

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**“OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE
TRANQUE DE RELAVES DE EXTRACCIÓN DE
COBRE EN CHILE”**

Por:

Carlos Raúl Picón Ubeda

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil.

Profesor Guía: René Espinoza G.

Abril, 2020

Índice General:

1	CAPITULO 1	8
1.	Introducción:.....	8
1.1	Planteamiento del problema:	8
1.2	Objetivos:	12
1.2.1	Objetivos generales:.....	12
1.2.2	Específicos:	12
1.3	Metodología del trabajo.....	13
1.4	Métodos de cálculo:	14
1.4.1	Métodos analíticos:	14
1.4.2	Métodos con elementos finitos:.....	14
2	CAPÍTULO 2	16
2.	Marco Teórico:	16
2.1	Tranques de relave:	16
2.2	Variables en el diseño de tranques de relaves:	18
2.2.1	Pruebas geotécnicas.....	18
2.2.2	Suelo de fundación.....	19
2.2.3	Sismicidad	19
2.3	Análisis de estabilidad.....	19
2.4	Fallas en tranque de relaves.....	20
2.4.1	Licuación sísmica:	20
2.4.2	Deformaciones sísmicamente inducidas.....	22
2.4.3	Rebose (overtopping):.....	23
2.4.4	Erosión interna (piping):	24
2.4.5	Licuación estática.....	25
2.5	Conceptos importantes de la mecánica de suelos:	25
2.5.1	Resistencia cortante en un suelo	25
2.5.2	Flujo de agua:.....	27
2.5.3	Ascensión capilar en suelos arenosos:	29
3	CAPÍTULO 3	31
3.	Revisión bibliográfica:	31
3.1	Normas y Decretos en Chile	31
3.1.1	Decreto supremo 248:.....	31
3.1.2	Ley 20.551.....	33
3.2	Estudios asociados a estabilidad física.....	33
3.2.1	Guía metodología para evaluación de la estabilidad física de instalaciones mineras remanentes [9]:	33

3.3	Normas y decretos en Estados unidos:	34
3.4	Comparativa entre normativas:	37
4	CAPÍTULO 4	38
4.	Programas a utilizar:	38
4.1	Slide 2018:	38
4.2	RS2:	40
	CAPITULO 5	41
5	Antecedentes del proyecto a analizar	41
5.1	Antecedentes generales del proyecto:	41
5.2	Antecedentes generales del tranque de relaves:	42
5.3	Ensayos geotécnicos de los materiales que constituyen el tranque:	47
5.3.1	Clasificación completa del relave, arenas y lamas:	47
5.3.2	Ensayos Proctor modificado y estándar:	48
5.3.2.1	Ensayo triaxial CIU monótono	49
5.3.2.2	Ensayo triaxial CIU cíclico:	50
5.4	Suelo de fundación del tranque de relaves	52
5.4.1	Estratificación	52
5.4.2	Permeabilidad	52
5.5	Parámetros geotécnicos y geométricos del muro de partida:	52
5.6	Parámetros geotécnicos y geométricos del muro de arenas:	53
	CAPÍTULO 6	55
6	Optimización del diseño del tranque de relave:	55
6.1	Modelo de cálculo:	55
6.2	Slide 2018:	56
6.2.1	Parámetros de diseño:	58
6.2.2	Presentación de los resultados diseño original:	59
6.2.2.1	Análisis estático:	59
6.2.2.2	Análisis pseudo-estático:	61
6.2.3	Comparación del caso estático y pseudo estático - diseño original:	62
6.2.4	Optimización de la geometría del tranque:	62
6.2.5	Presentación de resultados diseño optimizado:	64
6.2.5.1	Caso estático:	64
6.2.5.2	Caso pseudo-estático:	65
6.2.6	Comparación de caso estático y pseudo-estático para diseño optimizado:	66
6.2.7	Comparación del diseño actual con el optimizado:	67
6.2.8	Analisis de sensibilidad:	67
6.3	RS2:	69
6.3.1	Parámetros de los materiales:	70

6.3.2	Presentación de resultados del análisis del diseño original:.....	71
6.3.2.1	Caso estático:.....	71
6.3.2.2	Caso Pseudo-estático:	72
6.3.2.3	Otros resultados: Deformaciones verticales y horizontales en el eje del muro. ...	73
6.3.2.4	Caso estático:.....	74
6.3.2.5	Caso pseudo-estático:.....	75
6.3.3	Optimización mediante programa RS2:	76
6.3.4	Resultados de los factores de seguridad para el análisis estático y pseudo-estático, diseño optimizado:	79
6.3.4.1	Caso estático:.....	79
6.3.4.2	Caso pseudo-estático:.....	80
6.3.5	Resultados de desplazamientos correspondientes al caso estático y pseudo-estático en la condición optimizada:.....	80
6.3.5.1	Caso estático:.....	80
6.3.5.2	Caso pseudo-estático:.....	81
6.3.6	Variación del SSR en función de la deformación del tranque:.....	82
6.3.7	Esfuerzos principales efectivos en el tranque para el caso pseudo-estático con el diseño optimizado:.....	83
6.4	Cálculo de la red de flujo para	85
6.5	la sección condición optimizada:.....	85
CAPÍTULO 7		88
7	Conclusiones:.....	88
7.1	Estado del arte:	88
7.2	Slide 2018:	89
7.3	RS2:.....	90
7.4	Ventajas de usar los dos programas en el diseño:	91
8	Bibliografía	93

Índice de figuras:

Figura 1.1 - Tranque de relaves Quillayes [37]	8
Figura 1.2 - Distribución porcentual de depósitos de relaves en el país, por región. [38]	9
Figura 1.3 - Tranque Barahona. Terremoto del 1 de diciembre del año 1928. Región VI del libertador B. O'Higgins. [9]	11
Figura 2.1 - Métodos de construcción de tranques de relave: a) Método eje central b) Método descendente c) Método ascendente	16
Figura 2.2 - Permeabilidad de suelos en tranques de relave.....	18
Figura 2.3 - Falla de talud aguas abajo de tranque de relave.....	20
Figura 2.4 - Deslizamiento de talud en tranque de relave en un evento sísmico [39].....	21
Figura 2.5 -Deformaciones por tensiones de corte sísmico en muro de un tranque de relave, resultado del terremoto del 27 de febrero del 2010, Región del Maule. Chile. [39]	23
Figura 2.6 - a) Tranque de relaves con aguas claras próxima al coronamiento b) falla de flujo en sentido descendente [39].....	23
Figura 2.7 - Falla en talud debido a erosión interna debido a fuga en tubería. [40]	24
Figura 2.8 - Falla de tranque de relave debido a licuación estática, Merriespruit. [41]	25
Figura 2.9 - Envolvente Mohr-S Coulomb, y círculos de Mohr. [15].....	27
Figura 2.10 - Red de flujo para un suelo con permeabilidad isotrópica. [15].....	29
Figura 2.11 - Ascensión capilar en suelos arenosos, y la variación en su grado de saturación. [15]	30
Figura 4.1 - Cargas aplicadas en una dovela [13].	39
Figura 4.2 - Esquema de una malla gruesa en dos dimensiones. [21].....	40
Figura 5.1 - Ubicación tranque de relaves Talcuna, Fuente: Google Earth	42
Figura 5.2 - Enfoque Pseudoestático para análisis de estabilidad [24]	43
Figura 5.3 - Perfil sistemático con la sismicidad en la zona central de Chile [27].	44
Figura 5.4 - Distribución granulométrica para relaves completo, arenas y lamas.	47
Figura 5.5 - Trayectorias de esfuerzos línea de estado último en ensayo triaxial monótono CIU.	50
Figura 5.6 - Curva de resistencia cíclica de la arena de relaves.	51
Figura 5.7 - Esquema de parámetros geotécnicos y geométricos.	52
Figura 5.8 - Esquema final del tranque de relaves a analizar.	54
Figura 6.1 - Características básicas del tranque.....	56
Figura 6.2 - Modelo de cálculo programa Slide 2018.	57
Figura 6.3 - Malla de elementos finitos acoplada al programa RS2.	57
Figura 6.4 - Factor de seguridad condición estática diseño original.	60
Figura 6.5 - Frecuencia de factores de seguridad.	60
Figura 6.6 - Factor de seguridad condición pseudo-estático diseño original.....	61
Figura 6.7 - Ángulo del talud aguas abajo, factor de seguridad.	63
Figura 6.8 - Factor de seguridad caso estático, condición optimizada.....	64
Figura 6.9 - Factor de seguridad, caso pseudo-estático, condición optimizada.	65
Figura 6.10 - Frecuencias de los factores de seguridad en el análisis probabilístico, caso pseudo-estático, condición optimizada.	65
Figura 6.11 - Correlación del factor de seguridad y la cohesión en el muro de arenas.....	68
Figura 6.12 - Correlación del factor de seguridad con el peso específico del muro de arenas.	68
Figura 6.13 - Correlación del factor de seguridad con el ángulo de fricción interna.....	69
Figura 6.14 - Sección de cálculo RS2.....	70
Figura 6.15 - SRF crítico, caso estático, condición actual.....	72
Figura 6.16 - SRF crítico.....	73
Figura 6.17 - Deformación horizontal y vertical respectivamente para el caso estático-diseño original.	74
Figura 6.18 - Deformación horizontal y vertical para el caso estático con su diseño original.	74
Figura 6.19 - Deformación horizontal y vertical caso pseudo-estático, diseño original.	75

Figura 6.20 - Deformación horizontal y vertical, caso pseudo estático con su diseño original.	76
Figura 6.21 - Curva de comportamiento del tranque y límite del factor de seguridad.....	78
Figura 6.22 - Variación en la geometría del tranque después de la optimización.	79
Figura 6.23 - SRF 1.88 caso estático-condición optimizada.	79
Figura 6.24 - SRF 1.22 caso pseudo-estático, diseño optimizado	80
Figura 6.25 - Deformación horizontal y vertical, caso estático, condición optimizada.	80
Figura 6.26 - Deformación horizontal y vertical caso pseudo estático - diseño optimizado.	81
Figura 6.27 - Deformación horizontal y vertical caso pseudo-estático, condición optimizada.	82
Figura 6.28 - Deformación horizontal y vertical, condición pseudo-estático, diseño optimizado.....	82
Figura 6.29 - Curva de convergencia.....	83
Figura 6.30 - Tensiones principales efectivas $\sigma'1$ y $\sigma'3$	83
Figura 6.31 - Estados tensionales cada 10[m] y envolvente de falla en el tranque de relaves.	84
Figura 6.32 - Líneas equipotenciales, línea de saturación y líneas de flujo.	86
Figura 6.33 - Caudal dentro del tranque de relaves.	86
Figura 6.34 - Velocidades de flujo en el tranque de relaves.	87
Figura 6.35 - Variación de la presión de poros en el eje central del tranque de relaves.	87

Índice de tablas:

Tabla 2.1 - Registro de fallas de tranques en Chile.....	10
Tabla 5.1 - Terremoto de diseño.....	45
Tabla 5.2 - Datos obtenidos a través de ensayos de clasificación del suelo.....	47
Tabla 5.3 - Densidades aparente de partículas sólidas e índices de plasticidad.	48
Tabla 5.4 - Resultados del Proctor estándar.	48
Tabla 5.5 - Resultados Proctor modificado.	49
Tabla 5.6 - Parámetros de resistencia al corte de la arena de relave.	50
Tabla 5.7 - Permeabilidad en suelo de fundación.....	52
Tabla 6.1 - Pesos unitarios de los materiales.[12]	58
Tabla 6.2 - Parámetros de resistencia al corte de los materiales.	58
Tabla 6.3 - Valores probabilísticos asignados al programa.	59
Tabla 6.4 - Comparación de resultados caso estático y pseudo-estático diseño original.	62
Tabla 6.5 - Factor de seguridad calculado para cada ángulo del talud.	63
Tabla 6.6 - Comparación de resultados caso estático y pseudo-estático diseño optimizado.	66
Tabla 6.7 - Comparación de resultados diseño actual con optimizado.	67
Tabla 6.8 - Parámetros de fisicomecánicos.	71
Tabla 6.9 - Parámetros hidráulicos.	71
Tabla 6.10 - Factor de seguridad asociado a cada ángulo de talud aguas abajo:	77
Tabla 7.1 - comparación de resultados diseño actual con optimizado.	89
Tabla 7.2 - Resultados diseño original y diseño optimizado.....	90

CAPÍTULO 1

Introducción:

1.1 Planteamiento del problema:

La minería en nuestro país enfrenta una serie de problemas debido al desarrollo de la industria que a lo largo de los próximos años se incrementarán. Se estima que la producción de depósitos podría duplicarse en el año 2035 [1].

En la siguiente figura, se muestra un ejemplar de un tranque de relaves, en este caso corresponde al tranque Quillayes:



Figura 1.1 - Tranque de relaves Quillayes [37]

En el caso de la extracción de sulfuros de cobre, un relave se le denomina al material restante de esta, en este proceso la diferencia en el volumen extraído entre el material recuperado para el comercio y el de relave es muy amplio, sólo el 1% se utiliza y es derivado a un proceso de refinamiento mientras que el otro 99% se somete a procesos de trituración y es llevado a tranques, embalses o montículos de suelo granular de almacenamiento. Estos residuos mineros pueden reaccionar con agua y liberar tóxicos, por esto se deben depositar de forma segura evitando filtraciones al exterior y la contaminación del agua subterránea a través de filtraciones al subsuelo salvaguardando la integridad de la población colindante y el medio ambiente.

A marzo del 2018 se han catastrado 740 depósitos de relave, distribuidos en 65 de las 346 comunas del país [2], como se muestra en la siguiente figura:

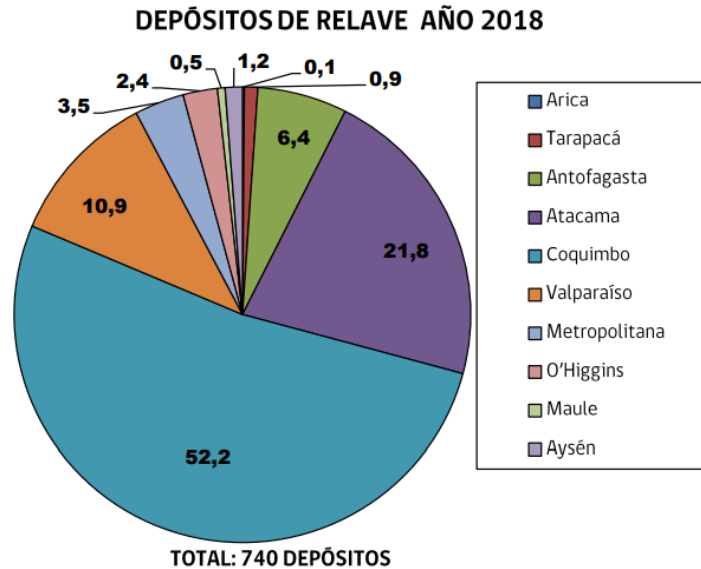


Figura 1.2 - Distribución porcentual de depósitos de relaves en el país, por región. [38]

Existen factores que exigen e incentivan la optimización del diseño y método constructivo de los tranques de relave, tales como, la demanda energética, el cambio climático, el aumento en los costos de operaciones, las nuevas exigencias legales, la preocupación por el impacto ambiental y la integridad física de la población que habita aguas abajo del tranque.

La industria minera debe abordar la estabilidad de los tranques de relaves como un aspecto fundamental, puesto que las consecuencias de los incidentes que deriva una falla en estos generan grandes pérdidas económicas para las empresas, un gran impacto en el medio ambiente y consecuencias fatales como la pérdida de vidas humanas.

Desde el punto de vista ambiental es que la estabilidad física de estos proyectos es vital, debido a que el almacenamiento de los relaves perdura en el tiempo después de que las operaciones mineras han finalizado.

Como consecuencia los proyectos de tranques de relaves se asocian a un proyecto de ingeniería que deben cumplir con las normas, leyes y códigos chilenos.

La normativa asociada a la extracción minera está controlada por la ley sobre bases generales del medio ambiente, el reglamento de seguridad minera [3]; el decreto que aprueba el reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de depósitos de relave [4] y la ley que regula el cierre de faenas e instalaciones mineras [5] que entró en vigencia en 2012, en

conjunto con el reglamento, decreto N°41 y la ley 20.819 que modifica la ley 20.551, que regula el cierre de faenas e instalaciones mineras e introduce modificaciones legales [6].

Ante la entrada en vigencia de la ley que regula el cierre de faenas e instalaciones mineras la autoridad ha considerado que la principal necesidad requerida por la industria minera es la de procurar la estabilidad a corto plazo (condiciones no drenadas) y largo plazo (condiciones drenadas) de las instalaciones remanentes debido a colapsos registrados a lo largo de la historia de nuestro país [7].

A pesar de que los tranques de relaves en Chile han tenido, en general, un buen funcionamiento y desempeño, se han presentado casos excepcionales en los que, durante una actividad sísmica o debido al exceso de agua en la cubeta que contiene los relaves, se han producido colapsos parciales o totales de estos (ver figura 1.3). Estas fallas estructurales conducen a la evaluación y comparación de sistemas de cálculos con el propósito de optimizar tanto el diseño estructural como la velocidad en la construcción y para, de ese modo, evitarlas.

A continuación, en la tabla 1.1, se muestra el registro de fallas de tranques en Chile:

Tabla 1.1 - Registro de fallas de tranques en Chile.

Mina	Tipo incidente	Fecha	Material liberado	Distancia recorrida
Pencahue	Falla del tranque durante un sismo.	27/02/10	Lodo contaminado con cianuro	Murieron 4 personas y contaminaron cursos de agua.
Cerro Negro	Falla de la pared del tranque	03/10/03	50.000 toneladas	Los desechos viajaron 20 Km aguas abajo del río La Ligua
Veta de agua N°1	Falla de la pared del tranque. Licuación durante sismo.	03/03/85	280.000 m ³	Los desechos se derramaron 5 Km aguas abajo.
Cerro Negro N°4	Falla de la pared del tranque. Licuación durante sismo.	03/03/85	500.000 m ³	Los desechos se derramaron 8 Km aguas abajo
Bellavista	Falla de la pared del tranque. Licuación durante sismo.	28/03/65	70.000 m ³	Los desechos se derramaron 800 m aguas abajo
Cerro Negro N°3	Falla de la pared del tranque. Licuación durante sismo.	28/03/65	85000 m ³	Los desechos se derramaron 5 Km aguas abajo.

El Cobre tranque nuevo	Falla de la pared del tranque. Licuación durante sismo.	28/03/65	350000 m ³	Destruyó el poblado de El cobre, murieron más de 200 personas.
El Cobre tranque viejo	Falla de la pared del tranque. Licuación durante sismo	28/03/65	1900000 m ³	Destruyó el poblado de El cobre, murieron más de 200 personas.
La patagua, tranque nuevo	Falla de la pared del tranque. Licuación durante sismo	28/03/65	35000 m ³	Los desechos se derramaron 5 Km aguas abajo.
Los Maquis	Falla de la pared del tranque. Licuación durante sismo	28/03/65	21000 m ³	Los desechos fluyeron 5 Km aguas abajo

Adaptado de [8]

Por lo anteriormente expuesto, en este trabajo se realiza una optimización de la geometría de los tranques de relaves de manera que los resultados obtenidos sirvan de guía en esta práctica de la ingeniería civil geotécnica.

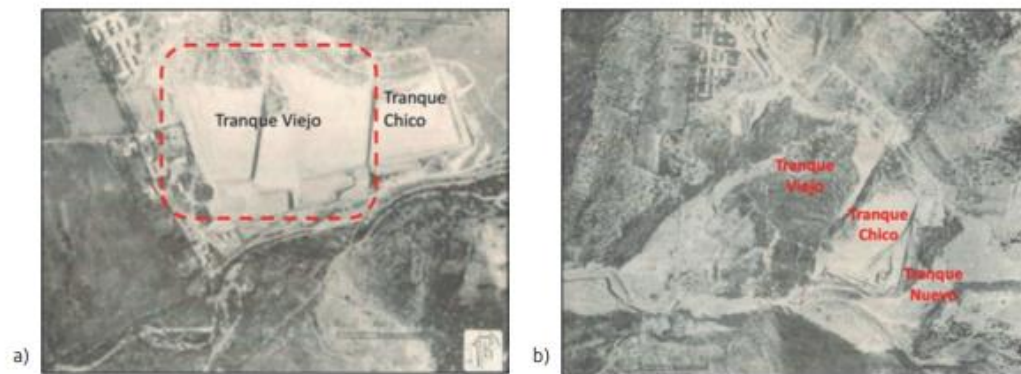


Figura 1.3 - Tranque Barahona. Terremoto del 1 de diciembre del año 1928. Región VI del libertador B. O'Higgins. [9]

1.2 Objetivos:

1.2.1 Objetivos generales:

- Realizar un análisis y comparación de la metodología de diseño de tranques entre la utilizada en Chile con la de Estados Unidos de Norteamérica, buscando una optimización del diseño estándar para nuestro país en la minería del cobre.
- Proponer ideas para crear, mejorar, y modificar el método de diseño de los tranques de relave de cobre en Chile.
- Crear o mejorar diseños de tranques de relaves que otorguen seguridad y estabilidad, reduciendo costos.

1.2.2 Específicos:

- Aplicar los conocimientos adquiridos en el estado del arte de esta investigación y en los estudios realizados en la universidad para calcular la estabilidad estructural de tranques de relave.
- Comparar y diferenciar los resultados entre los métodos de análisis tradicionales y los métodos numéricos utilizados en esta investigación.
- Identificar una metodología de diseño que sea aplicable en Chile a través de un desarrollo teórico, normativo y secuencial apoyado en la aplicación de leyes constitutivas más modernas.
- Profundizar conocimientos en el campo de las ciencias de la ingeniería geotécnica aplicada.

1.3 Metodología del trabajo

En primer lugar, se entrega información bibliografía respecto a tranques de relaves, concentrando, la elección de los trabajos, en el diseño estructural de estos, sin embargo, sólo se enfatiza en los relaves provenientes de residuos de la extracción de mineral de cobre en Chile.

El objetivo de esto es comprender lo estudiado en la universidad formando el criterio requerido para comparar la guía metodológica de diseño nacional [9] con la guía estadounidense que entrega directrices para el diseño seguro de presas (Federal Guidelines for Dam Safety Risk Management [10], Earthquake Analyses and Design of Dams, Federal Emergency Management Agency, Federal Emergency Management Agency y Technical Report Design And Evaluation Of Tailings Dams [11], Environmental Protection Agency), creando un documento base para un probable manual avanzado de diseño de tranques de relaves en Chile.

Para esto, se presentan como antecedentes las propiedades físicas y mecánicas de relaves típicos asociados a la extracción del mineral de cobre, plan de crecimiento y velocidad con la que aumenta el volumen de material en la cubeta del tranque; paralelamente se asumen los datos adquiridos de los ensayos de las arenas del relave y el muro construido con materiales de préstamo.

Se realiza el cálculo mediante métodos analíticos tradicionales (considerando cuerpos rígidos) y métodos numéricos (considerando esfuerzos y deformaciones) de factores de seguridad al deslizamiento, cálculos de asentamientos, cálculos de flujos de agua a través y por debajo del tranque de relave y un análisis pseudo – estático para el caso de sollicitación sísmica. Estos resultados se presentan de forma contrapuesta, donde finalmente se identifican y evalúan las técnicas de análisis de estabilidad de taludes.

Lo datos sobre los que se desarrolla este trabajo de título fueron consultados al servicio de evaluación ambiental [12], en donde se guardan registros y archivos de estudios del impacto ambiental de una gran cantidad de proyectos de extracción minera. Específicamente se consultó información de un proyecto minero de extracción de cobre, recuperando sus antecedentes generales, geotécnicos y el método de construcción del tranque de relaves.

1.4 Métodos de cálculo:

Los métodos utilizados pueden ser descritos de la siguiente manera:

1.4.1 Métodos analíticos:

El estudio de la estabilidad de los taludes analiza la tendencia que tienen estos a originar un movimiento de tierra sobre de una superficie preestablecida, a este acontecimiento se le denomina falla de talud.

Los métodos analíticos requieren parámetros de la resistencia al corte del suelo para arrojar resultados resolutivos, más no la relación que existe entre el esfuerzo producido en el suelo y su deformación.

Estos métodos proporcionan una solución donde la carga que produce la falla es mayor a la carga real de colapso y se basan, básicamente, en encontrar un factor de seguridad el que se define como la relación entre la resistencia al corte promedio del suelo y la resistencia al corte promedio desarrollada a lo largo de la superficie potencial de falla.

Los métodos de equilibrio límite pueden identificar un factor de seguridad igual a uno, esto se produce cuando las resistencias son iguales. Este taller de título se apoya del método desarrollado por Morgenstern y Price [13], el cual es uno de los más completos, esto se debe a que funciona para cualquier forma de una superficie de falla, presenta como hipótesis el equilibrio de momentos y de fuerzas y asume que la diferencia de inclinación de la resultante de las fuerzas laterales, producidas en una masa discretizada de suelo, que se encuentra sobre una superficie de deslizamiento, siguen una función aleatoria, a diferencia de otros métodos que la consideran constante [14].

1.4.2 Métodos con elementos finitos:

Como se dijo anteriormente, los métodos analíticos son más prácticos y a veces más sencillos, sin embargo, estos tienen como limitante que no encuentran diferencias entre un talud de un terraplén, una construcción reciente, el talud de una excavación reciente o un talud natural existente.

Para trabajar con estos métodos se deben tener como antecedentes la aplicación de los modelos constitutivos, la disponibilidad de diferentes tipos de elementos finitos (triangulares, cuadrados, isoparamétricos), los datos de laboratorio y las pruebas/ensayos in situ, las que son necesarias para definir las propiedades del suelo y de las cuales depende directamente la calidad de un buen resultado, al utilizar este método.

En estos métodos, la condición de falla es un fenómeno progresivo en el que no se presenta una falla total simultánea de los elementos antes de la falla final.

En este taller de título se cuenta con la disponibilidad de programas especializados de la E.I.C.U.V, por lo que se emplea este recurso en beneficio del desarrollo del trabajo, los programas utilizados son: Slide 2018 (métodos analíticos tradicionales) y RS2 (método de los elementos finitos).

CAPÍTULO 2

Marco Teórico:

2.1 Tranques de relave:

Los tranques de relave son obras estructuradas, cuya finalidad es contener los residuos provenientes de la industria minera y de este modo asegurar el correcto almacenamiento de relaves para evitar fugas de este material, asimismo, otra de las funciones de estas estructuras es la recuperación del agua que los relaves contienen para ser devuelta a la planta de extracción.

Estos tranques son construidos a partir de la arena de los relaves, la cual es una fuente muy económica para su construcción, por lo que, mediante este método, el volumen de depósito de relaves que se debe almacenar resulta considerablemente disminuido.

A su vez, para la construcción del terraplén se utiliza un hidrociclón, cuya función es dividir las arenas de las lamas, separando la arena para la construcción del tranque y depositando las lamas en centro de este reservorio.

Existen tres tipos de construcción de tranques, estos son ascendente, descendentes o de línea central, cada uno de estos tipos presenta diferentes características, ya sea, en cuanto a capacidad de almacenaje, cantidad de material para su construcción y los costos asociados a cada uno.

En la siguiente figura 2.1, se muestran los tres tipos de construcción:

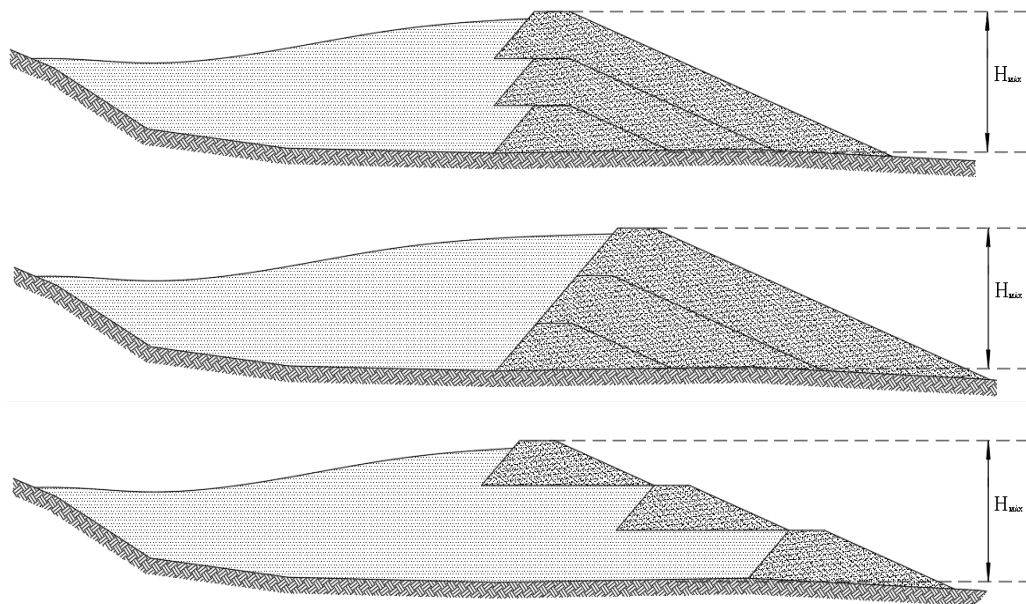


Figura 2.1 - Métodos de construcción de tranques de relave: a) Método eje central b) Método descendente c) Método ascendente

Para continuar, respecto al ámbito económico, la construcción de tranque de relaves en valles o depresiones naturales posee grandes ventajas, puesto que características naturales como lo son los costados del valle funcionan como muros de contención abaratando, de este modo, los costos; además este diseño se puede ubicar en variadas disposiciones topográficas, debido a las razones ya expuestas este diseño su uso es frecuente.

Sin embargo, la mayor problemática que presentan los tranques de relaves es su particular sensibilidad a las inundaciones, erosiones, Licuación y escorrentía, además de la inestabilidad causada por su sensibilidad al incremento de la presión intersticial dentro del tranque, como consecuencia de esto, un ligero aumento en la presión (fuera de los niveles de diseño) puede desencadenar un colapso, es por esto la importancia del control de flujos ,ya que, se debe mantener y proteger la estabilidad física de los tranques.

Cabe recalcar que además de los aspectos anteriormente expuestos, la estabilidad del tranque también depende de características geotécnicas, algunas de ellas son: la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad del relave.

Por las problemáticas ya presentadas, al momento de diseñar los tranques de relaves se requiere una interacción dinámica entre factores de la ubicación y el diseño estructural, para esto se utiliza información de las características geotécnicas de los relaves, materiales de construcción a disposición, especificaciones del sitio, topografía, geología, hidrología y sismicidad.

Uno de los grandes retos que presenta el diseño de tranques es el mantenimiento de la superficie freática, esta superficie es en donde la presión del fluido y la presión atmosférica son iguales, por tanto, si el diseño presentara fallas en este aspecto podrían presentarse graves consecuencias. Con el fin de evitarlas se mantiene la capa freática lo más baja y alejada posible de la cara aguas arriba del tranque y para lograr esto se aumenta la permeabilidad o conductibilidad hidráulica cercana al tranque con el objetivo de que las líneas de flujo sean pequeñas, evitando así que causen erosión (piping).

Para evitar lo anteriormente señalado se utiliza una técnica de reducción de presiones intersticiales dentro de la cubeta del tranque, que es la más utilizada en Chile, la cual consiste en usar zanjas y drenes en la base del tranque, este método permite que el transporte de agua bajo el tranque sea continuo, sin acumulación de agua bajo este, de esta forma se evitarán incidentes.

En la siguiente figura, se muestra la distribución de sectores y su permeabilidad:

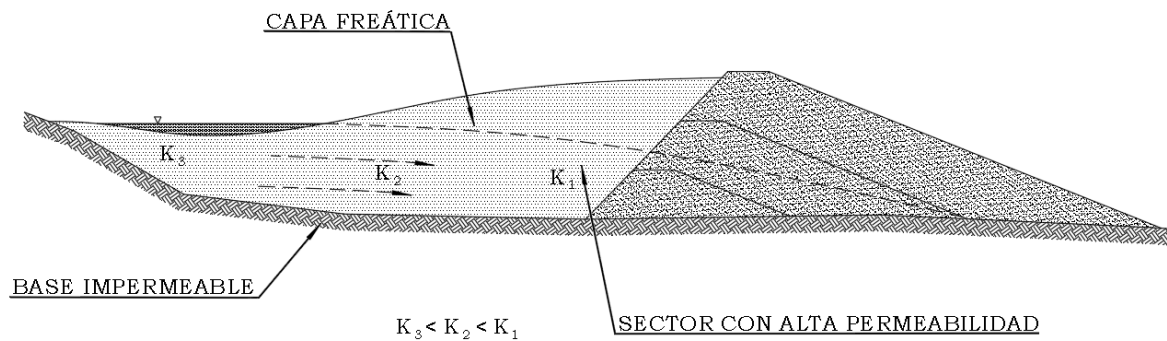


Figura 2.2 - Permeabilidad de suelos en tranques de relave.

2.2 Variables en el diseño de tranques de relaves:

Las variables del diseño de los tranques de relaves están condicionados a la mecánica de suelos convencional, por lo que, mediante pruebas de laboratorio aplicadas a muestras de relaves se determinan los parámetros geotécnicos similares a los que tendrán los relaves encontrados en la producción normal de la planta de extracción.

Las propiedades de relaves que tienen repercusiones en el diseño, estabilidad y drenaje de los tranques de relave son: Densidad relativa, permeabilidad, plasticidad, compresibilidad, consolidación, resistencia al corte y parámetros de cohesión.

A continuación, se presentan los parámetros a considerar en el diseño de tranques de relave:

2.2.1 Pruebas geotécnicas

Las pruebas geotécnicas en los suelos son realizadas con el objetivo de determinar el contenido del agua, la distribución del tamaño del grano, consolidación, resistencia al corte y permeabilidad, mientras que, paralelamente, para las pruebas realizadas en rocas es necesario conocer primordialmente la resistencia al corte y la permeabilidad.

2.2.2 Suelo de fundación

De la resistencia del suelo de fundación depende directamente de la estabilidad estructural del tranque de relaves, por lo que el estudio geotécnico al suelo de fundación es primordial.

Este estudio se enfoca en la identificación de posibles rellenos de suelo débil, análisis de resistencia al corte, reconocimientos de depósitos de arcilla que debilitan el área de fundación y posibles asentamientos del terreno que causen grietas en los tranques y que, a causa de esto, se produzcan filtraciones.

2.2.3 Sismicidad

Para el diseño de los tranques se recomienda tomar en consideración la actividad sísmica del sector de emplazamiento, es por esto que, para determinar los efectos que podría traer un sismo en el área, se recurre a información tectónica y a registros históricos de actividad sísmica en sitios cercanos al lugar de emplazamiento.

El método de análisis que determina los parámetros de diseño sísmico requiere enlazar la actividad sísmica junto con su incidencia en el epicentro y analizar los cambios de intensidad del sismo en el medio de propagación.

2.3 Análisis de estabilidad

Cuando un tranque de relaves, sin la necesidad de obras anexas ni medidas extracurriculares, mantiene durante y después del proceso de extracción minera, un esfuerzo y deformación ante cargas estáticas o dinámicas sin cambios, se dice que es estable y como consecuencia mantiene la seguridad del medio ambiente y de las personas.

La inestabilidad de taludes se puede desencadenar debido a un diseño fallido, defectos en la construcción y/o deficiencias en la operación, lo que tendría consecuencias en diversos factores, como: Un aumento en el grado de saturación del talud, la variación de la posición del nivel freático en relación al considerado en el diseño, como consecuencia de lluvias intensas o condiciones hidrogeológicas extraordinarias, condiciones hidrológicas e inexistencia o inadecuado funcionamiento del sistema de drenaje basal y/o mal manejo de la laguna de "aguas claras", entre otros.

Otros factores que comprometen la estabilidad del proyecto son: La disminución de la resistencia del material que conforma el talud en condición saturada, la presencia de una capa de baja resistencia en el muro resistente asociado al depósito de capas de arenas de relave mal ciclonadas con un alto porcentaje de partículas finas generadas por problemas constructivos y/u operacionales, geometría

inadecuada de muro resistente, investigación geotécnica deficiente o inapropiada caracterización del suelo de fundación.

En la siguiente figura, se muestra un esquema de superficie de falla en el talud aguas abajo de un tranque de relave:

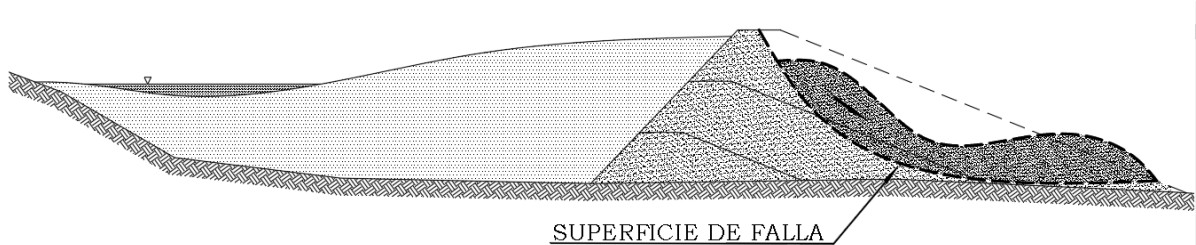


Figura 2.3 - Falla de talud aguas abajo de tranque de relave.

2.4 Fallas en tranque de relaves

Las fallas en un depósito de relaves se producen cuando uno o más factores no se cumplen correctamente.

Estas se clasifican en dos:

En primer lugar, tenemos la Rotura activa, la cual es una falla que se genera en un depósito activo, entendiendo que se califica como activo cuando este se encuentra recibiendo relave al momento en que ocurre el incidente y luego tenemos la Rotura inactiva, la cual, a diferencia de la anterior, es una falla que se genera cuando el depósito se encuentra inactivo, es decir, que al momento de ocurrir el incidente este no se encuentra recibiendo relaves.

Estas fallas se nombran y clasifican de la siguiente manera:

2.4.1 Licuación sísmica:

Las actividades sísmicas, en caso de tranques de relaves no bien diseñados, construidos u operados inadecuadamente pueden generar un aumento de las presiones intersticiales, imposibilitando la rápida disipación de estas con relación al intervalo en que se carga. Este aumento trae como consecuencia la anulación parcial o total de los esfuerzos efectivos, y por esto, la resistencia al corte en las arenas es igualmente intensamente afectada. Esta baja resistencia ante esfuerzos inducidos sísmicamente genera deformaciones que pueden provocar el colapso de la estructura.

En la siguiente figura 2.4, se muestra un deslizamiento de talud en un tranque en el momento de un evento sísmico:



Figura 2.4 - Deslizamiento de talud en tranque de relave en un evento sísmico [39]

Esta condición en donde aumenta la presión intersticial generada por las acciones sísmicas es a lo que llamamos licuación sísmica. En nuestro país la licuación sísmica ha sido generada fundamentalmente por los siguientes factores:

- Ineficiente compactación mecánica aplicada en la construcción del muro de empréstito.
- Métodos aguas arriba, se observaron fallas por licuación en la base de los muros resistentes debido a lamas no consolidadas.
- Arenas con un alto contenido de limos ocasionados por los deficientes sistemas de ciclonado y depósitos empleados.
- Laguna de aguas claras cercanas al coronamiento del tranque de relaves. Este exceso de agua fue el desencadenante del incremento de las presiones intersticiales durante el sismo.
- En un evento sísmico en donde la estabilidad mecánica del tranque se quiebra, las tensiones de corte inducidas en este evento son superiores a la resistencia no drenada del material.

2.4.2 Deformaciones sísmicamente inducidas

Las deformaciones inducidas por sismos ocasionan desplazamientos a través de grietas progresivas en los tranques de arenas de relaves que pueden ocasionar una disminución de la revancha y el coronamiento de este, lo que es muy importante debido a que compromete la seguridad del tranque y su capacidad.

Si al momento de un incremento de la presión intersticial inducidas por cargas, las arenas del tranque presentan un comportamiento dilatante, se podría generar un fenómeno llamado movilidad cíclica, el que muestra que inicialmente en un caso sísmico el material presentaría pequeñas deformaciones, sin embargo, esta deformación incrementaría progresivamente y considerablemente, esto demuestra que las fallas (por overtopping) que podrían ocasionarse dependen directamente de la magnitud de las deformaciones.

En estudios aplicados a tranques, posterior a sismos, se identifican los siguientes casos de deformaciones inducidas sísmicamente:

- Deformaciones debido a esfuerzos de tracción:

Se producen debido al bajo confinamiento en el coronamiento del tranque combinado con la ampliación de las aceleraciones que se producen en el. Estas deformaciones se presentan en forma de grietas longitudinales, con algunos metros de profundidad.

Estas grietas no necesariamente crean un problema basado en el desborde del material acumulado en la cubeta.

- Deformaciones por esfuerzos de corte sísmicas:

Si la aceleración sísmica sobrepasa la aceleración que genera una condición de equilibrio límite en el talud del muro del tranque, se pueden producir deslizamientos, estos producen grietas de ancho entre 0.1 [m] a 1 [m] y forman una pendiente en la zona superior de la superficie de falla. La magnitud de este deslizamiento depende de la duración del sismo y del número de ciclos en donde la aceleración sísmica es mayor a la condición de equilibrio límite.

En la siguiente figura, se muestra una deformación producida por esfuerzos de corte sísmico:



Figura 2.5 -Deformaciones por tensiones de corte sísmico en muro de un tranque de relave, resultado del terremoto del 27 de febrero del 2010, Región del Maule. Chile. [39]

2.4.3 Rebose (overtopping):

Este mecanismo de falla se produce cuando el volumen de lamas excede la capacidad del depósito y/o cuando el espejo de agua se encuentra muy cercano a la revancha, lo que se genera por precipitaciones intensas, en donde no se cuenta con un proyecto hidráulico para una correcta evacuación de aguas provenientes de la escorrentía superficial, también se puede producir por un error en la operación del ciclonado de un depósito de relaves, otro factor influyente pueden ser vientos, sismos o deslizamientos de taludes en el interior de la cubeta.

En la siguiente figura 2.6, se presentan imágenes de fallas asociadas a un rebose:



Figura 2.6 - a) Tranque de relaves con aguas claras próxima al coronamiento b) falla de flujo en sentido descendente [39]

Este fenómeno puede producir dos escenarios de falla los cuales están condicionados por lo siguiente:

- Si la laguna, producto de este fenómeno logra estar en contacto con el tranque resistente, el nivel del agua o capa freática aumenta al interior de este, iniciando así, una pequeña zona de ruptura que comienza desde el pie del talud, por otra parte, simultáneamente, el aumento en las presiones intersticiales podría, eventualmente, generar un mecanismo de falla por licuación estática.
- Si el nivel de agua aumenta al punto que sobrepasa la revancha se puede generar un rebalse, este fenómeno ocasionaría una zona, que, afectada por el flujo, conduciría a un colapso parcial o total del depósito en dirección aguas abajo.

2.4.4 Erosión interna (piping):

Se le conoce como erosión interna o *piping* al fenómeno que ocurre cuando un arrastre progresivo de partículas finas se produce dentro del tranque de relaves (Ver figura 2.7).

Para que este fenómeno ocurra se deben presentar tres factores:

- Material con alta dispersividad y plasticidad.
- velocidades de flujo elevadas.
- aumento en las presiones intersticiales.



Figura 2.7 - Falla en talud debido a erosión interna debido a fuga en tubería. [40]

2.4.5 Licuación estática

La licuación estática y sísmica presentan una característica similar, lo que las diferencia son el factor que la producen, el cual es:

- Excesiva velocidad de crecimiento del depósito lo que genera: Un aumento en la presión intersticial, un incremento espontáneo en el nivel freático y un esfuerzo de corte estático excesivo en la superficie de falla.

En consecuencia, una falla de este tipo es el colapso representado a través de grandes deformaciones producidas por la baja resistencia al corte.



Figura 2.8 - Falla de tranque de relave debido a licuación estática, Merriespruit. [41]

2.5 Conceptos importantes de la mecánica de suelos:

2.5.1 Resistencia cortante en un suelo

La clave para el diseño de un proyecto geotécnico es la realización de la comparación, en cualquier punto del proyecto, entre la resistencia cortante en una masa de suelo y la resistencia solicitante, es decir, verificar que no se alcanza el punto más alto en la curva de esfuerzo deformación del material.

Mohr en 1900, propuso una teoría sobre la ruptura de los materiales, en donde planteó que la tensión de corte en un elemento del material es una función de los esfuerzos normales en ese plano. Lo anterior quiere decir que la falla en los materiales se produce bajo una combinación crítica de esfuerzos normales y esfuerzos de corte, además planteó que esta relación se puede representar a través de una herramienta a la que se le llama círculo de Mohr, que corresponde a una curva circular que representa el estado tensional, bajo cualquier combinación de tensiones normales, que experimenta un suelo.

La tensión de corte resistente en un suelo depende de la cohesión del suelo y del esfuerzo efectivo, esta última corresponde a la tensión total que experimenta un suelo menos la presión de poros existente en este, en otras palabras, corresponde a la tensión experimentada por el contacto entre los sólidos de un suelo.

Para determinar la tensión de corte, primero, se deben conocer los parámetros de cohesión (c) y el ángulo de fricción interna de un suelo (φ), el cual, depende del tamaño de los granos, su forma, su distribución granulométrica y la densidad del suelo. Estos parámetros se determinan a través de diversos ensayos y estudios de una masa del suelo.

Coulomb, presentó la relación entre estos parámetros, conocida como la envolvente de resistencia de Mohr-Coulomb, que se expresa de la siguiente manera:

$$\tau = c + \sigma' * \tan (\varphi) \quad (1)$$

donde:

σ' = Esfuerzo efectivo normal en el suelo

En la siguiente figura 2.9, es posible visualizar tanto la envolvente de falla representada a través de la línea “ fh ”, como el círculo de Mohr, representado por la semicircunferencia de radio ad .

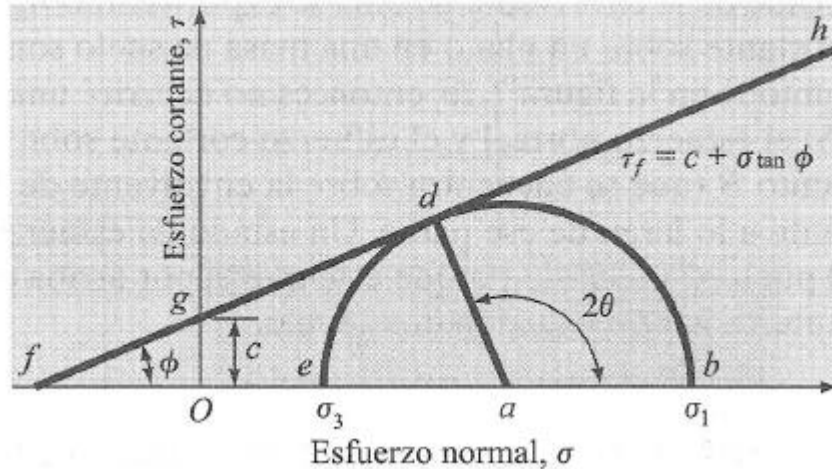


Figura 2.9 - Envolvente Mohr-S Coulomb, y círculos de Mohr. [15]

De esta figura se desprende que, en un estado tensional donde el círculo se encuentre por debajo de la envolvente de falla, no se producirá la falla en el suelo, mas, por el contrario, si lo intercepta, se encontrará en el límite entre la falla y la estabilidad. Además, no es posible un círculo de Mohr que sobrepase la línea, puesto que el material ya habría fallado.

2.5.2 Flujo de agua:

El estudio del flujo de agua a través de un suelo es necesario para estimar la cantidad de infiltración subterránea, el análisis de aumento en la presión de poros, el nivel freático, etc.

En los vacíos de una masa de suelos, se puede encontrar agua, la cual fluye de puntos de alta energía a puntos de baja energía, tal y como las leyes de la hidrodinámica lo indican. Esto se puede describir a través de la ecuación de Bernoulli, que describe la energía total del agua a través de la siguiente ecuación:

$$h = \frac{u}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z \quad (2)$$

Donde;

h = energía total del agua en un punto

u = presión de poros

γ = peso específico del agua

v = velocidad del agua

z = energía potencial gravitatoria

Aunque el flujo de agua se produzca en suelos con alta capacidad de filtración, las velocidades del agua dentro de este no son capaces de disponer de energía suficiente para ser considerada dentro de la ecuación de Bernoulli; es decir, la componente cinética de la energía del agua dentro del suelo es despreciable, por lo que la ecuación 2 queda expresada de la siguiente manera:

$$h = \frac{u}{\gamma} + z \quad (3)$$

Al igual que en cualquier fenómeno energético, cuando un elemento debe cambiar de un estado de mayor a menor energía, manteniendo el equilibrio energético, debe existir una pérdida de carga; en mecánica de suelos al igual que en hidráulica, a esta se le llama gradiente hidráulico, y está definido como la diferencia de energía que se desarrolla en una distancia L y se expresa de la siguiente manera:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (4)$$

Donde;

i = Gradiente hidráulico

Δh = Pérdida de energía

Para los suelos arenosos, limosos y arcillosos, que se encuentran en el tranque de relaves, la velocidad del flujo es proporcional al gradiente hidráulico, esto quiere decir, que este puede ser un parámetro de medición de velocidades excesivas del agua dentro de un suelo.

Henri Philibert Gaspard Darcy en 1856, describió a través de la siguiente ecuación, aplicada para arenas limpias, que el gradiente hidráulico se relaciona con la velocidad del flujo dentro del suelo a través de un coeficiente de permeabilidad:

$$v = ki \quad (5)$$

Donde;

k = coeficiente de permeabilidad.

v = Velocidad del flujo dentro de una masa de suelo.

Para determinar el comportamiento del flujo de agua, se utiliza la ecuación de continuidad de Laplace, la cual, a través de ecuaciones diferenciales, es capaz de relacionar como varía un flujo de masa constante e incompresible, dentro de un volumen de control. Esta ecuación, es capaz de expresar que, en un suelo, existen dos tipos de líneas: equipotenciales y de flujo.

Además, a través de esta ecuación se puede conocer: el nivel freático, la velocidad del flujo, el caudal dentro del suelo, etc. Estas características son esenciales para el análisis completo del flujo del agua dentro de un suelo.

En la siguiente figura 2.10, se presenta una red de flujo, en la que se muestran tanto líneas de flujo como líneas equipotenciales:

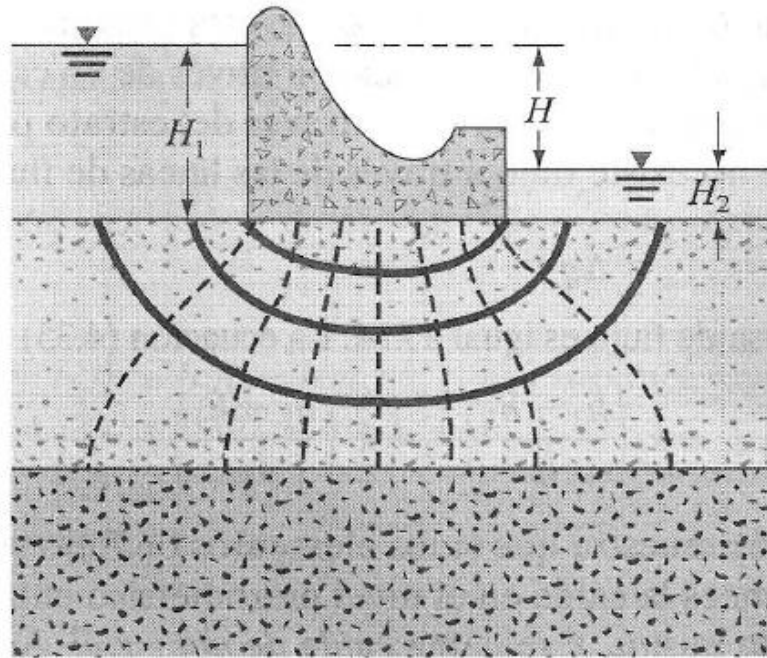


Figura 2.10 - Red de flujo para un suelo con permeabilidad isotrópica. [15]

En esta figura, es posible visualizar las líneas de flujo (continuas) que se mueven bajo un tranque, las cuales representan las trayectorias que experimenta el agua a través del suelo.

También es posible visualizar las líneas equipotenciales (líneas segmentadas), las cuales representan las zonas en la que la energía potencial, definida en la ecuación (2), es constante.

2.5.3 Ascensión capilar en suelos arenosos:

Los vacíos en un suelo arenoso actúan como secciones de tubos capilares, donde, a través de la tensión superficial del agua se produce una ascensión capilar.

En la siguiente figura 2.11, se muestra el efecto de la capilaridad en un suelo arenoso y el grado de saturación que presenta este:

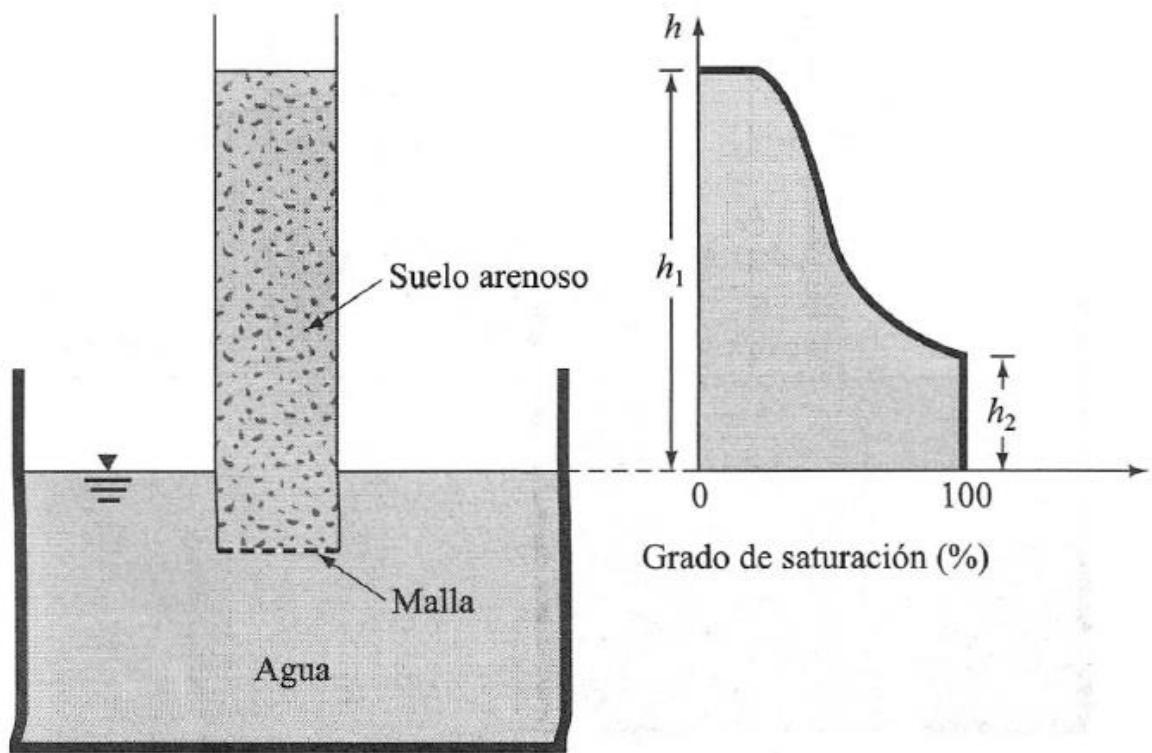


Figura 2.11 - Ascensión capilar en suelos arenosos, y la variación en su grado de saturación. [15]

De esta figura, se extrae lo siguiente: El grado de saturación varía conforme se alcanza la totalidad de saturación del suelo, esto se debe a que, al ser un suelo heterogéneo, en donde hay tubos capilares más delgados que otros, sólo en estos se experimenta una ascensión del agua a un nivel más alto que los demás.

La presión, en cualquier punto sobre la línea en donde el agua está sujeta a la presión atmosférica, será negativa, esto tiene como consecuencia, que las tensiones efectivas dentro del suelo aumenten, y su vez, la resistencia al corte del suelo.

CAPÍTULO 3

Revisión bibliográfica:

3.1 Normas y Decretos en Chile

Los documentos válidos en Chile se dividen en leyes, normas y/o decretos, dentro de los cuales se presentan recomendaciones y requisitos para el diseño de tranques de relaves.

3.1.1 Decreto supremo 248:

El siguiente resumen del reglamento está específicamente enfocado en los contenidos relacionados con la estabilidad física.

El objetivo del decreto N°248 [5] es reglamentar los requisitos que permitan la aprobación del diseño de un proyecto y posterior cierre de los tranques de relaves.

Artículo 14:

m) Para aprobar un proyecto de tranques de relaves se requieren los siguientes parámetros geotécnicos:

- Resistencia al corte
- Compresibilidad
- Permeabilidad
- Granulometrías
- Pesos unitarios
- Pesos específicos
- Plasticidad

n) Los sistemas de instrumentación de los tranques de relaves tienen la función de controlar y monitorear los ya nombrados, por lo que deben medir, por lo menos, las siguientes variables de diseño:

- Presión de poros
- Niveles freáticos
- Desplazamientos
- Asentamientos
- Filtraciones
- Aceleraciones sísmicas

o) El decreto ordena por fases los estudios sismológicos que debe contener el diseño. Este orden está basado en la importancia de cada fase.

A continuación, se presentan las fases:

Fase I: Simulación de estabilidad estática (Análisis pseudoestático) asumiendo Licuación total de los relaves de la cubeta.

Fase II: Simulación de estabilidad estática (Análisis pseudoestático) con determinación simplificada de las presiones de poros. El factor de seguridad resultante del cálculo de las fases anteriores no debe ser menor de 1.2. Para el caso de depósitos pequeños (con muros menores de 15 metros de alto) cumplida esta condición, no será necesario cumplir la fase III.

Fase III: Análisis dinámicos basados en ensayos de propiedades dinámicas de los suelos, incluyendo cálculos de desplazamientos, como el método de Newmark.

Fase IV: Análisis para condición de cierre, incluyendo eventos solicitantes máximos.

p) El sismo de diseño considerado debe obtenerse a partir de las estadísticas de las zonas sismogénicas de la región y estimar la aceleración máxima respectiva en la zona de emplazamiento del depósito.

Art 48:

La laguna de aguas claras debe mantenerse, en lo posible, lo más alejada del muro de contención para evitar el exceso de agua en este, especialmente si su permeabilidad y densidad son bajas, esto con el objetivo de evitar su saturación y el eventual aumento de la presión de poros, que podría desencadenar el colapso del tranque, es por esto la gran importancia de la eliminación o reciclado de las aguas claras del depósito.

Art 49:

La revancha en los depósitos de relaves debe ser, como mínimo de un metro, independiente de los fenómenos climáticos que podrían exigir una mayor revancha.

Art 50:

El coronamiento debe tener un ancho que asegure la estabilidad del muro, el cual requiere una anchura mínima de dos metros.

Art 53:

El muro de contención o prisma resistente debe contar con un sistema drenante en su base.

Art 54:

El muro de inicio o muro de partida debe tener una altura mínima equivalente a 1/10 de la altura final del muro de contención proyectado con un mínimo de 2 metros de altura. El muro de inicio debe contar con un sistema de impermeabilización en su coronamiento y en su talud interno.

Art 55:

En el caso de un tranque de relaves, la fracción más gruesa de arena debe estar constituida por no más de un 20% de partículas menores de 200 mallas.

3.1.2 Ley 20.551

Esta ley regula el cierre de las faenas de la industria extractiva minera, a través de un plan de cierre.

Esto quiere decir que esta ley considera medidas estabilizadoras para los tranques de relaves que ya no operan, entre estas se encuentran:

- Estabilización
- Perfilamiento
- Reforzamiento o sostenimiento de taludes.

Para el cierre de la faena se realiza un sellado del depósito.

Esta ley no presenta ningún requisito que obligue a modificar el diseño, puesto que, en el cierre, no es posible modificar el diseño.

3.2 Estudios asociados a estabilidad física

3.2.1 Guía metodología para evaluación de la estabilidad física de instalaciones mineras remanentes [9]:

El objetivo principal de esta guía consiste en desarrollar una guía técnica, para evaluar y asegurar la estabilidad física en la mediana y gran minería en Chile.

Con el objetivo de seleccionar un método adecuado para la evaluación de la estabilidad física, esta guía propone analizar y caracterizar diversos antecedentes del tranque de relaves para, finalmente, agruparlas por fases.

- **Fase I:** Establecer el potencial de impacto al ambiente. Este potencial de impacto depende de la magnitud del depósito, expresados en su altura, capacidad volumétrica y distancia en la cual se podrían transportar los residuos ante un eventual colapso.
- **Fase II:** Establecer el potencial de ocurrencia de falla. Este potencial depende de los factores que tienen relevancia en la generación de mecanismos de falla. Como son el tipo de construcción del depósito, configuración geométrica aprobada en el plan de cierre, en el muro de empréstito, curvas granulométricas y plasticidad de la fracción fina, materiales empleados en la construcción del tranque, calidad del suelo de fundación, antecedentes analizados de instrumentación monitoreo (nivel freático, grado de saturación, operación en el sistema de drenaje, análisis de acelerógrafos, análisis de inclinómetros), caracterización sísmica para la condición de cierre, estimación de crecidas la condición de cierre e implementación de medidas para asegurar la estabilidad física en la etapa de cierre.
- **Fase III:** Categorías de métodos para la evaluación de estabilidad física en depósitos de residuos masivos mineros. Para determinar los métodos de evaluación se utilizan los resultados obtenidos en la fase I y II, esta categorización se separa en tres categorías: simplificado, intermedio y complejo.
- **Fase IV:** Métodos recomendados para evaluar la estabilidad física en depósitos de residuos mineros para las etapas de evaluación de cierre y post cierre. Una vez determinada la categoría del método de análisis (simplificado, intermedio o complejo), se selecciona el método de análisis de acuerdo con la categoría determinada en la fase III. Los mecanismos de falla para depósitos de relaves son: licuación sísmicamente inducida, estabilidad de taludes y licuación estática. Los métodos de cálculo recomendados son: métodos de equilibrio límite estático y pseudoestático, análisis de deformaciones por métodos simplificados, métodos numéricos, métodos semi-empíricos basados en correlaciones con ensayos in-situ y métodos semi-empíricos basados en correlaciones con ensayos de laboratorio.

3.3 Normas y decretos en Estados Unidos:

El diseño de los tranques de relaves en Estados Unidos responde a las guías planteadas por ICOLD (International Commission On Large Dams) y USSD (United States Society on Dams), por otra parte, la FEMA (Federal Emergency Management Agency) desarrolló ciertas recomendaciones para el diseño de estos tranques. Cabe destacar, que ninguna de estas guías es obligatoria, sin embargo, son generalmente utilizadas para la realización de proyectos mineros.

A continuación, se muestran dos de las principales bibliografías consultadas que guardan relación con la estabilidad física.

Federal Guidelines for Dam Safety, Federal Emergency Management Agency, 2004 (FEMA 93) [10]:

Este texto plantea recomendaciones para las ejecuciones a realizar por los propietarios de la represas.

Technical Report Design and Evaluation of Tailings Dams, Environmental Protection Agency, 1994 (EPA-1994) [11]

Este texto plantea características técnicas que debe cumplir el diseño y la construcción de los tranques de relaves.

A continuación, se presentan los conceptos principales de dos informes, los cuales, al igual que en la sección de normas chilenas, guardan una estrecha relación con la estabilidad física de los tranques de relaves:

a) Federal Emergency Management Agency, 2005 (FEMA 65) [16]:

Este texto entrega recomendaciones para el diseño sísmico de tranques y embalses.

Al igual que las recomendaciones mencionadas en la metodología de diseño de tranques de relaves en Chile, el alcance de un estudio de riesgo sísmico depende de la sismicidad de la región donde se emplazará el tranque, los tipos de tranques involucrados y la consecuencia de la falla de uno de estos.

El primer requerimiento para establecer el diseño sísmico de un tranque determina dos consideraciones. La primera está enfocada en las consideraciones sísmicas y la segunda en la función operacional del tranque.

El primer requerimiento para establecer el diseño sísmico de un tranque establece dos consideraciones. La primera está enfocada en las consideraciones sísmicas y la segunda en la función operacional del tranque.

El segundo requerimiento establece que se debe calcular la respuesta de la estructura, utilizando una estructura idealizada y relacionando la interacción de esta con el suelo y el agua estancada.

Las respuestas del tranque, ante las sollicitaciones tanto estáticas como sísmicas, deben ser calculadas considerando las limitaciones, incertidumbres y suposiciones que se presentan en estas; además, en los estudios detallados se debe tener en cuenta la respuesta dinámica de la estructura, la amortiguación de esta y su repuesta no lineal.

Al igual que en las recomendaciones propuestas por la guía de estabilidad física chilena los parámetros, a considerar, para representar los eventos sísmicos son los datos de aceleración

máxima, velocidad y desplazamiento del suelo utilizando registros históricos, relaciones entre la magnitud del sismo y su distancia al epicentro.

En esta guía, las medidas recomendadas para un diseño seguro son las siguientes:

- Remover capas de suelo susceptibles a asentamientos excesivos en el suelo de fundación.
- Usar un muro de partida, en toda la extensión del tranque, plástico y resistente a la erosión.
- Usar líneas de drenaje para evitar transporte de suelo erosionado y evitar la saturación.
- Utilizar una revancha para evitar fallas por “*overtopping*”.
- Correcta compactación en el muro de partida.
- Utilizar una revancha para asegurar la serviciabilidad ante asentamientos o movimientos en la coronación del tranque.

b) Materiales para presas de tierra. [17]

Las recomendaciones aplicadas en los tranques se dividen según sus mecanismos de falla:

Resistencia al corte:

Establece que, para la construcción de un tranque tipo aguas abajo, el talud externo debe estar limitado por la relación 2.5H:1V.

Compresibilidad:

Establece que se debe evitar la construcción del muro de arenas con humedades cercanas a la óptima según el ensayo de Proctor Normal, además, se recomienda que la curva granulométrica para el muro de arenas y relaves sea gradual.

Sismo:

Recomienda el contenido de finos en los muros de arena, puesto que, al contenerlos, han presentado una respuesta sísmica positiva [18].

Licuación:

Se recomienda, evaluar la deformación en el tranque de relaves cuando el factor de seguridad contra la Licuación sea menor a 1.5 y/o cuando la aceleración sísmica alcance valores por sobre los 0.15g.

3.4 Comparativa entre normativas:

Al Estudiar las normativas entre Estados Unidos y Chile encontramos diferencias evidentes, ya que, mientras en Chile existen leyes y decretos que establecen obligaciones y regulan las mineras, en Estados Unidos esto no sucede, puesto que, no se establecen reglamentos, sino recomendaciones, que, si bien se utilizan mayoritariamente, la responsabilidad recae en el ingeniero que firma el diseño.

Además, otra de las diferencias que podemos encontrar es que en las guías de Estados Unidos se proponen métodos de análisis de estabilidad que, aunque Chile cuenta con ellos, no acostumbra a utilizarlos. Entre estos métodos se encuentran la realización del diseño estudiando la rigidez, amortiguación y desempeño del tranque a través de un registro sísmico, a diferencia de Chile que se realizan bajo un análisis pseudo-estático.

Por otra parte, también es posible detectar semejanzas entre las normativas chilenas y las recomendaciones estadounidenses, debido a que ambas cuentan con diversas recomendaciones básicas para el diseño de los tranques, los cuales buscan independizarse de modelos de cálculos que provoquen errores causados por hipótesis incorrectas y asignaciones de parámetros resistentes inexactos, además, estas recomendaciones fijan su atención en las características más importantes del diseño, cuyo inicio parte desde su estructuración.

CAPÍTULO 4

Programas a utilizar:

4.1 Slide 2018:

Slide 2018 es un programa en dos dimensiones, cuya función es analizar la estabilidad de los taludes a través del método de equilibrio límite, además cuenta con un análisis probabilístico y se utiliza para todo tipo de suelos, taludes rocosos, terraplenes, tranques de tierra y muros de contención [19].

El anteriormente nombrado, método de equilibrio límite es la técnica utilizada en el programa Slide 2018, cuya función es determinar la estabilidad de un talud a través del factor de seguridad que se obtiene al comparar las fuerzas que provocan un movimiento con las que se oponen a este, esto se realiza utilizando las leyes de equilibrio de la estática. Las incógnitas del problema de equilibrio superan en número a las ecuaciones disponibles para su determinación, debido a esto, los métodos de equilibrio límite proveen supuestos que entregan las ecuaciones faltantes con el fin de presentar una única solución.

La desventaja de este método se encuentra en que se basa en los principios de estática, prescindiendo del fenómeno de la relación entre deformación y esfuerzo.

Este método considera dos supuestos:

- La superficie de falla donde ocurrirá el deslizamiento se asume para, posteriormente, realizar el cálculo de equilibrios en esta, determinando el factor de seguridad inherente a la superficie escogida.
- Se considera un comportamiento de los suelos rígido.

Para calcular la estabilidad del tranque existe una gran cantidad de metodologías, estas se dividen en dos: En primer lugar, las simplificadas, las cuales consideran el equilibrio de fuerzas, entre las que se encuentran Bishop y Janbu, y luego, las rigurosas, las cuales consideran equilibrios de fuerzas y momentos, entre las que se encuentran Spender y Morgenstern-Price, aunque, la diferencia en los factores de seguridad que entregan, estas metodologías, es baja.

Este método, debe encontrar la solución en el equilibrio de fuerzas y momentos en cada una de las dovelas, las cuales son tramos verticales individuales de la masa de falla y cuya función es discretizarla.

La diferencia entre este y los otros métodos, es que considera la inclinación de la fuerza resultante entre las dovelas, utilizando una función para ser determinadas. El porcentaje de participación de la función requerida para satisfacer las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos es calculado mediante iteración. [20]

Los supuestos que introducen a este método para calcular el equilibrio límite son:

- Los planos de las dovelas son siempre verticales
- La línea de acción del peso de la dovela pasa por la mitad del segmento inferior de este.
- La resultante de la fuerza normal en el segmento inferior de la dovela pasa por la mitad de este.
- La inclinación de las resultantes de las fuerzas entre dovelas es diferente en una dovela.

En la siguiente figura 4.1, se muestran las fuerzas aplicadas en una dovela

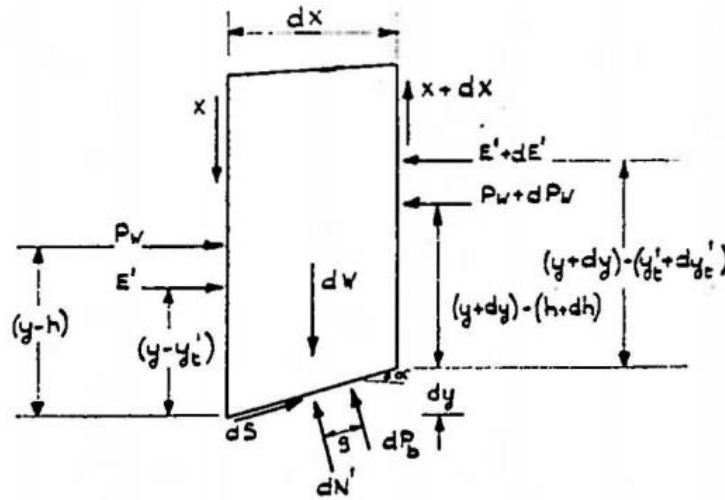


Figura 4.1 - Cargas aplicadas en una dovela [13].

Donde,

- E' = Empuje lateral entre dovelas en términos de tensión efectiva
- X = Corte vertical entre dovelas
- dW = Peso de la dovela
- P_w = Resultante de la presión del agua actuando entre dovelas
- ∂P_b = Presión del agua en la base de la dovela
- $\partial N'$ = Presión efectiva normal
- ∂S = Corte actuando a lo largo de la base de la dovela
- α = Inclinación de la base de la dovela respecto con la horizontal.

4.2 RS2:

RS2 es un programa de elementos finitos en dos dimensiones diseñados para la resolución de problemas asociados a la estabilidad y esfuerzos de suelos y rocas.

La estabilidad del talud se determina analizando los esfuerzos con la herramienta *shear reduction method*, por otra parte, para este caso el análisis dinámico se realiza mediante la aplicación de cargas pseudo-estáticas.

La resolución de las ecuaciones diferenciales derivadas de la ecuación de la continuidad que explica el comportamiento de este tranque recurre al método de elementos finitos como una solución a estos problemas. Este método consiste en resolver el comportamiento de elementos pequeños del problema total, de esta forma el problema se discretiza y se utiliza una aproximación numérica. Estos elementos se conectan entre sí a través de nodos, donde las variables vectoriales se aplican y los valores obtenidos de las ecuaciones de comportamiento son interpolados en cada nodo adyacente, de esta forma, el problema se encuentra completamente conectado.

Este método ordena las ecuaciones del problema en matrices, cuya relación es $[K]\{D\} = \{R\}$, donde $\{R\}$ es un vector de cargas conocidas, $\{D\}$ es un vector de desplazamientos desconocidos (Valores evaluados en los nodos) y $[K]$ es la matriz de rigidez de valores constantes conocidos [21].

A continuación, en la siguiente figura 4.2, se muestra el esquema de la partición utilizada para elementos finitos, donde se muestran los elementos de este y los nodos donde se aplican las ecuaciones del problema:

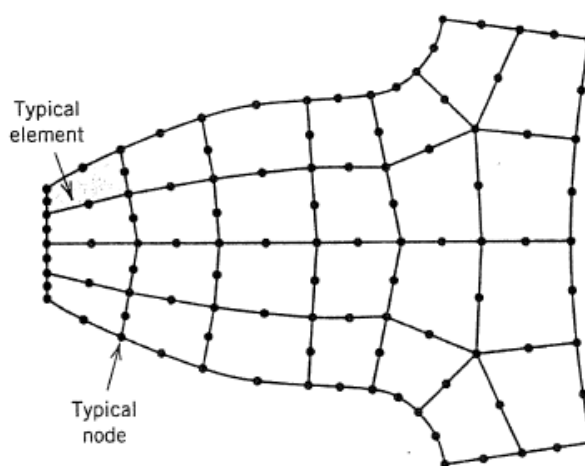


Figura 4.2 - Esquema de una *malla gruesa* en dos dimensiones. [21]

CAPÍTULO 5

Antecedentes del proyecto a analizar

5.1 Antecedentes generales del proyecto:

Nombre del proyecto:

Proyecto Tranque de Relaves Sector La Tococa – Planta Talcuna.

Tipo proyecto:

Conforme a lo descrito en el artículo 10, letra i) de la ley N°19.300/94, y en el artículo 3°, letra i), del D.S. N°30/97, del Min. Secretaria general de la Presidencia, Reglamento del Sistema de Evaluación general de la Presidencia, Reglamento del Sistema de Evaluación de impacto ambiental, se trata de un proyecto de desarrollo minero, comprendiendo la disposición de residuos y estériles.

Descripción del proyecto:

La compañía minera San Gerónimo es dueña y explota un yacimiento de cobre ubicado en la localidad de Talcuna. El mineral es procesado en una planta de flotación a una producción nominal de 1000 toneladas por día (T.P.D.). El relave producto de este proceso será depositado en el sector denominado La Tococa.

Tipo de crecimiento:

A través de ciclonado.

Localización:

El proyecto Tranque de Relaves Sector La Tococa se ubica en la cuenca de la quebrada de Marquesa, perteneciente a la comuna de Vicuña, provincia del Elqui, IV Región de Coquimbo.

En la siguiente figura 5.1, se muestra una imagen de localización respecto a La Serena:



Figura 5.1 - Ubicación tranque de relaves Talcuna, Fuente: *Google Earth*

Coordenadas UTM:

Norte = 6.693.000 Km

Este = 318.850 Km

5.2 Antecedentes generales del tranque de relaves:

Capacidad del tranque:

784.539 toneladas

Duración de operación:

27 meses

Geomorfología y Geología:

El tranque de relaves sector La Tococa se encuentra al costado de la quebrada Marqueza.

Alrededor de un 80% del sector está conformado por rocas estratificadas con un espesor aproximado de 6000 metros.

A través de estudios geotécnicos, mediante pozos cercanos al lugar de emplazamiento permiten desarrollar un perfil del suelo y subsuelo cuyos resultados minimizaron las posibilidades de presencia de napa de agua subterránea en el sector del depósito.

Sismología:

Como se dijo en las secciones anteriores, las fuerzas provocadas por un sismo en un tranque de relaves se pueden evaluar a través de un análisis pseudoestático, en este, estas fuerzas son simplificadas considerándolas estáticas y corresponden a la multiplicación del peso sísmico o peso de la masa de falla del tranque, por un coeficiente sísmico, el cual corresponde a una fracción de la aceleración de gravedad.

La selección apropiada del coeficiente sísmico es de gran relevancia, puesto que, de este valor, depende toda la carga sísmica aplicada en el tranque.

Las ecuaciones que dan valor a este coeficiente toman en consideración la aceleración máxima en un evento telúrico (*peak ground acceleration*) y la duración de este.

El valor del coeficiente sísmico es considerablemente menor a la aceleración máxima registrada en un evento telúrico, esto se debe a que, en primer lugar, esta aceleración se produce por un período corto comparado con la duración total del sismo, y, en segundo lugar, el suelo de fundación es flexible, es decir, no es capaz de transmitir de manera completa esta aceleración.

En este trabajo de título no se considera el coeficiente vertical, debido que autores sostienen que no afecta de manera significativa la falla del talud [23] .

En la siguiente figura 5.2, se representa el enfoque de este análisis, en donde la aceleración horizontal debido a un sismo en el suelo de fundación del tranque se representa a través de fuerzas aplicadas en este.

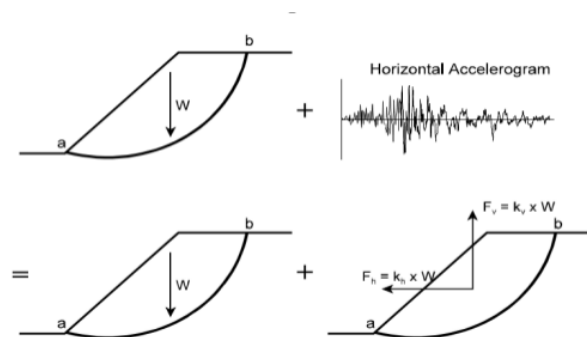


Figura 5.2 - Enfoque Pseudoestático para análisis de estabilidad [24]

Para determinar el coeficiente sísmico asociado al diseño del tranque es recomendable realizar un estudio de los terremotos que han afectado las zonas cercanas al emplazamiento del tranque, en este estudio se debe considerar factores tales como, la magnitud, profundidad focal y tipo de terremoto.

La subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana tiene una alta velocidad de convergencia, mayor a 7 [cm/año] [25], esta velocidad produce una alta sismicidad en el país, estos

sismos se pueden discretizar a través de zonas, como las expuestas en la figura 19, donde se infiere que el movimiento de ambas placas produce tensiones a lo largo del plano que las une, llamado: plano de Benioff que, cuando son liberadas, originan casi la totalidad de los sismos de la región [26].

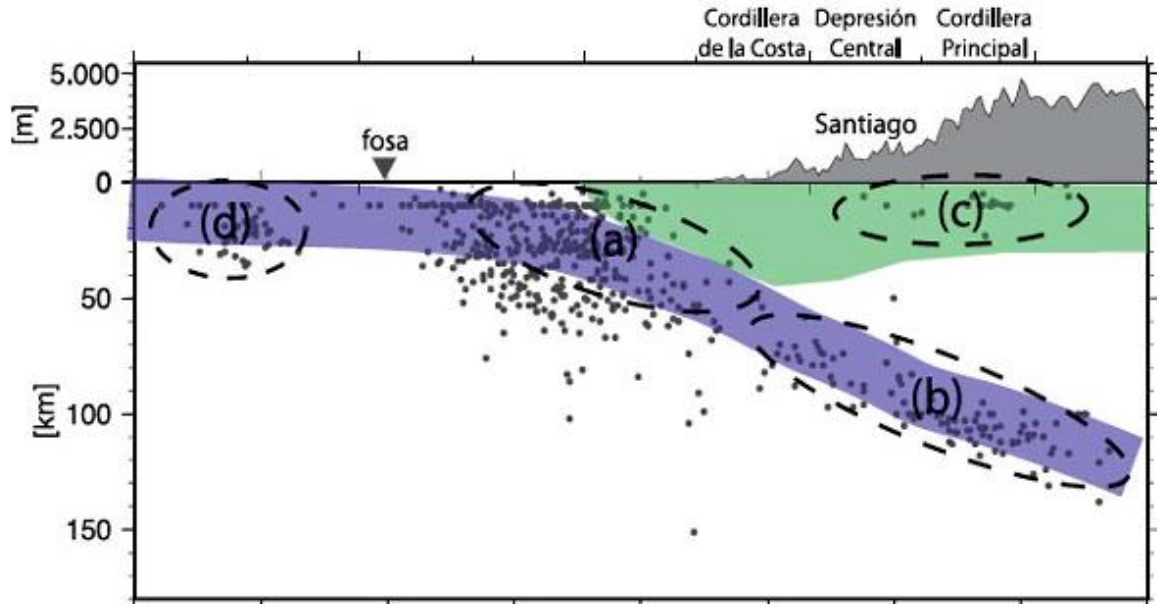


Figura 5.3 - Perfil sistemático con la sismicidad en la zona central de Chile [27].

En la figura anterior 5.3, se visualizan cuatro zonas, las cuales son: (a) Sismos interplaca tipo "thrust", (b) interplaca de profundidad intermedia; (c) corticales y (d) outer-rise.

Caracterización de las fuentes sísmicas:

En el área del emplazamiento del proyecto pueden presentar tres fuentes sismogénicas las cuales son:

- a) Sismos interplaca subductivos o de zona de Benioff, que se originan debido a la interacción entre placas de Nazca y Sudamericana.
- b) Sismos interplaca de profundidad intermedia, producidos al interior de la placa de Nazca
- c) Sismos interplaca superficiales o corticales, que se originan al interior de la placa sudamericana.

Cada una de estas fuentes sismogénicas genera terremotos de magnitudes específicas, cuya importancia para el proyecto depende de su distancia entre este y el epicentro.

Consultando en el registro del centro sismológico nacional, el cual contiene datos desde 1570 al presente año, se determina como el evento sísmico más importante dentro del área de estudio al ocurrido en 1849 en Coquimbo con una magnitud de 7.5 en la escala de Richter, tal y como es mostrado en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 - Terremoto de diseño

Fecha	Latitud	Longitud	Magnitud M_s
17/12/1849	-29.950	-71.370	7.5

Adaptado de [28]

Basados en la latitud geográfica del sector del tranque, eventualmente podría ocurrir un sismo interplaca, del cual no se tiene registro de la profundidad focal, sin embargo, según la latitud donde está emplazado el tranque se considera una profundidad al epicentro de 60 [Km], categorizándolo como un sismo interplaca tipo “thrust”.

A pesar de que la magnitud registrada fue de 7.5 [M_s], esta tesis considera un sismo de diseño con magnitud de 8.5 [M_s] y una distancia radial de 60 [km], generando así, un diseño más conservador.

Para determinar las aceleraciones horizontales máximas esperadas en el sector del tranque, se realiza un análisis de atenuación de aceleraciones, los métodos para determinarlas son meramente empíricos y consideran una disminución del parámetro de aceleración acorde al aumento de la distancia respecto al epicentro, además dependen del tipo de sismo esperado y del tipo de suelo por el que se transmite.

Ruiz y Saragoni [29] propusieron una ecuación para sismos tipo thrust, considerando un suelo tipo roca, para determinar esta atenuación, que se muestra a continuación:

$$a_h = \frac{2 * e^{1.28 * M_S}}{(R+30)^{1.09}} \quad (6)$$

Donde,

a_h = Aceleración máxima horizontal [cm^2/seg]

M_S = Magnitud sismo escala Richter

R = Distancia al epicentro [Km]

De esta forma la aceleración máxima horizontal es de 0.8 g.

Para determinar el coeficiente sísmico de diseño, se utilizan ecuaciones que relacionan la aceleración máxima horizontal del sismo que controla el diseño con este [30].

La ecuación mencionada se presenta a continuación:

$$K_h = 0.22 * \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}\right)^{\frac{1}{3}}, a_{m\acute{a}x} > 0.67g \quad (7)$$

$$K_h = 0.3 * \frac{a_{m\acute{a}x}}{g}, a_{m\acute{a}x} \leq 0.67g \quad (8)$$

Donde,

- K_h = Coeficiente sísmico horizontal
 $a_{m\acute{a}x}$ = Aceleración máxima horizontal del sismo de diseño
 g = Aceleración de gravedad: 9.81 [m/seg²]

De esta forma, el coeficiente sísmico horizontal resultante es igual a 0.2.

Unidad del suelo:

En el sector en donde el tranque de relaves fue emplazado se encuentra una capa de bajo espesor con gravas areno-limosas, arenas limosas con algo de arcilla y bloques sub-anagulosos de baja compacidad.

Producción de relaves de la planta:

950 toneladas diarias.

Muro de partida (Empréstito):

Para habilitar la contención inicial del depósito de relaves es necesario, en una primera instancia, construir un muro de partida con material de empréstito.

Drenaje del muro de arena:

Para asegurar un bajo contenido de humedad en el muro de arena y mantener deprimida o con baja carga hidráulica la capa freática resulta necesario la construcción de un drenaje. Este, se proyecta construyendo 14 zanjas de infiltración perpendiculares al muro de arenas con material granular permeable, protegidos de la colmatación mediante colocación de un geotextil envolvente en la base del tranque. El geotextil cumple la función de evitar la migración de partículas finas hacia el material granular permeable.

Razón de corte arenas/lamas:

39/61

5.3 Ensayos geotécnicos de los materiales que constituyen el tranque:

5.3.1 Clasificación completa del relave, arenas y lamas:

En la siguiente figura 5.4, se muestra la distribución granulométrica para el relave completo, las arenas y las lamas:

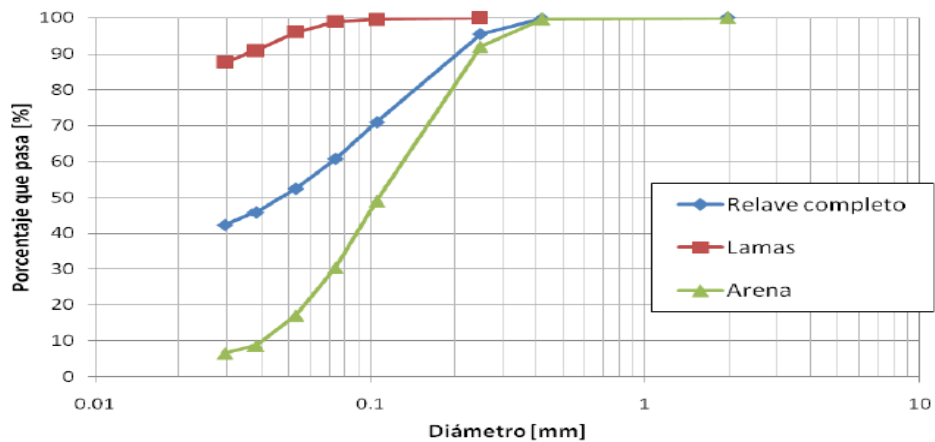


Figura 5.4 - Distribución granulométrica para relaves completo, arenas y lamas.

En la siguiente tabla, se muestran los valores obtenidos a partir de la clasificación del suelo:

Tabla 5.2 - Datos obtenidos a través de ensayos de clasificación del suelo.

Parámetro	Arenas	Lamas	Relave
% que pasa bajo malla #10 (2mm)	100	-	100
% que pasa bajo malla #60 (0.25 mm)	95.4	100	91.9
% que pasa bajo malla #200 (0.074 mm)	60.7	98.9	30.4
% que pasa bajo malla #500 (0.0296 mm)	42.3	87.5	6.6
Clasificación USCS	ML	CL	SM

Adaptado de [12]

Donde:

ML = Limo arenoso
CL = Arcilla ligera arenosa
SM = Arena limosa

En la siguiente tabla, se muestra la densidad relativa de las partículas sólidas y el índice de plasticidad para las lamas, arenas y el relave completo:

Tabla 5.3 - Densidades aparente de partículas sólidas e índices de plasticidad.

Parámetro	Arenas	Lamas	Relave
Densidad aparente de partículas sólidas en [g/cm ³]	2.84	2.81	2.78
Índice de plasticidad [%]	No plástico	7.6	No plástico

Adaptado de [12]

5.3.2 Ensayos Proctor modificado y estándar:

La compactación se define como la densificación del suelo debido a la remoción del aire, el grado de esta se mide en términos de su peso específico seco.

La prueba de laboratorio usada generalmente para encontrar el peso específico seco máximo de compactación y el contenido de agua óptimo se denomina Proctor de compactación o Proctor estándar.

La prueba de Proctor modificado sigue el mismo procedimiento que el Proctor estándar, sólo varía en que en esta se aumenta la energía de compactación en busca de una mejor representación de las condiciones en el campo, aumentando así, el peso específico seco e incremento del contenido de agua óptimo.

Los resultados obtenidos del Proctor estándar para este proyecto se representan en la siguiente tabla:

Tabla 5.4 - Resultados del Proctor estándar.

Parámetro	Arena
Densidad máx. compactada húmeda [ton/m ³]	1.97
Densidad máx. compactada seca [ton/m ³]	1.66
Humedad óptima [%]	18.7

Adaptado de [12]

Los resultados obtenidos del Proctor modificado para este proyecto se representan en la siguiente tabla 5.5:

Tabla 5.5 - Resultados Proctor modificado.

Parámetro	Arena
Densidad máx. compactada húmeda [ton/m ³]	2.02
Densidad máx. compactada seca [ton/m ³]	1.73
Humedad óptima [%]	16.5

Adaptado de [12]

5.3.2.1 Ensayo triaxial CIU monótono

Los ensayos triaxiales de corte son uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de resistencia del corte en un suelo.

Estos ensayos entregan información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del suelo.

El ensayo que se utilizó en este proyecto es una prueba consolidada no drenada, en donde el espécimen de suelo saturado es consolidado a una presión de confinamiento, lo que ocasiona el drenaje del agua en este y luego se somete la muestra a una compresión inducida por una deformación controlada y sin drenaje.

A las muestras de relave se les realizaron tres ensayos triaxiales monótonos CIU para determinar los parámetros de resistencia al corte.

En la siguiente figura 5.5, se muestran las líneas de trayectorias de cada ensayo y la línea de estado último (SSL) cuya pendiente e intersección en el eje de las ordenadas representa el ángulo de fricción interna y la cohesión en el material respectivamente:

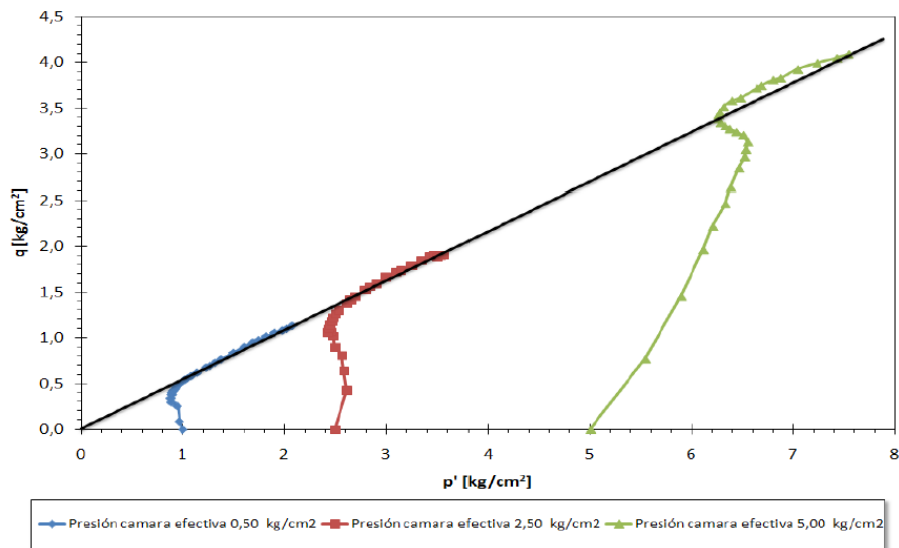


Figura 5.5 - Trayectorias de esfuerzos línea de estado último en ensayo triaxial monótono CIU.

Según lo expuesto en la figura 5.5 los parámetros de resistencia al corte de la arena de relave se muestran en la siguiente tabla 5.6:

Tabla 5.6 - Parámetros de resistencia al corte de la arena de relave.

Angulo de fricción interna	33°
Cohesión	0 [kgf/cm ²]

Adaptado de [12]

5.3.2.2 Ensayo triaxial CIU cíclico:

Un elemento de arena saturado sometido a esfuerzos de corte reversibles cíclicos, genera un aumento en las presiones en el agua de los poros y por consiguiente disminución de los esfuerzos efectivos.

El momento en el cual se inicia el fenómeno de licuación durante un ensayo triaxial cíclico ocurre, en este caso, cuando la presión de poros en esta se iguala a la presión de confinamiento efectivo (1kgf/cm²).

Este fenómeno genera una condición temporal de tensiones efectivas nulas, lo que define como licuación inicial.

En la siguiente figura 5.6, se muestra la curva de resistencia cíclica para la arena de relave con una presión de confinamiento de 1kg/cm²:

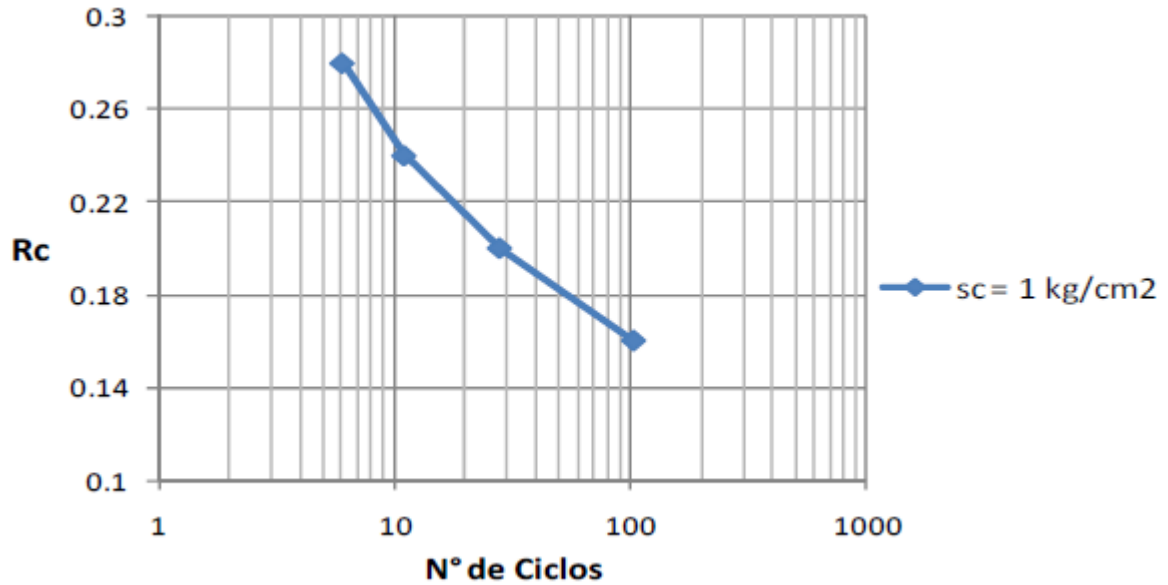


Figura 5.6 - Curva de resistencia cíclica de la arena de relaves.

Donde:

Rc = Resistencia cíclica = τ / σ_c'

τ = Corte cíclico inducido

σ_c' = Presión efectiva de confinamiento

N = Número de ciclos hasta que el incremento de la presión de poros se iguale a la presión efectiva de confinamiento.

5.4 Suelo de fundación del tranque de relaves

5.4.1 Estratificación

Según prospecciones los estratos ubicados en el suelo de fundación del tranque de relaves están conformados como sigue:

Profundidad: 0.00 – 0.20 m: Grava arenosa, con baja presencia de limos.

Profundidad: 0.20 – 20.00 m: Roca meteorizada, altamente fracturada.

5.4.2 Permeabilidad

Los valores considerados para la permeabilidad del suelo de fundación se resumen a en la siguiente tabla 5.7:

Tabla 5.7 - Permeabilidad en suelo de fundación.

SONDAJE 1			SONDAJE 2		
Profundidad		Permeabilidad	Profundidad		Permeabilidad
Desde	Hasta		Desde	Hasta	
0.3	0.9	$5 e^{-5}$ [cm/s]	0.3	1.7	$2 e^{-5}$ [cm/s]
0.9	-	Impermeable	1.7	-	impermeable

Adaptado de [12]

5.5 Parámetros geotécnicos y geométricos del muro de partida:

A continuación, en la figura 5.7, para identificar adecuadamente los conceptos que se utilizan en esta sección, se presenta un esquema de un tranque de relaves con los parámetros que son mencionados posteriormente:

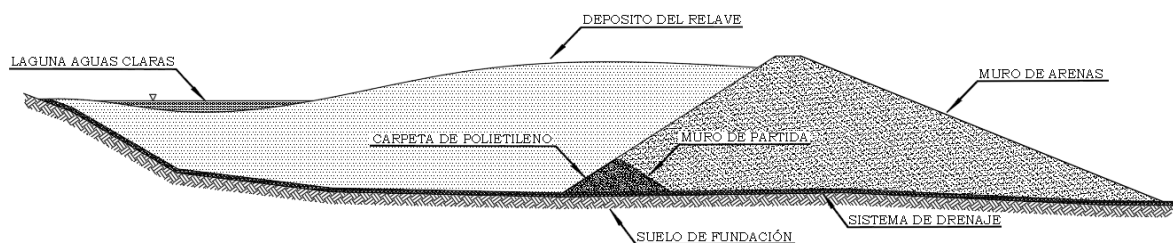


Figura 5.7 - Esquema de parámetros geotécnicos y geométricos.

Se consideran los siguientes criterios de diseño para el muro de contención del tranque de relaves:

Para evitar desbordes de relaves y contención de aguas lluvias que caigan directamente sobre el depósito se considera una revancha (diferencia de cota entre el muro de arenas y el depósito de relaves) mínima de 1.5 [m].

- Talud aguas arriba: H: V = 1.5:1
- Talud aguas abajo: H: V = 1.5:1
- Muro de coronamiento de 2 metros de ancho.
- Densidad de los rellenos utilizados para la construcción del muro de partida serán 2 [ton/m³]
- La cara del muro aguas arriba del muro de partida se impermeabilizará con una carpeta de polietileno de alta densidad.
- La altura máxima será de 20 [m]
- Se consideran los drenajes colmatados.

5.6 Parámetros geotécnicos y geométricos del muro de arenas:

Se consideran los siguientes criterios de diseño para el muro de arenas.

- Para evitar desbordes de relaves y contener aguas lluvias que caigan directamente sobre el depósito se considera una revancha mínima de 1.5 metros.
- Talud aguas arriba H: V = 1.5:1
- Talud aguas abajo H: V = 2.5:1
- Coronamiento de 6 metros de ancho.
- La densidad considerada para el muro de arenas es de 1.7 [ton/m³]
- La razón volumétrica entre el contenido de arenas y el contenido de lamas de la arena de relaves es de 39/61

- Se considera un porcentaje máximo de finos dentro del muro de arenas del 20%

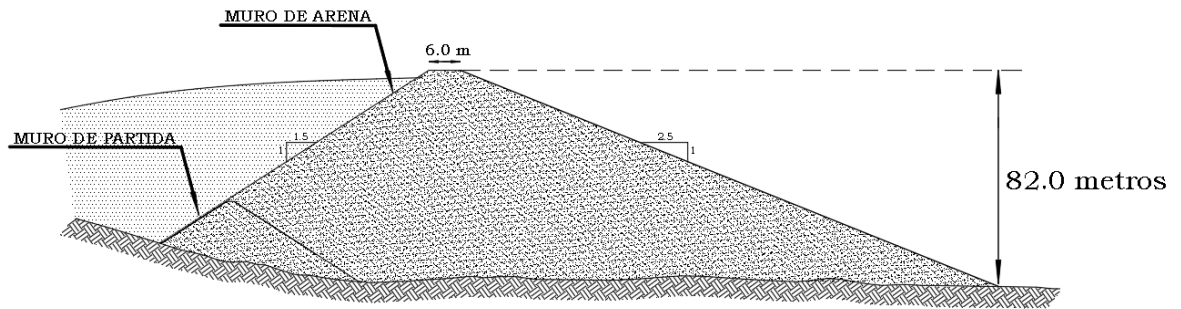


Figura 5.8 - Esquema final del tranque de relaves a analizar.

CAPÍTULO 6

Optimización del diseño del tranque de relave:

Esta sección se refiere a dos estados del tranque:

- Diseño original.
- Diseño optimizado, es decir, posterior a la modificación del talud aguas abajo del tranque.

En primer lugar, se analizará el tranque en sus dos condiciones, cada una sometida a solicitaciones estáticas y pseudo-estáticas, utilizando dos programas diferentes, Slide 2018 y RS2, mediante estos, se determinará el factor de seguridad asociado a las condiciones a las que está sujeto este tranque. Luego, se determinará la sollicitación que controla el diseño para, posteriormente, optimizar el talud aguas abajo hasta lograr el equilibrio, dentro de los límites permitidos, entre seguridad y eficiencia.

6.1 Modelo de cálculo:

A continuación, se expondrán las características del modelo de cálculo del tranque de relaves:

El modelo de cálculo es la representación del tranque a través de un esquema computacional que, en este caso, está compuesto por diferentes tipos de suelos, los cuales poseen cada uno distintos parámetros geotécnicos.

Los datos de la sección de cálculo son los siguientes:

- Altura máxima del tranque: 80[m]
- Talud aguas arriba H: V 1: 1.5
- Talud aguas abajo H: V 1: 2.5
- Ancho de coronamiento del muro de empréstito: 2,0[m]
- Ancho de coronación del muro de arenas: 6,0 [m]
- Pendiente de los relaves igual a 0.
- Espesor del suelo de fundación: 140[m] con 1000[m] de largo.
- Revancha igual a 2 [m]

Los suelos que se consideran en el esquema de cálculo son los siguientes:

- Lamas: Material limoso proveniente de los relaves
- Arenas 1: Capa de limo-arenosa acumulada al costado aguas abajo del muro de arenas con mayor concentración de arena.

- Arenas 2: Capa de limo-arenosa acumulada al costado aguas abajo de las arenas 1, la cual, contiene la mayor concentración de limo.
- Muro de empréstito: Muro arenoso compuesto por suelos circundantes al emplazamiento del tranque.
- Muro de arenas: Muro arenoso proveniente del ciclonado de los relaves.
- Roca: Lecho rocoso donde se emplazará la obra.

A continuación, en la figura 6.1, se representa la sección de cálculo con las características mencionadas aplicadas a este:

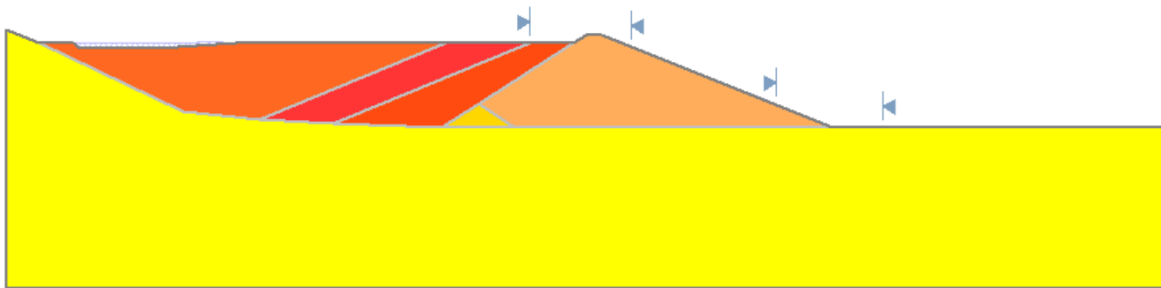


Figura 6.1 - Características básicas del tranque.

En los siguientes apartados se presentan los resultados obtenidos a través del programa Slide 2018:

6.2 Slide 2018:

El programa Slide 2018 es una herramienta tan flexible que permite análisis determinísticos y probabilísticos, por separado o en paralelo. En el caso que nos ocupa, es muy importante poder determinar si, las variaciones en los parámetros de la resistencia al corte son muy importantes o pueden ser consideradas como variaciones normales dentro de la mecánica de suelos.

Cuando se activa el análisis probabilístico, el programa utiliza una función de probabilidades, para el caso en estudio se utiliza una distribución normal para las propiedades de resistencia al corte y las propiedades físicas de los materiales.

Con el objetivo de darle validez a este estudio, se recurrió a las disposiciones legales vigentes en Chile para el diseño de tranques de relaves.

Estos análisis se realizarán a través del método de equilibrio límite propuesto por Morgenstern y Price, el cual es considerado como el mejor método riguroso, estos análisis proceden a considerar un caso estático, y un caso pseudo-estático para el cual se determina una aceleración de diseño (0.2g) mediante la metodología propuesta por Saragoni (1993) [29].

6.2.1 Parámetros de diseño:

A continuación, se presentan en forma tabulada los datos utilizados por el programa Slide 2018 en los análisis del cálculo, lo cuales se muestran divididos en: Parámetros físicos y parámetros de resistencia al corte:

Tabla 6.1 - Pesos unitarios de los materiales.[12]

Material	Peso unitario en [Tonf/m ³]
Muro de empréstito	2.0
Muro de arenas	1.8
Lamas	1.6
Arenas 1	1.8
Arenas 2	1.8
Roca	2.4

Extraído de [12]

Tabla 6.2 - Parámetros de resistencia al corte de los materiales.

Materiales	Cohesión en [Kgf/cm ²]	Ángulo de fricción en [°]
Muro de empréstito	0.25	38
Muro de arenas	0.40	33
Lamas	0.80	16
Arenas 1	0.60	30
Arenas 2	0.75	30
Roca	10.00	45

Extraído de [12]

Es importante señalar que, para el caso de las arenas, a estas se le ha asignado una cohesión debido a la presencia de finos y a la saturación parcial de la masa de suelos.

A continuación, de forma tabulada, se presentan las variaciones asociadas a la distribución normal de los parámetros de diseño:

Tabla 6.3 - Valores probabilísticos asignados al programa.

Material	Valores medios			Desviación estándar		
	C	Phi	γ	C	Phi	γ
Roca	1000.0	45.0	24	1000	4.5	2.0
Muro empréstito	25.0	38.0	20.0	2.0	3.8	2.0
Muro arenas	40.0	33.0	18.0	3.0	3.0	1.5
Lamas	80.0	16.0	16.0	4.0	1.5	2.0
Arenas 1	60.0	30.0	18.0	5.0	3	2.0
Arenas 2	75.0	30.0	18.0	7	3.0	2.0

6.2.2 Presentación de los resultados diseño original:

Todos los análisis realizados corresponden a la estabilidad del talud aguas abajo del tranque de relaves que representa la zona más sensible a los cambios de humedad, variación del nivel freático y presiones de poros.

El talud aguas abajo presenta este comportamiento, debido a que, no cuenta con ningún tipo de confinamiento y si se produjera un flujo de agua a través del tranque este generaría fuerzas de arrastre en el sentido de la pendiente del talud modificando el sistema de esfuerzos efectivos y con ello la resistencia al corte de las arenas.

6.2.2.1 Análisis estático:

De acuerdo con la norma, el factor de seguridad mínimo es igual a 1.5. En cuanto a este caso, este cuenta con un límite menor en comparación al caso estático (1.2).

El análisis de este caso calculó el factor de seguridad para 5000 superficies potenciales de falla y, además, considera para cada una, 1000 posibles combinaciones de parámetros, lo que da un total de aproximadamente 5.000.000 de análisis realizados.

Los valores más desfavorables se presentan en la siguiente figura 6.4, donde se puede ver que el programa proporciona un factor de seguridad determinístico (2.16) y un factor de seguridad probabilístico representado por el valor medio de este (2.17), ya que, ambos valores representan una estabilidad muy marcada, la probabilidad de falla es de 0%, en otras palabras, el talud aguas abajo para condiciones estáticas y de acuerdo con el diseño original es totalmente estable. (Ver figura 6.4, zona achurada.)

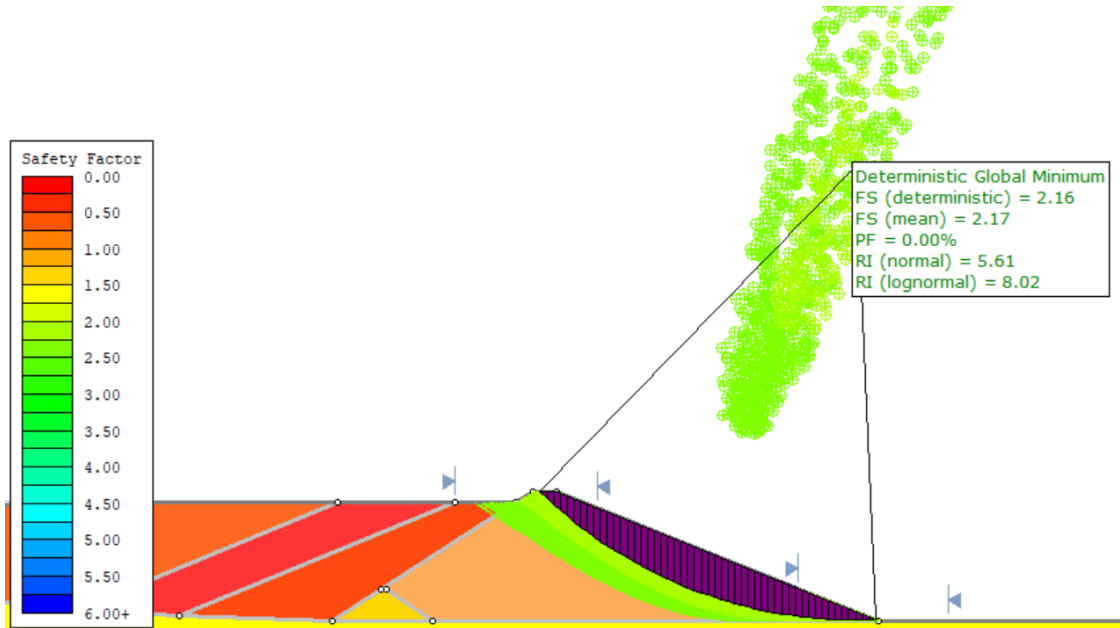


Figura 6.4 - Factor de seguridad condición estática diseño original.

A continuación, complementando la información presentada en la figura 6.4, se presenta la figura 6.5, que muestra la frecuencia correspondiente a cada intervalo de factores de seguridad:

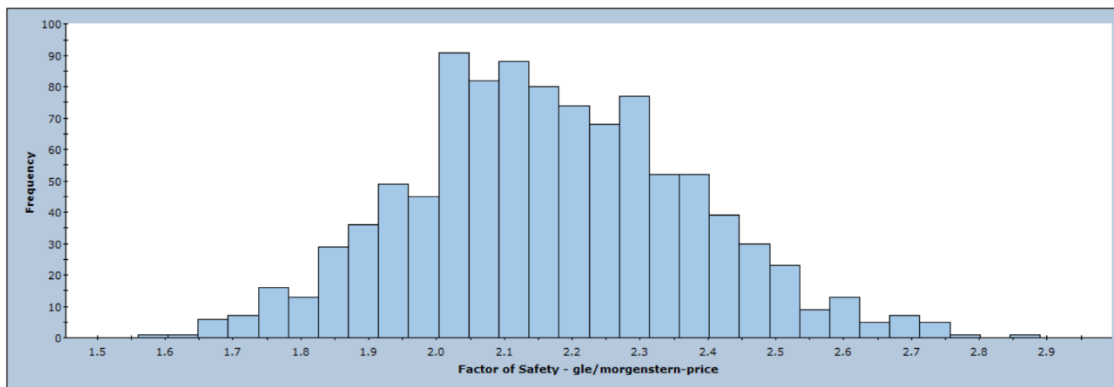


Figura 6.5 - Frecuencia de factores de seguridad.

En esta figura 6.5 se presenta la frecuencia correspondiente a cada factor de seguridad, esta permite determinar que el intervalo que posee la mayor frecuencia es [2,2.05].

6.2.2.2 Análisis pseudo-estático:

En cuanto a este caso, este cuenta con un límite correspondiente a 1.2, valor menor en comparación al caso estático (1.5).

Para realizar el análisis pseudo-estático, se utiliza la aceleración, mencionada anteriormente, determinada con el método de Saragoni es igual a 0.2g. No se considera un coeficiente de aceleración sísmica vertical, porque las normas vigentes en Chile no lo especifican.

El uso de ese coeficiente de aceleración sísmica se traduce en el método de Morgenstern y Price en fuerzas inerciales, obtenidas al multiplicar la masa del suelo por el coeficiente de aceleración.

En la siguiente figura 6.6, se muestra que el efecto de una aceleración sísmica horizontal reduce los valores del factor de seguridad e incrementa la probabilidad de falla. De esta figura 6.6, se extrae que el factor de seguridad determinístico alcanza un valor de 1.35, el factor de seguridad probabilístico muestra un valor de 1.36 y la probabilidad de falla apenas alcanza a 0.1%.

En otras palabras, aun bajo la acción de un sismo de intensidad de 8.5 Ms, el tranque se mantiene estable, además, los valores del factor de seguridad obtenidos indican que se podría lograr un mejor diseño que reduzca estos valores hasta acercarse al mínimo establecido por la norma (1.20), de tal manera que, se reduzcan los volúmenes de construcción y ese ahorro de volumen se traduzca en un incremento del volumen de almacenamiento.

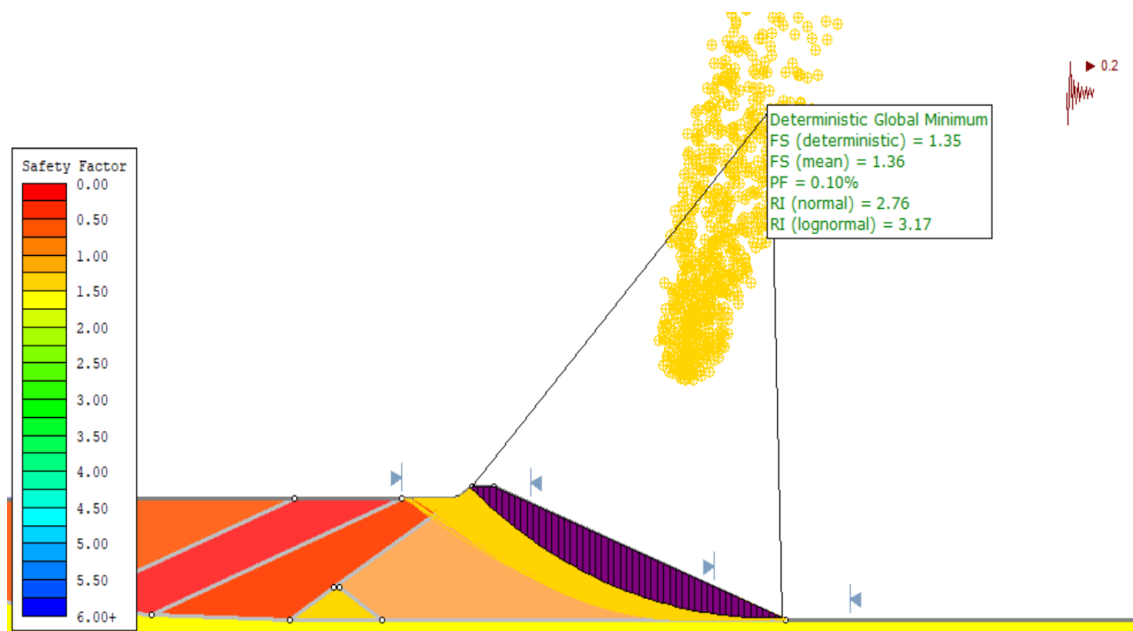


Figura 6.6 - Factor de seguridad condición pseudo-estático diseño original.

6.2.3 Comparación del caso estático y pseudo estático - diseño original:

A continuación, en la tabla 6.4 se muestran los resultados determinísticos y probabilísticos asociados al caso estático y caso al pseudo-estático:

Tabla 6.4 - Comparación de resultados caso estático y pseudo-estático diseño original.

	Estático	Pseudo-estático
F.S. determinístico	2.16	1.35
F.S. medio	2.17	1.36
Probabilidad de falla	0.00%	0.10%
I.C. normal	5.61	2.75
I.C. Log normal	8.02	3.27

Consultando los valores de la tabla 6.4, se concluye que:

- El flujo el agua no afecta al cuerpo del muro.
- La saturación parcial, generada por la capilaridad en el cuerpo del muro, incrementa su estabilidad al inducir esfuerzos efectivos mayores que mejoran la resistencia al corte de los materiales (ecuación de Terzaghi).
- Los factores de seguridad indican que la pendiente aguas abajo podría ser un poco más pronunciada.
- Al modificar la pendiente se modifican los volúmenes de construcción (reducción).
- La reducción del volumen de construcción se puede traducir en un incremento en el volumen de almacenamiento, lo que, a su vez, se puede traducir en una ventaja económica para el dueño del tranque.

6.2.4 Optimización de la geometría del tranque:

Esta optimización se realizará con Slide 2018, el cual, cuenta con una herramienta que permite modificar la pendiente de un talud sin alterar la sección de cálculo, denominada "Change Slope".

Basados en los resultados obtenidos anteriormente, se comparan los factores de seguridad de cada caso y la proximidad con sus respectivos límites, de esta comparación se concluye que el caso pseudo-estático es el que posee el factor de seguridad más cercano al límite, estableciéndolo como el caso que controla el diseño, debido a esto, se hace su elección para la optimización del talud aguas abajo.

En la siguiente tabla 6.5 y la figura 6.7, se muestra el factor de seguridad calculado para cada ángulo del talud aguas abajo.

Tabla 6.5 - Factor de seguridad calculado para cada ángulo del talud.

Ángulo talud aguas abajo	Factor de seguridad
22 ¹	1.35
23	1.31
24	1.28
25	1.25
26	1.22
27	1.19

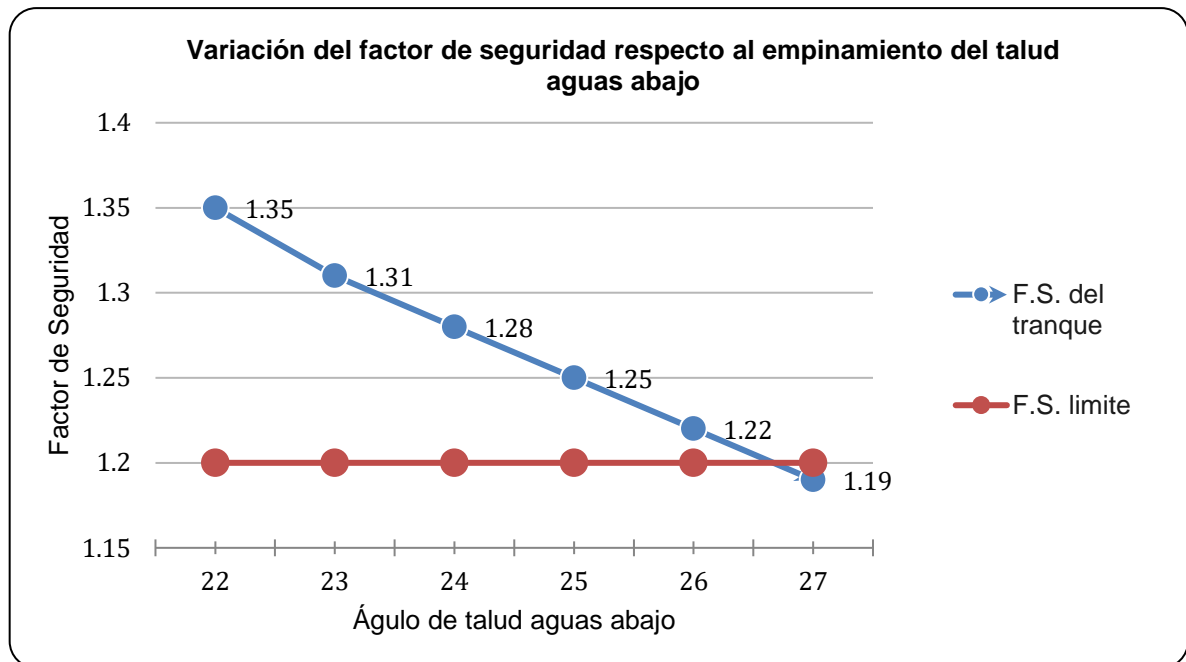


Figura 6.7 - Ángulo del talud aguas abajo, factor de seguridad.

En los resultados expuestos tanto en el gráfico como en la tabla, se demuestra que la variación gradual del ángulo del talud es prácticamente lineal a los cambios del factor de seguridad.

¹ Ángulo del talud asociado al diseño original

Finalmente, los resultados concluyen que el tranque puede ser 4 grados más empinado, sin dejar de cumplir con el factor de seguridad límite establecido, y si bien, este valor parece bajo, corresponde a 1380 m³/m de arenas cicladas que podría traducirse en un volumen mayor de almacenamiento.

Basados en los antecedentes geométricos del tranque, se considera que la sección transversal es de, aproximadamente, 400 m de ancho, **generando un ahorro de 552.000 m³ de arenas cicladas durante la etapa de producción de la minera.**

6.2.5 Presentación de resultados diseño optimizado:

Los siguientes análisis del caso estático y pseudoestático, se realizan basados en la condición de diseño optimizado que se obtuvo en la sección 6.2.4.

6.2.5.1 Caso estático:

El análisis de este caso concluye que, el factor de seguridad determinístico proporcionado por el programa es de 1.85 (ver figura 6.8), valor considerablemente menor al obtenido antes de la variación en el talud aguas abajo, sin embargo, el tranque de relaves bajo condiciones estáticas, no presenta probabilidad de falla, es decir que, independiente al cambio en la geometría del muro de arenas es completamente estable.

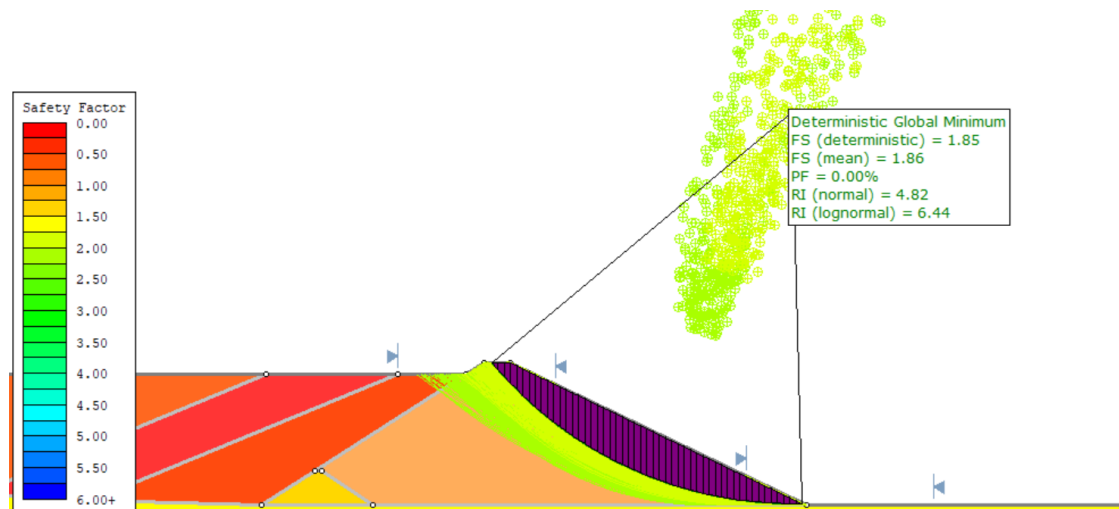


Figura 6.8 - Factor de seguridad caso estático, condición optimizada.

6.2.5.2 Caso pseudo-estático:

Como se dilucidó en la sección 6.2.4., se alcanza una optimización del tranque de relaves reflejado en el cambio del ángulo del talud aguas abajo de 4°, reduciendo el factor de seguridad al punto más cercano al límite (ver figura 6.9) este cambio en el tranque pareciera ser pequeño, sin embargo, esto implica un ahorro circunstancial en el volumen de almacenamiento y una mayor capacidad del tranque sin alterar la construcción de este.

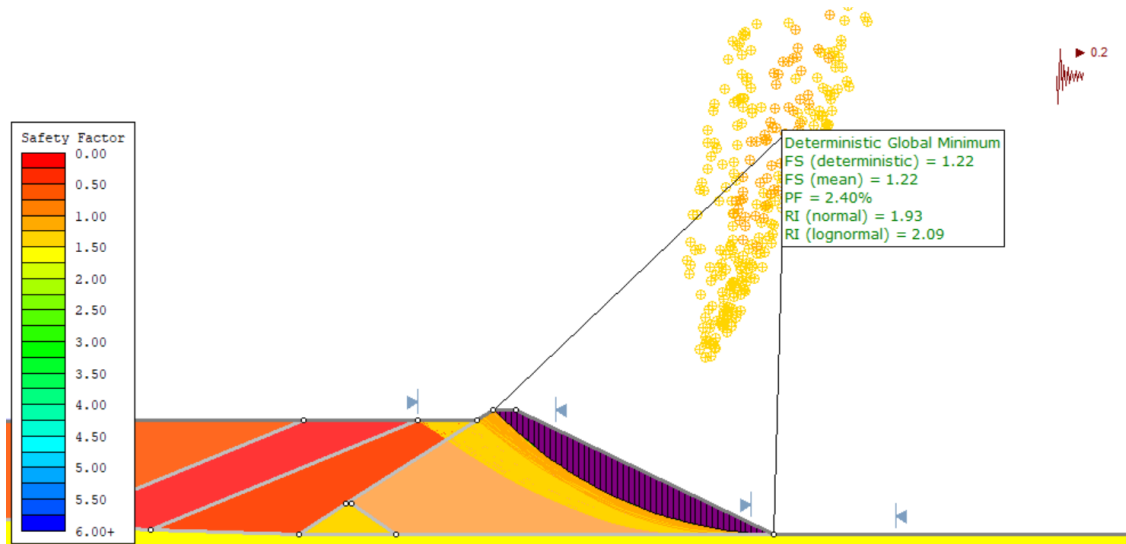


Figura 6.9 - Factor de seguridad, caso pseudo-estático, condición optimizada.

En la siguiente figura 6.10, complementando la información entregada en la figura anterior, se muestra la frecuencia correspondiente a cada intervalo de factores de seguridad.



Figura 6.10 - Frecuencias de los factores de seguridad en el análisis probabilístico, caso pseudo-estático, condición optimizada.

La importancia de la figura 6.10 se debe a que muestra la probabilidad de que se presente una frecuencia para los factores de seguridad menores a uno (color cálido), a través de la curva de distribución adoptada.

Si consideramos una curva de distribución que se ajuste mejor al comportamiento de los factores de seguridad esta probabilidad de falla se reduciría. Este comportamiento fue estudiado después del 1958 por *Milton Harr*, quien utiliza la distribución beta, ya que, esta permite introducir en el análisis probabilístico, no sólo un valor medio si no también un valor mínimo y uno máximo como ocurre con los suelos naturales.

6.2.6 Comparación de caso estático y pseudo-estático para diseño optimizado:

A continuación, en la siguiente tabla se muestran los resultados determinísticos y probabilísticos correspondientes al caso estático y caso pseudo estático para el diseño optimizado:

Tabla 6.6 - Comparación de resultados caso estático y pseudo-estático diseño optimizado.

	Estático	Pseudo-estático
F.S. determinístico	1.85	1.22
F.S. medio	1.86	1.22
Probabilidad de falla	0.00%	2.40%
I.C. normal	4.82	1.93
I.C. Log normal	6.44	2.09

Basado en los valores de la tabla 6.6 se concluye que:

- Ambos casos cuentan con un factor de seguridad superior al reglamentario.
- Existe una baja diferencia entre las probabilidades de falla.
- La saturación parcial generada por la capilaridad en el cuerpo del muro incrementa su estabilidad al inducir esfuerzos efectivos mayores que mejoran la resistencia al corte de los materiales (Ley de Terzaghi).
- La geometría final del tranque indica una gran variación en el material, lo que indica un ahorro considerable en el material utilizado.
- Los índices de confiabilidad, para el caso pseudo-estático, indican un leve riesgo en el diseño.
- La mínima diferencia entre el factor de seguridad determinado y su límite, indican que este corresponde al **diseño óptimo**.

6.2.7 Comparación del diseño actual con el optimizado:

A continuación, en la siguiente tabla se muestran los resultados determinísticos y probabilísticos asociados al caso estático y caso pseudo estático para el diseño optimizado:

Tabla 6.7 - Comparación de resultados diseño actual con optimizado.

	DISEÑO ORIGINAL		DISEÑO OPTIMIZADO	
	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático
F.S. determinístico	2.16	1.35	1.85	1.22
F.S. medio	2.17	1.36	1.86	1.22
Probabilidad de falla	0.00%	0.10%	0.00%	2.40%
I.C. normal	5.61	2.75	4.82	1.93
I.C. Log normal	8.02	3.27	6.44	2.09

Basados en la tabla 6.7, se concluye que:

- La condición que controla el diseño corresponde al caso pseudo-estático, ya que, la probabilidad de falla incrementa al acercarse al factor de seguridad mínimo establecido por la normativa.
- La probabilidad de falla para todos los casos de este ejemplo es relativamente baja.
- Los factores de seguridad del caso estático son más sensibles ante cambios en la pendiente del tranque, esto se debe al cambio en las presiones de poros; lo que a su vez se debe al cambio de la zona de saturación producida por la modificación de la geometría del tranque.
- Se observa que ligeros cambios en la geometría del tranque, provocan pequeños cambios en los factores de seguridad, acompañados de una reducción importante en el volumen de construcción del tranque.

6.2.8 Analisis de sensibilidad:

Este punto trata sobre la importancia de determinar la dependencia de la estabilidad del muro de arenas ante eventuales cambios en sus parámetros, para esto, a través del programa Slide 2018, se analizan los resultados de los factores de seguridad del tranque ante variaciones probabilísticas del valor de un parámetro.

En las siguientes figuras, se muestra la relación entre la cohesión, peso específico y ángulo de fricción interna del muro de arenas con el factor de seguridad.

- Cohesión:

En la figura número 6.11, se muestra como para una cohesión similar del muro de arenas el factor de seguridad varía considerablemente, esto quiere decir que, no existe una clara dependencia entre estos.

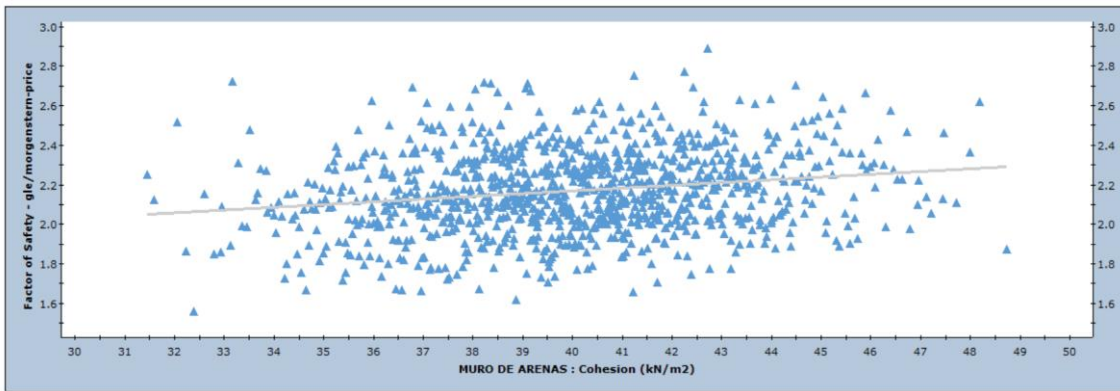


Figura 6.11 - Correlación del factor de seguridad y la cohesión en el muro de arenas.

- Peso específico:

En la figura número 6.12, al igual que para la cohesión, se muestra como para un similar peso específico del muro de arenas, el factor de seguridad varía considerablemente.

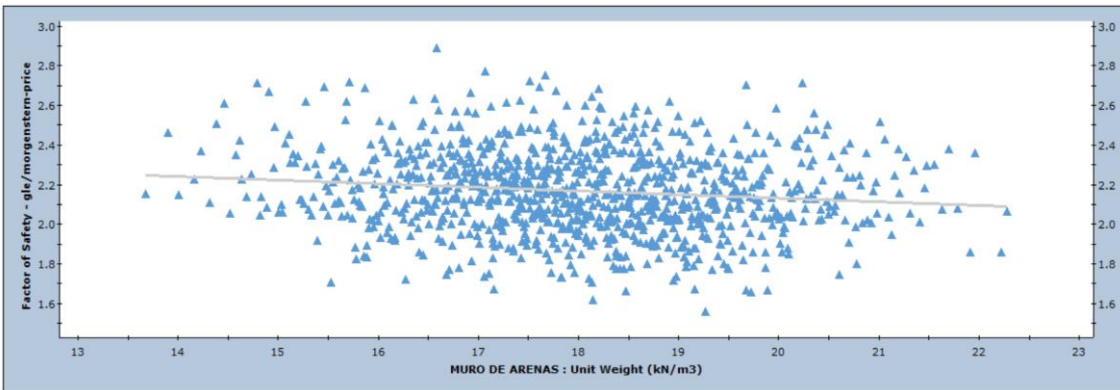


Figura 6.12 - Correlación del factor de seguridad con el peso específico del muro de arenas.

- Ángulo de fricción interna.

En la figura número 6.13, se muestra que el factor de seguridad varía, y de igual manera, lo hace el ángulo de fricción interna.

Esto tiene sentido, puesto que, al ser un suelo arenoso, se espera que el comportamiento de este dependa de la trabazón entre sus partículas.

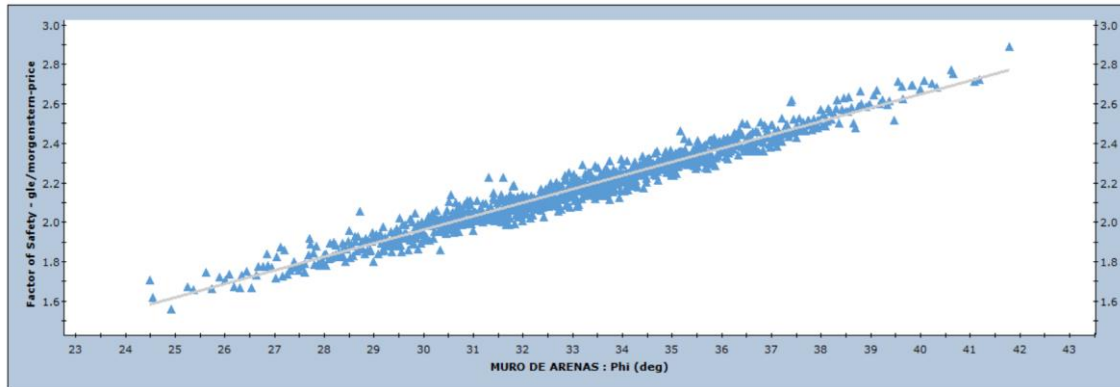


Figura 6.13 - Correlación del factor de seguridad con el ángulo de fricción interna.

6.3 RS2:

El programa RS2 utiliza el método de los elementos finitos para realizar un análisis del comportamiento esfuerzo-deformación de estructuras geotécnicas, así como, análisis de estabilidad de taludes, utilizando el proceso SSR, el cual se describe a continuación:

En el método de reducción de la resistencia al corte o *shear reduction method*, los parámetros resistentes utilizados en el programa son reducidos progresivamente hasta que ocurre la no-convergencia. [22].

Este método se resume de la siguiente manera:

- Los parámetros de resistencia del talud son reducidos por un factor llamado *shear reduction factor* (SRF) para, posteriormente, realizar los cálculos de esfuerzos y deformaciones mediante elementos finitos.
- Este proceso se repite para distintos factores de SRF hasta conseguir que el modelo sea inestable.
- En este punto el programa determina al último factor, antes de la inestabilidad, como el SRF crítico, que corresponde al factor de seguridad del talud.

El cálculo de los factores de seguridad en el RS2 se desarrolla utilizando métodos energéticos, a través del algoritmo SSR que lleva a determinar el factor de SRF crítico, que, en la práctica convencional de la mecánica de suelos, se denomina factor de seguridad.

Para el análisis mencionado se debe crear una malla de elementos finitos, utilizando las herramientas que proporciona el RS2 y considerando los diferentes materiales que participan en la construcción de un tranque de relaves. A este modelo, se le denominará en adelante, sección de cálculo, la cual, para este programa, ha sido subdividida en 1200 elementos finitos triangulares de 6 nodos.

Las condiciones de borde necesarias tanto para el cálculo del flujo de agua, como para el análisis propiamente tal se asignan en los módulos correspondientes del programa, que se utilizan según sea el caso (cálculo de esfuerzos y deformaciones o análisis de estabilidad de taludes).

En la siguiente figura 6.14, se presentan las secciones de cálculo con los elementos y las condiciones de borde para el análisis hidráulico, condición previa al análisis de esfuerzos y deformaciones o al análisis de estabilidad de taludes.

La capa creada por la geomembrana y utilizada para impermeabilizar el muro de empréstito se representa, en la sección de cálculo, por las condiciones de borde asignada a este material, es decir, la imposibilidad de flujo a través de la capa (geomembrana).

La influencia de la piscina de aguas claras, en la cubeta del tranque, se representa, asignando al fondo de dicha piscina, la altura de presión correspondiente al agua embalsada (ecuación de Bernoulli).

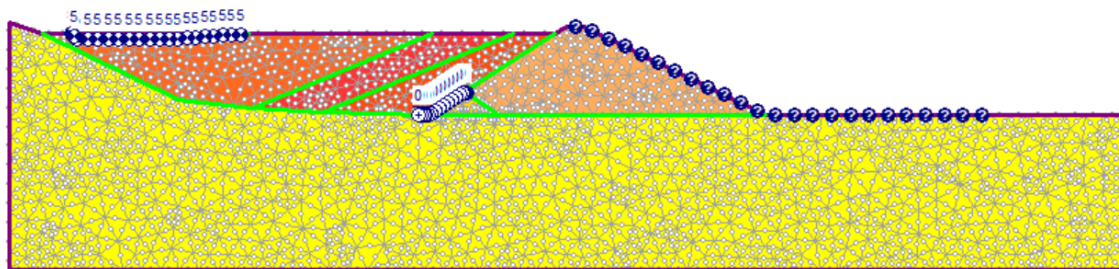


Figura 6.14 - Sección de cálculo RS2

6.3.1 Parámetros de los materiales:

La revisión de la documentación disponible sobre el tranque de relaves utilizado como ejemplo en este trabajo de título, mostró una deficiencia en la información sobre las propiedades fisicomecánicas de los materiales que constituyen la estructura geotécnica, en consecuencia, algunos de los valores necesarios para realizar un análisis mediante el método de los elementos finitos, fueron asumidos sobre la base de la experiencia en este tipo de proyecto.

A continuación, en las tablas 6.8 y 6.9, se presentan los parámetros fisicomecánicos e hidráulicos:

Tabla 6.8 - Parámetros de fisicomecánicos.

Materiales	Módulos de deformación [kg/cm ²]	Cohesión [kg/cm ²]	Peso volumétrico [g/cm ³]	Ángulo de fricción [°]
Muro de empréstito	800	0.25	2.0	38°
Muro de arenas	600	0.40	1.8	33°
Lamas	200	0.80	1.6	16°
Arenas 1	200	0.60	1.8	30°
Arenas 2	200	0.75	1.8	30°
Roca	25000	10.00	2.4	45°

Adaptado de [31] [32] [33] [34] [12]

Tabla 6.9 - Parámetros hidráulicos.

Material	Permeabilidades en [m/s]
Muro de empréstito	4e-06 [m/s]
Muro de arenas	1e-06 [m/s]
Lamas	5e-08 [m/s]
Arenas 1	5e-07 [m/s]
Arenas 2	5e-07 [m/s]
Roca	1e-09 [m/s]

Adaptado de [35] [36]

6.3.2 Presentación de resultados del análisis del diseño original:

En las secciones siguientes, se muestran los factores de seguridad correspondientes al diseño original del tranque:

6.3.2.1 Caso estático:

Análogamente, al programa Slide 2018, se presentan a continuación en la figura 6.14, los resultados del análisis estático realizado para el talud aguas abajo del tranque en su diseño original, resultados que se comentarán a continuación:

La figura 6.15, muestra un factor de seguridad igual a 2.19 para las condiciones estáticas, valor que es superior al mínimo admisible de acuerdo con la norma, y por su magnitud, comparable a lo obtenido mediante el programa slide 2018.

Examinando esta misma figura, se observa en el talud aguas abajo, dos zonas a destacar: Una coloreada en verde y otra en azul que se asemeja a la superficie de falla determinada por el slide 2018, además, se observan unos sectores, al pie del talud (derecha) y en la coronación, más claros que indican zonas de concentración de energía de deformación, esto quiere decir, que en estos los materiales han alcanzado esfuerzos muy cercanos a su resistencia al corte. Como consecuencia, esas zonas más claras, estarían indicando los sectores donde se podrían, en la zona superior, crear o desarrollar grietas de tracción y en la zona inferior, zonas de plastificación, siendo ambos casos de mucho riesgo cuando el factor de seguridad está cercano a la unidad.

En este caso, dado que el factor de seguridad es muy superior a uno, esas zonas sólo indican concentración de esfuerzos.

Como el factor de seguridad indica una estructura estable, no vale la pena abundar más en este caso.

En la siguiente figura 6.15, se muestra el SRF crítico y la máxima deformación unitaria por corte de este estado:

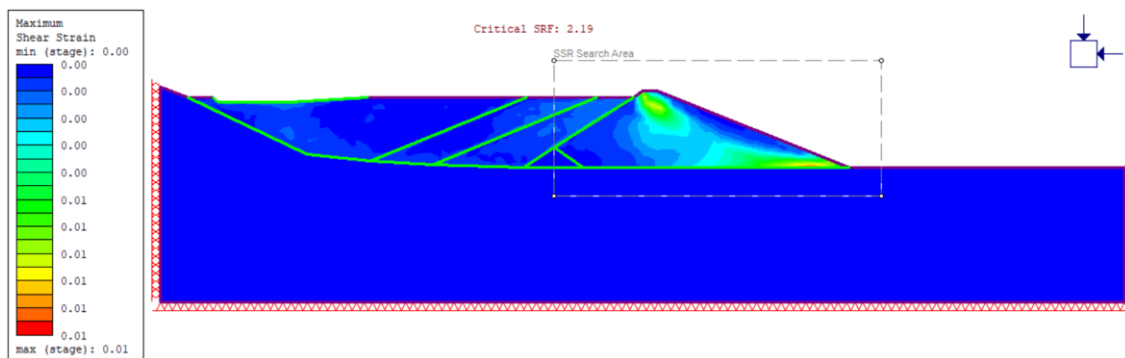


Figura 6.15 - SRF crítico, caso estático, condición actual.

6.3.2.2 Caso Pseudo-estático:

En la figura 6.16, presentada a continuación, se observa que el factor de seguridad en el caso pseudo-estático es mucho menor que en el caso anterior, alcanzando un valor crítico de 1.34.

Examinando la figura, se observa que, en el sector aguas arriba del tranque hasta el pie del muro, existe una zona con una ligera concentración de esfuerzos de corte, si analizamos este comportamiento, se puede decir que las arenas que están cercanas al muro del tranque, podrían estar muy cerca de un proceso de licuación por la elevación de las presiones de poros a causa de cargas instantáneas y cíclicas simuladas con el factor de aceleración.

La experiencia ha demostrado, que, en caso de sismos, en el sector detrás del muro se producen grandes deformaciones, en donde, al perder resistencia al corte, las arenas se licuan y producen asentamiento, generando en la coronación del tranque grietas de tracción.

Analizando el comportamiento del talud aguas abajo, no se observa de forma clara una superficie de falla potencial, pero, al observar detalladamente es posible ver una zona en azul donde no hay esfuerzos de corte, esta podría representar una masa en proceso de falla o, potencialmente, de riesgo.

Sin embargo, análogo al caso estático, en pie del tranque, nuevamente se forma una zona de concentración de esfuerzos, lo que, podría generar una masa con esfuerzos muy cerca de la resistencia al corte, si el factor de seguridad se acercara a la unidad.

En este caso, obtenemos un factor de seguridad que es mayor al establecido por la norma y mayor que al estado límite, sin embargo, al acercarse este, se van desarrollando sectores de mayor riesgo, en donde las concentraciones de esfuerzos en estos materiales generan plastificación local, esto se logra visualizar en las deformaciones que se producen en los tranques de relaves después de los sismos. (Ver figura 2.5).

Finalmente, los resultados muestran que la concentración de esfuerzos de corte es relativamente baja, debido a la baja energía presentada en el tranque.

En la siguiente figura 6.16, se muestra el SRF crítico y la máxima deformación unitaria por corte,

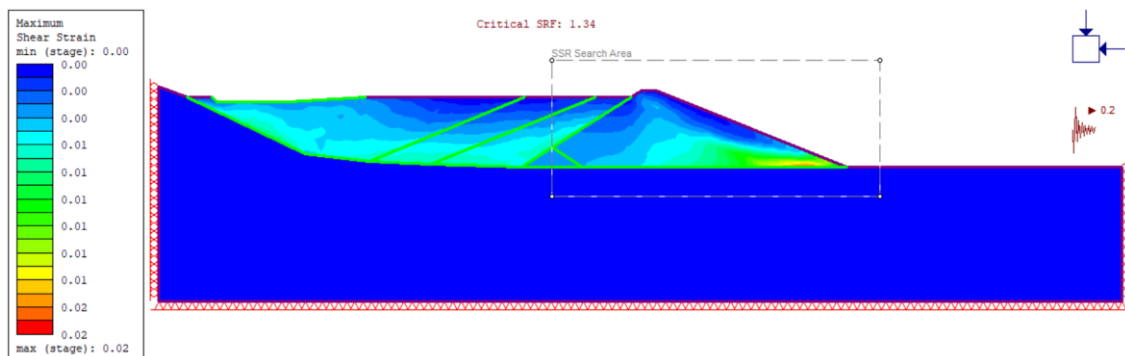


Figura 6.16 - SRF crítico.

6.3.2.3 Otros resultados: Deformaciones verticales y horizontales en el eje del muro.

El desplazamiento del tranque, como se recomienda en los antecedentes recabados, tiene valores limitados tanto en su dirección vertical, como en su dirección horizontal. La deformación vertical debe ser menor al 50% de la revancha, mientras que, la deformación horizontal debe ser menor al 1% de la altura máxima del tranque.

En las siguientes secciones, se muestran las deformaciones en el eje central del tranque, en las dos direcciones de análisis, tanto para el caso estático, como para el pseudo-estático.

6.3.2.4 Caso estático:

En la siguiente figura 6.17, se muestran las deformaciones verticales y horizontales, respectivamente:

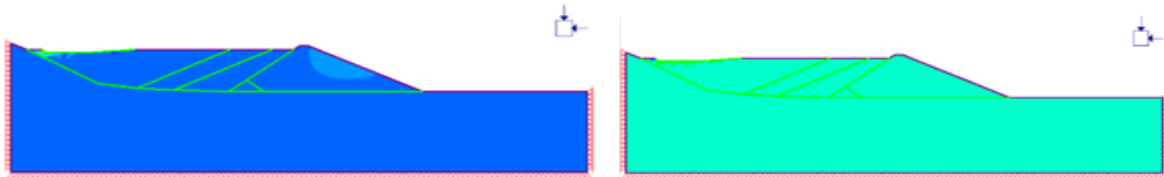


Figura 6.17 - Deformación horizontal y vertical respectivamente para el caso estático-diseño original.

De estas figuras, se desprenden las siguientes observaciones:

- Las deformaciones mayores se concentran en las lamas bajo la piscina de aguas claras.
- El muro de arenas tiene una deformación muy baja comparada a la que se produce en las lamas que están sometidas a una carga hidrostática, sin embargo, esto no quiere decir que las deformaciones en este sean despreciables. Con el objetivo de aclarar lo anterior, resulta necesario analizar de forma detallada, a través del programa, la deformación horizontal y vertical del muro cada 1 metro, específicamente en una línea de referencia situada en el centro del tranque desde su base a hasta su coronación.

A continuación, en la figura 6.18, se muestran las deformaciones horizontales y verticales, respectivamente, enfocadas en el eje central del muro de arenas:

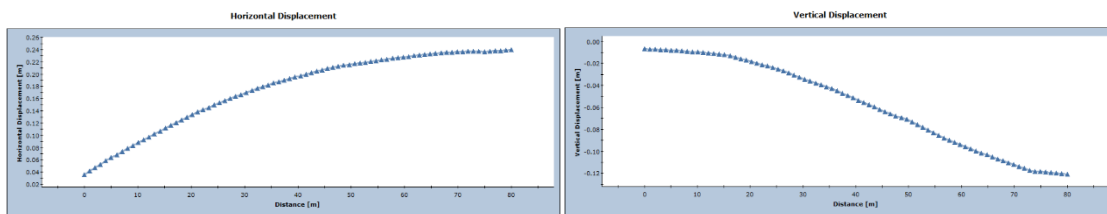


Figura 6.18 - Deformación horizontal y vertical para el caso estático con su diseño original.

De estos resultados se observa que:

- La deformación horizontal máxima se presenta en el nivel de coronación del muro de arenas, cuyo valor corresponde a 25 cm aproximadamente.
- Se observa que el origen de esta deformación en el caso estático se debe a que los esfuerzos aplicados en el tranque son producidos por el empuje del relleno que actúa sobre la cara aguas arriba del tranque.
- La deformación corresponde al 0.3% de la altura del tranque, y el límite recomendado para este tranque corresponde al 1% de su altura total, concluyendo que este resultado está dentro del límite recomendado.
- Las deformaciones se van incrementando, pero tienden a hacerse asíntotas a un valor constante.
- La deformación absoluta vertical máxima se presenta en el nivel de coronación del tranque y se debe al acomodamiento de las partículas en las capas inferiores provocado por el peso propio de las arenas, es decir, las deformaciones variarán con la profundidad.
- El valor obtenido es igual a 12 cm que corresponde al 0.15% de la altura total del tranque, este valor es considerado bajo teniendo en cuenta el límite que corresponde a 1 metro.

6.3.2.5 Caso pseudo-estático:

A continuación, en la figura 6.19, se muestran las deformaciones horizontales y verticales del tranque de relaves para el caso pseudo-estático en su diseño original:

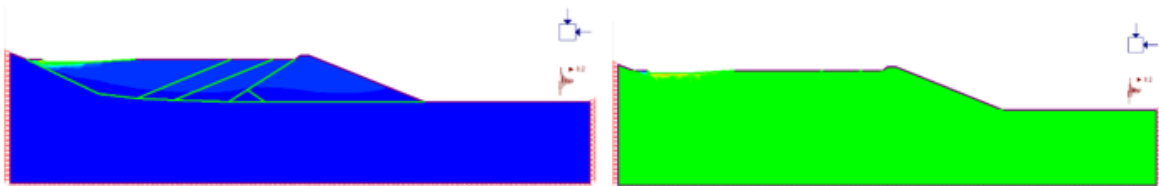


Figura 6.19 - Deformación horizontal y vertical caso pseudo-estático, diseño original.

De esta figura se desprende que, al igual que en el caso estático, las deformaciones del tranque de relave se concentran en la piscina de aguas claras.

Tal y como se mencionó en la sección anterior, para realizar un análisis detallado y claro del comportamiento en el tranque de relaves, se debe tomar en cuenta sólo las deformaciones en el muro de arenas.

A continuación, en la imagen 6.20, se muestran las deformaciones horizontales y verticales enfocadas en el muro de arenas:

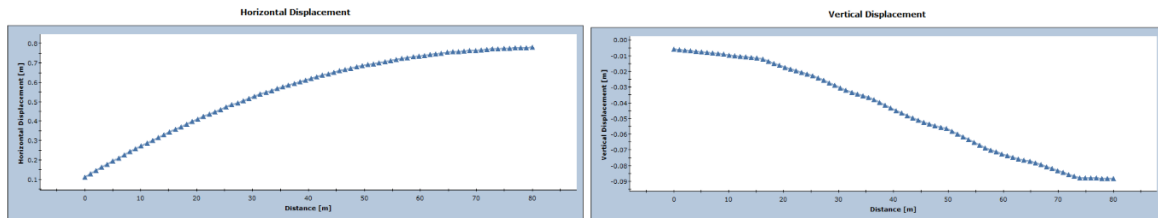


Figura 6.20 - Deformación horizontal y vertical, caso pseudo estático con su diseño original.

De esta figura se desprende lo siguiente:

- La deformación horizontal máxima se encuentra en el nivel de coronación del muro de arenas, la cual corresponde a 80 cm aproximadamente.
- La deformación horizontal, para este caso, excede a la deformación medida en el caso estático en aproximadamente 55 [cm].
- La deformación horizontal corresponde al 1% de la altura total del tranque, esta deformación se encuentra dentro del límite recomendado.
- La deformación horizontal aumenta considerablemente debido a las aceleraciones en su base provenientes a un sismo.
- La deformación absoluta vertical máxima, se encuentra en el nivel de coronación del tranque y su valor corresponde a 9 cm, correspondiente al 0.1% de la altura del tranque, esta deformación se considera despreciable.

6.3.3 Optimización mediante programa RS2:

Basados en los resultados obtenidos anteriormente, se comparan los factores de seguridad y deformaciones por separado, estudiando las proximidades de estos factores con sus respectivos límites; así mismo se realiza una comparación de las deformaciones horizontales del tranque sometido a condiciones estáticas y a condiciones dinámicas. Estas comparaciones tienen el propósito de determinar la influencia de la deformabilidad del tranque sobre su estabilidad, aspecto

que no se analiza en los métodos tradicionales basados en el equilibrio límite, pero si se pueden realizar cuando se analiza una estructura geotécnica como un cuerpo deformable siguiendo lo establecido por una ley constitutiva que representa aproximadamente el comportamiento de los materiales.

Esta comparación tiene como objetivo determinar, si la aproximación de los métodos tradicionales, basados en el equilibrio límite dan resultados que se puedan considerar confiables, desde el punto de vista de una ley constitutiva que representa a la estructura geotécnica, puesto que, en muchos casos durante un sismo, las deformaciones que se desarrollan en una estructura como un tranque de relaves, son muy grandes y pueden exigir otro tipo de técnica para el análisis del comportamiento fisicomecánico de la estructura.

Aquí, para la optimización de la geometría del tranque, es decir, el cambio de pendiente del talud aguas abajo, se procederá en forma análoga a lo que se aplicó en el programa slide 2018, en este caso, se utiliza un método (*FEM*) y una ley constitutiva elastoplástica, la cual, representa bastante bien a los materiales que se han utilizado en la construcción del tranque y en el relleno posterior, es decir, en los relaves.

Estos análisis, están basados en los parámetros fisicomecánicos presentados anteriormente, donde se han adoptado algunas hipótesis y valores basados en la experiencia nacional e internacional [31][32][33][34][35][36][12].

Entonces, para esta parte del trabajo de investigación, se realiza un análisis iterativo, en el cual se variará la pendiente inferior del tranque y determinará, mediante el algoritmo SSR, los respectivos factores de seguridad, cuyos resultados se presentan en la siguiente tabla 6.10 complementada con la figura 6.21.

Tabla 6.10 - Factor de seguridad asociado a cada ángulo de talud aguas abajo:

Ángulo talud aguas abajo	Factor de seguridad
22° ²	1.34
23°	1.29
24°	1.27
25°	1.23
26°	1.22
27°	1.19

² Ángulo del talud diseño original

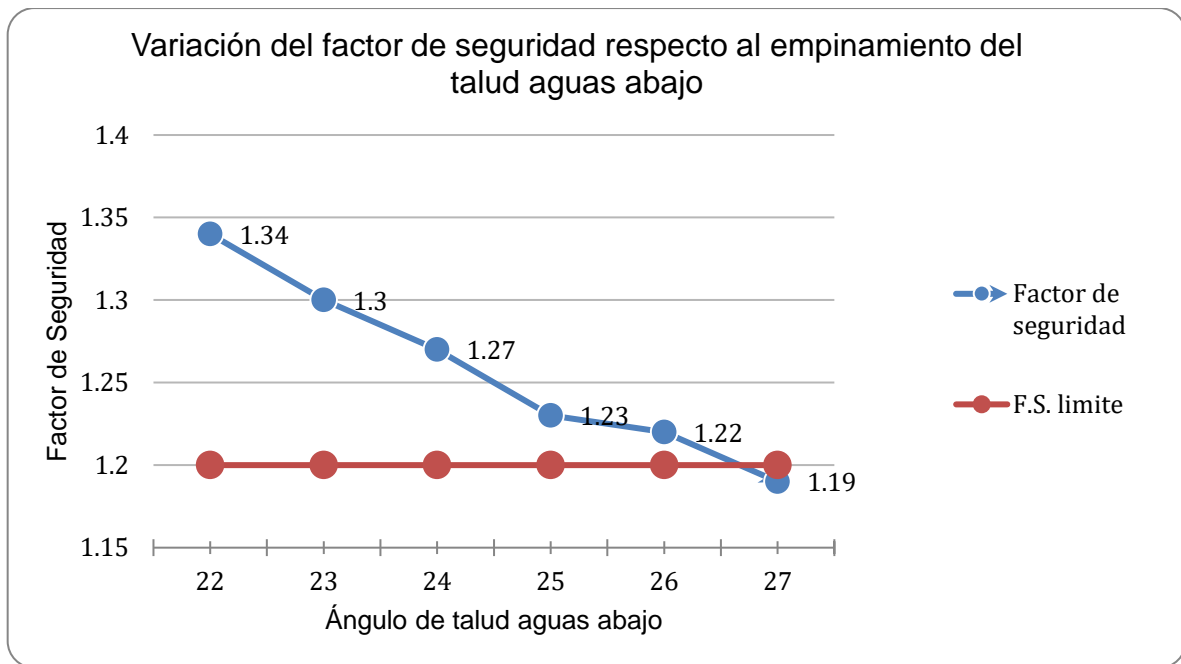


Figura 6.21 - Curva de comportamiento del tranque y límite del factor de seguridad.

Basados en los resultados de la tabla 6.10 y la figura 6.21, se observa que la optimización si bien, es leve, varía el ángulo de 22 a 26 grados, este resultado permite disminuir la pendiente, reduciendo el volumen de construcción del tranque y beneficiando de esa manera al proyecto.

Además, se puede observar que al variar el ángulo se va reduciendo el factor de seguridad hasta alcanzar un valor de 1.22 para 26° que comparado al 1.34 de los 22° originales, parecería pequeña variación. El beneficio se puede traducir, por ejemplo, en un incremento en el volumen de almacenamiento.

Concluyendo, se puede decir que, la variación de aproximadamente 4° en la pendiente del talud aguas abajo es un gran beneficio para el proyecto. Este cambio representa un incremento en el volumen de almacenamiento del tranque de aproximadamente 2.000.000 de [m³] que corresponde al 11% del almacenamiento total para el cual fue diseñado originalmente y, además, trae consigo una reducción en la construcción del tranque de aproximadamente 552.000 [m³].

Este beneficio no sólo es económico, sino también ambiental, puesto que se elimina la necesidad de buscar otro lugar para depositar los relaves.

En la figura 6.22 se presenta, el incremento de altura que podría tener el tranque con el ahorro de material al optimizar el talud aguas abajo.

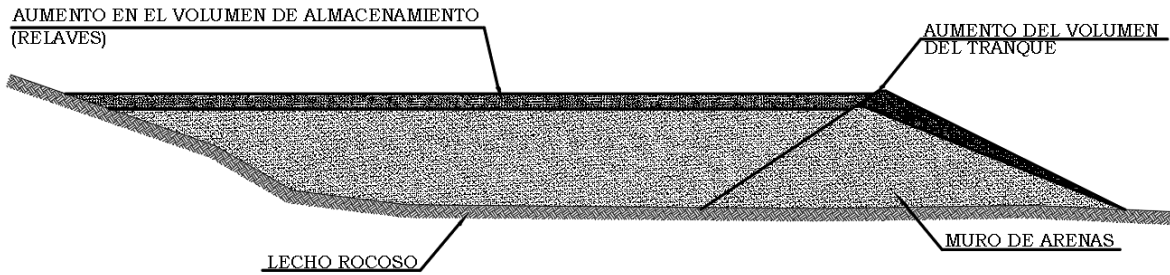


Figura 6.22 - Variación en la geometría del tranque después de la optimización.

6.3.4 Resultados de los factores de seguridad para el análisis estático y pseudo-estático, diseño optimizado:

Una vez determinado el estado del tranque optimizado, se deben verificar los resultados para el caso estático, en donde se analiza tanto el factor de seguridad, como las deformaciones y, finalmente, se realiza un análisis detallado de los resultados en el caso pseudo-estático obtenidos en este programa.

6.3.4.1 Caso estático:

Análogo a lo obtenido en el caso estático con el programa Slide 2018, se encontró una disminución del factor de seguridad para este caso, que tiene como consecuencia un aumento en los esfuerzos de corte en el tranque.

Sin embargo, estos valores cumplen con holgura el límite establecido por la normativa, concluyendo que, bajo condiciones estáticas, el tranque no tiene riesgo de falla.

A continuación, en la figura 6.23, se muestra el SRF crítico para el caso estático en la condición optimizada:

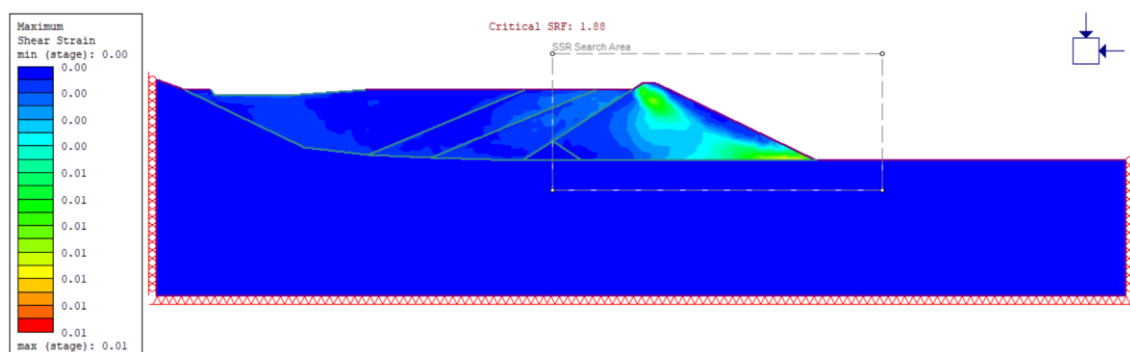


Figura 6.23 - SRF 1.88 caso estático-condición optimizada.

6.3.4.2 Caso pseudo-estático:

Puesto que este es el caso que controla el diseño se otorga más información y se realiza un análisis más riguroso de los resultados.

A continuación, en la figura 6.24, al igual que para el diseño original, se muestra que, en las arenas limosas cercanas al muro de empréstito existe una concentración de esfuerzos debido a un posible proceso de licuación producido por las cargas sísmicas. Además, se observa una concentración de esfuerzos al pie del tranque, debido a la posible falla del talud. Sin embargo, el factor de seguridad para este caso asegura la estabilidad del tranque.

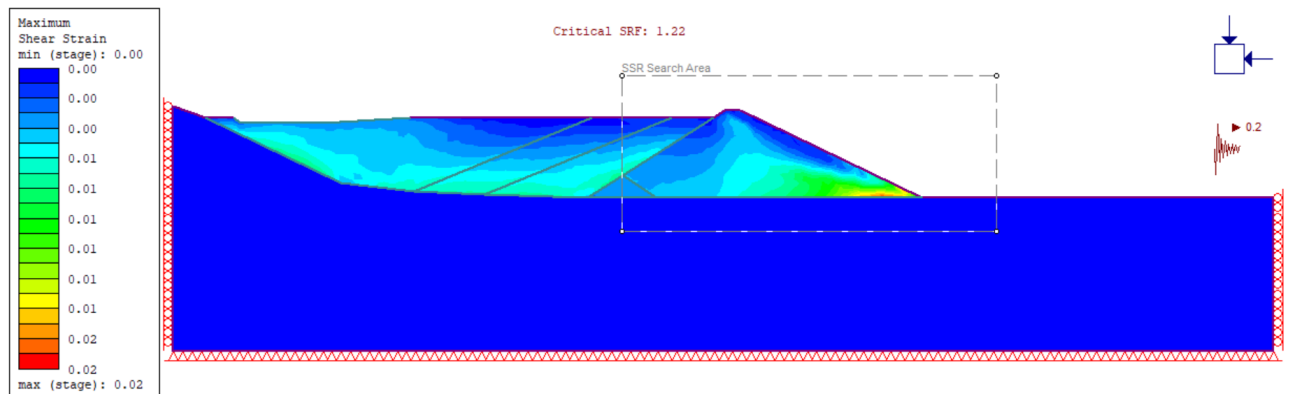


Figura 6.24 - SRF 1.22 caso pseudo-estático, diseño optimizado

6.3.5 Resultados de desplazamientos correspondientes al caso estático y pseudo-estático en la condición optimizada:

6.3.5.1 Caso estático:

En la siguiente imagen número 6.25, se muestran las deformaciones en todo el tranque tanto vertical como horizontal:

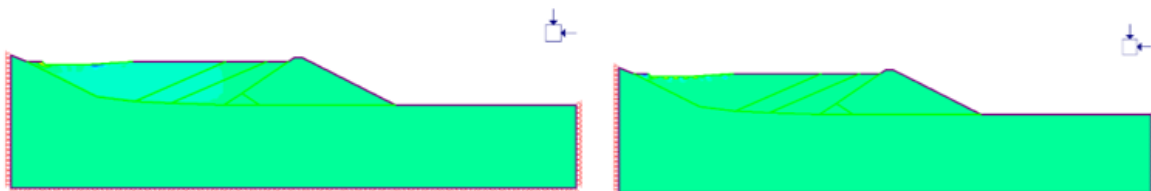


Figura 6.25 - Deformación horizontal y vertical, caso estático, condición optimizada.

De estas figuras se desprende que, al igual que en los casos y condiciones anteriores, las deformaciones del tranque de relave se concentran en la piscina de aguas claras.

Tal y como se mencionó en la sección 6.3.2.4, para realizar un análisis detallado y claro del comportamiento en el tranque de relaves, se deben tomar en cuenta sólo las deformaciones en el muro de arenas.

A continuación, en la figura 6.26, se muestran las deformaciones horizontales y verticales enfocadas en el eje central del muro de arenas:

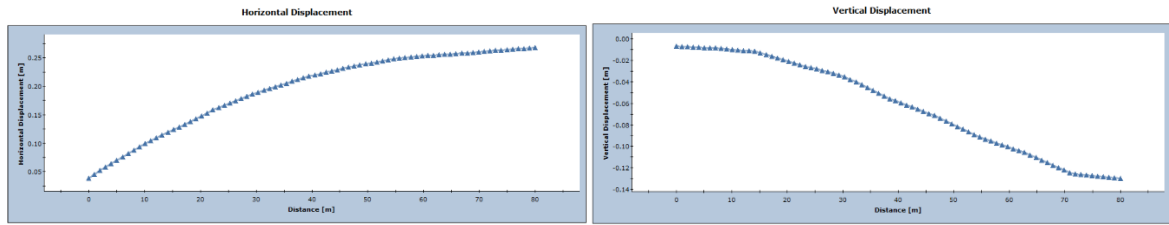


Figura 6.26 - Deformación horizontal y vertical caso pseudo estático - diseño optimizado.

De la figura anterior, se desprende lo siguiente:

- La deformación horizontal máxima se encuentra en el nivel de coronación del muro de arenas, cuyo valor corresponde a 28 cm aproximadamente, además, se observa que este resultado excede a la deformación medida en el caso estático en su condición actual por aproximadamente 3 [cm], valor al que se le considera ínfimo.
- La deformación absoluta vertical máxima se encuentra en el nivel de coronación del tranque y su valor corresponde a 13 cm.

Finalmente, se comprueba que el diseño optimizado para el caso estático cumple con los límites requeridos.

6.3.5.2 Caso pseudo-estático:

En la siguiente figura 6.27, se muestran las deformaciones de la condición pseudo-estática que controla el diseño del tranque.

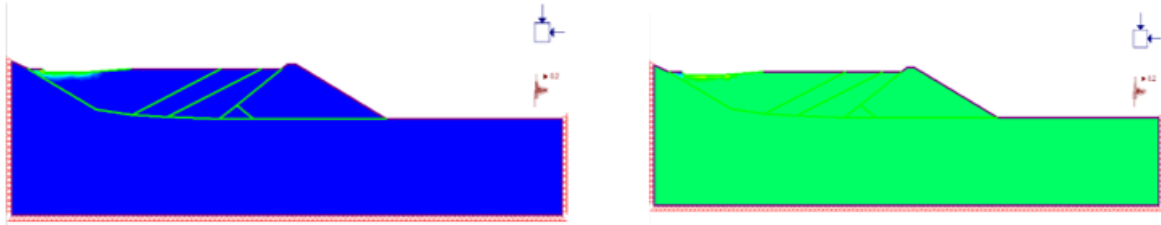


Figura 6.27 - Deformación horizontal y vertical caso pseudo-estático, condición optimizada.

Como se muestra en esta figura, resulta necesario realizar un análisis detallado para determinar las deformaciones en el muro de arenas, puesto que, al tener un rango de deformaciones alto en la piscina de aguas claras el programa discretiza esta información omitiendo la deformación en el muro.

A continuación, en la figura 6.28, se observan las deformaciones horizontales y verticales enfocadas en el muro de arenas:

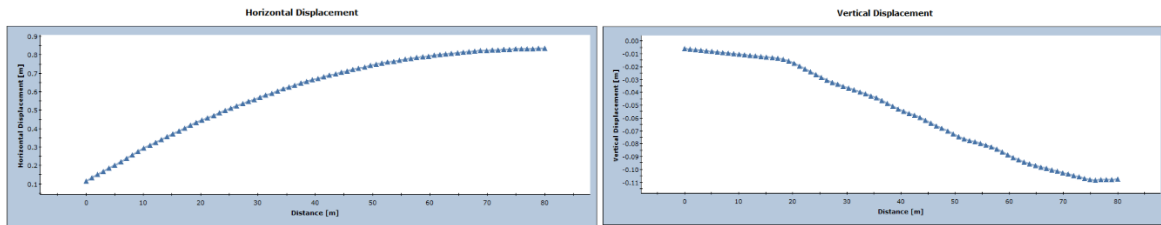


Figura 6.28 - Deformación horizontal y vertical, condición pseudo-estático, diseño optimizado.

En estas figuras, se extrae lo siguiente:

- La deformación horizontal máxima se encuentra en el nivel de coronación del muro de arenas, cuyo valor corresponde a 85 cm aproximadamente, además, la deformación excede a la horizontal estática en aproximadamente 60 [cm].
- Respecto al límite recomendado, esta deformación se excede en un 6%, considerando que el límite de la deformación es una recomendación, aún es posible tomarlo en cuenta como un diseño seguro.
- La deformación absoluta vertical máxima se encuentra en la coronación del tranque, cuyo valor obtenido corresponde a 10 cm, menor al límite establecido (1[m]).
- La diferencia entre todos los casos analizados es baja.

6.3.6 Variación del SSR en función de la deformación del tranque:

En la siguiente figura 6.29, se muestra la curva de convergencia del comportamiento del muro de arenas:

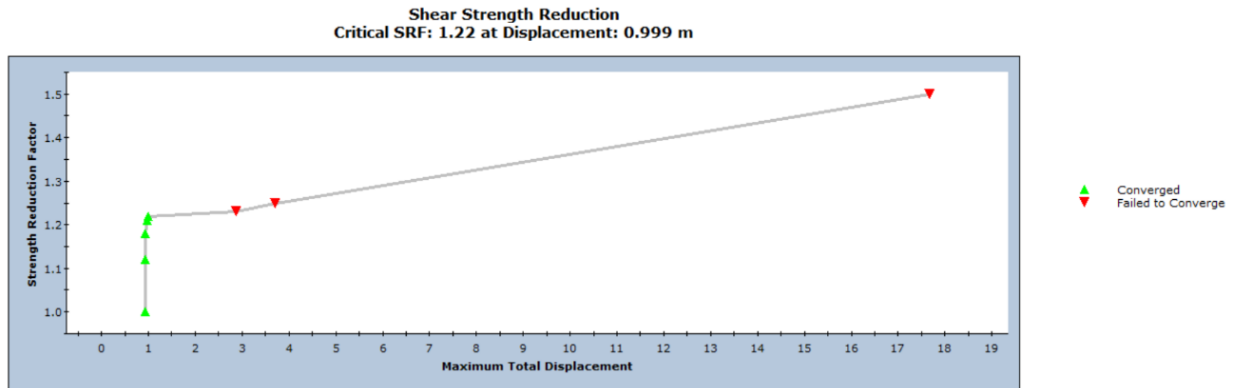


Figura 6.29 - Curva de convergencia.

De la figura se desprenden los siguientes comentarios:

- El tranque tiene un comportamiento perfectamente plástico, es decir, se comporta como un suelo normalmente consolidado o un suelo blando.
- La deformación mostrada corresponde al 1% de la altura total del tranque, debido a que la deformación de fluencia, para la mayoría de los suelos ronda el 2%, podemos concluir que el tranque se comporta prácticamente elástico.

6.3.7 Esfuerzos principales efectivos en el tranque para el caso pseudo-estático con el diseño optimizado:

En la siguiente figura 6.30, se muestran las tensiones principales efectivas σ'_1 y σ'_3 para el tranque en su condición optimizada:

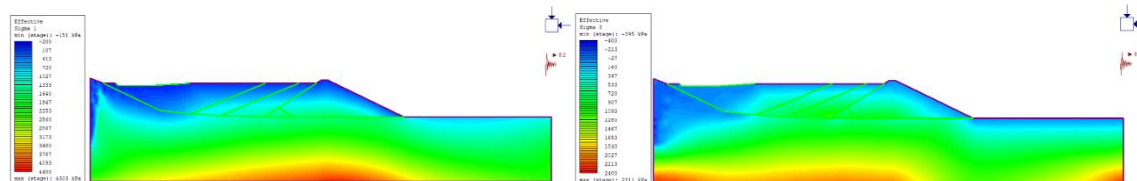


Figura 6.30 - Tensiones principales efectivas σ'_1 y σ'_3 .

Respecto a la información extraída de estas figuras, se observa que prácticamente no presenta riesgo alguno, ya que, no hay tracción clara en la zona de la estructura del tranque.

Además, se establece que, tomando cada valor de tensión principal efectiva por sí sola, no es posible determinar si el estado tensional en los puntos del tranque puede provocar la falla en este, debido a esto, y como se presentó en la sección 2.5.1., para conocer el estado tensional en cualquier punto del tranque, es necesario utilizar ambas tensiones actuando a la vez.

Como se observó en las secciones anteriores, el muro de arenas es el sector en donde eventualmente la falla se produciría, por lo que, resulta importante interpretar estos datos sobre el. Para esto se escoge la sección perpendicular correspondiente al eje central desde su base hasta su nivel de coronación.

Una vez conocidos los valores de los esfuerzos efectivos en esa sección es posible relacionar estos datos a través del círculo de Mohr, de esta manera, se determinan los esfuerzos de corte en cada punto de análisis del muro y luego se comparan con la envolvente de falla de Mohr-coulomb.

En esta condición, como se presenta en la siguiente figura 6.31, se observan los estados tensionales cada 10 [m] del muro de arenas, desde su coronación hasta su base, representados a través de los círculos de Mohr, además, se muestra la envolvente de falla Mohr-Coulomb inherente al muro:

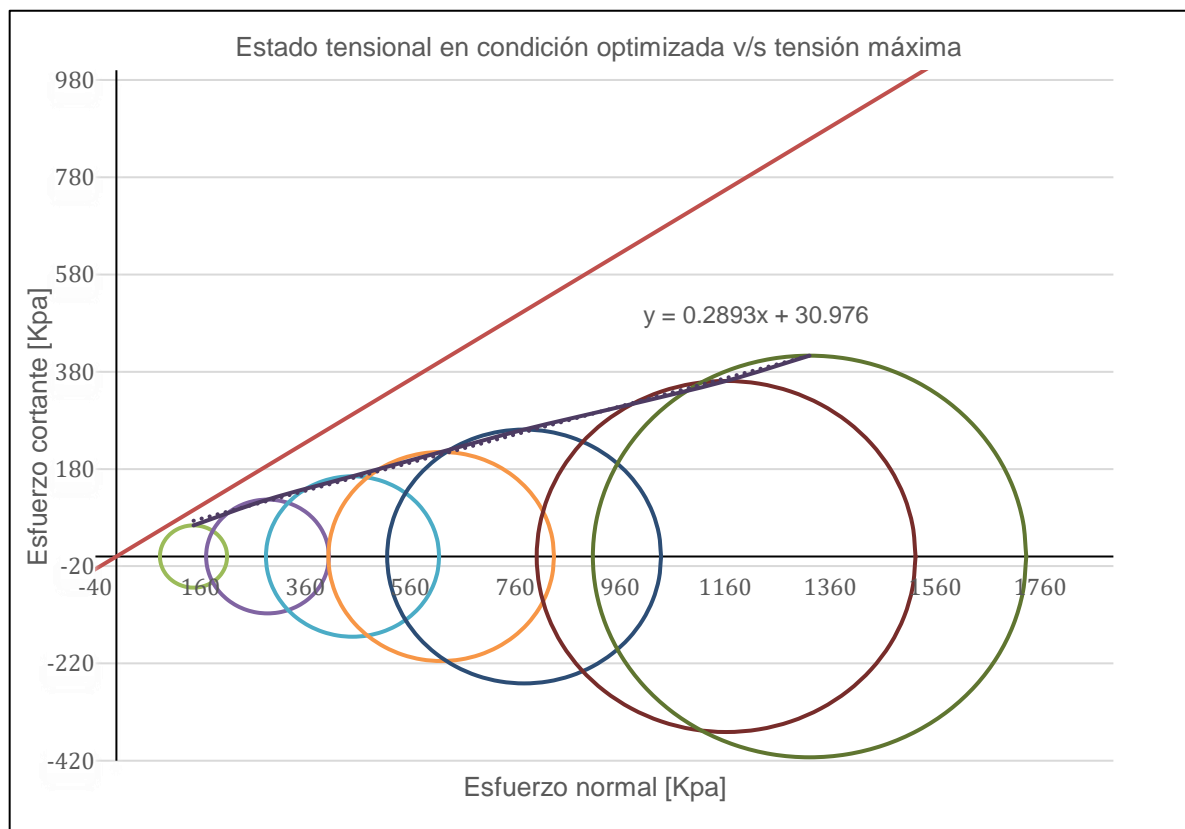


Figura 6.31 - Estados tensionales cada 10[m] y envolvente de falla en el tranque de relaves.

De la figura anterior se extrae que:

- No hay un estado tensional en el muro que intercepte la envolvente de falla, esto tiene sentido, puesto que la condición optimizada en el caso pseudo-estático cuenta con un factor de seguridad cuyo valor corresponde a 1.22.
- Se observa que, la envolvente del suelo, representada por la curva de tendencia, tiene una intersección igual a 30 [KPa] que corresponde a la cohesión, que representa, la presión de poros negativa en el suelo.
- El muro tiene un comportamiento, esfuerzo-deformación, que corresponde a un material parcialmente saturado, comportamiento matemáticamente muy complejo que se sale de los alcances de esta memoria.

6.4 Cálculo de la red de flujo para la condición optimizada:

A pesar de que el programa realiza este análisis en forma automática antes de llevar a cabo el análisis de esfuerzos y deformaciones o el análisis de estabilidad de taludes (en este se aplican métodos energéticos), se presentan a continuación los resultados asociados a la red de flujo en el tranque.

Se muestra el análisis del flujo de agua a través de la estructura geotécnica para determinar que este evento no varía mucho ni crea grandes variaciones entre el diseño original y el diseño optimizado, ya que, la disposición de drenajes inferiores debajo del reservorio, hacen que el flujo de agua, a través de la masa de lamas, arenas y cuerpo del tranque se límite a la base de la estructura.

La sección de cálculo para este análisis es similar a la presentada en la figura 6.3, teniendo como única diferencia el talud aguas abajo.

Mediante este análisis, se determinan, no sólo las líneas de flujo si no también las líneas equipotenciales, de manera que el programa, utilizando esta red puede determinar caudales en cualquier punto de la sección de cálculo, asimismo, esta red de flujo permite determinar las zonas donde realmente hay un flujo físico de agua (existe presiones de poros positivas) e identificar que existen sectores donde la saturación por ascenso capilar genera unas zonas de succión con presiones de poros negativas, que incrementan los esfuerzos efectivos y en consecuencia la estabilidad del tranque.

A continuación, en la figura 6.32, se presentan las líneas equipotenciales, la línea de nivel freático y las líneas de flujo, generadas por la laguna de aguas claras:

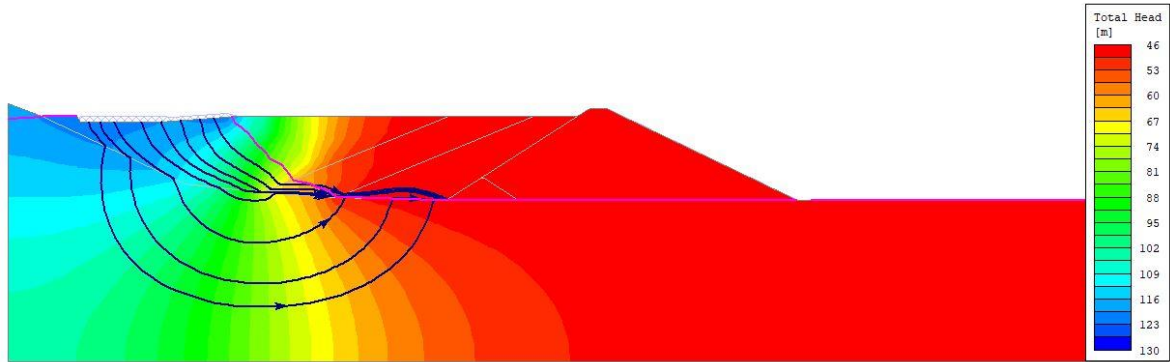


Figura 6.32 - Líneas equipotenciales, línea de saturación y líneas de flujo.

Estas líneas equipotenciales, combinadas con las líneas de flujo que se presentan en esta imagen, permiten al programa calcular, en todo momento, y en los análisis estáticos y pseudo - estáticos, las presiones de poros debidas a la presión hidrostática e hidrodinámica del agua.

En la figura anterior, se puede observar que, las líneas de flujo se dirigen, en primer lugar, a la parte inferior del muro de arranque, además, se puede apreciar como estas líneas de flujo se elevan por sobre el nivel de saturación del tranque, esto tiene sentido debido a la ascensión capilar en el suelo.

A continuación, en la figura 6.33, se muestran los caudales antes y después del muro de empréstito o muro de partida:

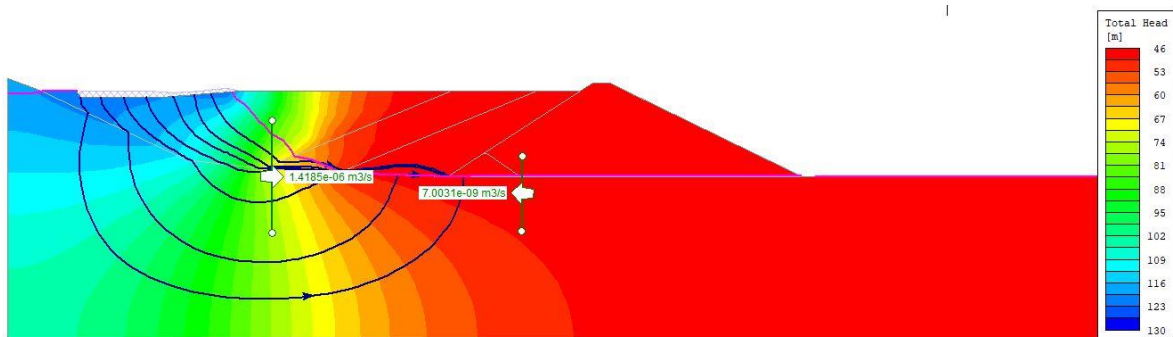


Figura 6.33 - Caudal dentro del tranque de relaves.

Según esta imagen, si observamos la línea de saturación, muestra que gran parte de la masa almacenada detrás del muro de arenas, está parcialmente saturada y considerando que esa masa está compuesta por arcilla, limos y arenas con finos, se puede suponer que esas presiones de poros negativas van a generar un marcado proceso de succión.

Además, observando esta figura 6.33, específicamente la estructura del muro de arenas se observa que prácticamente la línea de saturación pasa por debajo del muro, es decir en el contacto del muro de arenas y la roca, y escurre un caudal por debajo del muro de arenas de $7e-09$ m/s, es decir, un litro por día, que se considera despreciable.

En la figura 6.34, se muestra que prácticamente, el flujo que pasa por debajo del muro de arenas es nulo, ya que, la mayor parte de las velocidades de flujo se concentran en el lado aguas arriba del muro y hacia el basamento rocoso, en otras palabras, es el agua que absorbe la roca, la que, con el tiempo la colmatará y anulará totalmente el flujo de agua en esta.

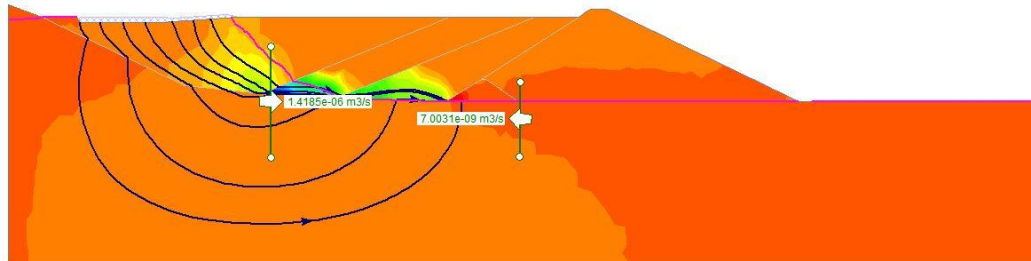


Figura 6.34 - Velocidades de flujo en el tranque de relaves.

A continuación, en la siguiente figura 6.35, se muestra la variación de las presiones de poros en el muro del tranque:

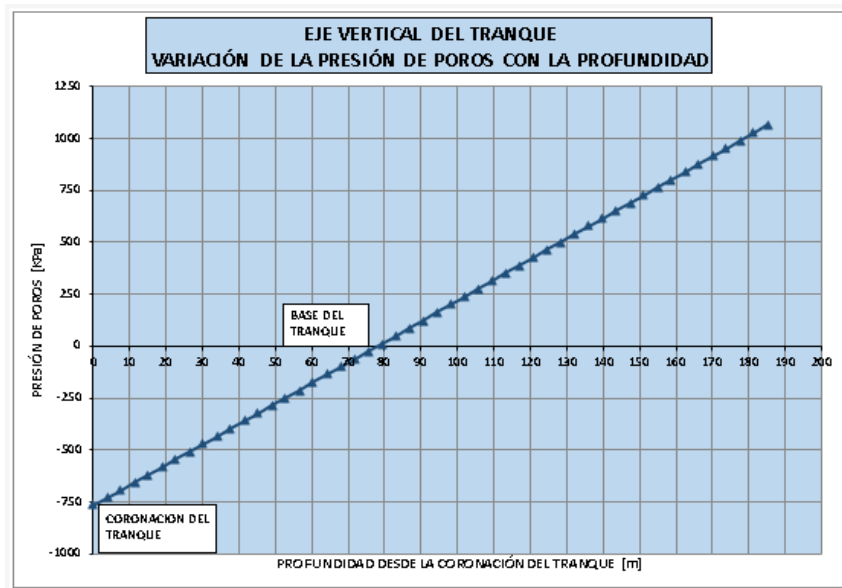


Figura 6.35 - Variación de la presión de poros en el eje central del tranque de relaves.

Esta imagen muestra, como desde la base del tranque existe un marcado proceso de succión, es decir, la presión de poros negativa avanza conforme aumenta la altura del tranque, esto tiene como consecuencia una gran respuesta del muro ante eventos solicitantes, puesto que aumenta la resistencia al corte debido al incremento en su tensión efectiva.

Además, la imagen corrobora la información mostrada por la red de flujo, en la cual, se muestra que la línea del nivel freático se encuentra prácticamente en la base del muro.

CAPÍTULO 7

Conclusiones:

Con la información recabada en esta tesis es posible extraer conclusiones que guardan relación con el estudio de las normativas chilenas y estadounidenses, las cargas solicitantes del tranque, los resultados obtenidos en los programas RS2 y Slide 2018, sus semejanzas y diferencias, y la optimización de los tranques de relave de extracción de cobre en Chile.

7.1 Estado del arte:

La revisión realizada a la literatura técnica existente en Chile y Estados Unidos respecto a tranques de relave de minerales de cobre, indica que, Chile ha desarrollado una tecnología propia, gracias a la experiencia ganada en muchos tranques exitosos y en otros que han producido desastres ambientales, también es correcto afirmar en Chile se debe optimizar el diseño de estos tranques, no así en Estados Unidos, puesto que, tiene una disponibilidad de capital de trabajo mayor que la existente en Chile.

Además, los sismos en el norte del continente americano especialmente en Estados Unidos son completamente diferentes a los sismos que se producen en Chile, por lo tanto, las solicitaciones sísmicas de Estados Unidos y las de Chile son distintas, por este motivo, al momento de adoptar el coeficiente sísmico para hacer los análisis pseudo-estáticos de este ejemplo se recurrió a la publicación de Saragoni, profesor de la universidad de Chile de reconocido prestigio internacional.

A modo de conclusión, se afirma que las publicaciones de los congresos de la sociedad chilena de geotecnia y los congresos de minería que se han hecho en el país muestran estas diferencias mencionadas y permiten adoptar estos valores, para hacer el análisis.

Complementando a estos comentarios se afirma que, la relación de Saragoni concuerda con la zonificación sísmica, de acuerdo con el manual chileno de carreteras [37], que establece que, el coeficiente sísmico asociado a un coeficiente máximo efectivo de aceleración para la zona sísmica III es igual a 0.2g.

7.2 Slide 2018:

A lo largo del desarrollo de este trabajo de título, se ha ganado una experiencia que permite llegar a las siguientes conclusiones:

El desempeño estructural de un tranque para el relave de la extracción de cobre construido con el método aguas abajo, depende directamente de la calidad de las arenas utilizadas en el cuerpo del tranque, en la forma de sus partículas y en el grado de saturación. Esta conclusión concuerda con la experiencia nacional e internacional en este tipo de estructuras.

Tabla 7.1 - comparación de resultados diseño actual con optimizado.

	DISEÑO ORIGINAL		DISEÑO OPTIMIZADO	
	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático
F.S. determinístico	2.16	1.35	1.85	1.22
F.S. medio	2.17	1.36	1.86	1.22
Probabilidad de falla	0.00%	0.10%	0.00%	2.40%
I.C. normal	5.61	2.75	4.82	1.93
I.C. log normal	8.02	3.27	6.44	2.09

Los resultados obtenidos en el análisis probabilístico permiten concluir que, aunque el diseño de un tranque cumpla con las normativas en cuanto a la magnitud del factor de seguridad mínimo admisible, el análisis probabilístico, puede mostrar un valor de dicho factor ligeramente menor al calculado con procesos determinísticos, por el hecho de corresponder a la combinación de valores de parámetros de resistencia más desfavorables.

Esta reducción del factor de seguridad de un caso determinístico a uno probabilístico se puede deber a la variación que realiza el algoritmo dentro del intervalo de confianza con los parámetros de resistencia y parámetros físicos de los materiales, ya que, de esa manera, análogamente a lo que se hace en estructuras de edificios, se obtiene la combinación más desfavorable de los parámetros de resistencia al corte, que dan el factor de seguridad más bajo. Para este valor mínimo el algoritmo del programa utiliza una función de distribución de probabilidades que determina la probabilidad de ocurrencia que tiene ese factor de seguridad.

Los resultados de los análisis realizados y presentados en la tabla 7.1, proporcionan valores que muestran que una optimización en la pendiente del talud aguas abajo, incrementándola en aproximadamente 4°, no sólo mantiene el factor de seguridad por encima del límite inferior de la norma, sino que también, desarrolla una probabilidad de falla de apenas 2.4% y reduce el volumen de construcción, y en consecuencia el costo del tranque.

Como consecuencia, de acuerdo a estos resultados se establece que, desde un punto de vista de diseño probabilístico, será el caso pseudo-estático el que controle el diseño del tranque, ya que las

solicitaciones dinámicas pueden modificar el sistema de esfuerzos efectivos, reduciendo la resistencia al corte.

En todos los casos analizados se determina que la probabilidad de falla es baja, y que se encuentra por debajo de 4% en el ejemplo analizado, lo que correspondería a un valor admisible, ya que, en la mecánica de suelos se aceptan valores mucho más altos.

Para cerrar este capítulo, se establece que los factores de seguridad en los casos estáticos son más sensibles que en los casos dinámicos, debido a que, una modificación en la geometría del tranque, implica una modificación directa del sistema de esfuerzos efectivos, ya que, la zona de saturación por capilaridad también se modificará; lo que se traduce en grandes cambios en la distribución de esfuerzos efectivos, esto a su vez, genera una variación importante del factor de seguridad.

En conclusión, un análisis probabilístico asociado a un proceso de optimización de la geometría de un tranque, puede resultar muy beneficioso para un proyecto antes de la construcción del tranque, porque se podría alcanzar un ahorro en los materiales de construcción.

7.3 RS2:

En la siguiente tabla 7.2, se presentan los resultados finales obtenidos a través del programa:

Tabla 7.2 - Resultados diseño original y diseño optimizado.

Resultado	Diseño original		Diseño optimizado	
	Estático	Pseudo-estático	Estático	Pseudo-estático
Factor seguridad	2.19	1.34	1.88	1.22
Deformación horizontal [cm]	25	80	28	85
Deformación vertical [cm]	12	9	13	10

Los resultados obtenidos con el programa RS2 desarrollado sobre el método de elementos finitos y, utilizando una ley constitutiva elastoplástica para los materiales térreos, demuestra que la consideración de deformaciones y esfuerzos tienen una influencia bastante grande para comprender el comportamiento de estructuras geotécnicas, lo que no se puede hacer con los métodos tradicionales de estabilidad de taludes, puesto que, normalmente estos preestablecen una superficie de falla y consideran que las dovelas son cuerpos rígidos, (sin deformaciones). Por este motivo, casi todos los programas comerciales existentes a la fecha han tratado de acoplar sus sistemas de equilibrio límite a procesos de cálculo, mediante los elementos finitos para el análisis, por ejemplo, de la red de flujo de agua o de hidrocarburos a través de una estructura geotécnica.

Los resultados obtenidos en la investigación realizada en este trabajo con este programa permiten concluir lo siguiente:

Las deformaciones horizontales son más importantes que las deformaciones verticales, lo que se explica en el hecho de, haber asumido una aceleración horizontal en el sentido del deslizamiento probable y no se asumió un coeficiente aceleración vertical por que la normativa chilena no lo exige.

Examinado los valores obtenidos en las figuras 6.18, 6.20, 6.26 y 6.28, se observa que el comportamiento de las deformaciones verticales es similar a la de las deformaciones por consolidación de un suelo, lo que se podría explicar debido al tamaño de las partículas de las arenas y la posibilidad de contenido de finos que, de acuerdo a las especificaciones del proyecto, podrían alcanzar un máximo de 20%. Al elevarse este contenido de finos, se reducirá la permeabilidad de las arenas y ello favorecerá el desarrollo de deformaciones de tipo viscoso, es decir, que dependen del tiempo.

En cambio, las deformaciones horizontales, se deben a la tendencia de la masa de arena a desplazarse en el sentido de las fuerzas debidas a la aceleración horizontal (inercia), desplazamientos que son muy probables en este tipo de materiales, puesto que, su cohesión puede no ser real, sino más bien que se deba al efecto de succión inducido por la saturación parcial. Esta cohesión aparente podría sufrir una reducción o llegar a desaparecer si el contenido de agua también lo hace.

Concluyendo, la deformación horizontal máxima del tranque equivale a un 1% de la altura del tanque, y si se hace lo propio con la deformación vertical equivale a 0.04% del ancho de la base. Frente a estos resultados, lo que más llama la atención, es que ambas deformaciones unitarias son inferiores a un 2%, la que, en un ensayo triaxial, corresponde a una parte de la curva carga-deformación, en donde prácticamente, se puede asumir un comportamiento lineal, es decir elástico, ya que, el esfuerzo de corte para esa deformación es mucho menor que el esfuerzo de corte en el peak de la curva esfuerzo y deformación.

7.4 Ventajas de usar los dos programas en el diseño:

La combinación de dos programas como el slide 2018, y el RS2 permite realizar una optimización racional y, lo suficientemente aproximada a la realidad de la geometría de un tranque de relaves.

Estas ventajas están basadas en los siguientes aspectos:

El método de análisis utilizado en el slide 2018, corresponde un método riguroso, que incluye en el análisis la interacción entre dovelas y la presión de poros a través de una red de flujo (método de Morgenstern and Price).

La red de flujo anterior se obtiene acoplado el módulo de cálculo de flujo de agua del programa RS2, que permite determinar la red flujo de agua, no sólo en condiciones permanentes, como en este caso, si no en condiciones transientes como lo sería en una lluvia, una nevada o una granizada.

La ventaja del RS2 es que, importando la sección de cálculo del Slide 2018 al RS2, permite verificar si las deformaciones asociadas son aceptables o inadmisibles. En los resultados obtenidos en este trabajo, los factores de seguridad del Slide 2018 son aceptables o admisibles, además, en el programa RS2, se determina que las deformaciones se encuentran dentro de límites aceptables y finalmente se concluye que los factores de seguridad de estos programas son comparables.

En los capítulos anteriores 9.3 y 9.4 ya se mencionó que las deformaciones unitarias están debajo del 2%, lo que indica que los esfuerzos de corte alcanzan valores razonablemente bajos, por otro lado se determinó que, en el análisis del caso estático, la variación de las presiones de poros, puede tener una influencia considerable en el factor de seguridad, esta variación podría estar inducida por el incremento de la pendiente del talud aguas abajo, impuesto por la optimización de la geometría del tranque.

En consecuencia, cerrando este trabajo se concluye que, todo ingeniero que trabaje en el diseño de tranques de relaves, debería adoptar, no sólo el método de Morgenstern and Price acoplado a un método de elementos finitos que le proporcione una red de flujo bien determinada, sino que también, debería definir que magnitud tienen sus deformaciones verticales y horizontales, realizando un análisis mediante alguno de los diferentes métodos numéricos.

CAPÍTULO 8

Bibliografía

- [1] F. C. y. M. d. Minería, "Desde el cobre a la Innovación Roadmap Minería 2015 -2035", 2018.
- [2] ". F. s. R. -. SERNAGEOMIN", Available: <https://www.sernageomin.cl/preguntas-frecuentes-sobre-relaves/>. [Accessed: 01-May-2019].
- [3] L. 19300, " Aprueba ley sobre bases generales del medio ambiente", Diario oficial de la republica de Chile, Minsterio secretaría general de la Presidencia", 2016.
- [4] D. 132, " Aprueba Reglamento de Seguridad Minera", Diario oficial de la republica de Chile, Ministerio de Minería", 2013.
- [5] D. 248, " Aprueba Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves", Diario oficial de la republica de Chile, Ministerio de Minería", 2007.
- [6] L. 20551, "Regula el cierre de faenas e instalaciones mineras", Diario oficial de la republica de Chile, Ministerio de Minería", 2011.
- [7] L. 20819, " Modifica la ley N° 20.551 que regula el cierre de faenas e instalaciones mineras e introduce otras modificaciones legales", Diario oficial de la republica de Chile, Ministerio de Minería", 2015.
- [8] c. y. t. d. l. B. d. c. n. R. T. Área de recursos naturales, "Informe de la comisión investigadora sobre la situación en que se encuentran los depósitos de relave mineros existentes en el país", 2010.
- [9] P. U. C. d. V. S. d. G. y. Minería, "Guía Metodológica para Evaluación de la Estabilidad Física de Instalaciones Mineras Remanentes," , 2018.
- [10] FEMA, "Federal Guidelines for Dam Safety," U.S. Federal Emergency Management Agency, 2004.
- [11] U. EPA, "Technical Report: Design and Evaluation of Tailings Dams," US EPA Off. Solid Waste, 1994.
- [12] S. d. E. d. l. A. e-seia, http://seia.sea.gob.cl/expediente/expedientesEvaluacion.php?modo=ficha&id_expediente=3475081, 2018.
- [13] M. a. Price, "A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces", 1966.
- [14] T. S. L. S. S. G. M. B. Lee W. Abramson, "Slope Stability and Stabilization Methods", 2002.
- [15] B. M. Das, Fundamentos de ingeniería geotécnica, 2001.

- [16] F. 6. U. D. o. H. security, Federal Guidelines for Dam Safety Earthquake Analyses and Design of Dams, 2005.
- [17] U. S. S. o. Dams, Materials for Embankment Dams, 2011.
- [18] Uscold, Guidelines on Design Features of Dams to Effectively Resist Seismic Ground Motion, United States Committee on Large Dams, 2000.
- [19] S. Highlights, Slide 2, 2018.
- [20] M.-P. -. S. d. d. poligonal, GEO5, 2018.
- [21] C. R, Finite Element Modeling for Stress Analysis, 1995.
- [22] Rocscience, Technical Specifications Analysis Methods, 2018.
- [23] R. L. J. W.F. Chen, "Compararison between methods of slices and method of wedges in slope stability analysis". Geotechnical Engineering, Southeast Asian Geotechnical Society, 2003.
- [24] S. S. Melo C, SEISMIC COEFFICIENTS FOR PSEUDOSTATIC SLOPE ANALYSIS, 2004.
- [25] C. Lomnitz, Major Earthquakes of Chile: A Historical Survey. Seismological Research Letters, 75(3), 368-378, 2004.
- [26] R. S. S. S. Leyton F., "Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central", 2010.
- [27] USGS, Search Earthquake Catalog, <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/>, 2019.
- [28] "Grandes terremotos en Chile | Centro Sismológico Nacional.", "Grandes terremotos en Chile | Centro Sismológico Nacional." [Online]. Available: <http://www.csn.uchile.cl/sismologia/grandes-terremotos-en-chile/>. [Accessed: 06-Aug-2019].
- [29] S. R. R. S, Fórmulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos de sismogénicas los efectos del suelo, 2005.
- [30] S. R., Análisis del riesgo sísmico para la reconstrucción del puerto de Valparaíso, 1993.
- [31] A. S. D. G. C. C. J. Igueroa, Comportamiento sísmico de presas de relave construidas aguas abajo y línea central, 2017.
- [32] J. Barrios, Análisis de estabilidad de un depósito de relaves espesados emplazado sobre un tranque de relaves convencional, 2017.
- [33] A. T. S. Lindquist, Estabilidad análisis on a planned Mexican tailings dam, 2016.
- [34] A. T. S. Lindquist, Stability analysis on a planned Mexican tailings dam, 2016.
- [35] M. e. Morgenstern, Methods for seepage rate calculation not assuming steady state are proposed, 1976.
- [36] V. A. y. V. K., Aspectos técnicos y ambientales de un tranque de relave, 1998.
- [37] ". S. -. T. d. relave", [Online]. Available: <https://www.sernageomin.cl/preguntas-frecuentes-sobre-relaves/>. [Accessed: 01-May-2019].
- [38] S. N. d. G. y. Minería, "Análisis del Catastro de Depósitos de Relaves en Chile y guía de estructura de datos," , 2018.
- [39] E. R. P. J. F. A. V. P. Villavicencio G, "Failures of sand tailings dams in a highly seismic country", 2014.

[40] K. Z., Slope stability analysis of tailings dam embankments, 2015.

[41] M. E. M. T. Davies M., Static liquefaction of tailings fundamentals and case histories, 1999.