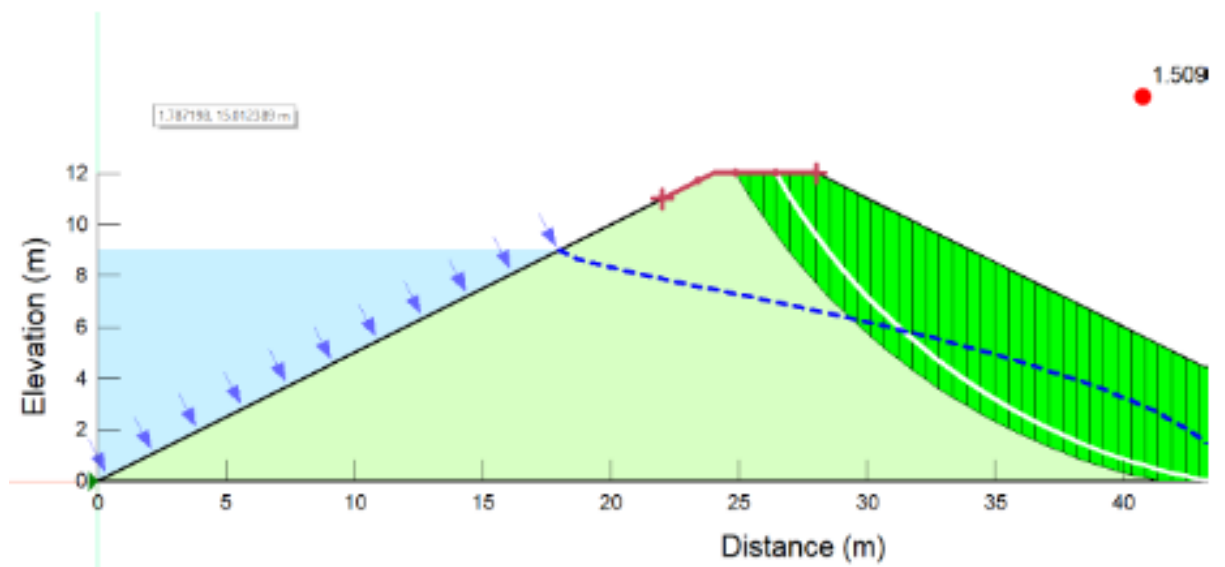
Anexo: FS con más Rango



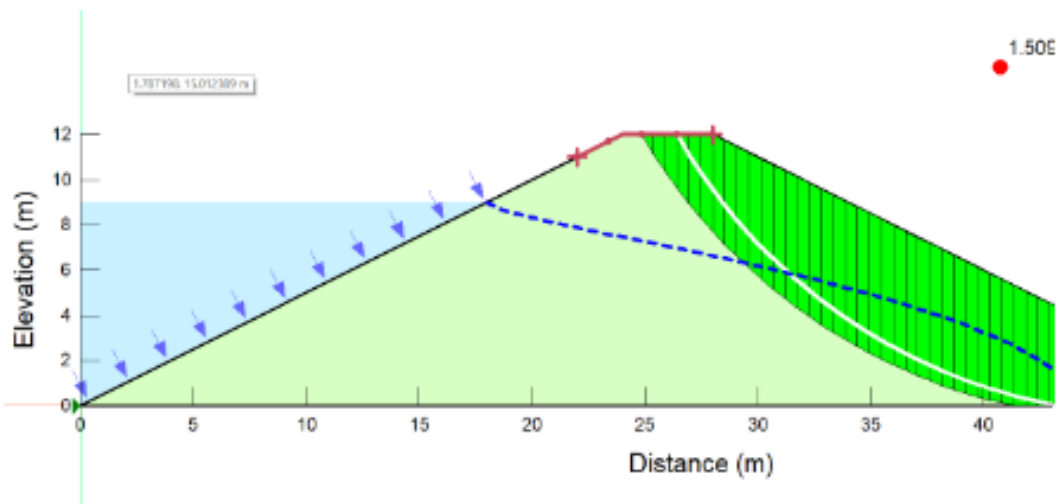
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.499



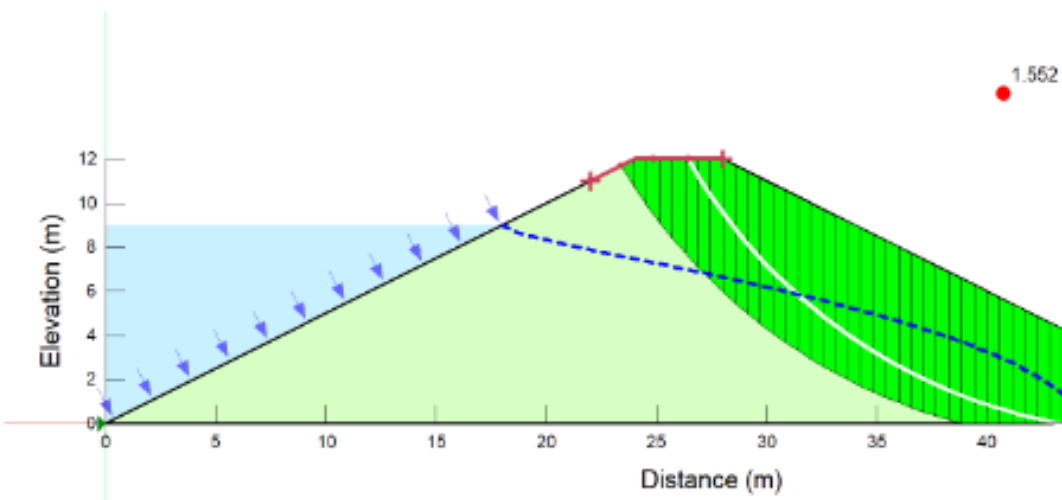
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.509



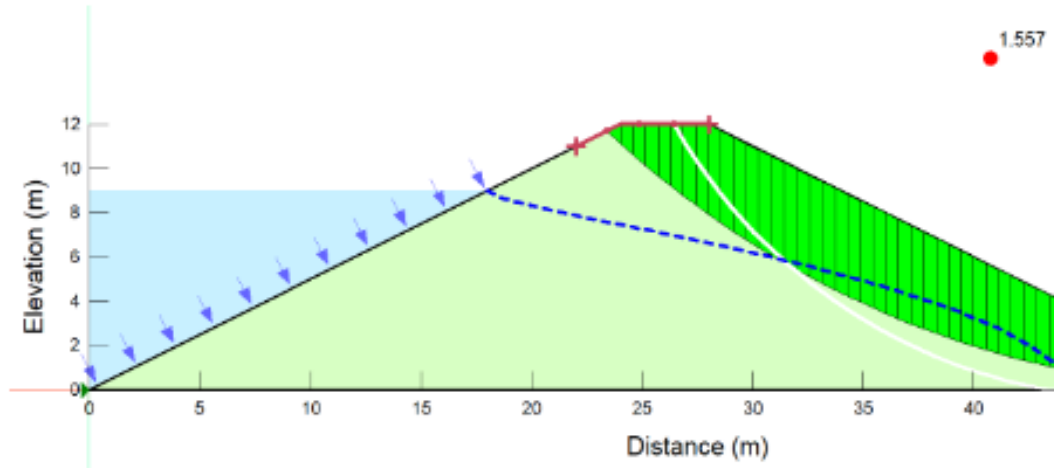
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.509



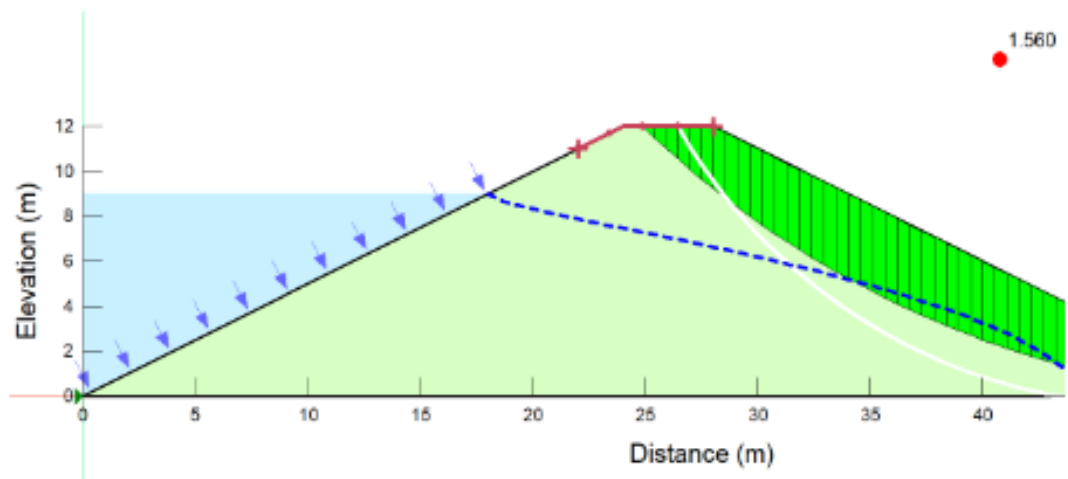
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.552



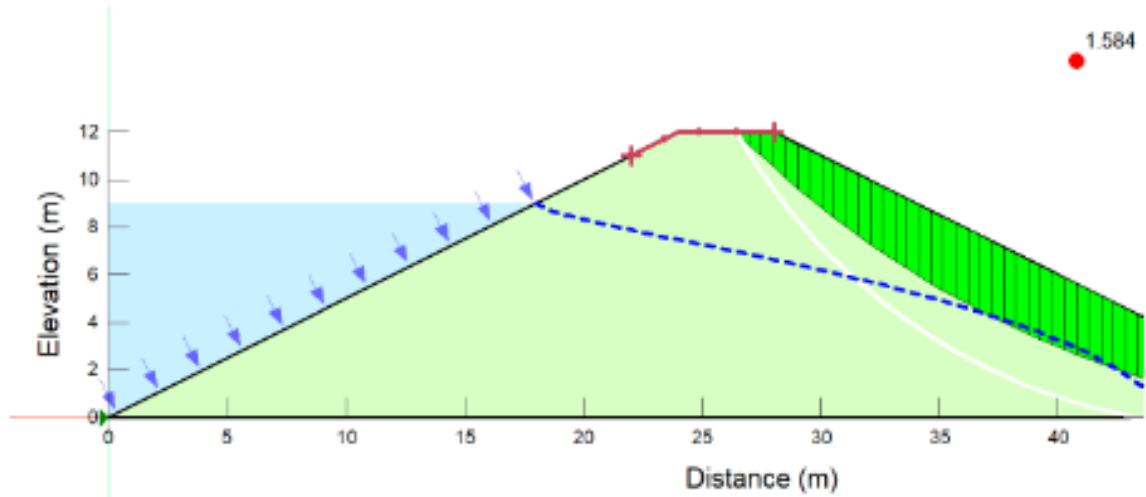
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.557



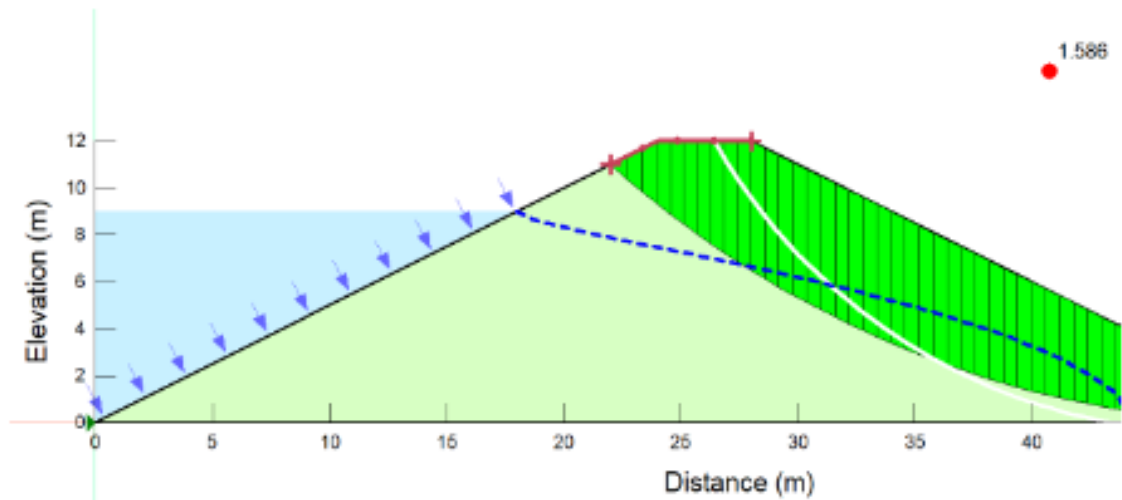
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.560



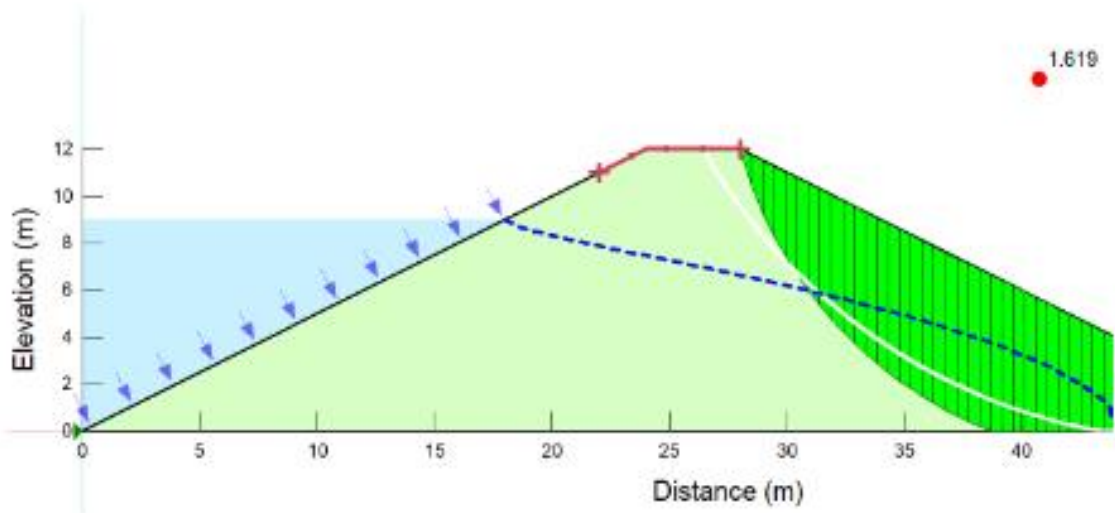
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.584



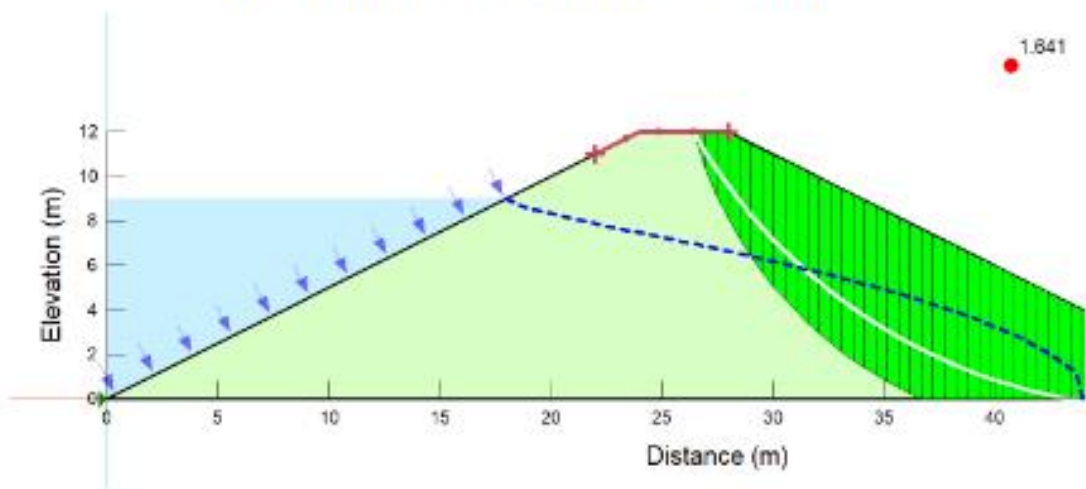
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.586



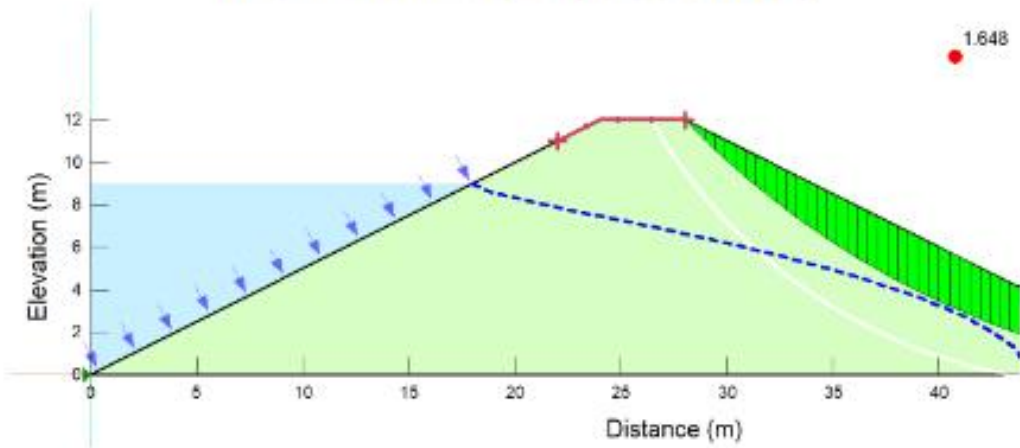
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.619



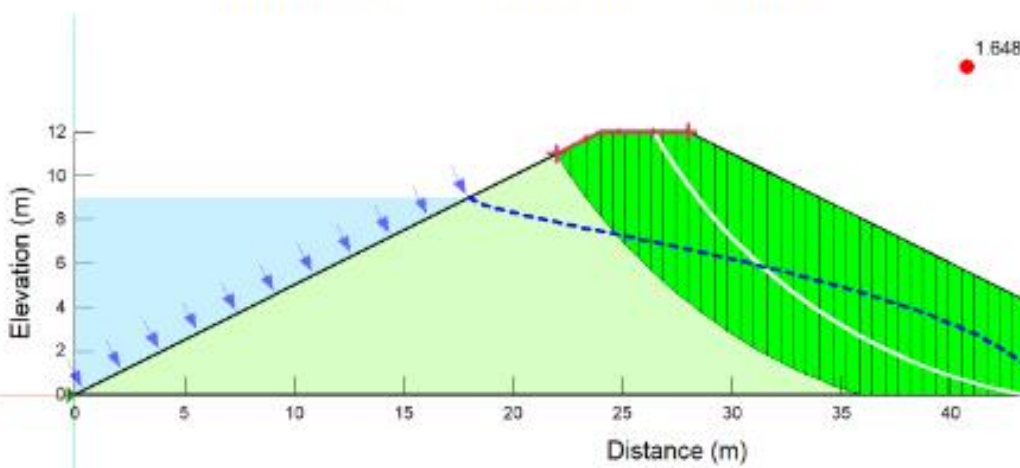
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.641



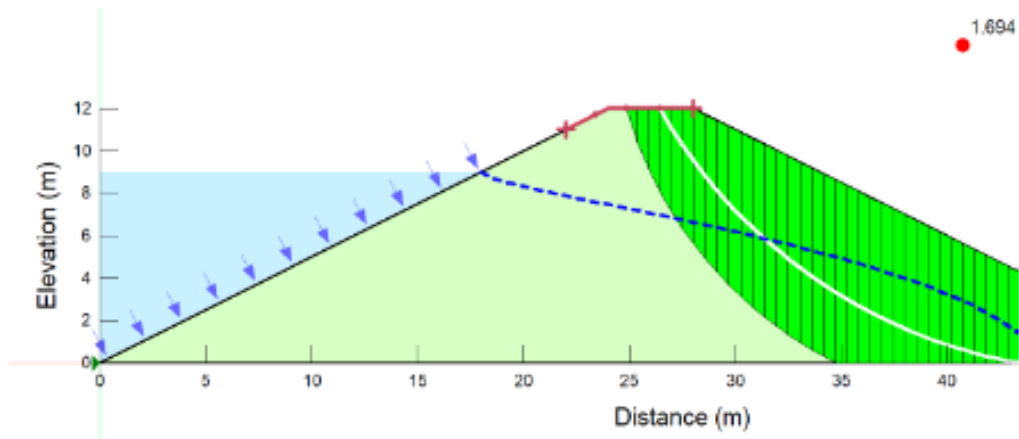
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.648



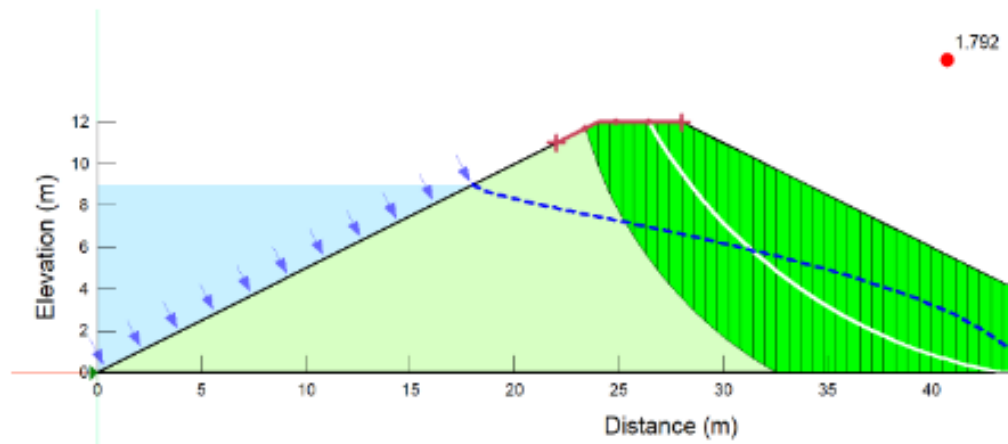
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.648



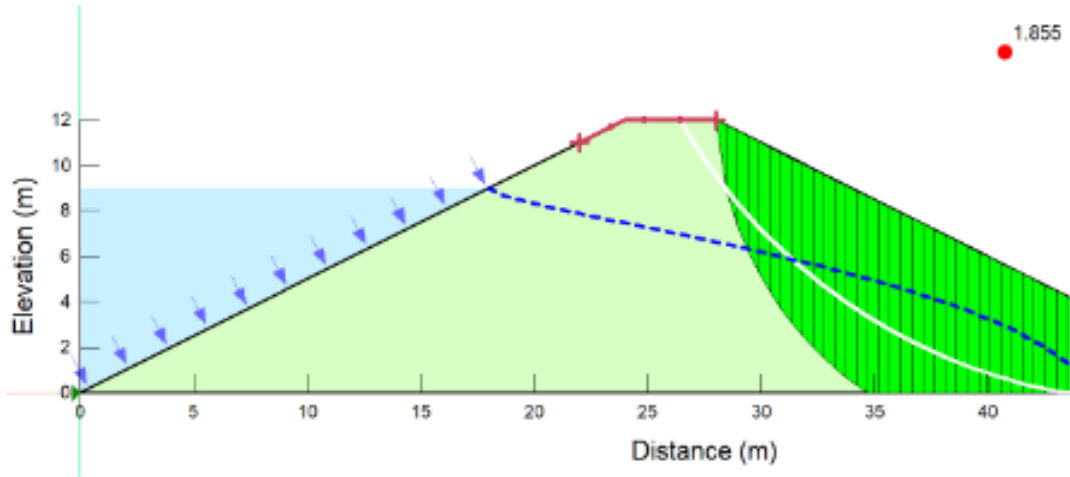
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.694



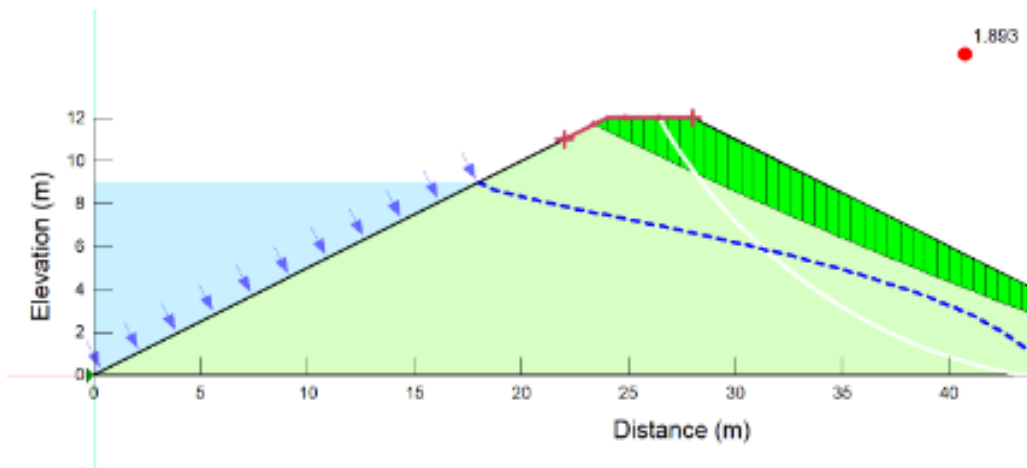
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.792



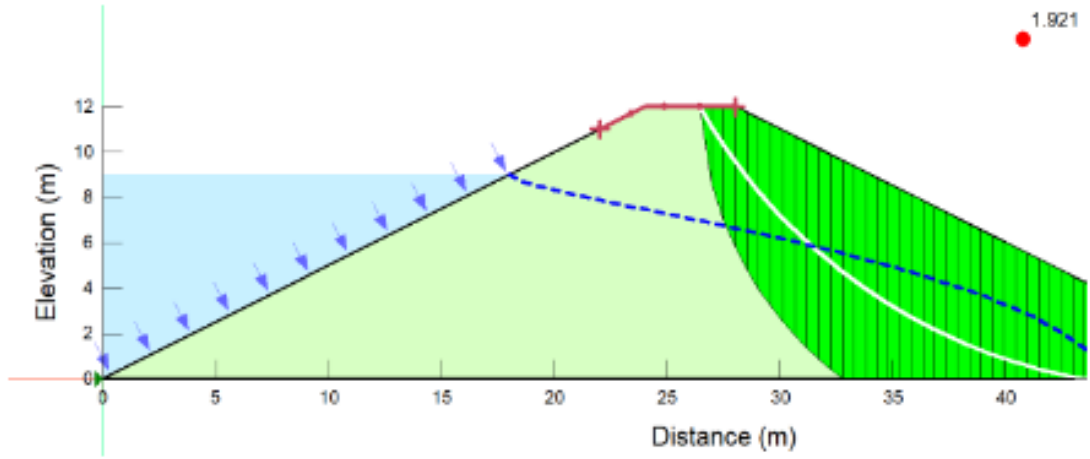
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.855



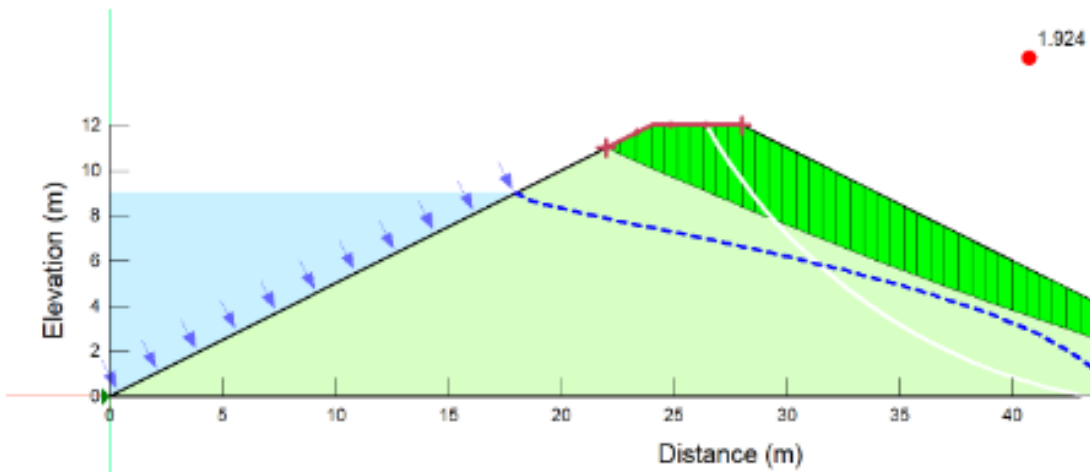
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.893



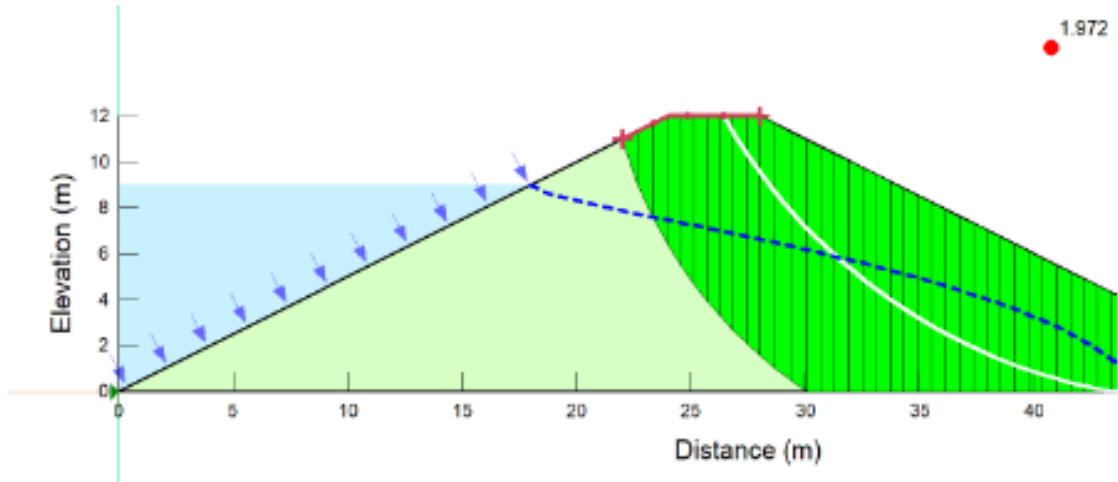
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.921



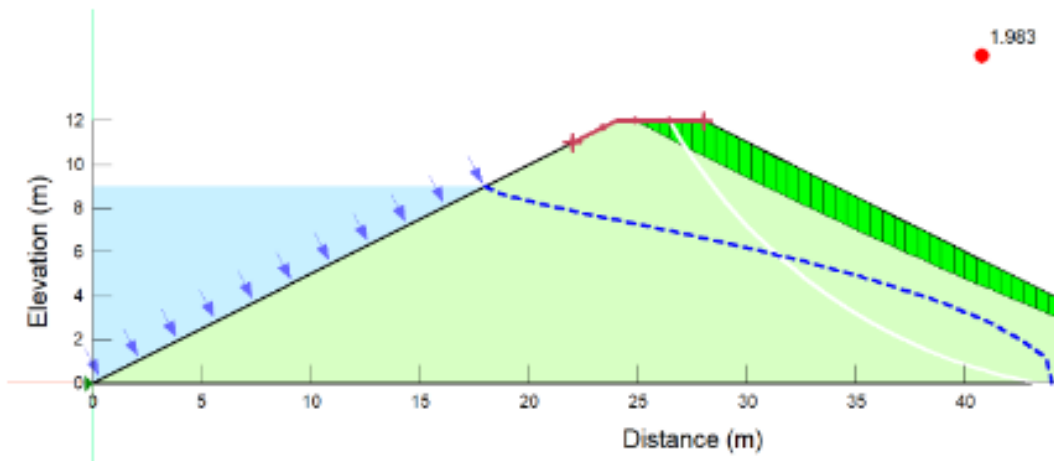
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.924



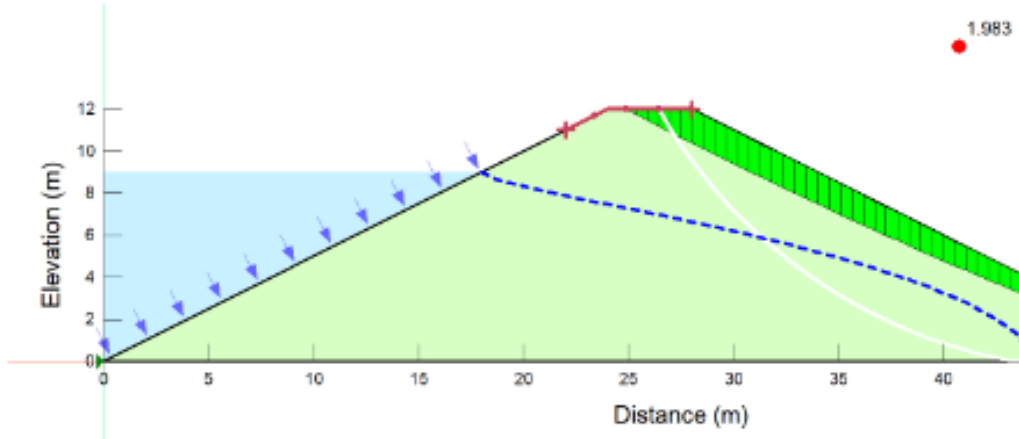
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.972



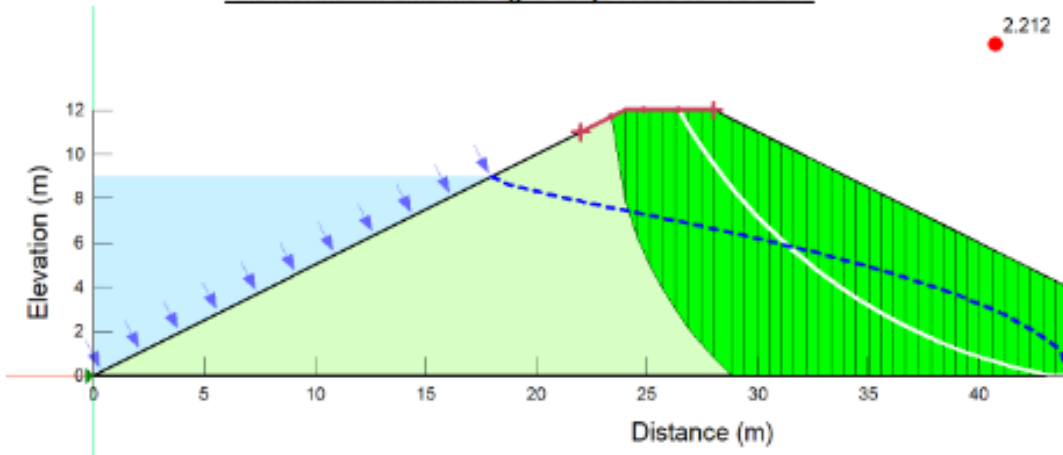
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.983



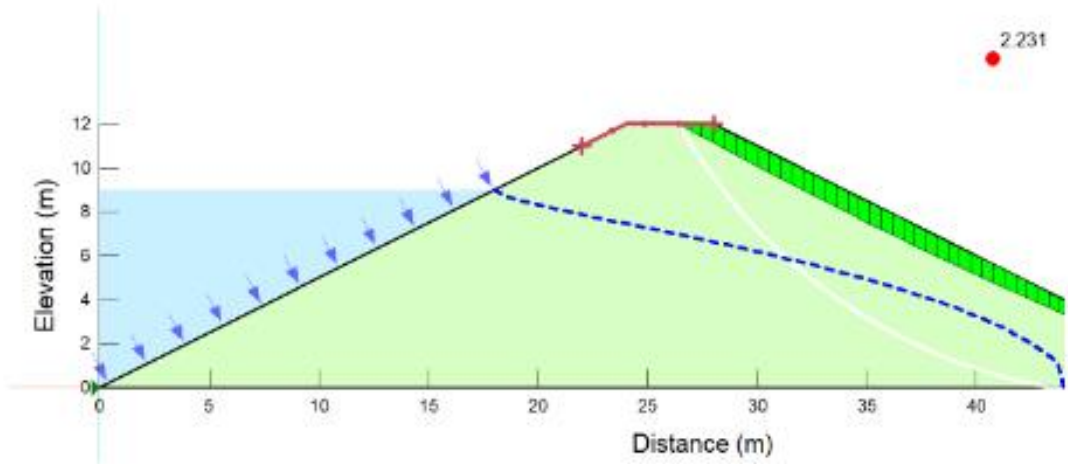
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 1.983



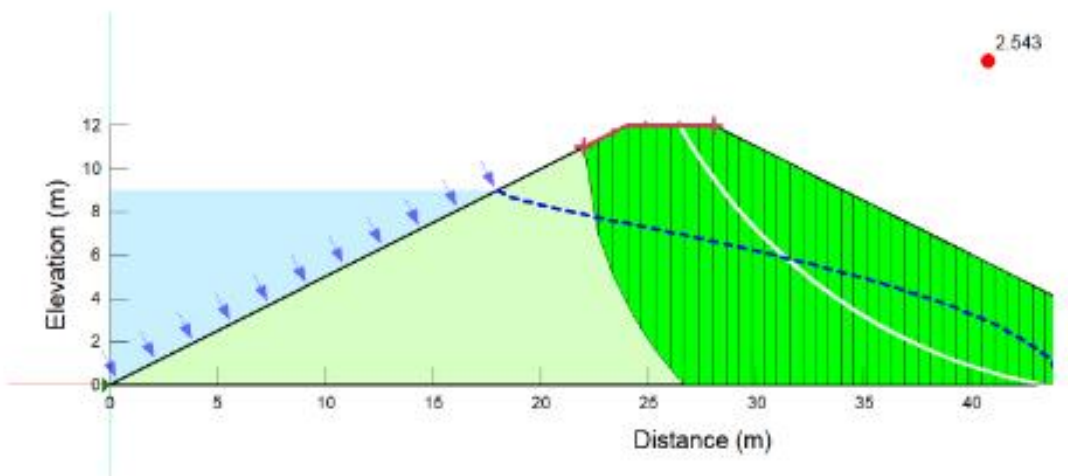
Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 2.212



Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 2.231



Anexo: Análisis dinámico agua abajo Presa con FS 2.543



**CE.020 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS
Y TALUDES**

1. GENERALIDADES
2. OBJETIVO
3. CAMPO DE APLICACIÓN
4. REFERENCIAS NORMATIVAS
5. GLOSARIO
6. SUELOS
- 6.1. ESTABILIZACION DE SUELOS MEDIANTE MÉTODOS QUIMICOS
- 6.2. ESTABILIZACION DE SUELOS MEDIANTE MÉTODOS FÍSICOS
7. TALUDES
- 7.1. ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD EXISTENTE
- 7.2. ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD RECIENTE CORTADO
8. ANEXOS INFORMATIVOS

1. GENERALIDADES

Los suelos con poca capacidad de carga o susceptibles a los asentamientos, requieren ser estabilizados, ya sea cuando se realizan excavaciones o cuando se alteran las condiciones de equilibrio de los taludes, puesto que se produce inestabilidad, poniendo en riesgo la vida humana, los bienes materiales y el ambiente.

2. OBJETIVO

Establecer las consideraciones técnicas mínimas, para el mejoramiento requerido de la resistencia de los suelos y de la estabilidad de taludes, mediante métodos químicos, mecánicos o de modificación topográfica.

3. CAMPO DE APLICACION

La presente norma es obligatoria para todo el territorio nacional. Se exige su aplicación a todos los Estudios de Estabilización de Suelos y Taludes para las obras de ingeniería civil.

La presente norma considera exigencias mínimas, sin ser limitativo para los estudios de evaluación y mitigación de los riesgos de deslizamientos de laderas o taludes brindando un enfoque ambiental orientado a la Gestión de Riesgos.

La presente norma toma en cuenta los fenómenos de geodinámica externa, así como el control de la erosión de los taludes.

La presente norma no se aplica en los casos que haya presunción de existencia de ruinas arqueológicas, patrimonios históricos, reservas naturales, galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial; en cuyos casos se deberán efectuar estudios específicos orientados a evaluar y solucionar dichos problemas.

4. REFERENCIAS NORMATIVAS

Las siguientes referencias contienen disposiciones que al ser citadas en este texto constituyen requisitos de la presente Norma. Las mismas que deberán ser de la edición vigente.

- NTP 341.127:1975 Planchas gruesas de acero al carbono para servicio a temperaturas medianas y bajas para recipiente a presión.
- NTP 334.113:2002 Método de Ensayo para la determinación del cambio de longitud de barras de mortero, debido a la reacción entre el Cemento Portland y los agregados álcali – reactivos.
- NTP 334.125:2002 Cal viva y cal hidratada para Estabilización de Suelos.
- NTP 339.127:1998 SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.
- NTP 339.128:1999 SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico.
- NTP 339: ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e
- NTP 339: ensayo de penetración estándar SPT.
- NTP 339.134:1999 SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS).

- NTP 339.135:1999 SUELOS. Método para la clasificación de suelos para uso en vías de transporte.
- NTP 339.136:1999 SUELOS. Símbolos, terminologías y definiciones.
- NTP 339.141:1999 SUELOS. Método de ensayo para la compactación de suelos en laboratorio utilizando una energía modificada (2700 KN-m/m³ (56000pie.lbf/ pie³).
- NTP 339.142:1999 SUELOS. Método de ensayo para la compactación de suelos en laboratorio utilizando una energía estándar (600 KN-m/m³)12400 pie-lbf/ pie³).
- NTP 339.143:1999 SUELOS. Método de ensayo estándar para la densidad y peso unitario del suelo in situ mediante el método del cono de arena.
- NTP 339.145:1999 SUELOS. Método de ensayo de CBR (Relación de soporte de California) de suelos compactados en el laboratorio.
- NTP 339.146:2000 SUELOS. Método de prueba estándar para el valor equivalente de arena de suelos y agregado fino.
- NTP 339.150:2001 SUELOS. Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual – manual.
- NTP 339.152:2002 SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea.
- NTP 339.153:2001 SUELOS. Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados.
- NTP 339.159:2001 SUELOS. Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL).
- NTP 339.167:2002 SUELOS. Método de ensayo estándar para la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos.
- NTP 339.171:2002 SUELOS. Método de ensayo normalizado para el ensayo de corte directo en suelos bajo condiciones consolidadas no drenadas.
- NTP 339.174:2002 SUELOS. Método de ensayo normalizado para relaciones de humedad – densidad de mezclas de suelo – cemento.
- NTP 339.179:2002 SUELOS. Módulo de suelos de sub-rasante y materiales no tratados de base/sub-base.
- MTC E1103-2000 Resistencia a la compresión de Probetas de Suelo-Cemento.
- MTC E1104-2000 Ensayo de Humedecido y Secado para mezclas de Suelo-Cemento compactadas.
- MTC E115-2000 Compactación de Suelo en laboratorio utilizando una energía modificada, 2000 kN-n/m³, 56000 pie-lbf/ pie³.

Así también son aplicables los documentos de consultas, desarrollados por otros comités o instituciones, según la relación indicada:

- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006), Norma E.050 - Suelos y Cimentaciones.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006), Norma E.030 - Diseño Sismo resistente.
- Métodos de confinamiento de la arena de la US Army Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros del Ejército Estadounidense).

5. GLOSARIO

- 5.1. **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES:** Proceso en el que se evalúan cuantitativamente la interacción entre las fuerzas estabilizantes o resistentes y las fuerzas desestabilizantes o movilizantes que actúan sobre un talud.
- 5.2. **ANDENERÍA:** Conjunto de andenes, de aprovechamiento ingenioso del talud, que combina el espacio agrícola ganado en forma de terrazas con el manejo del agua. Integra al talud en funciones de estabilidad, riego, administración del agua, comunicación entre los extremos del talud, aprovechamiento agrícola.
- 5.3. **ARCILLAS ALTAMENTE SENSIBLES:** Arcillas que pierden resistencia al ser alteradas o remodeladas y que presentan dificultad para determinar su resistencia cortante.
- 5.4. **ARCILLAS DURAS:** Arcillas con un período largo de resistencia al cortante con reducción en el valor residual. En taludes, pueden permanecer a ángulos mayores a los correspondientes a su resistencia residual.
- 5.5. **BANQUETAS:** Sección geométrica resultante, construida a intervalos, que permite reducir el ángulo efectivo del talud protegiéndolo contra la infiltración y la erosión.
- 5.6. **CAPACIDAD DE CARGA:** La capacidad de carga es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos. (para mayor detalle ver Norma E.050 Suelos y Cimentaciones).
- 5.7. **CAPACIDAD DE SOPORTE:** Resistencia que presenta el material subrasante con fines de diseño de pavimentos.
- 5.8. **CARGA ADMISIBLE:** Sinónimo de presión admisible.
- 5.9. **CELDA DE CONFINAMIENTO:** Tiras de plástico soldadas de forma que, cuando se produce una dilatación, las tiras soldadas forman un panel rectangular compuesto de celdas individuales similares a un panal de abeja.
- 5.10. **COEFICIENTE SISMICO:** Factor que permite ajustar el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal en la base del edificio, a la relación entre el período de vibración de la estructura y el del terreno de cimentación.
- 5.11. **CORRIMIENTOS:** Son movimientos que afectan a una gran cantidad de masa de terreno.
- 5.12. **DESLIZAMIENTOS:** Movimiento ladera abajo de una masa de suelo o roca cuyo desplazamiento ocurre predominantemente a lo largo de una superficie de falla o de zonas relativamente delgadas con gran deformación cortante.
- 5.13. **EIA:** Siglas correspondiente al Estudio de Impacto Ambiental. Conjunto de exploraciones e investigaciones de campo y análisis de gabinete que tienen por objeto estudiar la interacción obra – medio ambiente.
- 5.14. **EMPUJE ACTIVO:** Tensiones generadas por el estado activo, donde existe la posibilidad del que el suelo se deforme lateralmente, disminuyendo la tensión horizontal hasta un valor mínimo donde se alcance un estado tensional de falla.
- 5.15. **EMPUJE DE REPOSO:** Tensiones generadas a partir de un estado de reposo de empujes de tierras en total confinamiento lateral, donde sólo puede presentarse deformación en el sentido vertical, mientras que lateralmente la deformación es nula.

- 5.16. **EMPUJE PASIVO:** Tensiones generadas por el estado pasivo, donde existe la posibilidad del que el suelo se deforme lateralmente, aumentando la tensión horizontal hasta un valor máximo donde se alcance un estado tensional de falla.
- 5.17. **ENTIBACIÓN:** De entibar. Proceso mediante el cual se contrarresta los empujes activos, empleando materiales de sostenimiento con condición temporal.
- 5.18. **ESTABILIDAD:** Resultado del proceso de estabilización.
- 5.19. **ESTABILIZACIÓN:** Proceso físico o químico, mediante el cual se mejora las condiciones mecánicas de un suelo.
- 5.20. **ESTABILIZACIÓN DE TALUDES:** Solución geotécnica integral que se implementa en un talud, sea de terraplén, de excavación, de corte, natural u otros, capaz de incorporarle equilibrio suficiente y sostenible, que atienda los criterios gravitatorios y sísmicos, medidos por factores de seguridad, sin afectar negativamente a su entorno.
- 5.21. **FLUJOS DE ARCILLA:** Suelos que al entrar en contacto con el agua, se comportan como si alcanzasen el límite líquido, produciendo un movimiento más lento que los deslizamientos. Se da en pequeñas pendientes, pero en gran cantidad.
- 5.22. **GEODINÁMICA EXTERNA:** Conjunto de fenómenos geológicos de carácter dinámico, que pueden actuar sobre el terreno materia del Estudio como: erupciones volcánicas, inundaciones, huaycos, avalanchas, tsunamis, activación de fallas geológicas.
- 5.23. **LADERA:** Perfil natural que sigue un suelo en contacto con la superficie libre o atmósfera, y ese perfil no es horizontal.
- 5.24. **LOESS:** Tipo de depósito con alta permeabilidad en la dirección vertical. En filtraciones se produce erosión rápida y falla del talud.
- 5.25. **MÉTODO QUÍMICO:** Empleo de sustancias químicas especiales para estabilizar suelos del tipo arcilloso y que empleado en pequeñas cantidades, produce efectos deseados de acción inmediata.
- 5.26. **METODOLOGIA DE ESTABILIZACION Y REMEDIACION DEL TALUD POR DISMINUCIÓN DE LAS PRESIONES HIDROSTÁTICAS:** Las presiones hidrostáticas acumuladas en el talud disminuyen las presiones efectivas, afectando la resistencia del material para el caso de taludes en suelo. Para el caso de taludes en roca, las presiones hidrostáticas disminuyen las presiones normales actuantes, afectando su resistencia por cortante. En ambos casos se perjudica la estabilidad del talud, la cual puede reestablecerse incorporando soluciones de drenaje superficial y/o drenaje profundo al talud. El método específico será seleccionado por el Profesional Responsable.
- 5.27. **METODOLOGIA DE ESTABILIZACION Y REMEDIACION DEL TALUD POR DISMINUCIÓN DE LOS ESFUERZOS CORTANTES SOLICITANTES:** Se obtendrá suavizando la inclinación del talud, teniendo el Profesional Responsable que seleccionar la alternativa adecuada, que entre otros, podría uniformizar el talud a una pendiente específica, incorporar un sistema de bermas de equilibrio, o cortar la cresta del talud, aliviando peso, o también rellenando con material en la base del mismo, aplicando peso.
- 5.28. **METODOLOGIA DE ESTABILIZACION Y REMEDIACION DEL TALUD POR INTRODUCCIÓN DE FUERZAS RESISTENTES:** En zonas inestables del talud, es posible incorporarle fuerzas resistentes externas que se integren internamente al talud, logrando compensar la deficiencia de estabilidad encontrada en la etapa de evaluación de la condición de estabilidad, cuya selección es responsabilidad del Profesional Responsable.

- 5.29 METODOLOGIA DE ESTABILIZACION Y REMEDIACION DEL TALUD POR MEJORÍA DE LAS PROPIEDADES DEL DEPÓSITO DEL TALUD:** Para alcanzar pendientes mayores que el ángulo de reposo, en general terraplones, se deberá mejorar los parámetros geotécnicos del material, incorporando aditivos químicos, enzimas biológicas, insertando vegetación-raíces y otros seleccionados adecuadamente por el Profesional Responsable. Ver Anexo Informativo 8.1
- 5.30 METODOLOGIA DE ESTABILIZACION Y REMEDIACION DEL TALUD INCORPORANDO INHIBIDORES O CONTROLADORES DE ENERGÍA DE CAÍDA:** Dependerá del Profesional Responsable el o los métodos más apropiados a utilizar. Pueden ser: Apoyos Externos Estructurales (especialmente para el caso de taludes en roca que presente bloques inestables o pendientes negativas, se pueden utilizar apoyos externos estructurales como columnas y vigas gigantes establecidos por el Profesional Responsable) o Barreras de Protección (Para el caso de taludes en roca, con la cara del talud muy fracturada, se pueden utilizar Barreras de Protección establecidas por el Profesional Responsable como las mallas metálicas, los muros de impacto, las cercas de retención, etc.).
- 5.31. MOVIMIENTO EN MASA:** Movimiento ladera abajo de una masa de roca, de detritos o de tierras. También conocido como fenómeno de remoción en masa, movimientos de ladera, o movimientos de vertiente.
- 5.32. NIVEL FREÁTICO:** Nivel del agua subterránea cuya presión es igual a la presión atmosférica.
- 5.33. PERMEABILIDAD:** Facilidad con que el agua puede fluir a través de los poros y discontinuidades de un suelo o macizo rocoso.
- 5.34. PRESIÓN ADMISIBLE:** Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en 3.5 de la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- 5.35. PROFESIONAL RESPONSABLE:** Ingeniero Civil ó Ing. Geólogo registrado y habilitado en el Colegio de Ingenieros del Perú, con estudios de postgrado en geotecnia y con experiencia acreditada en geotecnia.
- 5.36. RELLENO:** Depósitos artificiales descritos en el artículo 21 de la norma E-050 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006) y que se ubican en la zona activa del paramento del elemento de contención.
- 5.37. REPTACIÓN:** Movimiento muy lento de capas superiores de taludes arcillosos, de 50 cm de espesor promedio, asociado a procesos de variación de humedad estacional.
- 5.38. ROCA:** Agregado natural compuesto de partículas de uno ó más minerales, con fuertes uniones cohesivas, que no puede ser disgregado o excavado con herramientas manuales.
- 5.39. SUELO:** Agregados naturales de partículas minerales granulares y cohesivas separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación de agua.
- 5.40. SUELO COLAPSABLE:** Suelo que al ser humedecido sufre un asentamiento o colapso relativamente rápido, que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.
- 5.41. SUELO EXPANSIVO:** Suelo que al ser humedecido sufre una expansión que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.
- 5.42. SUELO ORGANICO:** Suelo de color oscuro que presenta una variación mayor al 25% entre los límites líquidos de la muestra secada al aire y la muestra secada al horno a una temperatura de $110 \text{ }^\circ\text{C} \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ durante 24 horas.
- 5.43. SUELO-CEMENTO:** Mezcla de suelo y cantidades medidas de cemento Portland y agua, compactada a alta densidad.

- 5.44. **SUELO DELEZNABLE:** Suelo en proceso de formación que se desliza y resbala con facilidad
- 5.45. **TALUD:** Perfil conseguido tras una excavación o terraplenado no necesariamente vertical, sino con cierto ángulo con la horizontal, llamado ángulo de talud.
- 5.46. **VALOR DE ACELERACION:** Coeficiente que permite ajustar el cálculo de la sobrecarga sísmica horizontal en la base del talud, a la relación entre el período de vibración del talud y del terreno natural.
- 5.47. **VUELCO DE MURO:** Rotación de muro sobre el punto mas alejado de la base en su sección transversal y la aplicación del empuje.

6 SUELOS

Se debe estabilizar todos los suelos que al perder su capacidad de carga, o al tener deformaciones excesivas, pongan en riesgo la vida humana, bienes materiales y el ambiente, de acuerdo al análisis realizado por el Profesional Responsable.

6.1 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS MEDIANTE MÉTODOS QUÍMICOS

Se aplican métodos químicos en la estabilización de suelos, en casos que:

- No cumpla con los requisitos mínimos de resistencia o deformación para sustentar obras de ingeniería civil.
- No pueda ser empleado en condiciones naturales.
- No pueda ser eliminado o reemplazado por otro.

Para aplicar métodos químicos, el Profesional Responsable deberá sustentar previamente mediante un estudio técnico, que el suelo alcanzará estabilidad volumétrica, adecuada resistencia, permeabilidad, compresibilidad y durabilidad.

Tanto la técnica, como los insumos empleados, no deben generar riesgo para el hombre, otros seres vivos y el ambiente, o por lo que debe desarrollarse un EIA.

Los productos deberán estar fabricados a base de enzimas o compuestos multi enzimáticos que trabajen en forma eficiente para el beneficio del medio ambiente según el Trabajo Técnico del Banco Mundial N°140 "Libro de Consulta para la Evaluación Ambiental" y sólo requerirán de agua para su dilución y aplicación.

6.1.1 ADITIVO ESTABILIZADOR

Sin ser limitativo, el aditivo estabilizador debe emplearse en el tratamiento de superficies de suelos con materiales orgánicos o de granulometrías muy finas (por ejemplo, en zonas de selva tropical, zonas de lluvias torrenciales, zonas pantanosas, etc.).

El aditivo estabilizador, debe cumplir normas internacionales de certificación ISO. El aditivo debe ser capaz de mezclarse íntima y homogéneamente con el suelo y curarse de acuerdo a especificaciones técnicas propias del producto.

Los métodos, dosificaciones y pruebas de control, deberán ser verificados por el profesional responsable junto al proveedor del aditivo, antes de su empleo.

El producto terminado de suelo con aditivo, deberá presentar mejores características de resistencia, con control volumétrico y de polvo superficial, tanto en la etapa de construcción como de servicio.

El profesional responsable debe utilizar el aditivo apropiado de acuerdo a las condiciones geográficas y climáticas, tales como: la temperatura, humedad, dirección y velocidad del viento.

Se debe emplear aditivos que reduzcan el agua contenida entre las partículas del suelo aumentando los vacíos y facilitando su compactación.

De requerirse mejoras en el comportamiento estructural, debe emplearse aditivos en suelos que contengan más de 25% de finos cohesivos. Estos aditivos también deben ser controladores de polvo.

En caso que el estabilizador sea líquido soluble en agua se debe tener en cuenta la evaporación, observando la pérdida de humedad en el suelo, su solidificación y el aumento de la cohesión y resistencia.

La efectividad de los agentes estabilizadores debe cumplir con lo indicado en el siguiente cuadro:

TIPO DE SUELO	Arcillas Finas	Arcillas Gruesas	Limos finos	Limos Gruesos	Arenas Finas	Arenas Gruesas
Tamaño de partícula (mm)	< 0,0006	0,0006 - 0,002	0,002 - 0,01	0,01 - 0,06	0,06 - 0,4	0,4 - 2,0
Estabilidad volumétrica	Muy pobre	Regular	Regular	Bueno	Muy bueno	Muy bueno
CAL	SI	SI	SI			
CEMENTO	NO	NO	NO	NO	SI	SI
ASFALTO					SI	SI

6.1.1.1 ESTABILIZACIÓN CON CAL

La dosificación depende del tipo de arcilla. Se agregará de 2% a 8% de cal por peso seco de suelo. Este porcentaje debe determinarse en el laboratorio, siguiendo los pasos siguientes:

- Estimar el porcentaje de cal en función del pH.
- Elaborar especímenes para el ensayo de compresión no confinada a la humedad óptima y máxima densidad seca.
- Determinar el incremento de la resistencia del suelo estabilizado con cal.
- Si el incremento de resistencia, con el porcentaje de cal elegido, es mayor a 3.5 kg/cm², determinar la variación en la resistencia para especímenes elaborados con + 2% de cal.
- Determinar el contenido de cal para el cual la resistencia no aumenta en forma importante.
- Elaborar una gráfica de resistencia y % de cal.

En todo documento técnico o análisis técnico, deberá adjuntarse los gráficos y sustento técnico que ilustren objetivamente las mejoras obtenidas con cal hidratada, indicando claramente los porcentajes de participación y valores alcanzados con ello. Además se debe reportar resultados de la capacidad de soporte según la metodología "California Bearing Ratio - CBR" (Relación de Soporte de California), para evidenciar las mejoras.

Por ningún motivo se debe emplear más del 8% de cal en el suelo, ya que se aumenta la resistencia pero también la plasticidad.

Los suelos que se usen para la construcción de Suelo-Cal deben estar limpios y no deben tener más de tres por ciento (3%) de su peso de materia orgánica. Además la fracción del suelo que pasa la Malla N° 40 debe tener un índice de Plasticidad comprendido entre 10 y 50.

El tamaño máximo del agregado grueso que contenga el suelo no debe ser mayor de 1/3 del espesor de la capa compactada de Suelo-Cal.

La cal que se use para la construcción de Suelo-Cal puede ser cal viva ó hidratada y debe satisfacer los requisitos establecidos en la Especificación AASHTO M-216 ó NTP N° 334.125:2002 Cal viva y cal hidratada para Estabilización de Suelos.

El agua que se use para la construcción de Bases de Suelo - Cal debe estar limpia, no debe contener materia orgánica y debe estar libre de sales, aceites, ácidos y álcalis perjudiciales. Los ensayos para determinar el porcentaje de cal y los demás requisitos que debe satisfacer la mezcla de suelo-cal deben ser ejecutados con los materiales que se vayan a usar, incluyendo el agua de mezclado. La aplicación de la cal puede variar entre 2% y 8% en peso de los materiales.

6.1.1.2 ESTABILIZACIÓN CON CEMENTO

La adición de cemento, debe mejorar las propiedades mecánicas del suelo, sin llegar a condiciones de rigidez similares a morteros hidráulicos.

El profesional responsable debe verificar que los finos pasantes al tamiz N°200, en el suelo, se encuentre entre 5% y 35%, antes de ser mezclados con cemento.

Se pueden utilizar todos los tipos de cementos, pero en general se recomienda los de fraguado y endurecimiento normales.

En casos de querer contrarrestar los efectos de la materia orgánica, se empleará cementos de alta resistencia.

En zonas con bajas temperaturas, los suelos se mezclarán con cementos de fraguado rápido o con cloruro de calcio como aditivo.

La capa estabilizada con cemento tendrá un espesor mínimo de 10 cm, pudiendo recibir capas de cobertura (tratamiento superficial asfáltico) de poco espesor (1.5 cm) para tránsito ligero a medio o podrá servir de apoyo a un pavimento rígido o flexible de alta calidad, en el cual el suelo no debe contener materias perjudiciales al fraguado o la resistencia.

El suelo se deberá controlar con ensayos de granulometría, verificando que el límite líquido sea menor de 50% y el índice de plasticidad menor de 25%.

Los contenidos de cemento se determinarán mediante ensayos de compactación, durabilidad y compresión simple.

Para obtener una estabilización del tipo flexible, el porcentaje de cemento debe variar entre 1% a 4%, permitiendo disminuir la plasticidad e incrementar levemente la resistencia. Se controla mediante pruebas de laboratorio semejantes a las empleadas en materiales estabilizados con cal.

Para obtener una estabilización del tipo rígida, el porcentaje de cemento debe variar entre 6% a 14%, logrando mejorar el comportamiento de las bases, reflejado en el incremento de su módulo de elasticidad evitando fracturas de la capa de superficie. El porcentaje óptimo a emplear, se debe calcular con pruebas de laboratorio con diferentes contenidos de cemento.

El profesional responsable debe seleccionar y verificar el tipo de cemento, para los suelos de mediana a alta plasticidad.

Por la poca resistencia al desgaste, se deben emplear capas superficiales de protección.

Sólo si el pH (Potencial de Hidrógeno) del suelo es mayor de 12 y la cantidad de sulfatos menor que 0.75% se requerirá estabilizarse con cemento.

La fracción inferior del tamiz N°40, debe presentar un límite líquido menor a 40 y un índice plástico menor a 18, determinados según normas de ensayo MTC E 110 y MTC E 111.

La proporción de sulfatos del suelo, expresada como SO_4 , no debe exceder de 0.2%, en peso.

El agua debe ser limpia y estar libre de materia orgánica, álcalis y otras sustancias deletéreas. Su pH (Potencial de Hidrógeno), medido según norma NTP N° 334.113:2002 Método de Ensayo para la determinación del cambio de longitud de barras de mortero debido a la reacción entre el Cemento Portland y los agregados álcali - reactivos, debe estar comprendido entre 5.5 - 8.0 y el contenido de sulfatos, expresado como SO_4^{2-} y determinado según norma NTP N° 341.127:1975 Planchas gruesas de acero al carbono para servicio a

temperaturas medianas y bajas para recipientes a presión, no debe ser superior a un gramo por litro (1 g/l).

La mezcla se debe diseñar mediante los ensayos de resistencia a la compresión simple y humedecimiento-secado en testigos, según las normas MTC E 1103 y MTC E 1104. En el primero de ellos, se debe garantizar una resistencia mínima de 1.76 MPa (18 Kg/cm²), a los siete (7) días de curado húmedo, mientras que en el segundo, el contenido de cemento deberá ser tal, que la pérdida de peso de la mezcla compactada, al ser sometida al ensayo de durabilidad (humedecimiento-secado), no supere los límites mostrados en el siguiente cuadro:

PÉRDIDA EN TESTIGOS DE COMPRESIÓN

Suelo por Estabilizar	Perdida Máxima (%)
A-1; A-2-4; A-2-5; A3	14
A-2-6; A-2-7; A-4; A5	10
A-6; A-7	7

Clasificación AASHTO	Descripción
A-7-5 y A-7-6	Materiales orgánicos y arcillosos de alta compresibilidad
A-6	Materiales orgánicos de baja compresibilidad y limos de alta compresibilidad
A-5	Arcillas y limos de baja compresibilidad
A-4	Arenas arcillosas
A-3	Arena de pobre gradación
A-2-6 y A-2-7	Arenas limosas
A-2-4 y A-2-5	Arenas bien gradadas
A-1-b	Gravas de pobre gradación
A-1-a	Gravas bien gradadas

Fuente: Método de clasificación "American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)".

Si el material por estabilizar es totalmente de aporte, antes de proceder con la estabilización, se comprobará que la superficie que va a servir de apoyo tenga la densidad de 95% del ensayo de laboratorio según MTC E 115.

Los trabajos de compactación deberán ser terminados en un lapso no mayor de dos (2) horas desde el inicio de la mezcla. Si durante dicho plazo no se logran las condiciones de compactación exigidas más adelante (compactación) de esta especificación, el tramo se pondrá en observación y se considerará separadamente a los fines de los controles del Supervisor. La compactación deberá ser el 95% como mínimo, del ensayo Próctor Modificado.

Las estabilizaciones con cemento sólo se podrán llevar a cabo cuando la temperatura ambiente, a la sombra, sea superior a diez grados Celsius (10°C) y cuando no haya lluvia.

6.1.1.3 ESTABILIZACIÓN CON ASFALTO

Se empleará asfalto o bitumen, para lograr propiedades impermeabilizantes, adhesivas y de preservación, en el suelo. En suelos friccionantes puede considerarse, además de la química, estabilización mecánica.

La estabilización de cada suelo, debe ser investigada en forma independiente, a partir de la granulometría, plasticidad, densidad y otras propiedades del suelo. Para un peso específico del material igual a 1.64 gr/cm³, le debe corresponder 10% de asfalto y para 1.75 gr/cm³, no es necesaria su aplicación, tal como lo muestra a continuación el siguiente cuadro:

CONTENIDO DE ASFALTO PARA ESTABILIZAR

Contenido de asfalto (%)	0	2	4	6	8	10
Peso Específico del Material (gr/cm ³)	1.75	1.71	1.68	1.66	1.64	1.64

6.2 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS MEDIANTE MÉTODOS FÍSICOS

Las estabilizaciones físicas se realizarán con el adecuado equipo mecánico, que debe ser establecido por el profesional responsable.

6.2.1 ESTABILIZACIÓN POR COMPACTACIÓN

El proceso de estabilización por compactación, se debe emplear en todas aquellas obras donde la materia prima es el suelo (base del corte de laderas, terraplenes, canales de agua, suelo de cimentación, rellenos artificiales, diques, terraplenes para vías, etc.).

El proceso debe producir lo siguiente:

- Aumentar la resistencia al corte para mejorar la estabilidad del suelo.
- Disminuir la compresibilidad para reducir los asentamientos.
- Disminuir la relación de vacíos para reducir la permeabilidad y así mismo el potencial de expansión, contracción o exposición por congelamiento.

En todo momento se tendrá en cuenta la prueba de compactación Proctor estándar o modificado con energía de compactación, de laboratorio, dado por la fórmula siguiente:

$$E = (N \cdot n \cdot P \cdot h) / V$$

Donde:

- E = Energía de compactación
- N = Número de golpes por capa
- n = Número de capas de suelo
- P = Peso del pisón
- h = Altura de caída libre del pisón
- V = Volumen de suelo compactado

Ensayo	Proctor Estándar	Proctor Modificado
Norma	NTP-339.142	NTP-339.141
Energía de Compactación	12,300 Lb.ft/ft ³	56,250 Lb.ft/ft ³ .
Peso del martillo	5.5 lb	10 lb
Altura de caída del martillo	12 pulgadas	18 pulgadas
Número de golpes por capas	depende del molde	depende del molde
Número de capas	3	5
volumen del molde cm ³	depende del método de prueba	depende del método de prueba

El Profesional Responsable deberá especificar una densidad mínima de compactación, expresada en porcentaje de la densidad máxima del ensayo Proctor Estándar o Modificado, de acuerdo a los requerimientos del proyecto. El control de densidad en el campo deberá realizarse empleando un equipo de cono de arena, un densímetro nuclear u otro método normado para dicho fin.

Los suelos también podrán ser estabilizados por otros métodos de acuerdo a la recomendación del Profesional Responsable y que cuenten con el sustento técnico que lo respalde.

A manera de resumen, ver Anexo Informativo 8.2

7 TALUDES

7.1 ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD EXISTENTE

Para estabilizar un talud existente, es necesario que el Profesional Responsable establezca previamente las siguientes situaciones de inestabilidad:

- Talud existente aparentemente estable: Corresponde a las laderas modificadas y que por largo tiempo han permanecido estables.
- Talud en proyecto, o por construir: Modificación geométrica de las laderas con fines de sustento de obras de ingeniería civil.
- Talud con insuficiencia de estabilidad: Ladera modificada cuyo factor de seguridad a la estabilidad es menor a la unidad.
- Talud colapsado, a ser reconstruido: Corresponde a los taludes afectados por la geodinámica externa asociado al derrumbe

La solución geotécnica integral de estabilización del talud para cualquiera de las cuatro situaciones mencionadas incluirá necesariamente la formulación y desarrollo de dos componentes:

Componente 1: Evaluación de la condición de estabilidad del talud.

Componente 2: Metodología de estabilización y remediación del talud.

7.1.1 EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE ESTABILIDAD DE UN TALUD

Para evaluar la condición de estabilidad del talud el Profesional Responsable incluirá el desarrollo de los siguientes criterios de evaluación:

- La mecánica de suelos.
- El comportamiento geodinámico del área.
- El flujo de agua.
- La geometría del talud y
- La topografía del entorno.

El Profesional Responsable deberá evaluar la condición de estabilidad del talud para solicitaciones estáticas y sísmicas. El factor de seguridad mínimo del talud deberá ser 1.5 para solicitaciones estáticas y 1.25 para solicitaciones sísmicas. Si estos factores de seguridad no son cumplidos, el Profesional Responsable deberá seleccionar un método de estabilización o la combinación de varios métodos de estabilización y probarlos hasta que la solución propuesta alcance la aprobación de ambos factores de seguridad. La solución de forma complementaria, pero necesaria, deberá prever protección adecuada de la superficie del talud contra la erosión.

Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales geotécnicos se determinarán mediante ensayos de campo y laboratorio, de acuerdo al tipo de material e importancia de la obra, cuya decisión es responsabilidad del Profesional Responsable. Será necesario tener en cuenta los modos operativos correspondientes a cada ensayo y a cada necesidad.

Para el análisis de estabilidad de los taludes en roca y suelos será necesario realizar los estudios geotécnicos, que permitan caracterizar los materiales y evaluar los parámetros de diseño que el Profesional Responsable considere necesario, a fin de obtener la estabilidad del talud.

Las cargas sísmicas pueden generar problemas de movimientos del talud. Un sismo establece mayor probabilidad de riesgo de ocurrencias de geodinámicas externas. El Profesional Responsable en su estudio deberá detallar aquellas zonas identificadas como críticas. El coeficiente sísmico para el análisis seudo estático corresponderá a un sismo de 475 años de periodo de retorno.

7.1.2 METODOLOGIA DE ESTABILIZACION Y REMEDIACIÓN DEL TALUD

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

Los métodos de estabilización y remediación de taludes serán establecidos de acuerdo a la identificación de peligros y los resultados de la evaluación de los mecanismos que generan la inestabilidad del mismo. Se podrán aplicar los siguientes métodos:

- Por disminución de las presiones hidrostáticas
- Por disminución de los esfuerzos cortantes solicitantes
- Por introducción de fuerzas resistentes
- Por mejoría de las propiedades del depósito y/o macizo
- Por incorporación de inhibidores o controladores de energía de caída

Sin embargo, otros métodos podrán ser empleados también bajo responsabilidad del Profesional Responsable.

7.2 ESTABILIZACIÓN DE UN TALUD RECIENTE CORTADO

7.2.1 CÁLCULO DE EMPUJES

El Profesional Responsable debe aplicar las herramientas correspondientes al cálculo de los empujes en sus diferentes estados, que permita la determinación de los elementos de contención más adecuados. Ver Anexos Informativos 8.3 y 8.4.

7.2.2 DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS

El Profesional Responsable debe pre dimensionar y diseñar geotécnicamente un tipo de muro, considerando como mínimo, las etapas siguientes:

- Seguridad al posible vuelco del muro.
- Seguridad al posible deslizamiento del muro.
- Seguridad de la cimentación del muro:
- Capacidad resistente de la base
- Deformación (asentamiento)

El diseño del muro debe presentar seguridad al vuelco, deslizamiento y se deberá evaluar la capacidad de carga

Ver Anexos Informativos 8.5, 8.6, 8.7 y 8.8

7.2.3 DRENAJE Y SUBDRENAJE

Todo diseño de muro debe garantizar el drenaje del relleno del muro, evacuando las aguas o evitando que éstas ingresen. Ver Anexo Informativo 8.9.

Para impedir que el agua se introduzca en el relleno, en la etapa de proyecto y/o construcción, debe realizarse lo siguiente:

- Localizar los lugares de donde proviene el agua, con la finalidad de tomar las medidas pertinentes para evitar que el material se sature.
- Desviar el agua alejándola del relleno, en lo posible con zanjas de coronación, que evacuen el agua hacia los lados del talud sin causar erosión.
- Proteger la superficie del relleno, mediante sistemas de absorción del agua excedente que desequilibre el talud, Ver Anexo Informativo 8.1.

- Colocar drenes interceptores de posibles filtraciones subterráneas, que no aumenten los empujes no previstos en la etapa de diseño.

7.2.4 ENTIBACIONES

Se debe emplear entibaciones en toda obra, que requiera excavaciones en materiales deleznable que ponga en riesgo la vida humana. Este sistema será del tipo temporal durante el proceso constructivo de obras de ingeniería civil. Ver Anexo Informativo 8.10.

8 ANEXOS INFORMATIVOS

8.1 VEGETACIÓN PARA TALUDES

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

8.2 ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

MATERIAL	TIPOS DE ESTABILIZACIÓN			
	MECÁNICA	CON CEMENTO	CON CAL	CON EMULSIÓN
Grava	Puede ser necesaria la adición de finos para prevenir desprendimiento.	Probablemente no es necesaria, salvo si hay finos plásticos. Cantidad de 2 a 4%.	No es necesaria, salvo que los finos sean plásticos. Cantidad de 2 a 4%.	Apropiada si hay deficiencia de finos. Aproximadamente 3% de asfalto residual.
Arena limpia	Adición de gruesos para dar la estabilidad y de finos para prevenir desprendimientos.	Inadecuada: produce material quebradizo.	Inadecuada: no hay reacción.	Muy adecuada: De 3 a 5% de asfalto residual.
Arena arcillosa	Adición de gruesos para mejorar resistencia.	Recomendable 4 - 8%	Es factible dependiendo del contenido de arcilla.	Se puede emplear de 3 a 4% de asfalto residual.
Arcilla arenosa	Usualmente no es aconsejable	Recomendable 4 - 12%	4 a 8% dependiendo del contenido de arcilla.	Se puede emplear pero no es muy aconsejable.

Arcilla	Inadecuada	No es muy aconsejable. La mezcla puede favorecerse con un mezcla con 2% de cal y luego entre 8 y 15% de cemento.	Muy adecuada. Entre 4 y 8% dependiendo de la arcilla.	Inadecuada.
---------	------------	--	---	-------------

Nota.- Conviene tomarlo como partida para los trabajos de investigación sobre estabilidad.

8.3 MÉTODO DE RANKINE ($\omega=\beta=\delta m=0$) - EMPUJE DE TIERRAS

Tipo de Empuje	Condición necesaria	Estado Tensional	Modelo utilizado del suelo	Condición del suelo	Empuje	Coefficiente de empuje de tierra K_a	Observación	Efecto de sobrecarga (P_s)
Reposo (P_0)	No hay deformación lateral	Alejado de la falla	Lineal	Equilibrio elástico	$P_0 = K_0 \gamma z$	$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$	$\nu \in [0,05]$ $K_0 \in [0,1]$	
Activo (P_a)	Presenta deformación lateral	Falla	Plástico	ϕ	$P_a = k_a \gamma z$	$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$		$P_s = K_a q$ o $h_s = \frac{q}{\gamma}$
				c	$P_a = \gamma z - 2c$			
				c, ϕ	$P_a = k_a \gamma z - 2c \sqrt{k_a}$			
Pasivo (P_p)	Presenta deformación lateral	Falla	Plástico	ϕ	$P_p = k_p \gamma z$	$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$P_s = 10 \cdot P_a$	$P_s = K_p q$ o $h_s = \frac{q}{\gamma}$
				c	$P_p = \gamma z + 2c$			
				c, ϕ	$P_p = k_p \gamma z + 2c \sqrt{k_p}$			

Fórmulas empíricas:

$$K_a = 1 - \sin \phi$$

$$K_a = \lambda + \alpha(\text{OCR} - 1)$$

donde:

$$\lambda = 0.54 + 0.0044 (w_L - 20); \quad \lambda = 1 \text{ si } w_L > 110\%$$

$$\alpha = 0.09 + 0.00111 (W_L - 20); \quad \alpha = 0.19 \text{ si } w_L > 110\%$$

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} = \frac{\text{Tensión de pre-consolidación}}{\text{Tensión de peso propio}}$$

Para $\omega=0, \beta=0, \delta m > \beta$ en suelos c, ϕ , c- ϕ :

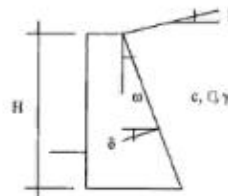
$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \cdot \cos \beta$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \cdot \cos \beta$$

Efecto de la sobrecarga: Método de la altura equivalente

$$h_s = \frac{q}{\gamma} \cdot \frac{\cos \omega \cdot \cos \beta}{\cos(\omega - \beta)}$$

SUELO	K_0
Arcilla Blanda	0,6 - 0,82
Arcilla Dura	0,5 - 0,8
Grava, Arena Suelta	0,54
Grava, Arena Compacta	0,33



8.4 MÉTODO DE LA ESPIRAL LOGARÍTMICA

Este método considera una superficie de falla con la forma de una espiral logarítmica. Además considera la fricción existente entre el muro y el suelo. (Fuente: US Navy NAVFAC DM 7.02 Foundations and Earth Structures, Ch. 3, Sect. 2)

Los coeficientes de fricción típicos están mostrados en la siguiente tabla.

TABLA: FACTORES DE FRICCIÓN Y ADHESIÓN PARA MATERIALES DISTINTOS

Materiales de interfase	Factor de fricción ($\tan \delta$)	Angulo de fricción δ
Concreto o albañilería con los siguientes materiales de fundación:		
Roca intacta, limpia	0.70	35
Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	0.55 a 0.60	29 a 31
Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	0.45 a 0.55	24 a 29
Arena limpia fina, arena limosa o arcillosa fina a media	0.35 a 0.45	19 a 24
Limo arenoso fino, limo no plástico	0.30 a 0.35	17 a 19
Arcilla muy compacta y dura, arcilla preconsolidada	0.40 a 0.50	22 a 26
Arcilla medianamente compacta a compacta y arcilla limosa	0.30 a 0.35	17 a 19
Tablestacado de Acero con los siguientes suelos:		
Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduado con grava triturada	0.40	22
Arena limpia, mezcla limosa de arena y grava, relleno uniforme de roca dura	0.30	17
Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	0.25	14
Limo arenoso fino, limo no plástico	0.20	11
Concreto vaciado y tablestacado de concreto con los siguientes suelos:		
Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduado con grava triturada	0.40 a 0.50	22 a 26
Arena limpia, mezcla limosa de arena y grava, relleno uniforme de roca dura	0.30 a 0.40	17 a 22
Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	0.30	17
Limo arenoso fino, limo no plástico	0.25	14

Para muro con superficie de contacto inclinada y terraplén horizontal se debe utilizar la siguiente Figura 1, a fin de obtener los coeficientes de empuje activo y pasivo.

En el caso de empuje pasivo, se da los valores de K_p para $\delta/\phi=1$. Para valores distintos se debe corregir el valor de K_p según la tabla que se muestra a continuación.

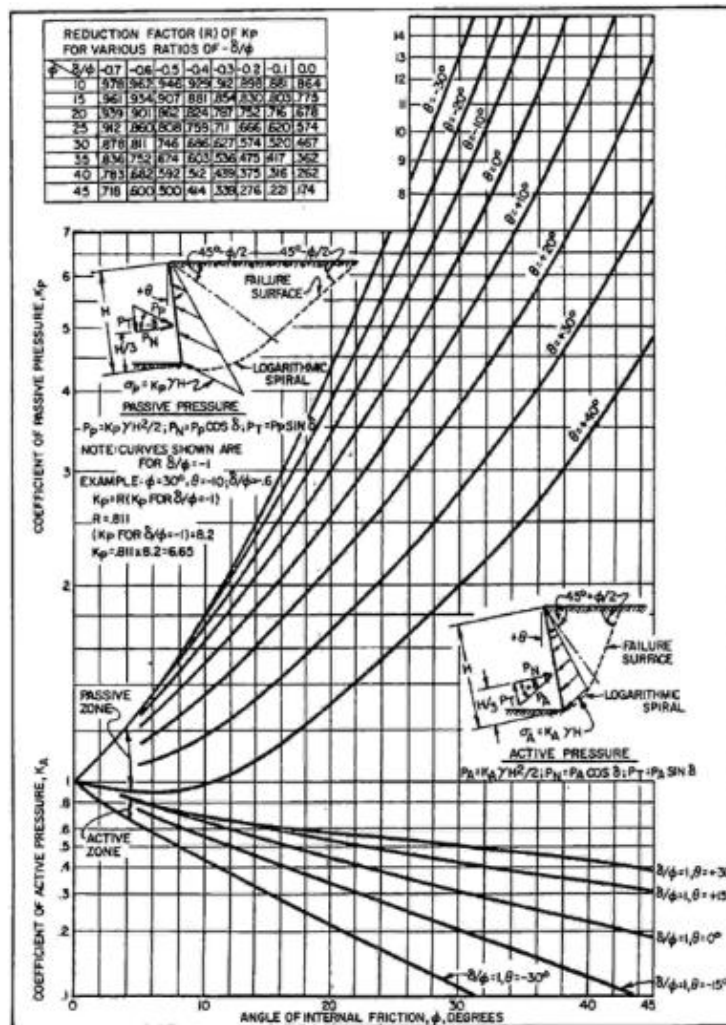
En el caso de empuje activo, se da el valor de K_a directamente.

Figura 1: Coeficientes activo y pasivo (muro con fricción, muro inclinado, terraplén horizontal)

δ = ángulo de fricción entre el suelo y la pared

θ = ángulo de inclinación del muro

ϕ = ángulo de fricción interna



Para muro vertical con terraplén inclinado se debe utilizar la Figura 2, adjunta en este mismo numeral, denominada "Coeficientes activo y pasivo (muro con fricción, muro vertical, terraplén inclinado)".

En el caso de empuje pasivo, se da los valores de K_p para $\delta/\phi = -1$. Para valores distintos se debe corregir el valor de K_p según la tabla que se muestra a continuación.

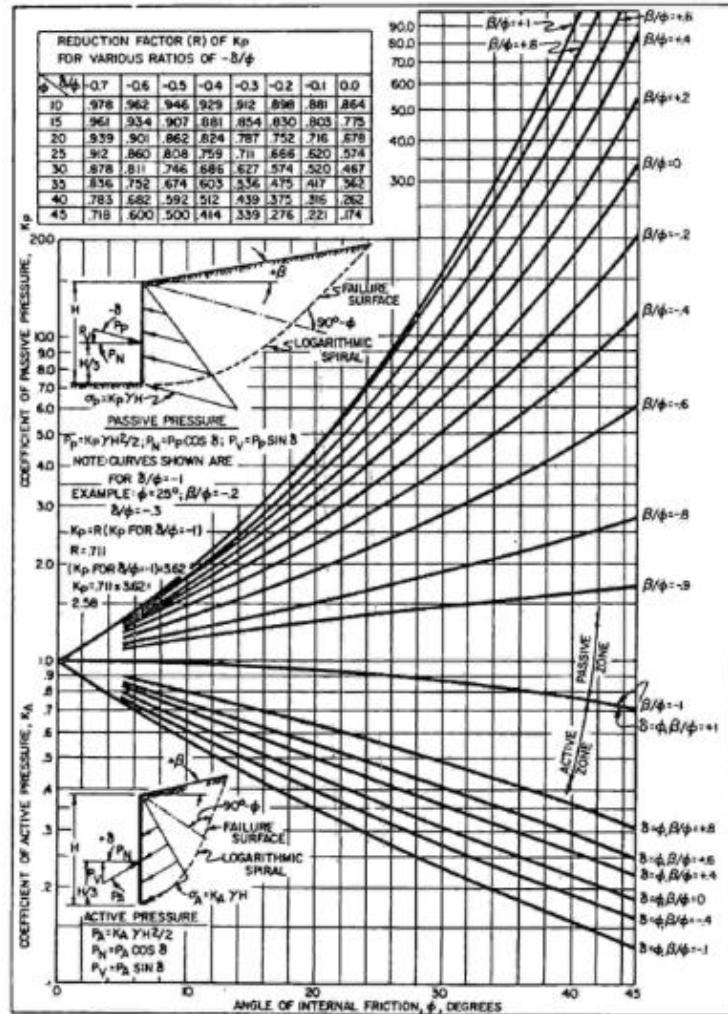
En el caso de empuje activo, se da el valor de K_a directamente.

Figura 2: Coeficientes activo y pasivo (muro con fricción, muro vertical, terraplén inclinado)

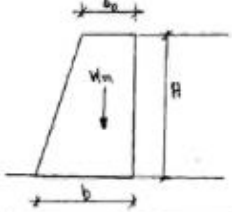
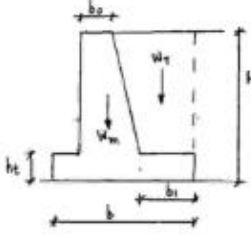
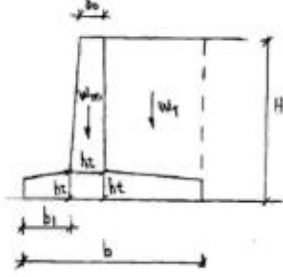
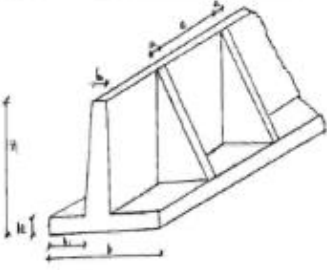
δ = ángulo de fricción entre el suelo y la pared

ϕ = ángulo de fricción interna

β = ángulo del talud detrás del muro



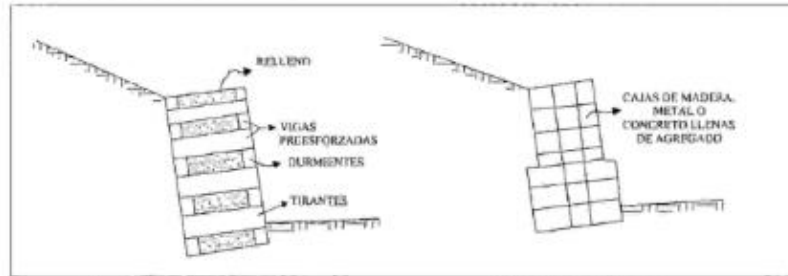
8.5 PRE DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE SOSTENIMIENTO

Tipo	Esquema	Predimensiones
<p>MUROS DE GRAVEDAD</p> <p>$H \leq 5 \text{ m}$</p>		<p>$b_0 = (0,25 - 0,3) H$</p> <p>$b = (0,4 - 0,6) H$</p>
<p>MUROS DE SEMIGRAVEDAD</p> <p>$H \leq 5 \text{ m}$</p>		<p>$b = (0,5 - 0,7) H$</p> <p>$b_0 = 0,3 - 0,5 \text{ m}$</p> <p>$ht = (\frac{1}{8} - \frac{1}{10}) H$</p> <p>$b_1 = 0,5 ht$</p>
<p>MUROS EN VOLADIZO</p> <p>$H \leq 10 \text{ m}$</p>		<p>$b_0 = 0,2 - 0,5 \text{ m}$</p> <p>$b_1 = (\frac{1}{4} - \frac{1}{5}) B$</p> <p>$ht = (\frac{1}{8} - \frac{1}{10}) H$</p> <p>$b = (0,4 - 0,7) H$</p>
<p>MUROS EN VOLADIZO CON CONTRAFUERTE</p> <p>$H > 10 \text{ m}$</p>		<p>$b_0 = 0,2 - 0,3 \text{ m}$</p> <p>$b_1 = (\frac{1}{4} - \frac{1}{5}) H$</p> <p>$ht = (\frac{1}{14} - \frac{1}{12}) H$</p> <p>$b = (0,4 - 0,7) H$</p> <p>$e = (0,3 - 0,6) H$</p> <p>$a = 0,2 \text{ m}$</p>

Nota: En caso de optar por otra alternativa que no figure en el cuadro (por ejemplo Muro Pantalla), el Profesional Responsable deberá efectuar el diseño adecuado para su empleo.

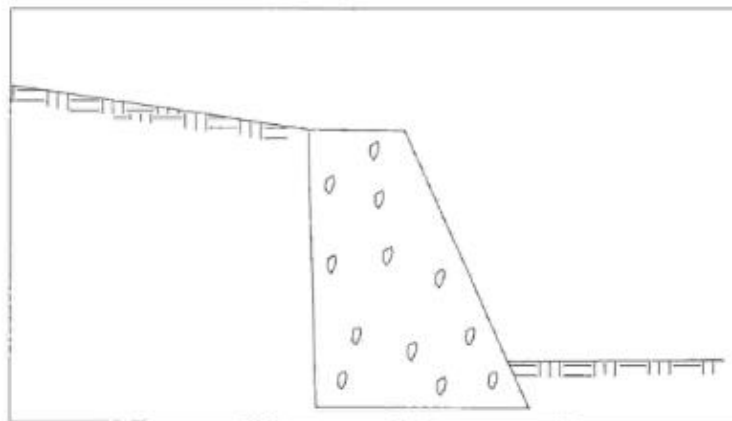
MUROS SEGÚN MATERIAL Y TECNOLOGÍA CONSTRUCTIVA

- **DENTRO DE LOS MUROS DE GRAVEDAD Y SEMIGRAVEDAD**



Muros Encribado

Muros de Gaviones



Muros de Concreto Masivo

- **DENTRO DE LOS MUROS EN VOLADIZO Y VOLADIZO CON CONTRAFUERTE.**

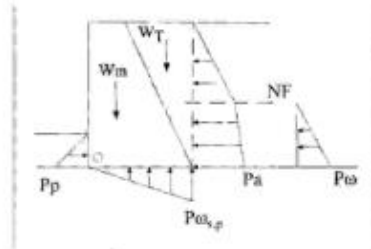


Muros de Tierra Armada

Muros de Concreto Reforzado

8.6 MÉTODO DEL FACTOR DE SEGURIDAD GLOBAL (FSG).

- **CRITERIO DE VUELCO.-** Se deberá cumplir lo siguiente:



$$F.S. \text{ VUELCO} = \frac{\Sigma M_0 \text{ FUERZAS ESTABILIZANTES}}{\Sigma M_0 \text{ FUERZAS DESESTABILIZANTES}} \geq 2,0$$

$$\Sigma M_{0 \text{ FUERZAS EST.}} = f(P_p, W_m, W_T)$$

$$\Sigma M_{0 \text{ FUERZAS DESEST.}} = f(P_a, P_w, P_{ws,p})$$

- **CRITERIO DE DESLIZAMIENTO.-** Se deberá cumplir lo siguiente:

$$F.S. \text{ DESLIZAMIENTO} = \frac{\Sigma F_H \text{ RESISTENTES}}{\Sigma F_H \text{ ACTUANTES}} \geq 1,5$$

La fuerza horizontal resistente, será el menor valor obtenido de las dos expresiones siguientes.

$$\Sigma F_H \text{ RESISTENTES} = \begin{cases} \Sigma F_v \cdot tg\delta + ca \cdot b \\ \Sigma F_v \cdot tg\phi + c \cdot b \end{cases}$$

Donde:

δ = Coeficiente de fricción muro-suelo.

ca = Adherencia

$$ca = 0,9 c$$

$$ca = 0,9 + 0,8(0,49c - 1)$$

para $c < 50 \text{ kPa (0,5 Kg/cm}^2\text{)}$
para $c > 50 \text{ kPa (0,5 Kg/cm}^2\text{)}$

b = Ancho de la base del muro.

ΣF_v = Sumatoria de fuerzas verticales.

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo de la base.

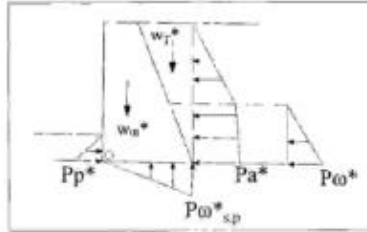
c = Cohesión del suelo de la base.

Valores de δ Muro – Suelo

Material	δ
Madera	22°
Concreto Rugoso	\emptyset
Concreto Liso	17°
Acero Limpio	11°
Acero Herrumbroso	22°

- **DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.-** Se seguirá lo establecido por la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

8.7 MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES



- **CRITERIO DE VUELCO.**- Se deberá cumplir lo siguiente:

$$\Sigma M^{\circ} \text{ FUERZAS DESESTABILIZANTES} \leq \frac{\Sigma M^{\circ} \text{ FUERZAS ESTABILIZANTES}}{\gamma^{\text{S VUELCO}}}$$

$$\Sigma M^{\circ} \text{ FUERZA ESTABILIZANTES} = f(W_m^*, W_t^*, P_p^*)$$

$$\Sigma M^{\circ} \text{ FUERZA DESESTABILIZANTES} = f(P_a^*, P_w^*, P_{wsp}^*)$$

- **CRITERIO DE DESLIZAMIENTO.**- Se deberá cumplir lo siguiente:

$$\Sigma F^{\circ} \text{ H actuantes} \leq \frac{\Sigma F^{\circ} \text{ H RESISTENTES}}{\gamma^{\text{S DESLIZ.}}}$$

Donde:

$$\Sigma F^{\circ} \text{ H actuantes} = f(P_a^*, P_w^*, P_{wsp}^* - P_p^*)$$

$$\Sigma F^{\circ} \text{ H resistentes} = \Sigma F_v^{\circ} \cdot \text{tg} \phi^{\circ} + 0,75 c^{\circ} b$$

$$\Sigma F_v^{\circ} = f(W_m^* - P_{wsp}^*)$$

MAYORACIÓN O MINORACIÓN DE PARÁMETROS PARA DISEÑO DE MUROS

Tipo	Fórmula	Donde	Observación
Peso del Muro	$W_m^* = 0,9 W_m$		
Empuje Pasivo	$P_p^* = \gamma^* \cdot z \cdot K_p^* / 2$	$\gamma^* = \frac{\gamma}{\gamma_{E'}}$	$\gamma_{E'} = 1,05$
Empuje Activo	$P_a^* = \gamma^* \cdot z \cdot K_a^*$	$\gamma^* = \gamma \cdot \gamma_{E'}$	
Coef. de Presión Lateral Pasivo	$K_p^* = \text{tg}^2 (45 + \phi^*/2)$	$\phi^* = \text{tg}^{-1} (\text{tg} \phi / \gamma_{E' \phi})$	Suelo c-φ: $\gamma_{E' \phi} = 1,15$ Suelo φ: $\gamma_{E' \phi} = 1,10$
Coef. de Presión Lateral Activo	$K_a^* = \text{tg}^2 (45 - \phi^*/2)$	$\phi^* = \text{tg}^{-1} (\text{tg} \phi / \gamma_{E' \phi})$	
Cohesión	$c^* = \frac{c}{\gamma_{E' c}}$	$\gamma_{E' c} = 1,35$	
Empuje debido a la Sobrecarga	$P_s^* = q^* \cdot K_a^*$	$P_s^* = q \cdot \gamma_1 \cdot K_a^*$	Para carga muerta $\gamma_1 = 1,4$
Empuje debido del agua	$P_w^* = \gamma_w \cdot z$	$P_w = P_w$	
Empuje debido a la subpresión	$P_{wsp}^* = P_{wsp}$		

VALORES DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD ADICIONAL

Condiciones de trabajo encontradas	Tipo de fallo	γ_s
Favorables	Leve	1
	Grave	1.05
	Muy Grave	1.05
Normales	Leve	1.05
	Grave	1.05
	Muy Grave	1.1
Desfavorables	Leve	1.05
	Grave	1.1
	Muy Grave	1.1

Nomenclatura:

W^*m = peso del muro minorado

Wm = peso del muro

P^*pc = empuje pasivo minorado de cálculo

C^* = cohesión

ϕ^* = ángulo de fricción interna

γ^* = peso unitario del suelo

z = altura de análisis

K^*p = coeficiente de presión lateral pasivo

$$K^*p = \text{tg}^2 (45 + \phi^*/2)$$

P^*a = empuje activo mayorado

K^*a = coeficiente de presión lateral activo

$$K^*a = \text{tg}^2 (45 - \phi^*/2)$$

P^*s = empuje debido a la sobrecarga

q^* = sobrecarga unitaria

P^*w = empuje debido al agua

γ_w = peso unitario del agua

P^*wsp = empuje debido a la supresión

γ_{gr} = factor de corrección debido al peso unitario

$\gamma_{gr\phi}$ = factor de corrección debido al ángulo de fricción interna

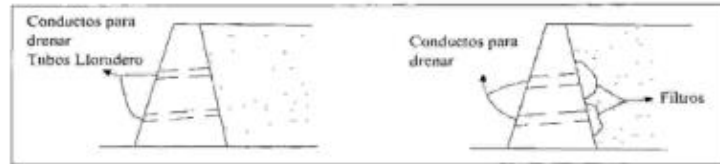
γ_{grc} = factor de corrección debido a la cohesión

γ_l = factor de corrección por carga muerta

γ_s = factor de corrección por condición de trabajo tipo de falla

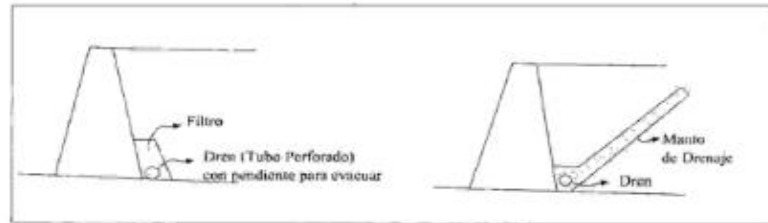
8.8 OPCIONES DE DRENAJE

El agua podrá ser drenada mediante las siguientes opciones u otras que el PR considere adecuadas:



a. Conductos para drenar

b. Conductos para drenar con filtro



c. Dren Lateral

d. Manto de drenaje con Dren lateral

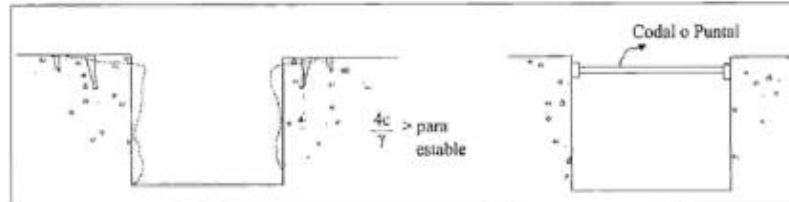
8.9 ENTIBACIONES

EXCAVACIONES TÍPICAS QUE REQUIEREN ENTIBACIÓN

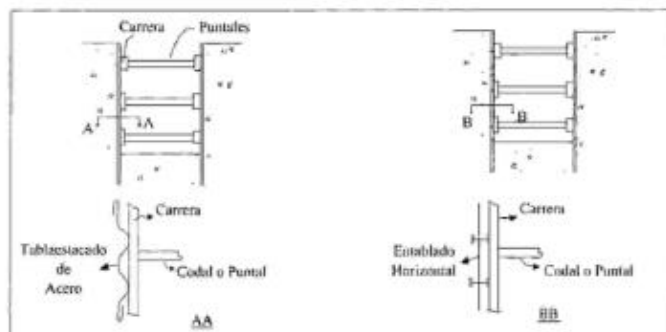
Descripción	Esquema
Excavaciones en zonas con construcciones cercanas	
Excavaciones en arenas sueltas en zonas protegidas	
Excavaciones en suelos friccionantes con NF. alto	

• **TIPOS DE ENTIBACIONES**

Entibaciones Parciales: En suelos cohesivos, se empleará entibaciones parciales, donde existan problemas de grietas de tensión.

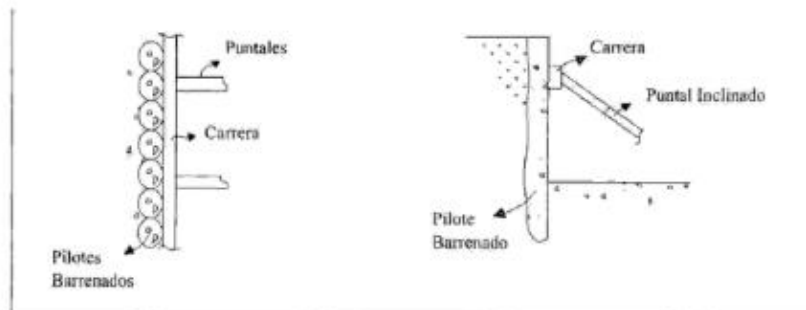


Entibaciones Totales: En suelos deleznales que necesitan entibaciones completas, se podrá emplear entibaciones tipo Tablestacas verticales, Tableros Horizontales o Pilote Barrenado u otras que el Profesional Responsable considere adecuadas:



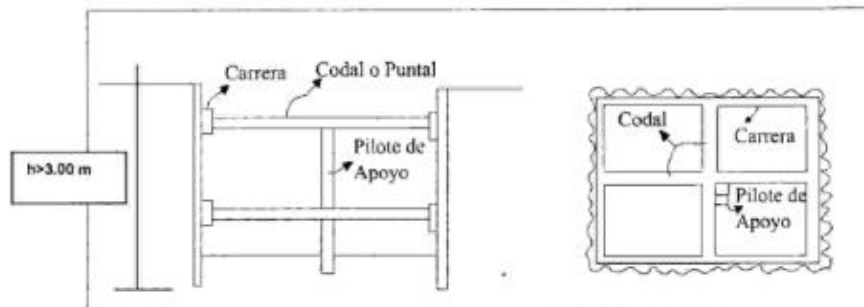
(1) Tablestacado Vertical de Acero.

(2) Entablado Horizontal

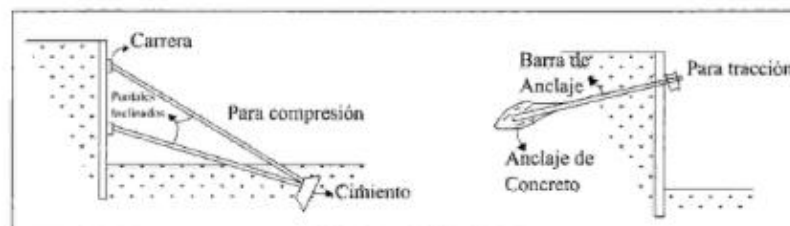


(3) Planta y elevación de Pilote Barrenado

Sistema de Soporte en la Entibación: En excavaciones poco profundas menores de 3.0 m, con sistema de entibación empotrado, el empleo de codales o puntales, será opcional, no así para profundidades mayores a 3.0 m.



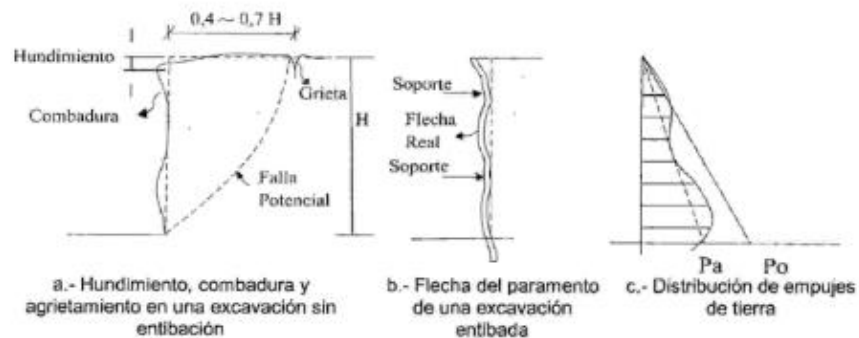
Elevación y planta de entibación cruzada



Puntes inclinados con Cimentación temporal

Soporte con anclaje a Tierra

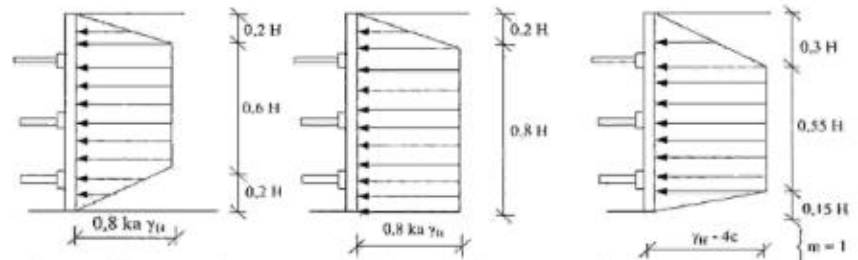
• **DEFORMACIÓN Y EMPUJE**



8.10 DISEÑO DE LA ENTIBACION

Con la finalidad de diseñar la entibación a manera práctica, se atenderá las recomendaciones mostradas en los gráficos siguientes:

- DISTRIBUCIONES DE EMPUJES EMPÍRICAS**



a. Arena medianamente densa a densa

b. Arena suelta

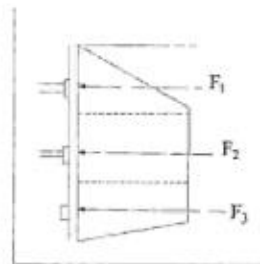
c. Arcilla blanda a medianamente firme

Donde:

- H : Altura de la entibación.
- ka : coeficiente de presión lateral activa
- Y : peso unitario del suelo
- c : cohesión

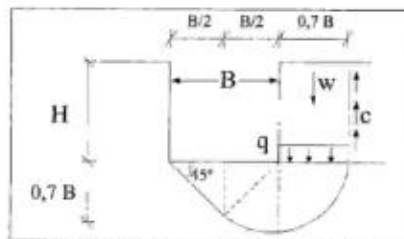
- EMPUJE EN EL PUNTAL**

El diseño de la entibación, se debe realizar considerando las áreas tributarias del gráfico de empuje que toma cada puntal.



- ESTABILIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN**

Para el caso de arcillas blandas y peligro que el suelo ceda hacia arriba:



$$q = \gamma H - \frac{cH}{0,7B}$$

Para arcilla blanda $q_0 = 5c$, y el Factor de Seguridad Global contra el fallo por estabilidad del fondo de la excavación será:

$$F.S = \frac{q_0}{q} = \frac{5c}{\gamma H - cH/0,7B} \geq 1,5$$