

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



“Evaluación de Estabilidad Sísmica y Distancia Peligrosa en Depósitos de Relaves Chilenos”

Por

Misael Alejandro Carrillo Mira

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

Profesor Guía: Néstor René Espinoza Guillén

Enero, 2021

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	II
ÍNDICE DE TABLAS	V
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
CAPÍTULO I.....	1
1. Descripción del trabajo.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Planteamiento del problema.....	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1. Objetivo general	3
1.3.2. Objetivos específicos.....	4
1.4. Alcances del trabajo	4
1.5. Organización del documento.....	5
CAPÍTULO II.....	6
2. Marco teórico.....	6
2.1. Antecedentes históricos y actualidad	6
2.2. Marco normativo.....	7
2.2.1. Decreto Supremo N°248	8
2.2.2. Ley N°20.551	9
2.2.3. Decreto N°41	9
2.2.4. Decreto N°50	10
2.3. Caracterización técnica de los depósitos de relaves en Chile	14
2.3.1. Origen de un depósito de relaves	14
2.3.2. Emplazamiento de un depósito de relaves	16
2.3.3. Métodos de construcción de un depósito de relaves	18
2.4. Mecanismos de falla de un depósito de relaves	22
2.4.1. Licuación de suelos	24
2.4.2. Inestabilidad del talud.....	26
2.4.3. Overtopping y overflowing.....	28
2.4.4. Erosión interna	29
2.4.5. Exceso de deformaciones	30
2.4.6. Asentamientos y problemas de fundación	31
2.5. Consecuencias e impactos de la falla de un depósito	32
CAPÍTULO III.....	34
3. Análisis teórico de estabilidad dinámica.....	34

3.1.	Análisis pseudoestático	35
3.2.	Análisis dinámico	37
3.2.1.	Método de desplazamientos de Newmark	37
3.3.	Análisis mediante elemento finitos	43
3.3.1.	Esfuerzos.....	43
3.3.2.	Deformaciones	45
3.3.3.	Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.....	45
3.3.4.	Sistemas dinámicos.....	46
3.3.5.	Criterios de convergencia.....	47
CAPÍTULO IV		49
4.	Análisis teórico de distancia peligrosa	49
4.1.	Métodos semiempíricos	50
4.1.1.	Lucia et al. (1981).....	50
4.1.2.	Rico et al. (2007)	53
4.2.	Método numérico.....	56
4.2.1.	Jeyapalan et al. (1981).....	56
4.3.	Método volumétrico	60
4.3.1.	Lemus et al. (2014).....	60
CAPÍTULO V		61
5.	Modelación	61
5.1.	Muros de análisis.....	62
5.1.1.	Muro Principal depósito de relaves Ovejería	62
5.1.2.	Muro Oeste depósito de relaves Talabre	63
5.2.	Caracterización geotécnica de los materiales.....	64
5.2.1.	Parámetros resistentes de los muros.....	65
5.2.2.	Parámetros resistentes del suelo de fundación	66
5.2.3.	Propiedades del relave.....	67
5.3.	Marco sismo-tectónico	67
5.3.1.	Depósito de relaves Ovejería	68
5.3.2.	Depósitos de relaves Talabre.....	69
5.3.3.	Registros	70
5.4.	Resultados y observaciones	72
5.4.1.	Análisis de distancia de peligrosidad	72
5.4.2.	Análisis estático y pseudoestático.....	79
5.4.3.	Análisis estático y pseudoestático con presiones de poros.....	81
5.4.4.	Análisis dinámico.....	82
5.4.5.	Análisis en escenario a largo plazo.....	85

5.4.6.	Análisis en escenario de overtopping.....	86
5.4.7.	Estimación del volumen de falla.....	87
5.4.8.	Análisis de elementos en fluencia inducidos sísmicamente	89
5.4.9.	Análisis de probabilidad de ocurrencia del hecho.....	91
5.4.10.	Análisis de severidad de las consecuencias.....	95
5.4.11.	Evaluación del nivel de riesgo hacia la comunidad.....	100
CAPÍTULO VI		102
6.	Conclusiones.....	102
6.1.	Distancia de peligrosidad	102
6.2.	Estabilidad física.....	102
6.3.	Evaluación del nivel de riesgos a la comunidad	104
6.4.	Comentarios y recomendaciones.....	104
REFERENCIAS.....		107
ANEXO I : Datos históricos (Lucia et al.)		114
ANEXO II : Datos históricos (Rico et al.).....		115
ANEXO III : Estratigrafía		116
ANEXO IV : Iteraciones (Jeyapalan et al.)		117
ANEXO V : Modelaciones		119
ANEXO VI : Matrices de evaluación de riesgos.....		133

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Caracterización de los embalses según Decreto 50.....	11
Tabla 2.2. Periodo de retorno para crecida de diseño según Decreto 50.	12
Tabla 2.3. Periodo de retorno para verificación según Decreto 50.....	13
Tabla 2.4. Criterios de estudios sismológicos según Decreto 50.	13
Tabla 2.5. Requerimientos generales para los diferentes métodos de construcción.	21
Tabla 2.6. Número de colapsos por cada mecanismo de falla, en depósitos activos e inactivos. ...	23
Tabla 2.7. Daños obtenidos de acuerdo con las deformaciones permanentes en presas de relaves producidas por sismos.	30
Tabla 2.8. Criterios de evaluación de impacto ambiental.	33
Tabla 3.1. Coeficientes horizontales sísmicos recomendados.	36
Tabla 3.2. Guía para el análisis pseudoestático.	36
Tabla 3.3. Parámetros para el método de integración de Newmark.....	47
Tabla 5.1. Depósitos chilenos con mayor capacidad aprobada.	62
Tabla 5.2. Dimensiones principales del Muro Principal.	63
Tabla 5.3. Dimensiones del Muro Oeste.....	64
Tabla 5.4. Propiedades geotécnicas de los muros de arena.	65
Tabla 5.5. Propiedades geotécnicas de los muros de partida.	65
Tabla 5.6. Propiedades geotécnicas del suelo de fundación.....	66
Tabla 5.7. Propiedades geotécnicas del suelo de fundación del depósito Talabre.....	66
Tabla 5.8. Propiedades geotécnicas del relave.	67
Tabla 5.9. Coeficiente máximo efectivo de aceleración.....	68
Tabla 5.10. Eventos históricos cerca del depósito.....	69
Tabla 5.11. Eventos históricos cerca del depósito.....	70
Tabla 5.12. Características de los registros.	71
Tabla 5.13. Parámetros de entrada para el modelo de Lucia et al.	72
Tabla 5.14. Resultados Lucia et al (1981).	74
Tabla 5.15. Parámetros de entrada para el modelo de Rico et al.	74
Tabla 5.16. Resultados para las ecuaciones de regresión.	74
Tabla 5.17. Resultados del modelo Rico et al.....	75
Tabla 5.18. Parámetros de entrada para el modelo de Jeyapalan.	75
Tabla 5.19. Resultados según modelación en TFLOW.	77
Tabla 5.20. Parámetros de entrada para el modelo de Jeyapalan.	78
Tabla 5.21. Resultados del modelo volumétrico.	78
Tabla 5.22. Resultados de distancia de peligrosidad.	78
Tabla 5.23. Resultados del análisis estático.	80
Tabla 5.24. Resultados del análisis pseudoestático.	80

Tabla 5.25. Resultados del análisis estático con nivel freático.	81
Tabla 5.26. Resultados del análisis pseudoestático con nivel freático.	82
Tabla 5.27. Resultados del análisis de deformaciones, escenario dinámico.	84
Tabla 5.28. Resultados del análisis a largo plazo.	85
Tabla 5.29. Resultados de los factores de seguridad en cada escenario.	85
Tabla 5.30. Resultados para escenario de Overtopping.	86
Tabla 5.31. Estimación de volumen de flujo.	89
Tabla 5.32. Probabilidad de ocurrencia de causas raíz para inestabilidad estática de taludes.	91
Tabla 5.33. Probabilidad de ocurrencia de causas raíz para inestabilidad sísmica de taludes.	92
Tabla 5.34. Probabilidad de ocurrencia de causas raíz para erosión interna.	92
Tabla 5.35. Probabilidad de ocurrencia de causas raíz para rebalse.	93
Tabla 5.36. Tabla de evaluación de la condición de la instalación.	94
Tabla 5.37. Matriz de evaluación del Nivel de Probabilidad de Ocurrencia del hecho.	94
Tabla 5.38. Tabla de evaluación del Nivel de Severidad.	95
Tabla 5.39. Matriz de evaluación del nivel de riesgos a la comunidad.	100
Tabla 5.40. Resultados de la Evaluación del Nivel de Riesgos a la comunidad.	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Esquema explicativo sobre Distancia Peligrosa. Fuente: Elaboración propia, imagen Google Earth.	2
Figura 1.2. Diagrama de flujo asociado al tema de trabajo. Fuente: Elaboración propia.	3
Figura 2.1. Esquema general de un depósito de relaves. Fuente: [4].	15
Figura 2.2. Esquema de un diseño a través de valle. a) Simple y b) Múltiple. Fuente: [14].	16
Figura 2.3. Esquema de un diseño en laderas. a) Simple y b) Múltiple. Fuente: [14].	16
Figura 2.4. Esquema de un diseño en el piso de valles. a) Simple y b) Múltiple. Fuente: [14].	17
Figura 2.5. Esquema de un diseño en anillos. a) Simple y b) Múltiple. Fuente: [14].	17
Figura 2.6. Esquema de un hidrociclón. Fuente: [20].	19
Figura 2.7. Sistema de descarga a través de Spigots. Fuente: [18].	19
Figura 2.8. Método de construcción aguas arriba. Fuente: [22].	20
Figura 2.9. Método de construcción aguas abajo. Fuente: [22].	20
Figura 2.10. Método de construcción eje central. Fuente: [22].	20
Figura 2.11. Estadísticas de fallas de muros acorde a ICOLD [26, 27]. Fuente: [17].	22
Figura 2.12. Terrazas formadas en un muro del tranque de relaves Las Palmas después del terremoto del 27 de febrero de 2010, Chile. Fuente: [30].	25
Figura 2.13. Inestabilidad de taludes: (a) Superficie de falla semicircular; (b) Deslizamiento de talud en el instante del evento sísmico. Fuente: [30].	27
Figura 2.14. Esquema de overflowing y overtopping. Fuente: [25].	28
Figura 2.15. Diagrama de Venn ilustrando la interacción de las diferentes características del medio para iniciar la erosión interna. Fuente: Garner y Fannin (2010) [43], elaboración propia.	29
Figura 2.16. Deformaciones causadas en un muro de contención de relaves el 27-F en la región del Maule. Fuente: [30].	30
Figura 2.17. Deformaciones en la pendiente aguas arriba de un tranque de relaves, causadas por el asentamiento de limos subyacentes. Fuente: [30].	31
Figura 3.1. Esquema del método de análisis pseudoestático. Fuente: [49].	35
Figura 3.2. Diagrama ilustrando el método de Newmark, (a) aceleración versus tiempo, (b) velocidad versus tiempo para la porción oscurecida del pulso de aceleración, (c) desplazamiento cuesta abajo a través del tiempo correspondiente a los pulsos de velocidad. Fuente: [56].	37
Figura 3.3. Esquema de la masa deslizante con sus respectivas particiones. Fuente: [58].	38
Figura 3.4. Ilustración del marco de trabajo para el cálculo de la aceleración máxima en la cima del dique. Fuente: [38].	40
Figura 3.5. Variación de la aceleración máxima respecto a la profundidad de la masa deslizante. Fuente: [38].	41
Figura 3.6. Variación de los desplazamientos permanentes con respecto a la aceleración de fluencia. Fuente: [38].	42
Figura 3.7. Estado de esfuerzos en un punto de un cuerpo bajo cargas. Fuente: [61].	43
Figura 3.8. Estado de esfuerzos y vectores en un punto. Fuente: [61].	44

Figura 4.1. Esquema simplificado de la cuña de falla. Fuente: [72].	50
Figura 4.2. Correlaciones de estabilidad para el parámetro N_0 . Fuente: [72].	51
Figura 4.3. Curva de fuerza que vincula la altura estable y el parámetro α . Fuente: [72].	52
Figura 4.4. Gráfico que muestra la altura de la presa (H) frente a la distancia recorrida para los casos históricos de falla. Fuente: [73].	53
Figura 4.5. Gráfico que muestra el volumen de flujo de relaves (VF) frente a la distancia recorrida para los casos históricos de falla. Fuente: [73].	54
Figura 4.6. Gráfico que muestra el <i>factor de presas</i> ($H*VF$) frente a la distancia recorrida para los casos históricos de falla. Fuente: [73].	55
Figura 4.7. Características del fluido plástico de Bingham. Fuente: [71].	56
Figura 4.8. Esquema idealizado de la liberación de relaves. Fuente: [71].	56
Figura 4.9. Procedimiento de cálculo del perfil de superficie libre. Fuente: [71].	57
Figura 4.10. Modelo pseudo-estático del flujo. Fuente: [71].	58
Figura 4.11. Variación de la distancia de inundación frente a los parámetros adimensionales de resistencia. Fuente: [71].	59
Figura 4.12. Variación del tiempo en que se detiene el flujo frente a los parámetros adimensionales de resistencia. Fuente: [71].	59
Figura 4.13. Vista en planta y perfil de un ejemplo de simulación del volumen depositado después de la falla. Fuente: [76].	60
Figura 5.1. Tranque de relaves Ovejería, cercano a Tilttil, Región Metropolitana. Fuente: [77].	61
Figura 5.2. Tranque de relaves Talabre, cercano a Calama, Región de Antofagasta. Fuente: Google Earth.	61
Figura 5.3. Ubicación del muro principal del tranque Ovejería. Fuente: Google Earth.	62
Figura 5.4. Geometría sección transversal, Muro Principal. Fuente: [79].	63
Figura 5.5. Ubicación del Muro Oeste del tranque Talabre. Fuente: Google Earth.	63
Figura 5.6. Ubicación del Muro Oeste del tranque Talabre. Fuente: [82].	64
Figura 5.7. Registro de aceleración Iquique 2014, Chile. Fuente: [95], elaboración propia.	71
Figura 5.8. Registro de aceleración, Concepción 2010, Chile. Fuente: [95], elaboración propia.	71
Figura 5.9. Distancia de peligrosidad estimada para el depósito Ovejería. Fuente: Google Earth, elaboración propia.	73
Figura 5.10. Distancia de peligrosidad estimada para el depósito Talabre. Fuente: Google Earth, elaboración propia.	73
Figura 5.11. Perfil de elevación aguas abajo del muro del depósito Ovejería. Fuente: Propia.	73
Figura 5.12. Perfil de elevación aguas abajo del muro del depósito Talabre. Fuente: Propia.	74
Figura 5.13. Perfil de flujo estimado para el depósito Ovejería. Fuente: Propia.	76
Figura 5.14. Perfil de flujo estimado para el depósito Talabre. Fuente: Propia.	76
Figura 5.15. Geometría supuesta de relave depositado. Fuente: Propia.	77
Figura 5.16. Modelación del muro del depósito Ovejería. Fuente: Propia.	79
Figura 5.17. Modelación del muro del depósito Talabre. Fuente: Propia.	80

Figura 5.18. Modelación del muro del depósito Ovejería con nivel freático operacional. Fuente: Propia.	81
Figura 5.19. Modelación del muro del depósito Talabre con nivel freático operacional. Fuente: Propia.	81
Figura 5.20. Factor de seguridad mínimo local en etapa de crecimiento (Eje central). Fuente: Propia.	82
Figura 5.21. Condiciones de borde del modelo dinámico, depósito Ovejería. Fuente: Propia.	83
Figura 5.22. Variación de la razón de amortiguamiento frente a diferentes tipos de vibraciones. Fuente: [100].	83
Figura 5.23. Modelo dinámico, depósito Ovejería. Fuente: Propia.	84
Figura 5.24. Modelo dinámico, depósito Talabre. Fuente: Propia.	84
Figura 5.25. Modelo de escenario Overtopping, depósito Talabre. Fuente: Propia.	86
Figura 5.26. Modelo escenario de Overtopping, depósito Talabre. Fuente: Propia.	86
Figura 5.27. Modelo en tres dimensiones, depósito Ovejería. Fuente: Propia.	87
Figura 5.28. Modelo en tres dimensiones, depósito Talabre. Fuente: Propia.	87
Figura 5.29. Superficie de falla, depósito Ovejería. Fuente: Propia.	88
Figura 5.30. Superficie de falla, depósito Talabre. Fuente: Propia.	88
Figura 5.31. Ejemplo de cuña de relaves junto al volumen de falla; a) Ovejería, b) Talabre. Fuente: Propia.	88
Figura 5.32. Elementos en fluencia depósito Ovejería. Fuente: Propia.	89
Figura 5.33. Elementos en fluencia depósito Talabre. Fuente: Propia.	90
Figura 5.34. Definición de probabilidad de ocurrencia para depósitos de relave. Fuente: [102].	91
Figura 5.35. Recorrido estimado del flujo de relaves, depósito Ovejería. Fuente: Google Earth, elaboración propia.	96
Figura 5.36. Área de incidencia estimada, depósito Ovejería. Fuente: Google Earth, elaboración propia.	97
Figura 5.37. Recorrido estimado del flujo de relaves, depósito Talabre. Fuente: Google Earth, elaboración propia.	98
Figura 5.38. Área de incidencia estimada, depósito Talabre. Fuente: Google Earth, elaboración propia.	99
Figura 5.39. Definición de riesgo para depósitos de relave. Fuente: [102].	100

CAPÍTULO I

1. Descripción del trabajo

1.1. Introducción

En el contexto del comportamiento de tranques de relaves, surge la necesidad de evaluar y predecir el daño que puede ocurrir en las estructuras ante la posible ocurrencia de sismos de alta intensidad. La vulnerabilidad de las estructuras y la potencial toxicidad del contenido de estas ha provocado hechos fatídicos en la historia nacional. En la actualidad existen un claro conocimiento de los riesgos que presentan estos proyectos, sin embargo, continúa representando un peligro latente hacia las comunidades cercanas.

El presente trabajo de título tiene como objetivo analizar los modelos de cálculo asociados a la distancia peligrosa y estabilidad dinámica en depósitos de relaves, en el contexto actual de Chile, con el fin de conocer el nivel de riesgo a la comunidad ante amenazas sísmicas presentes en los casos seleccionados. Para esto se realiza una revisión bibliográfica nacional e internacional, en conjunto con la normativa vigente, con el propósito de establecer el estado del arte de la verificación de estabilidad física de las estructuras de contención y de la medición de la longitud de escurrimiento de relaves ante un colapso. Además, se comenta y analiza la práctica usual de diseño y operación de estas estructuras en Chile, junto con los modos de falla predominantes.

Luego de la recopilación documental y el análisis de la información recabada, la metodología consiste en la selección de 2 tranques de relave nacionales, los cuales son el caso estudio del trabajo. El análisis de distancia peligrosa se realiza a través de cálculos manuales y modelos numéricos, y el análisis de estabilidad física estática, pseudoestática y dinámica, se desarrolla utilizando softwares comerciales de equilibrio límite en 2D y 3D (SLIDE2 v9.0 y SLIDE3 v3.0) y de elementos finitos (RS2 v11.0). Adicionalmente, a pesar de no ser un requisito exigido en la normativa, se realiza una simulación en escenario de Overtopping y una estimación del volumen de falla.

Con respecto al análisis dinámico, se utilizan registros de aceleraciones de sismos severos ocurridos en el territorio nacional, adoptando un amortiguamiento tipo Rayleigh y no considerando el efecto del exceso de presión de poros en los modelos. Los registros sísmicos se corrigen a la línea base y se filtran a una frecuencia máxima de 1,9 Hz.

Finalmente, se desarrolla una evaluación del nivel de riesgo a la comunidad utilizando la metodología propuesta por Sernageomin. Conforme a este procedimiento se estudió la probabilidad de ocurrencia del hecho junto a la severidad de las consecuencias a la población, obteniendo una valoración del riesgo para la comunidad y la correspondiente estimación del daño.

1.2. Planteamiento del problema

Según el último catastro presentado por Sernageomin, Chile posee 742 depósitos de relaves, de los cuales 104 están activos [1]. La potencial toxicidad presente en estos tranques obliga a las empresas mineras a cumplir actualmente con el Decreto Supremo N°248 [2] que regula el diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves. Dentro de los antecedentes de diseño que solicita calcular, se encuentra la estabilidad sísmica y distancia peligrosa.

El problema se genera en el procedimiento para la aprobación de proyectos de depósitos de relaves de la normativa actual, donde se solicita un análisis de estabilidad de taludes junto a la determinación de la distancia peligrosa¹. Actualmente la obtención de la distancia de peligrosidad no se encuentra normalizada, ni en el ámbito nacional ni en el internacional, debido a la gran complejidad para caracterizar el comportamiento dinámico involucrado y la falta de información histórica disponible sobre las características de las fallas estructurales de depósitos de relaves. Resultando en la inexistencia de un acuerdo en los métodos de análisis y en la escasez de criterios en los métodos comúnmente utilizados [3]. Este problema incide directamente en la incertidumbre de los cálculos realizados y más aún si se considera que ciertas investigaciones han identificado una amplia cantidad de parámetros y escenarios de análisis, que no cuentan con regulación legal en Chile [4].

El concepto de *distancia peligrosa* se describe como la falla del muro de un depósito de relaves, que permite que un porcentaje de volumen almacenado se derrame aguas abajo según la hoya hidrográfica en donde se encuentra emplazado. Así, es desde el pie del talud hasta el punto donde llegue el derrame, la distancia que se considera peligrosa [2]. Este parámetro, en conjunto con el estudio de estabilidad física permite determinar la seguridad de las instalaciones y sus repercusiones a la comunidad ante la ocurrencia de eventos severos.

La figura 1.1, intenta entregar una visualización del concepto mencionado. En esta imagen se presenta una comparación del tranque de relaves Las Palmas, inactivo desde 1997, situado en Pencahue, región del Biobío, antes y después del colapso el 27 de febrero de 2010. Este evento generó un flujo de relaves de aproximadamente 500 metros [5].

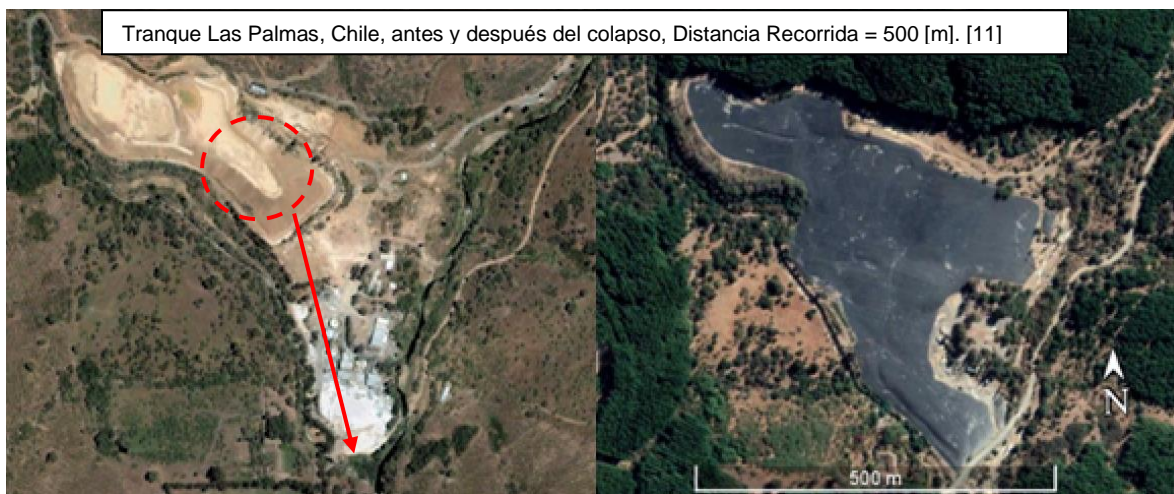


Figura 1.1. Esquema explicativo sobre Distancia Peligrosa. Fuente: Elaboración propia, imagen Google Earth.

¹ Decreto Supremo N°248, Título II, Artículo 14, o) y q).

A modo de facilitar la comprensión del tema en cuestión se presenta el diagrama de flujo de la figura 1.2. En este esquema se reordenó la información para representar en forma gráfica los distintos efectos y causas del problema, y cómo se relacionan con éste y entre sí.

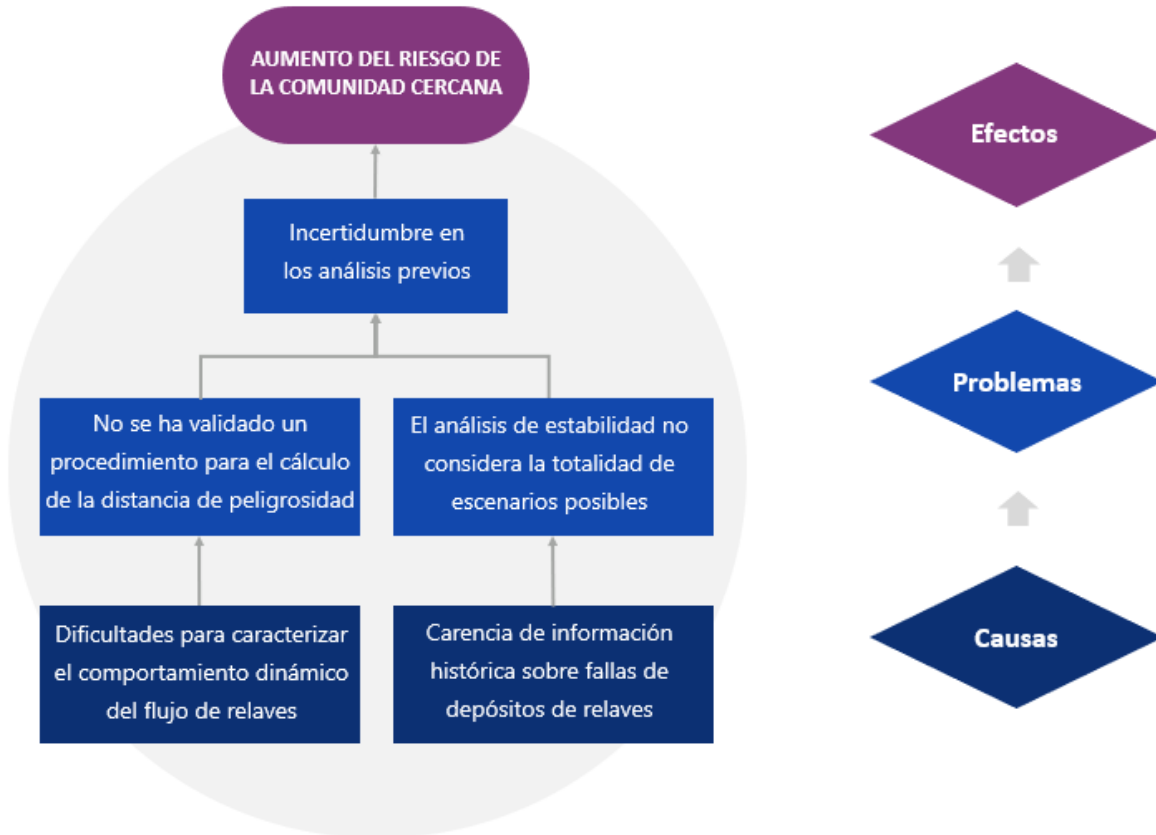


Figura 1.2. Diagrama de flujo asociado al tema de trabajo. Fuente: Elaboración propia.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Analizar cualitativa y cuantitativamente los modelos de cálculo asociados a la estabilidad sísmica y a la distancia peligrosa en depósitos de relave nacionales, con la finalidad de conocer el nivel de riesgo presente ante amenazas sísmicas en los casos seleccionados y de poder identificar las limitaciones de los métodos utilizados tradicionalmente en este campo.

1.3.2. Objetivos específicos

- Detallar aspectos técnicos de los depósitos de relaves, incluyendo los conceptos de estabilidad sísmica y distancia peligrosa por medio de la descripción normativa que la establece.
- Comparar y analizar los métodos para el cálculo de estabilidad sísmica y distancia peligrosa, utilizados en Chile, con información seleccionada de diversas publicaciones nacionales e internacionales.
- Realizar modelaciones utilizando información pública asociada a depósitos de relave activos en el territorio nacional, aplicando en dichos modelos los métodos de cálculo existentes y programas computacionales disponibles.
- Evaluar el nivel de riesgo hacia la comunidad de los tranques seleccionados en este trabajo, mediante los resultados obtenidos en relación con los métodos propuestos para la estabilidad física en las disposiciones normativas vigentes y realizar sugerencias al procedimiento de cálculo.

1.4. Alcances del trabajo

- El presente trabajo de título se refiere a la recopilación bibliográfica de datos e información disponible (publicaciones nacionales e internacionales, libros, normas, entre otros.).
- El análisis se realizó en un muro de cada estructura, el cual corresponde al caso más desfavorable de los depósitos de relaves chilenos Ovejería y Talabre, de la Corporación Nacional del Cobre de Chile (CODELCO).
- Para el análisis dinámico no se realizaron estudios probabilísticos en la determinación del sismo máximo creíble. Se utilizaron 2 registros sísmicos correspondientes a sismos de severa intensidad, ocurridos en el territorio nacional.
- Para realizar la modelación geotécnica se utilizaron los programas computacionales Slide2, Slide3 y RS2 de Rocscience®.

1.5. Organización del documento

El presente trabajo se compone de 6 capítulos, cuyo contenido se describe a continuación:

- En el capítulo 1 se presenta el trabajo, la problemática, los objetivos y la organización del documento.
- En el capítulo 2 se describen los aspectos técnicos de un depósito de relaves teniendo en cuenta las tendencias en Chile durante los últimos años. Además, se entrega información referida a la estabilidad de los muros de retención y los mecanismos de falla, junto con una breve descripción de los cuerpos normativos involucrados.
- En el capítulo 3 se presentan los métodos de análisis de estabilidad de taludes, de acuerdo con el estado actual de conocimiento. También se incluye la descripción de otros fenómenos que podrían causar la pérdida de la estabilidad física del depósito.
- En el capítulo 4 se exponen modelos existentes que permiten obtener el valor de la distancia peligrosa.
- En el capítulo 5 se realiza una descripción de los casos de estudio. Estos casos fueron analizados utilizando la información descrita en los capítulos anteriores. Al final del capítulo se presentan los resultados obtenidos.
- En el capítulo 6 se entregan las conclusiones respecto de los análisis realizados. Se comentan los resultados derivados de este trabajo y se presenta una evaluación del nivel de riesgos hacia la comunidad cercana.

CAPÍTULO II

2. Marco teórico

2.1. Antecedentes históricos y actualidad

Chile es reconocido mundialmente como un país minero, esto no solo se debe al hecho de ser el primer productor mundial de cobre, sino que también, desde la antigüedad, la nación ha destacado por sus labores productivas. En el periodo colonial, la nación destacó por la explotación de oro y plata, posteriormente en el siglo XIX, cobre, carbón y salitre, y más tarde en el siglo XX el cobre [6].

Los Atacameños fueron los primeros en explotar los yacimientos minerales del territorio. Vivían en los valles cordilleranos de las regiones de Tarapacá y Antofagasta, donde extraían cobre en la zona donde se ubica hoy la mina Chuquicamata y obtenían oro del Volcán Inca Huasi. Con los minerales extraídos elaboraban objetos decorativos y ceremoniales propios de su cultura [7].

Luego, el rumor de que había mucha riqueza animó a los españoles a explorar y asentarse en el territorio. En el periodo colonial la explotación de lavaderos de oro fue la labor más importante del siglo. El auge de esta actividad produjo la extracción de aproximadamente 2.000 kilos de oro anuales entre 1542 y 1560. No obstante, tras la sobreexplotación y la trágica disminución de la mano de obra

disponible la minería vivió un rápido declive [6]. Pese a la reducción de la explotación de oro a finales del siglo XVI, la producción permitió la conformación del capital original que otorgó excedentes que hicieron posible las instalaciones de otras actividades económicas.

Hacia el siglo XVII la exploración minera fue desplazada fuera de las zonas de guerra por la larga resistencia indígena en el sur de Chile, iniciándose con ello la explotación de los primeros yacimientos minerales del norte. En el siglo XVIII, hubo una sorprendente disminución de la actividad minera, debido a que la economía del país se sustentaba gracias a sus exportaciones agrícolas [6].

El auge de la minería llegó una vez consolidada la Independencia en 1818, donde la Revolución Industrial y las nuevas libertades de comercio dieron paso al gran aumento de la inversión minera, favoreciendo la explotación de minerales como la plata, carbón, salitre y permitiendo que a la llegada del siglo XX Chile se convirtiera en uno de los principales productores del metal rojo. El punto de inflexión de la industria cuprífera estuvo determinado por un brusco aumento de la demanda mundial, producto de la aparición de la industria eléctrica, la expansión de la construcción y la innovación tecnológica. Al comenzar el siglo XX, se instala la preocupación debido al agotamiento de las minas de alta ley, donde por cada tonelada extraída entre el 30 y el 60 por ciento del material es cobre, provocando preocupación en las grandes corporaciones ante la falta de nuevos yacimientos para responder la demanda [8].

La solución fue la explotación en gran escala de las grandes reservas mundiales de pórfido cuprífero, metal de baja ley, donde por cada tonelada de material extraído, sólo entre el 1 y el 2 por ciento del material es cobre. Esto requirió una verdadera revolución tecnológica, tanto para la extracción del mineral como para su concentración y refinado, haciéndose necesaria la inversión de grandes capitales para poner en marcha su explotación. En efecto, en las tres primeras décadas del siglo XX, entraron en explotación once yacimientos de pórfido cuprífero en el mundo; ocho en Estados Unidos y tres en Chile, los cuales llegaron a producir el 40% de la producción mundial de cobre en 1929 [8].

Debido a la gran explotación de recursos asociados a minerales de baja ley, el territorio nacional se vio involucrado en un aumento considerable de la cantidad de desechos mineros. El relave producido

fue almacenándose en tranques, sin contar con el conocimiento y control necesario para su potencial peligro.

Uno de los primeros hechos fatídicos asociados a esta condición ocurrió hace 55 años, un 28 de marzo pasado el mediodía, se produjo un terremoto cuyo epicentro se ubicó en las cercanías de la Ligua. El movimiento sísmico de magnitud 7,4 Mw provocó el derrumbe del tranque de relaves El Cobre, hoy propiedad de Anglo American Sur. Sólo 10 personas sobrevivieron y 35 cadáveres fueron encontrados, el resto que podría ascender a más de 800 personas, quedó sepultado por cerca de dos millones de toneladas de barro tóxico producto del derrame [9].

Además del hecho descrito, Chile cuenta en su registro histórico con varios derrumbes de relaves mineros provocados por terremotos con graves consecuencias. En una publicación realizada por la Fundación Terram se relata parte del acontecer histórico que ha tenido Chile ante estos sucesos:

“... minutos después del terremoto que sacudió a Chile en la madrugada del 27 de febrero de 2010, vinieron las violentas olas del tsunami que arrasaron con todo, incluidas industrias y numerosas vidas humanas. Pero en Penciahue, poblado de la Región de O’Higgins, la ola no vino desde el mar, sino que, desde la cordillera, y no fue agua de mar y lodos de fondo lo que trajo la ola, sino que toneladas de tierra contaminada con arsénico que había quedado abandonada tras el cierre de la mina de oro Las Palmas, a fines de los 90. Allí fallecieron cuatro personas: un matrimonio y sus dos hijas menores de edad” [10].

El terremoto del 27 de febrero de 2010 permitió hacer evidente las deficientes prácticas operacionales y el deficiente diseño presente en algunos depósitos de relaves en Chile, como lo consigna una presentación hecha por Sernageomin, que señala que ocurrieron daños graves en al menos 4 depósitos de relave de tamaño menor y fisuras en un gran número de tranques [10]. Si bien no se consignaron más víctimas humanas, los impactos de estas tragedias repercuten potencialmente en la contaminación de suelos, esteros, acuíferos y aire.

En la actualidad existe un claro conocimiento del peligro que representan estas estructuras, no obstante, se han dado claras evidencias en la falta de fiscalización por parte del servicio correspondiente, este problema no solo aqueja a Chile, sino que también se ha presentado en varios países. Algunos ejemplos de aquello son la cantidad de colapsos que se han presentado en la última década, como los depósitos de la minera EMITSA México (2020), VM Mineração e Construção Brasil (2019), Doe Run Perú (2019) y Vale S.A. (2019), entre otros [11]. Hoy en día no existe un estándar global de cómo construir, mantener y dismantelar una presa de relaves, sin embargo, existen organizaciones que apuntan en esa dirección con el objetivo de informar y prevenir estos desastres. mediante bases de datos que permitan respaldar diálogos entre compañías mineras y entidades gubernamentales sobre cómo abordar los riesgos actuales en torno a las presas de relaves [12].

2.2. Marco normativo

La presente sección es el resultado del análisis de los cuerpos legales vigentes que regulan distintos aspectos y etapas vinculadas con la puesta en marcha, operación y cierre de los depósitos de relaves en Chile. El texto tiene por objeto determinar, en primer lugar, cuáles son los aspectos relevantes de cada ordenamiento jurídico y sus objetivos concretos al momento de diseñar y construir un depósito de relaves, así como también, la manera en que se respalda legalmente el resguardo de la salud pública y el cuidado del medio ambiente.

2.2.1. Decreto Supremo N°248

Este reglamento nace el año 2007 con el objetivo de saldar la deuda histórica que ha tenido Chile con la remediación de los pasivos ambientales mineros, los desastres ocurridos y el creciente avance tecnológico ha promovido la coordinación de las diferentes entidades en la creación de una normativa acorde al desarrollo actual de la actividad minera, integrando dentro de sus exigencias el estudio del proyecto en sus diferentes etapas. Además, considera la necesidad de proteger la salud y seguridad de las personas, protección del medio ambiente y la utilización racional de los recursos naturales.

Este cuerpo normativo que reemplaza al Decreto Supremo N°86 está compuesto de VIII títulos, los cuales se dividen en 59 artículos incluyendo 2 artículos transitorios. El reglamento en su Artículo 1 tiene por objeto fijar normas con relación a:

- a) Procedimientos para la aprobación de los proyectos de depósitos de relaves mineros.
- b) Requisitos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves mineros y la disposición de sus obras que garanticen la seguridad de las personas y bienes.

Según el Artículo 9, cualquier proyecto de depósitos requerirá la aprobación por parte del Servicio, en forma previa a su construcción y operación. Presentado el proyecto, el Servicio lo aprobará si cumple con:

- a) La entrega de todos los antecedentes referentes al diseño y a la estabilidad del depósito solicitados en el Artículo 14.
- b) Los requisitos de aprobación ambiental, según Ley 19.300, en Artículo 15.

Después, de acuerdo con los plazos establecidos, se dará aprobación a través de una resolución. La finalidad de este proceso es garantizar la estabilidad física y química del Proyecto de Depósitos de Relaves, asegurando la protección del medio ambiente, personas y bienes, para posteriormente acceder a la aprobación ambiental por parte de Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA) por medio de una evaluación (EIA) o declaración (DIA) de impacto ambiental según sea el caso.

El Artículo 14 describe todos los antecedentes que se deben presentar para acceder a la evaluación de la aprobación del proyecto. Dentro de las disposiciones de este artículo, se exige la presentación de un análisis de estabilidad de taludes y el valor de *distancia peligrosa*.

El análisis de estabilidad de taludes está compuesto de las siguientes fases:

- Fase I: Simulación de estabilidad estática, (análisis pseudoestáticos) asumiendo licuefacción total de los relaves de la cubeta².
- Fase II: Simulación de estabilidad estática (análisis pseudoestáticos) con determinación simplificada de las presiones de poros. El factor de Seguridad resultante del cálculo de las fases anteriores no debe ser menor que 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.

² Cubeta: Corresponde al volumen físico disponible para el depósito de relaves, junto con gran parte del agua utilizada en el proceso.

- Fase IV: Análisis para condición de cierre, incluyendo eventos solicitantes máximos y efectos del tiempo en las propiedades de los depósitos

Para los diferentes análisis, el sismo de diseño considerado se debe obtener a partir de las estadísticas de las zonas sismogénicas de la región y estimar la aceleración máxima respectiva en la zona del emplazamiento del depósito.

Por otra parte, en el mismo artículo se solicita la determinación de la *distancia peligrosa* y se define como la distancia en kilómetros que recorrería el relave en el caso de colapso del depósito.

Hasta el punto anterior es toda la información que entrega el reglamento para definir estos valores, sin considerar algún método o consideración relevante para su desarrollo. Por este motivo, se entiende que la normativa deja a criterio de los profesionales encargados del diseño de los depósitos, determinar y definir los métodos a utilizar, haciéndolos responsables de todos sus conocimientos al momento de presentar la solución.

2.2.2. Ley N°20.551

Corresponde a la normativa que controla el cierre de las faenas de la industria minera, el cual se lleva a cabo mediante un plan de cierre. El objetivo del plan es la integración y ejecución de un conjunto de medidas y acciones destinadas a mitigar los efectos que se derivan del desarrollo de la industria extractiva minera, de manera de asegurar la estabilidad física y química de los mismos, en conformidad a la normativa ambiental aplicable. La importancia de esta ley radica en que el cierre debe ser planificado e implementado de manera progresiva durante las etapas de operación de la faena.

En lo que concierne a los depósitos de relaves, la estabilidad física se considera como una situación de seguridad estructural, que mejora la resistencia y disminuye las fuerzas desestabilizadoras que puedan afectar. Para efectos de esta ley se consideran las siguientes medidas para asegurar la estabilidad física del depósito:

- Estabilización y perfilamiento de taludes.
- Reforzamiento o sostenimiento de taludes.
- Compactación del depósito.
- Otras obras que permitan mejorar las condiciones o características geotécnicas de las obras contiguas o del mismo depósito.

2.2.3. Decreto N°41

Similar al Decreto Supremo N°248, el Decreto 41 nace por la necesidad de proteger la vida, la salud de las personas y también por la protección al medio ambiente. La importancia de mitigar y cuantificar económicamente los efectos que se derivan del desarrollo de la industria extractiva minera obliga a las industrias a cumplir con la elaboración de un plan de cierre regulado por la Ley 20.551 siguiendo las pautas del Decreto 41.

El Decreto 41 nivela las exigencias hacia las grandes empresas mineras, que en sus países de origen cumplían con regulaciones mucho más exigentes. Desde su vigencia el año 2012, las empresas han estado respondiendo a los requerimientos mediante la entrega de informes trimestrales, en la cual

se informa sobre el manejo y control del depósito a lo largo de su operación. Este informe debe incluir la información solicitada por el formulario denominado E700. En términos generales, este formulario exige el siguiente contenido:

- 1) Identificación de la faena minera.
- 2) Informe técnico del depósito de relaves.
- 3) Información anexa sobre los trabajos de mantenimiento, operación y monitores del depósito.

Dentro lo que concierne al informe técnico del depósito de relaves se debe entregar la siguiente información:

- Nombre del depósito y tipo de depósito.
- Método constructivo del muro del tranque.
- Cantidad de relaves.
- Altura del muro y revancha operacional mínima.
- Largo y ancho de la berma de coronamiento.
- Distancia borde de laguna-borde muro de arenas.
- Ancho aproximado sector playa en la cubeta.
- Área ocupada.
- Ángulo de talud externo e interno del muro.
- Razón Arenas/Lamas.
- % de sólido en peso del relave total.
- % de humedad relave filtrado y/o espesado.
- Método de compactación del muro.
- Densidades de las arenas del muro.
- Granulometría de las arenas del muro y del relave total.
- Piezometría.

2.2.4. Decreto N°50

Promulgado el año 2015, aprueba el reglamento del Artículo 295, inciso 2° del Código de Aguas, que establece las condiciones técnicas que deberán cumplirse en el proyecto de construcción y operación de las obras hidráulicas identificadas³. Este artículo hace referencia a las obras que requieren la aprobación del Director General de Aguas para su construcción. Estas obras son:

- a) Los embalses de capacidad superior a cincuenta mil metros cúbicos de material, o cuyo muro tenga más de 5 metros de altura.

³ Los depósitos de relave en pasta, filtrados y espesados con un 65% o más de concentración en peso de sólidos, quedan exentos de la aplicación de este reglamento

- b) Los acueductos que conduzcan más de dos metros cúbicos por segundo.
- c) Los acueductos que conduzcan más de medio metro cúbico por segundo, que se proyecten próximos a zonas urbanas, y cuya distancia al extremo más cercano del límite urbano sea inferior a un kilómetro y la cota de fondo sea superior a 10 metros sobre la cota de dicho límite.
- d) Los sifones y canoas que crucen cauces naturales.

El artículo indica que la Dirección General de Aguas deberá otorgar la autorización de construcción una vez que se apruebe el proyecto definitivo, siempre que se haya comprobado que la obra no afectará la seguridad de terceros ni producirá la contaminación de las aguas. En el Artículo 12 de este reglamento se describe la clasificación de los embalses.

Tabla 2.1. Caracterización de los embalses según Decreto 50.

Categoría	Clasificación	Características
A	Pequeños	De altura de muro máxima mayor a 5 m e inferior a 15 m, o bien de capacidad superior a 50.000 m ³ e inferior a 1.500.000 m ³ .
B	Medianos	De altura de muro máxima mayor o igual a 15 m e inferior a 30 m, o bien de capacidad igual o superior a 1.500.000 m ³ e inferior a 60.000.000 m ³ .
C	Grandes	De altura máxima de muro igual o superior a 30 m, o bien de capacidad igual o superior a 60.000.000 m ³ .

Fuente: [13].

La altura del muro máxima será medida desde el coronamiento de la estructura resistente hasta el nivel del terreno natural, en un plano vertical que pasa a través del eje del coronamiento. Además, se considerará como muro a las estructuras situadas sobre el nivel del terreno natural.

Aquellas obras que sean clasificadas como Categoría B, deben entregar una descripción general del proyecto y una serie de documentos técnicos. Dentro de los documentos se considera:

- a) Memorias.
- b) Planos.
- c) Especificaciones técnicas.

Para la elaboración de memorias, según el Artículo 20, se debe considerar:

- Estudios generales.
- Diseño estructural e hidráulico.
- Sistema de control y monitoreo.
- Planes para la inspección de seguridad.
- Plan de puesta en carga de la obra.
- Plan de operación normal.
- Plan de emergencia.

- Proyecto de desvío.
- Plan de manejo de la información técnica.

Para la elaboración de planos, según el Artículo 21, se debe considerar:

- Plano de ubicación general.
- Planta, perfiles y secciones que definan con claridad las obras.
- Plano con la ubicación de botaderos.
- Planos de disposición general y de detalle de dispositivos destinados a control y monitoreo.
- Planos de inundación derivados del análisis de rotura.

Por último, se deberán entregar las especificaciones correspondientes por cada obra proyectada, indicando estándares de calidad y tipos de ensayos de materiales que se ejecuten. De esta manera se debe incluir al menos, según el Artículo 22, los siguientes documentos:

- Especificaciones técnicas generales de construcción.
- Especificaciones técnicas especiales de construcción.
- Especificaciones para la instalación del sistema de control y monitoreo.
- Programa de construcción.

El Título IV del reglamento establece los criterios de diseño hidráulico y estructural para embalses con capacidad superior a 50.000 m³ o cuyo muro de materiales sueltos tenga más de 5 metros de altura. El diseño hidráulico deberá contemplar lo siguiente:

- a) Proyecto de Desvío. El período de retorno de la crecida de diseño a utilizar deberá determinarse a modo tal que el riesgo hidrológico no sea mayor al 5%. En este análisis se aceptará el uso conjunto de las ataguías y la presa, en función del crecimiento de las obras y del programa de construcción.
- b) Crecida de diseño para las obras de evacuación y desagüe, los periodos de retorno para estas obras serán los siguientes.

Tabla 2.2. Periodo de retorno para crecida de diseño según Decreto 50.

Categoría	Clasificación	Periodo de retorno
A	Pequeños	250 años
B	Medianos	1.000 años
C	Grandes	10.000 años

Fuente: [13].

- c) Crecida de verificación para las obras de evacuación y desagüe. Para estas obras se deberá verificar el paso de las crecidas asociadas a los siguientes períodos de retorno:

Tabla 2.3. Periodo de retorno para verificación según Decreto 50.

Categoría	Clasificación	Periodo de retorno
A	Pequeños	500 años
B	Medianos	10.000 años
C	Grandes	Crecida máxima probable

Fuente: [13].

d) Revancha mínima. Que deberá considerar.

- Efecto del viento sobre el embalse.
- Altura de la ola causada por el viento, incluido el efecto de ascenso de la ola.
- Asentamiento por consolidación del muro y/o de su cimentación.
- Asentamiento dinámico causado por un sismo.

El valor mínimo para la revancha será de 1 metro, el que deberá utilizarse en el caso de que el cálculo genere valores inferiores.

Para el cálculo del asentamiento dinámico, se consideran las recomendaciones sobre estudios sismológicos:

Tabla 2.4. Criterios de estudios sismológicos según Decreto 50.

Categoría	Clasificación	Criterios de estudios sismológicos
A	Pequeños	Métodos simplificados para la obtención de la aceleración horizontal máxima del suelo.
B	Medianos	Estudio sismológico específico para la zona de emplazamiento de las obras, considerando aspectos determinísticos y determinísticos-probabilísticos, para la obtención del sismo máximo creíble y el sismo de diseño, respectivamente.
C	Grandes	Mismas consideraciones que en Categoría B, aplicando además acelerogramas de sismos chilenos para una magnitud de, al menos, $M_s=8.5$.

Fuente: [13].

Finalmente, en lo que refiere al control de infiltraciones, se debe tener en consideración las siguientes medidas.

- Se deberá usar una geomembrana impermeable u otro material o solución equivalente, en el talud de aguas arriba, tanto en los muros de arena como en los de material de empréstito.
- Se deberá impermeabilizar el fondo de la cubeta, antes de comenzar el llenado, con capas de material fino impermeable, debidamente compactado u otra solución equivalente. Para este caso, no se aceptará impermeabilizar con geomembrana. La no inclusión de esta medida de control de filtraciones deberá justificarse adecuadamente con estudios y pruebas de campo suficientemente representativas, en ubicación y cantidad, del área de estudio.

2.3. Caracterización técnica de los depósitos de relaves en Chile

El objetivo fundamental de un depósito de relaves es contener el material de desecho de las industrias mineras, sin embargo, se suele tener un segundo propósito que es la reutilización del agua contenida en el relave. Además, lo anterior se acompaña de la necesidad de generar una solución económica y efectiva, permitiendo garantizar la protección del medio ambiente a través de una estabilidad estructural duradera al menor costo económico posible.

En el proceso de diseñar cualquier tipo de depósito existen tres intereses; costo, estabilidad y comportamiento medioambiental, los cuales deben ser balanceados dependiendo de la situación que se presente en cada etapa del proyecto. Cabe destacar que a largo plazo los costos provenientes de la disposición de relaves dependen de la estabilidad estructural y de la integridad medioambiental, por lo tanto, estructuras estables y ambientalmente aceptables promueven la rentabilidad [14].

Los depósitos de relaves son una alternativa económica y atractiva debido a su simple operación. Estos se diseñan para un gran número de funciones, tales como:

- Remoción de sólidos suspendidos mediante la sedimentación.
- Precipitación de metales pesados.
- Contención permanente de relaves asentados.
- Ecuilibración del flujo de relave.
- Estabiliza ciertos componentes oxidables (cianuros, reactivos de flotación, entre otros).
- Almacenamiento y estabilización del proceso de reciclaje del agua

No obstante, también poseen desventajas que requerirán atención durante el proceso de diseño. Estas desventajas son:

- Dificultad para lograr una buena distribución de flujo.
- Dificultades en la recuperación de agua, particularmente en depósitos de relave ácido.
- Tratamiento inconsistente debido a las variaciones estacionales de la eficiencia de bio-oxidación.
- Alta dificultad y costos para controlar las infiltraciones a través de la estructura.
- Alta dispersión de materiales finos por vientos.

2.3.1. Origen de un depósito de relaves

En Chile los relaves generados comprenden cerca del 99% del material extraído y procesado [15]. Este desecho está compuesto por material molido (roca, minerales, entre otros), más agua de transporte, químicos y elementos que fueron añadidos en el proceso. Al final del proceso, este material debe ser transportado a un depósito estructurado de forma segura donde se mantendrá definitivamente. Para este propósito los depósitos de relaves se diseñan aprovechando las características topográficas del lugar y generalmente están formados por un muro de contención, quedando los relaves soportados principalmente por muros naturales.

Para llevar a cabo un proyecto de depósitos de relaves, se debe realizar un conjunto de estudios técnicos requeridos para la definición de un sistema de disposición de relaves, incluyendo etapas de investigación, prospección, diseño, evaluación, construcción y operación. El fin de estos estudios es garantizar la estabilidad física y química del depósito, asegurando la seguridad de las personas, bienes y medio ambiente.

El DS 248 [2] clasifica los depósitos de relaves según su muro de contención de la siguiente forma:

- Embalse de relaves: Depósito de relaves donde el muro de contención está construido con material de empréstito y se encuentra impermeabilizado en el coronamiento y en su talud interno. La impermeabilización puede estar realizada con un material natural de baja permeabilidad o de material sintético como geomembrana de alta densidad. También se llama embalses de relaves aquellos depósitos ubicados en alguna depresión del terreno en que no se requiere la construcción de un muro de contención.
- Tranque de relaves: Depósito de relaves donde el muro de contención es construido con la fracción más gruesa del relave (arenas).

También, el reglamento establece una clasificación según el tipo de relave que es almacenado.

- Relaves espesados: Depósito de relaves donde, antes de ser depositados, son sometidos a un proceso de sedimentación, mediante espesadores, eliminándole una parte importante del agua que contienen.
- Relaves filtrados: Depósito de relaves donde, antes de ser depositados, son sometidos a un proceso de filtración, mediante equipos especiales de filtros, donde se asegure que la humedad sea menor a un 20%.
- Relaves en pasta: Depósito de relaves que presenta una situación intermedia entre el relave espesado y el relave filtrado, corresponde a una mezcla de relaves sólidos y agua, posee entre 10 y 25% de agua.

En términos generales, un depósito de relaves cuenta con los componentes mostrados en la figura 2.1.

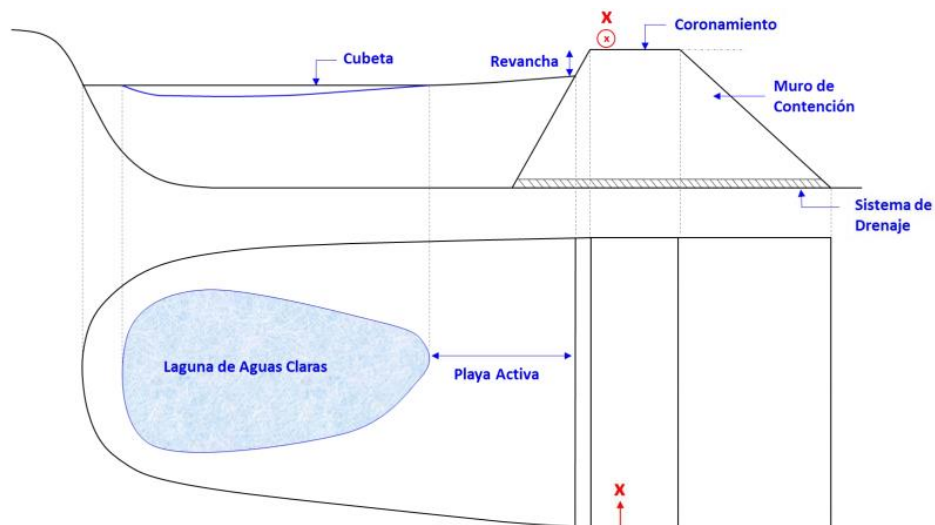


Figura 2.1. Esquema general de un depósito de relaves. Fuente: [4].

2.3.2. Emplazamiento de un depósito de relaves

Una ventaja importante, es la posibilidad de utilizar la topografía natural del terreno para contener relaves. Dentro de las maneras existentes para emplazar depósitos de relaves se presentan las siguientes alternativas:

- Depósitos a través de valles: El diseño en valles mostrado en la figura 2.2 se puede aplicar a casi cualquier depresión topográfica de forma simple o múltiple. Dispuesto de una forma similar a una presa convencional de almacenamiento de agua, la presa construida conecta dos paredes del valle, confinando los relaves en la topografía natural del valle. Esta configuración requiere menor material de relleno y en consecuencia es favorable por razones económicas.

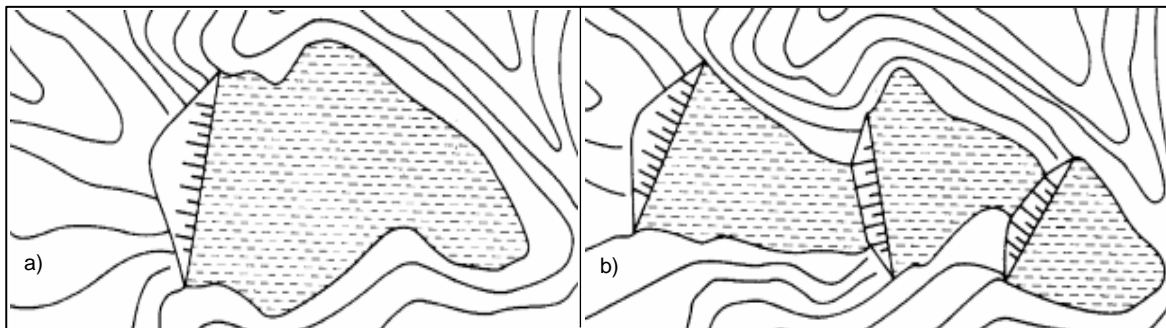


Figura 2.2. Esquema de un diseño a través de valle. a) Simple y b) Múltiple. Fuente: [14].

- Diseño en laderas: Otro tipo de configuración presentada en la figura 2.3, puede ser de utilidad en casos donde el depósito se proyecte en una cuenca excesivamente grande y/o falten las características topográficas necesarias, es el diseño en laderas rocosas. Este diseño es óptimo para pendientes de menos del 10%. La construcción en pendientes más pronunciadas no es conveniente, diseños de este tipo requieren una gran cantidad de material para producir una capacidad de almacenamiento suficiente.

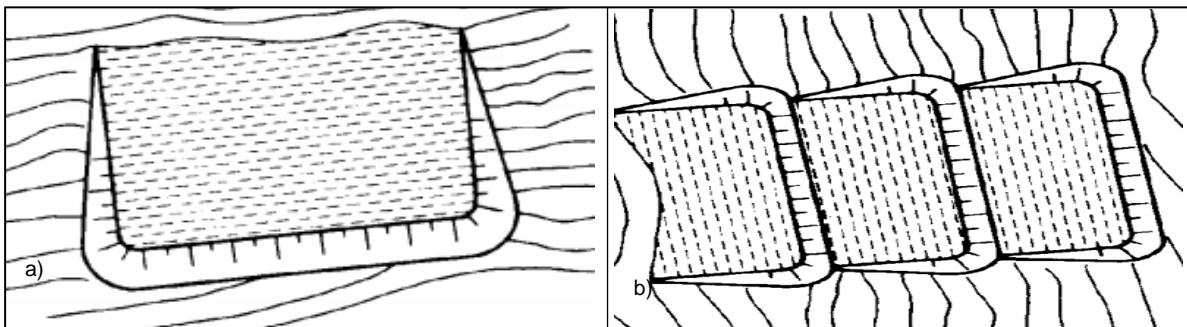


Figura 2.3. Esquema de un diseño en laderas. a) Simple y b) Múltiple. Fuente: [14].

- Diseño en piso de valles: En casos donde se presente una cuenca extensa junto a una pendiente mayor a 10%, como se representa en la figura 2.4, la alternativa ideal es una combinación de los diseños presentados anteriormente. Debido a que el área de captación aguas arriba del muro es relativamente grande, usualmente es necesario proyectar canales de desviación alrededor del embalse.

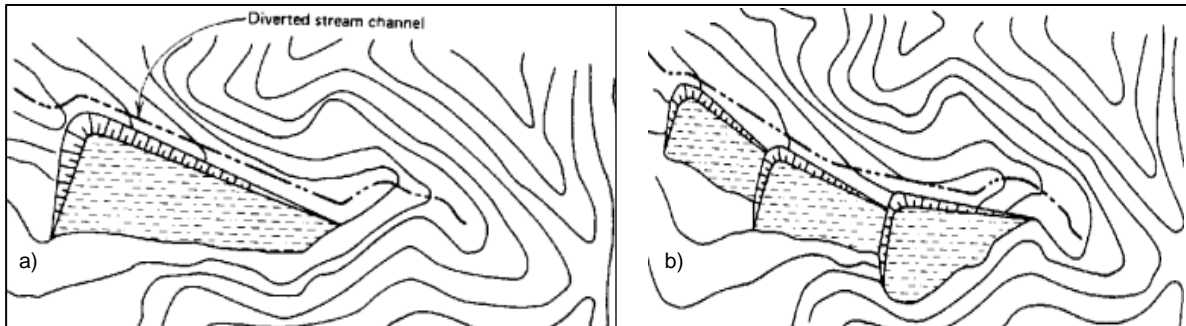


Figura 2.4. Esquema de un diseño en el piso de valles. a) Simple y b) Múltiple. Fuente: [14].

- Diseño en anillos: Como se muestra en la figura 2.5, cuando las depresiones topográficas no son aprovechables, la configuración en anillos puede ser apropiada. Sin embargo, debido a la longitud de los diques perimetrales, es una de las configuraciones que requieren más materiales para su construcción.

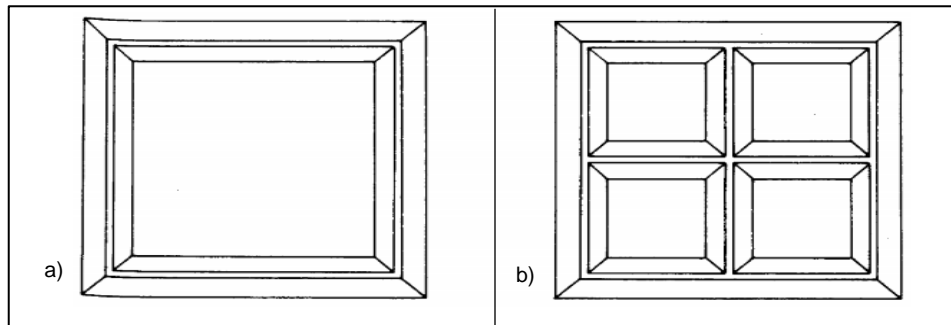


Figura 2.5. Esquema de un diseño en anillos. a) Simple y b) Múltiple. Fuente: [14].

Los métodos descritos anteriormente se refieren a la selección y refinamiento del muro de partida que servirá como punto de inicio para la construcción del muro en las diferentes etapas de la vida útil del proyecto. El diseño de este muro deberá contener las especificaciones de drenaje, control de infiltraciones y en algunos casos los sistemas requeridos para mantener la estabilidad estructural del sistema. Es importante enfatizar que el diseño final puede diferir sustancialmente de las expectativas iniciales. Si la construcción del muro continúa durante toda la vida útil del depósito, la experiencia obtenida del monitoreo y análisis continuo permite generar cambios y mejoras en el diseño para cumplir de mejor manera con los objetivos del proyecto.

En general, si el diseño de la presa inicial incluye revestimientos y/o sistemas de drenaje, estos deben ser desarrollados antes o simultáneamente con la construcción, así como con cada crecimiento sucesivo del muro. Las consideraciones ambientales pueden generar la necesidad de revestimientos, ya que los relaves pueden generar la infiltración de componentes potencialmente

tóxicos a los estratos subyacentes. Los revestimientos pueden estar compuestos de suelos nativos compactados, limos de relaves compactados, arcillas importados o locales, materiales sintéticos, entre otros. Por razones económicas, los suelos nativos o limos de relaves son los métodos preferidos para reducir la permeabilidad de los depósitos [14].

Los sistemas de drenaje son necesarios por razones estructurales, el uso de relaves para la construcción del muro se debe acompañar del control de la presión de poros dentro y debajo del muro. La presión de poros excesiva puede conducir a un aumento en el esfuerzo de corte del material de relleno hasta provocar la falla del talud, ya sea local o global. Además, las altas presiones de poros debajo o dentro del muro, pueden provocar una infiltración descontrolada hacia la cara del talud que conduce a una falla por tubificación (piping) [16]. Del mismo modo, la infiltración a través de las capas permeables de la base puede resultar en tubificación o en un exceso de esfuerzos de corte, causando el hundimiento de los cimientos y comprometiendo la estabilidad de la estructura [14].

En Chile y el continente americano el diseño a través de valles es una condición común, especialmente en minas a gran escala. En muchos casos estos depósitos se sitúan cercanos a la cordillera, en valles estrechos, emplazando el depósito de manera ideal para la construcción de muros de gran tamaño [17].

2.3.3. Métodos de construcción de un depósito de relaves

Existen varios métodos y materiales para la construcción de los muros perimetrales. Generalmente, la selección del material y el método se establecen para proveer la estabilidad estructural requerida al menor costo posible. Si el depósito se proyecta cerca de la mina, el uso de rocas de desecho del yacimiento puede disminuir los costos significativamente a la vez que se reduce la necesidad de establecer zonas de almacenamiento de rocas residuales. Los materiales seleccionados deben cumplir con los requisitos de permeabilidad, compresibilidad y resistencia al corte, también, deben ser químicamente estables. Generalmente, el material más utilizado para la construcción de los muros perimetrales es el mismo relave [14].

El uso de relaves como material de construcción es a menudo el método más económico. No obstante, presentan ciertas desventajas [18], dentro de las cuales se incluyen:

- Alta susceptibilidad a la tubificación interna.
- Superficies altamente erosionables.
- Susceptibilidad del suelo fino al efecto de las heladas.

Ciertas investigaciones han identificado la variación la resistencia, permeabilidad y compresibilidad del suelo fino por efectos de las heladas [19].

Además, los muros de material de relave suelto o saturado bajo efectos sísmicos pueden estar afectados al fenómeno de licuación [18].

Durante la construcción de los muros usualmente se priorizan dos maneras para mejorar estas características; el uso de la fracción gruesa del relave y la compactación mediante compactadores vibratorios. La compactación de la fracción gruesa del relave resulta en la formación de una masa de suelo más densa y resistente a la licuación.

La separación del relave ocurre generalmente en la zona de coronamiento del muro mediante un proceso centrífugo llevado a cabo por un hidrociclón, el cual se muestra en la figura 2.6. Este

dispositivo separa la pulpa del relave a través de 2 puntos de descarga. La fracción más gruesa o arena se descarga por el flujo inferior del hidrociclón, mientras la fracción más fina denominada “lomas” se evacua por rebose en la zona superior.

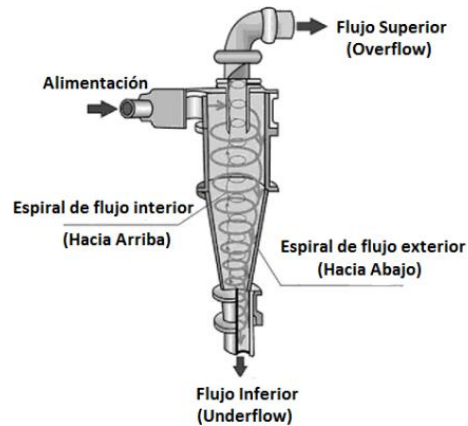


Figura 2.6. Esquema de un hidrociclón. Fuente: [20].

También, en casos donde se desea extender la descarga de relaves por el perímetro de la cubeta, se utilizan *spigots* como sistema de distribución de descarga. Este sistema representado en la figura 2.7, está compuesto por una tubería principal con múltiples y equidistantes puntos de descarga.

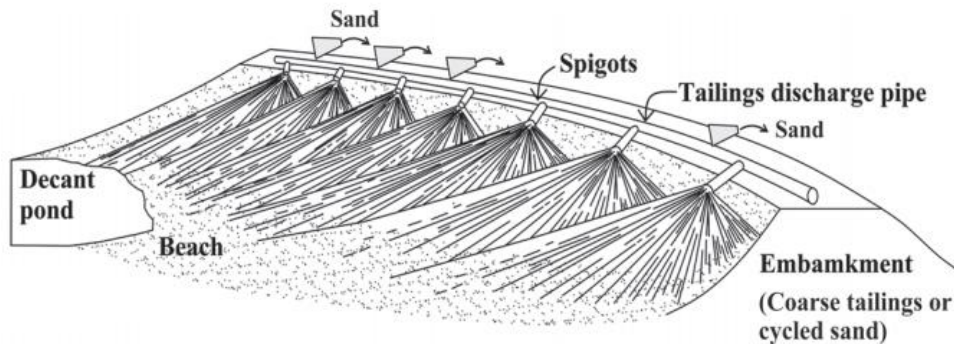


Figura 2.7. Sistema de descarga a través de Spigots. Fuente: [18].

Una vez que el depósito se encuentra próximo a alcanzar su capacidad de diseño, se procede al crecimiento del muro, desplazando los hidrociclones a una mayor elevación y comenzando una nueva etapa de descarga de arena. La descarga de arena se orienta dependiendo de la alternativa de construcción elegida, dentro de las cuales destacan:

- Método aguas arriba: Este método representado en la figura 2.8, consiste en un muro inicial construido con material de empréstito compactado sobre el cual se inicia la descarga de relaves, utilizando hidrociclones; la fracción más gruesa se deposita junto al muro inicial, mientras la fracción fina se deposita hacia dentro del tranque en un punto más alejado del muro. Con este método se pueden alcanzar alturas de hasta 25 metros [21].

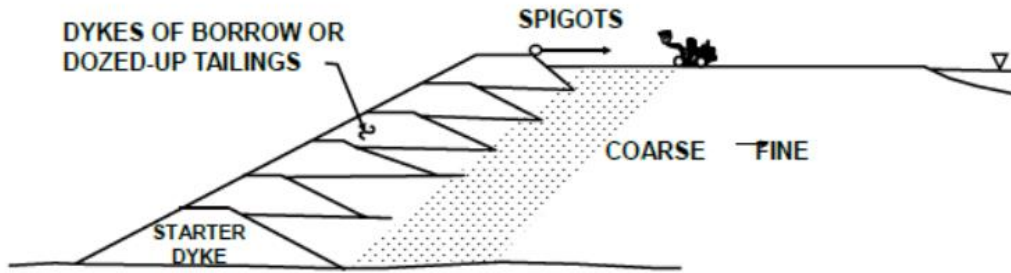


Figura 2.8. Método de construcción aguas arriba. Fuente: [22].

- Método aguas abajo: La construcción se inicia también con un muro de partida de material de empréstito compactado, desde el cual se vacía la arena hacia el lado del talud aguas abajo de este muro y las lamas se depositan hacia el talud aguas arriba, como se muestra en la figura 2.9. Cada etapa de crecimiento del muro es apoyada sobre la parte superior del talud aguas abajo de la etapa anterior. A veces se dispone de un segundo muro aguas abajo para limitar el avance de la descarga de arenas.

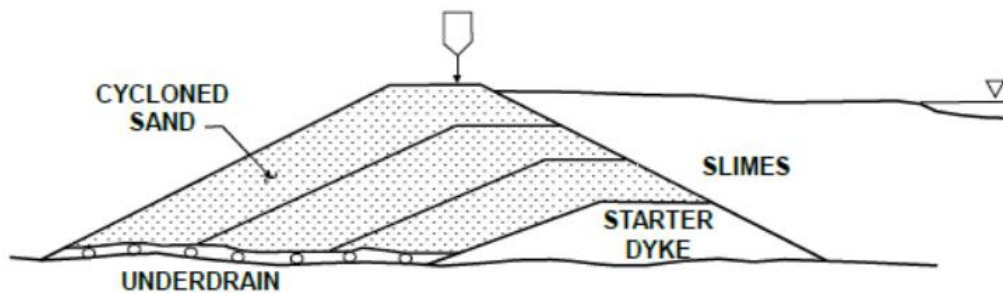


Figura 2.9. Método de construcción aguas abajo. Fuente: [22].

- Método eje central: Se inicia al igual que los métodos anteriores con un muro de partida de material de empréstito compactado, sobre el cual se depositan las arenas hacia el lado aguas abajo y las lamas hacia el lado aguas arriba. Una vez completado el vaciado de arenas y lamas correspondiente al muro inicial, se eleva la línea de alimentación de arenas y lamas, siguiendo el mismo plano vertical inicial de la berma de coronamiento del muro de partida, como se muestra en la figura 2.10. Lo que permite lograr un muro de arenas cuyo eje se mantenga siempre en el mismo plano vertical. Este método requiere disponer de un volumen de arenas intermedio entre los 2 métodos anteriores y permite lograr muros suficientemente estables [21].

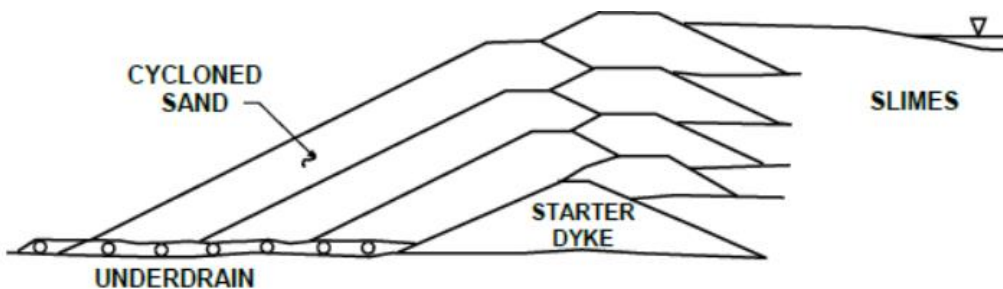


Figura 2.10. Método de construcción eje central. Fuente: [22].

Estos métodos constructivos son ampliamente conocidos en Chile, siendo los métodos de “aguas abajo” y “eje central” los que contempla hoy la legislación de proyectos de tranques de relaves [2]. El método de construcción “aguas arriba” está prohibido debido a que produce el tipo de muro menos resistente frente a oscilaciones sísmicas [21]. La inseguridad que muchas veces despiertan los tranques de relaves con muros de arenas no necesariamente se debe al material con el que se construyen, sino más bien al sistema de construcción utilizado, el que puede inducir elevadas presiones de poros y eventualmente fallas en caso de un sismo. Las técnicas actuales de diseño, construcción y control poseen el objetivo de proyectar estructuras estables en función de eficaces sistemas de drenaje, sistemas de clasificación de partículas y disposición de arenas, junto con una buena compactación que permita alcanzar una elevada densidad. Lo anterior, implementado correctamente, complementado con un control general del cuerpo del prisma resistente, lleva a la estructura a las condiciones de estabilidad estática y sísmica semejantes al de otras obras importantes de ingeniería [23].

En la tabla 2.5 se presenta un resumen de los requerimientos generales para los diferentes métodos de construcción.

Tabla 2.5. Requerimientos generales para los diferentes métodos de construcción.

Método de construcción	Requerimientos del relave	Requerimientos de descarga	Idoneidad para almacenar agua	Resistencia sísmica	Restricciones de crecimiento
Aguas arriba	Preferiblemente relaves de arena. Pulpas de baja densidad promueven la segregación de las arenas.	Descarga periférica y una playa bien controlada.	No adecuado.	Alto riesgo de fallo.	No más de 5 [m/año].
Aguas abajo	Adecuado para cualquier tipo de relave.	Varía de acuerdo con los detalles de diseño.	Bueno	Bueno.	Ninguna restricción.
Eje central	Arena o limos de baja plasticidad.	Descarga periférica para crear una playa.	No recomendado para almacenar a largo plazo.	Aceptable.	Se pueden aplicar restricciones para casos individuales.

Fuente: [24].

2.4. Mecanismos de falla de un depósito de relaves

Los tranques de relaves son a menudo percibidos como estructuras vulnerables, esto se debe a que no proveen un nivel seguridad comparable con el que proveen los embalses convencionales⁴. Esta percepción está relacionada con el hecho de que la estabilidad de los muros de arena compactada depende del comportamiento geotécnico e hidráulico del muro, muchas veces susceptible a diferentes tipos de fallas [17].

La caracterización adecuada de los mecanismos de falla es una componente clave y eficaz en la gestión del riesgo, ya que la comprensión de estos fenómenos hace posible una mejor evaluación del comportamiento de la estructura. Una desventaja, consiste en que las estructuras varían mucho en sus diseños, métodos de construcción y en cómo son operados, mantenidos y monitoreados [25].

La figura 2.11 muestra las estadísticas mundiales de falla de depósitos de relaves y de depósitos convencionales, ocurridas entre los años 1800 y 2000, de acuerdo con las investigaciones realizadas por ICOLD (International Commission on Large Dams) [26, 27].

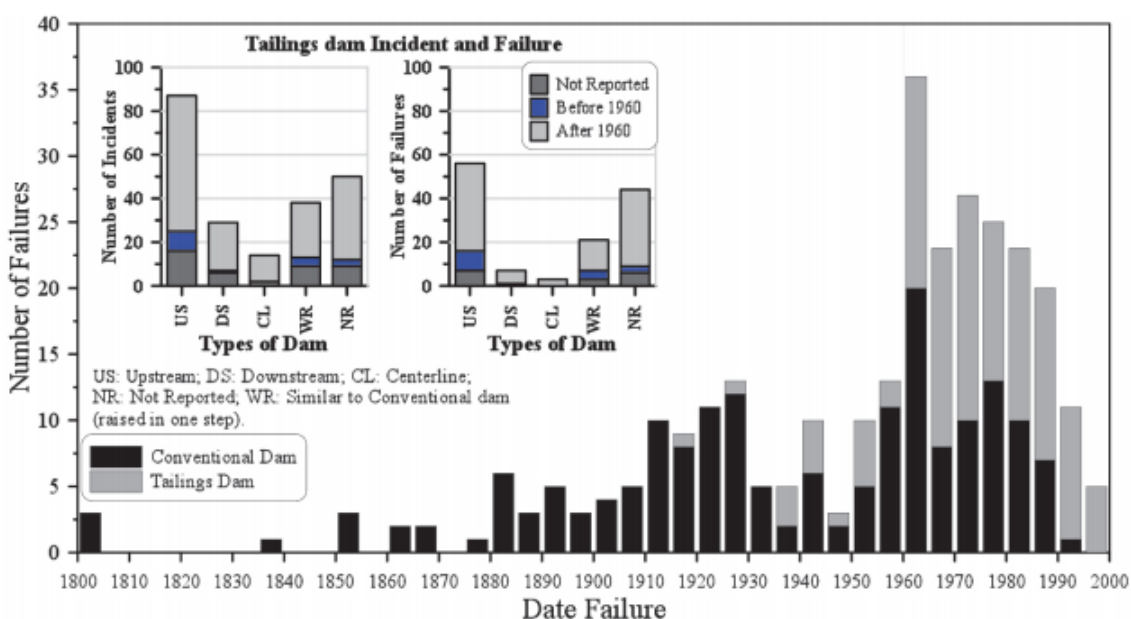


Figura 2.11. Estadísticas de fallas de muros acorde a ICOLD [26, 27]. Fuente: [17].

La figura 2.11 muestra que durante el periodo comprendido entre los años 1800 y 2000, el número registrado de fallas de depósitos de relaves representa el 40% del total de fallas. Sin embargo, este porcentaje se incrementó considerablemente entre 1960 y 2000, alcanzando el 70%. Esta alza ocurre en el periodo en que la industria minera experimentaba su mayor tasa de crecimiento. La probabilidad del fallo de un depósito de relaves ha sido estimada en un orden de 1:700 a 1:1750 [28], una cifra mucho más alta que para los depósitos convencionales utilizados para el almacenamiento de agua, que se ha estimado en un valor de 1:10.000 [29]. Las cifras obtenidas en los últimos años indican que ocurren de 2 a 5 fallas cada año [17], una situación que merece atención.

También, en el estudio realizado por ICOLD el año 2001 [27], se recopiló una base de datos de 220 incidentes internacionales, eventos potencialmente cercanos a la falla y fallas⁵, ocurridos desde 1917

⁴ Aquellos embalses en donde el muro de contención se construye a partir de material de empréstito compactado.

⁵ Eventos en donde la presa deja de retener el relave para el cual fue diseñado.

al año 2000. En esta recopilación fueron reportados 135 casos de fallas, asociadas a diferentes causas, las cuales se resumen en la tabla 2.6.

Tabla 2.6. Número de colapsos por cada mecanismo de falla, en depósitos activos e inactivos.

Mecanismo de falla	Número de depósitos de relaves fallados		
	Depósitos Activos	Depósitos Inactivos	Total
Overtopping (Rebose)	20	8	28
Inestabilidad de taludes	30	1	31
Licuaación de suelos	18	0	18
Falla de la Fundación	11	1	12
Infiltración y erosión interna	10	0	10
Falla estructural	12	0	12
Erosión	3	0	3
Falla de la mina	3	0	3
Desconocida ⁶	15	3	18
Total	122	13	135

Fuente: [27].

En la tabla 2.6 se indica que mundialmente los modos de falla más comunes son: Overtopping, inestabilidad de taludes, licuaación de suelos, falla de fundaciones e infiltración con erosión interna. Sin embargo, también se presentan otros tipos de fallas menos usuales:

- Falla estructural: Esta falla ocurre cuando alguna componente del diseño no cumple el rol para el cual fue diseñado. Esto se debe principalmente a errores en el diseño del proyecto.
- Erosión externa: Se debe típicamente a la erosión provocada por precipitaciones o escorrentías, la cual no es controlada.
- Falla de la mina: Esta falla ocurre en casos donde el depósito de relaves se construye sobre una mina subterránea, que colapsa debido a los trabajos propios de la extracción del mineral.

En 2019, en la investigación de Villavicencio et al. [30] identificaron cuatro causas que contribuían a la inestabilidad de depósitos de relaves en Chile: método de construcción, compactación deficiente, alto contenido de finos y elevado grado de saturación. En este estudio, el mecanismo de falla predominante fue la licuaación de suelos, inestabilidad de taludes (deformaciones inducidas por sismos) y overtopping (rebose).

Lo lamentable de la historia de fallas de depósitos de relaves en Chile, es que varias de ellas incluyen muertes y/o una extensa contaminación aguas abajo de la presa. Evidentemente esto ha causado una percepción negativa de la comunidad [17]. Por lo tanto, es imprescindible que el análisis de seguridad sea un estudio detallado, incluyendo todos los modos de falla al cual la estructura es vulnerable, ya que cada modo de falla puede resultar en un colapso global o parcial.

⁶ Todas las fallas antiguas de las que no hay suficiente información caben en esta categoría. Como también los casos recientes que están bajo investigación.

2.4.1. Licuación de suelos

Durante eventos sísmicos, la mayor destrucción de estructuras ocurre debido a la creación de fisuras, deformaciones excesivas y la pérdida de la resistencia o rigidez del suelo, esto resulta en el asentamiento de estructuras, falla de diques, deslizamientos y otros peligros. El proceso por el cual ocurre la pérdida de resistencia del suelo es llamado licuación de suelos y está principalmente asociado a suelos de granos medio-fino sin cohesión y saturados. Uno de los primeros intentos de explicar este fenómeno fue propuesto por Casagrande el año 1936, basado en análisis de índices de vacíos en arenas [31].

El mecanismo básico con el que se produce la licuación de suelos fue identificado por See y Lee en el año 1966, a través de la observación del comportamiento de muestras de arena sometidas a esfuerzos cíclicos en un instrumento de ensayos triaxiales. A medida que aplicaban el esfuerzo cíclico a las muestras, la presión de poros aumentaba hasta alcanzar un valor igual a la presión de confinamiento, produciendo una notable disminución de la resistencia al corte [32].

En Chile, se ha demostrado que los depósitos de relaves de arenas son muy susceptibles a la licuación de suelos, específicamente al fenómeno llamado falla de flujo [33]. Cuando se gatilla esta falla, la masa de suelo presenta grandes deformaciones y fluye como un fluido viscoso. Esta falla resulta de la generación de un exceso de presiones de poros, que no alcanzan a disiparse lo suficientemente rápido. La presión efectiva de confinamiento puede reducirse hasta valores casi nulos y la resistencia al corte se pierde completamente. Este tipo de falla se caracteriza por el corto periodo de tiempo en el que se desarrolla y las grandes deformaciones que conlleva [30].

Con respecto a los tranques de relaves chilenos, diversas investigaciones [34, 35, 36] permiten la identificación de los siguientes factores contribuyentes:

- La mayoría de los depósitos estaban operativos cuando ocurrieron los terremotos y presentaban una laguna de aguas claras cerca de la cima del dique de retención. La presencia de agua es crucial en el rápido incremento de presiones de poros durante la aplicación de cargas sísmicas.
- La arena usada en la construcción de los diques de retención mostró un alto contenido de limo. Los inadecuados sistemas de deposición y clasificación de suelos generaron capas de limo de baja resistencia al corte en la cara aguas abajo en áreas cercanas a la cima del dique de retención. Estas capas facilitaron el desarrollo de mecanismos críticos de falla.
- El método de construcción “aguas arriba” originó fallas debido a la licuación del material existente bajo el dique de retención (suelo no consolidado y limos sueltos de relaves).

Según las observaciones y análisis de ciertos autores [35, 37] sobre los efectos del terremoto del 27 de febrero del año 2010, se concluyó que estos diques presentaban licuación total y parcial, además se identificaron los siguientes sucesos:

- Las fuerzas inerciales sísmicas causaron la licuación de las capas superficiales de suelo fino.
- Los relaves licuados y la laguna de decantación mostraron un movimiento oscilatorio durante e inmediatamente después del terremoto, dejando temporalmente la cara aguas arriba de la presa sin confinar. Por lo tanto, la cara aguas arriba del dique, en su estado debilitado, se desplomó hacia la cubeta del depósito, generando grietas o fisuras paralelas a la cima de la presa.

- Se crearon cuñas de deslizamiento en la cara aguas abajo del dique, debido al efecto combinado de las fuerzas de inercia, la presión de relaves licuados y la disminución de las áreas de contacto basal.
- El movimiento de materiales finos licuado a través de grietas y fisuras erosionó el dique de retención generando lodos.
- Los asentamientos y derrumbes adyacentes permitieron el escape de material fino no confinado, lo que provocó una licuación progresiva con grandes volúmenes de finos.
- La combinación del exceso de presiones de finos licuados y la probable disminución de la resistencia al corte de la arena de relaves pudo haber provocado fallas debido a deslizamientos y fallas de flujo.
- El progreso gradual de la licuación a mayores profundidades comprometió todo el depósito, generando terrazas que permanecieron incluso después del terremoto, mostradas en la figura 2.12.



Figura 2.12. Terrazas formadas en un muro del tranque de relaves Las Palmas después del terremoto del 27 de febrero de 2010, Chile. Fuente: [30].

Lo anteriormente expuesto justifica la necesidad de llevar un estudio acabado en la etapa de diseño, un control constante en la etapa de ejecución como también durante su vida útil, y un plan de cierre adecuado cuando sea el fin de su periodo de diseño.

2.4.2. Inestabilidad del talud

El aumento en la demanda de excavaciones o rellenos en proyectos de construcción ha incrementado la necesidad de entender los métodos analíticos, herramientas investigativas y métodos de estabilización, con el objetivo de resolver problemas de estabilidad de taludes. El entendimiento de la geología, hidrología y las propiedades del suelo son fundamentales para aplicar los principios de estabilidad de taludes apropiadamente. Este análisis se realiza teniendo un completo conocimiento de las condiciones del subsuelo, agua subterránea y cargas aplicadas, para finalmente, mediante la evaluación de los resultados, realizar juicios sobre los factores de seguridad y el riesgo tolerable [18].

En las presas de arena de relaves, las propiedades de la estructura están controladas en gran medida por la granulometría, el método constructivo y el grado de compactación [38]. En general, el análisis de estabilidad no suele involucrar las mismas dificultades e incertidumbres de un talud natural, gracias a la clasificación previa de los materiales utilizados [18].

Puesto que las presas de arenas de relaves son construidas generalmente en etapas, se requieren varios análisis en la vida del proyecto, como [18]:

- En todas las fases de construcción.
- Al final de la construcción.
- A largo plazo.
- Antes perturbaciones naturales (sismos, inundaciones, entre otros).

Es sabido y documentado que la compactación aumenta la resistencia del suelo [38]. No obstante, la resistencia de las estructuras de arena de relaves compactada ante esfuerzos sísmicos a menudo es baja en comparación a las sollicitaciones eventuales que pueda recibir.

Incluso en la ausencia de una presión de poros lo suficientemente elevada como para desencadenar licuación, los esfuerzos dinámicos pueden resultar en inestabilidades de taludes, comprometiendo significativamente la estabilidad estructural y operacional del depósito de relaves. Se puede generar inestabilidad en las caras del dique de retención por los siguientes factores [30]:

- Pendientes muy cercanas al ángulo natural de reposo del suelo de relleno y que posea zonas sustanciales de material saturado. Esto ocurre en casos donde el dique es construido por descarga hidráulica sin compactación mecánica.
- Variaciones de la posición del nivel freático en relación con el valor de diseño, como consecuencia de lluvias intensas, mal manejo del estanque de decantación de relaves, un aumento en la tasa de saturación debido a la operación inadecuada (escasos tiempos de secado del relave vertido), o un inadecuado o inexistente sistema de drenaje basal.
- Presencia capas de baja resistencia en el dique de retención, asociada a una deficiente clasificación de las arenas descargadas, que poseen un alto porcentaje de partículas finas (menor a 80 μm).
- Disminución de la resistencia al corte del suelo de cimentación o geometría inadecuada del dique de retención (ancho de coronamiento, altura y pendientes)

Se han identificado varias superficies de falla, las cuales tienen formas semicirculares o de cuñas de deslizamiento, mostradas en las figuras 2.13a y 2.13b respectivamente. Según estudios [34], los mecanismos de falla de depósitos de arena de relaves construidos utilizando los métodos “aguas arriba” y “eje central”, por lo general, desarrollan superficies de falla tipo cuña deslizante. Durante la construcción y operación de un tranque de relaves, el nivel freático dentro del depósito puede estar bastante elevado por la descarga de relaves. Por lo tanto, la presión sobre el dique de retención es aún mayor si los relaves no están consolidados, variando en respuesta a la profundidad de los estratos de relaves recientes, así como al tiempo entre ciclos de deposición, la permeabilidad de las arenas o la eficiencia del sistema de drenaje.

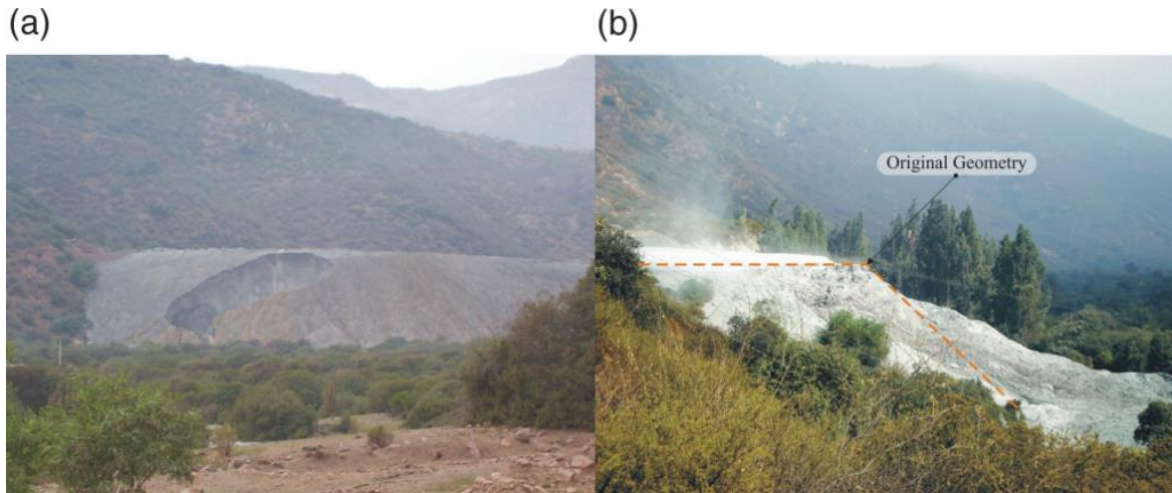


Figura 2.13. Inestabilidad de taludes: (a) Superficie de falla semicircular; (b) Deslizamiento de talud en el instante del evento sísmico. Fuente: [30].

Según estudios [39, 40], la inestabilidad mecánica en condiciones sísmicas en presas de arena de relaves puede ser causada una vez que el esfuerzo cortante inducido por el sismo (τ_d) es mayor que la resistencia al corte residual del suelo (S_u) o superior a la resistencia promedio en estado estable (S_s). También se define que para el caso inestable:

- La deformación que gatilla la inestabilidad es baja para arenas sueltas saturadas (0,2% a 1,0%)
- El sismo genera la falla si las deformaciones acumuladas alcanzan el límite máximo de deformación.

2.4.3. Overtopping y overflowing

En el contexto del análisis de seguridad de las presas de relaves, el overflowing es un término referido a un overtopping (rebose) sostenido en el tiempo, sobre el coronamiento de la presa a causa del incremento del nivel de aguas dentro del depósito, fenómeno representado en la figura 2.14. Este incremento puede estar causado por varios factores, como la erosión de la cima de la presa, hundimiento de la presa, deficiencias operacionales o eventos climáticos excepcionalmente severos [25].

Overtopping (rebose) es el fenómeno en donde las olas de relave o el nivel dentro del depósito, alcanzan la cima de la presa. Esto sucede normalmente a causa de vientos fuertes o deslizamientos dentro de la cubeta del material del muro de retención. Generalmente, el overflowing resulta en una falla mucho más catastrófica comparándola con el overtopping [25]. Además, se ha observado que el aumento de las presiones de poros debido a un aumento en el nivel freático, asociado al overtopping, incluso puede generar licuación estática del muro [41, 42].

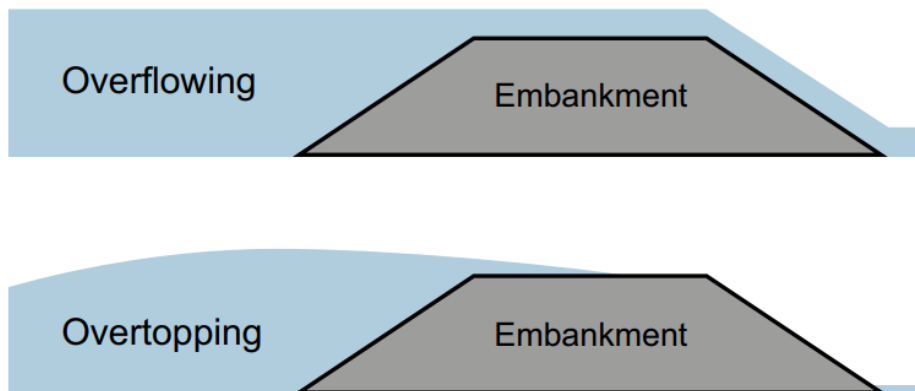


Figura 2.14. Esquema de overflowing y overtopping. Fuente: [25].

En el mundo se ha observado que este mecanismo de falla es la principal causa en depósitos inactivos alcanzando el 80% de los registros históricos, como se detalla en la tabla 2.6.

En Chile, los incidentes de este tipo han ocurrido en las regiones de Coquimbo, Valparaíso y Libertador Bernardo O'Higgins (específicamente en Vallenar, Valparaíso y Rancagua), asociados a fuertes precipitaciones. Los efectos observados son [30]:

- Disminución en el ancho de coronamiento del muro de retención.
- Erosión progresiva del muro de retención.
- Fallas con flujo de relaves almacenados

También, es importante señalar que un 18% de las fallas registradas en Chile fueron identificadas como fallas por overtopping con flujo de los relaves almacenados [30], esto es una razón relevante para considerar cuidadosamente todos los aspectos relacionados al manejo de aguas dentro del depósito. Estas presas necesitan ser construidas y operadas exactamente acordes a los criterios de diseño. Además, el comportamiento del depósito debe ser monitoreado y registrado a lo largo de todo su funcionamiento incluyendo el periodo después del fin de su vida útil.

2.4.4. Erosión interna

La erosión interna es un proceso mecánico que ocurre cuando las partículas de suelo de un muro de retención o de su fundación, son transportadas aguas abajo por el flujo de infiltración. El proceso de erosión interna puede ser dividido en 4 fases: iniciación, continuación, tubificación (formación de un conducto a través de la presa) y la iniciación de la ruptura.

La erosión interna puede conducir directamente a la falla bajo cargas constantes o puede debilitar la presa hasta tal punto que falle rápidamente cuando se encuentre sujeta a cambios en las cargas externas. En cualquier caso, el gradiente hidráulico y las características específicas del material, como la plasticidad y la granulometría, tienen un rol fundamental [25].

A pesar de que, según las investigaciones recientes, los mecanismos físicos que controlan la iniciación y la tasa de desarrollo de la erosión interna no se comprenden completamente, se cree que están controlados por la susceptibilidad del material, la carga hidráulica crítica y la condición de tensiones críticas, como se esquematiza en la figura 2.15 [43].



Figura 2.15. Diagrama de Venn ilustrando la interacción de las diferentes características del medio para iniciar la erosión interna. Fuente: Garner y Fannin (2010) [43], elaboración propia.

La erosión interna sigue preferentemente el camino de concentración de las líneas de filtración. El conducto se da paso por los planos de estratificación más permeables o por cualquier zona de concentración de flujos, en el cual llegue sin tener grandes pérdidas de energía.

2.4.5. Exceso de deformaciones

En eventos sísmicos las deformaciones pueden ocurrir cuando las fuerzas inerciales sísmicas exceden el esfuerzo resistente del suelo de la presa. Tales desplazamientos generan fisuras de 0,1 hasta 1 metro de ancho situadas en el comienzo de la superficie fisurada. Cuando se genera el desplazamiento de un bloque de suelo inestable, se forma una superficie escarpada en la zona superior de la fisura, mostrada en la figura 2.16. El tamaño de esta deformación depende también de la duración del sismo y del número de ciclos donde se excedió la aceleración de fluencia del muro [30].



Figura 2.16. Deformaciones causadas en un muro de contención de relaves el 27-F en la región del Maule. Fuente: [30].

Los daños por dichos efectos en los depósitos de relaves son altamente considerables, puesto que afectan directamente a la estructura de la presa. La suma de los desplazamientos será tolerable en la medida que no acarree vaciamientos o daños mayores en las estructuras o instalaciones de la presa. Por ello, existe la necesidad de realizar análisis de deformaciones totales ante esfuerzos sísmicos severos en todos los proyectos de depósitos de reales, dado que, mediante los métodos de análisis se puede determinar el riesgo presente en la estabilidad de la presa. La tabla 2.7 indica una caracterización de las fallas inducidas por las deformaciones en el muro de contención.

Tabla 2.7. Daños obtenidos de acuerdo con las deformaciones permanentes en presas de relaves producidas por sismos.

Categoría de Daño	Deformación [m]	Descripción
I	<0,3	Deformación de la cresta mínima o casi despreciable
II	0,3 a 1,0	Probablemente ocurran ligeras fallas superficiales (1 a 2 metros bajo la superficie del terreno)
III	1,0 a 3,0	Probablemente ocurran profundas fallas (hasta los 5 metros bajo la superficie del terreno)
IV	>3,0	Probablemente ocurran profundas fallas (hasta los 10 metros bajo la superficie del terreno)

Fuente: [44].

2.4.6. Asentamientos y problemas de fundación

Las fundaciones del muro de retención deben ser aptas de soportar las eventuales sollicitaciones de cargas impuesta sobre la estructura, tanto en sus etapas de construcción como a largo plazo. No obstante, a través del paso del tiempo el deterioro ocurre por el deterioro de las propiedades de capacidad de soporte, asentamientos y filtraciones. Los materiales más inestables y sobre los cuales se presentan los mayores asentamientos son las rocas suaves, limos y arcillas [38].

Los asentamientos pueden causar fisuras en varias partes del depósito, en sectores de espesor variable o en áreas cercanas al dique de retención (sector aguas arriba). Las fisuras se forman paralelas a él coronamiento de la presa y toman una forma parabólica en planta, abierta hacia la cubeta, resultando en la aparición de discontinuidades que puede inducir la formación de potenciales planos de falla, exhibidos en la figura 2.17. Estas se generan principalmente en presas de arenas de relaves construidas por los métodos “aguas arriba” y “eje central”. Aún más peligroso es el desarrollo de fisuras por el asentamiento causado por cápsulas de limos dentro de la presa. La aparición de estas cápsulas resulta de un pobre control de la construcción, que es casi inevitable en el método de construcción del “eje central”, pero menos frecuente en el método “aguas abajo”. En casos extremos, estas deformaciones pueden inducir el flujo y liberación de los relaves retenidos [30].



Figura 2.17. Deformaciones en la pendiente aguas arriba de un tranque de relaves, causadas por el asentamiento de limos subyacentes. Fuente: [30].

En Chile, un ejemplo de este tipo de eventos ocurrió en el terremoto del 27 de febrero del año 2010, el cual causó daños al depósito de relaves Bellavista. Esta estructura se sitúa a 390 kilómetros del epicentro cerca de El Asiento y a 85 kilómetros de la zona de ruptura de la placa. La presa fue construida según el método “aguas arriba”, alcanzando una altura de 14 metros, la inestabilidad fue causada por asentamientos, grietas longitudinales y deformaciones, produciendo el colapso de aproximadamente un 80% de la presa de arena [17].

También, los asentamientos del muro permiten que el coronamiento descienda, ocasionando que la revancha de seguridad se reduzca, facilitando el rebose de las aguas, con la consiguiente generación de erosión y el posterior debilitamiento de la estructura [45]. Dentro de algunos estudios de deformaciones verticales [46], se ha especificado que este valor si es menor o igual que el 50% de la revancha operacional y alternativamente, no supera el 2% de la altura total máxima de la presa, se considera un diseño seguro.

2.5. Consecuencias e impactos de la falla de un depósito

Los depósitos de relaves pueden representar una amenaza para la salud humana y el medioambiente por la presencia de sustancias tóxicas como arsénico, cianuro y metales pesados. La fuga de esos materiales a los sistemas fluviales incrementa la concentración los contaminantes por muchos años. La razón de disminución de los contaminantes varía en función del contaminante en particular, por ejemplo, arsénico y cadmio tiene una razón de disminución más alta que cobre, manganeso y zinc [25].

La presencia de sulfuros en relaves expuestos a agua y oxígeno causa la generación de ácido sulfúrico, conocido como drenaje de ácido minero (DAM), el cual puede movilizar metales pesado como el arsénico. DAM es reconocido como uno de los problemas medioambientales más serios en la industria minera [47]. Muchos de los depósitos de relaves abandonados no fueron diseñados, construidos u operados con el cuidado necesario ante el impacto del DAM y no se tomaron las medidas necesarias para minimizar la generación de lixiviados ácidos o para evitar que el lixiviado ingrese a las aguas subterráneas o superficiales [25].

La pérdida de vidas durante el colapso de un tranque de relaves ocurren como resultado del ahogo y asfixia. En el mediano y largo plazo, las pérdidas de vidas relacionadas con la toxicidad de los materiales liberados durante la falla, se debe a que la toxicidad presente en los relaves puede entrar en la cadena alimenticia y contaminar los recursos hídricos disponibles [25].

El impacto de los depósitos de relaves en los peces y animales terrestres son una combinación de impactos directos, bloqueo de zonas, entierro y cambios extremos en las características químicas del agua. En general, después de un escape de relaves mineros, el pH del agua desciende hasta valores muy ácidos [25].

El impacto en la vegetación y en las áreas cultivables están relacionados con el aumento de la concentración de elementos contaminantes en las llanuras aluviales, que son el entorno fértil que apoya la cría de animales y la producción de cultivos [25].

La dinámica del río tiene un rol importante en la rehabilitación de un sector afectado por un desastre minero. En Kossoff et al [48], se reporta que la alta carga de sedimentos y las tendencias de degradación de un río mejoran la dilución de los contaminantes almacenados, mientras que en zonas secas se muestran altas tasas de contaminación, incluso 10 años después del colapso. En algunas cuencas existen la posibilidad de que el flujo vuelva a movilizar contaminantes históricos que se habían depositado en el área. Además, los eventos de inundación, incluida la erosión, pueden remover los contaminantes depositados antiguamente sin que ocurra una falla en la presa.

La tabla 2.8 provee un resumen de las consecuencias documentadas de algunas importantes fallas que han ocurrido. Esto solo provee una visión instantánea; reflejando la escala de la catástrofe. De acuerdo con US Office of Environmental Enforcement, los incidentes son clasificados en base a sus efectos o posibles impactos al medioambiente [25].

Tabla 2.8. Criterios de evaluación de impacto ambiental.

Ranking	Clasificación	Impacto en el medioambiente
1	Menor	<ul style="list-style-type: none"> • Sin contaminación, efectos localizados. • Pequeños efectos en la calidad del aire evidenciados por la aparición de polvos u olor. • Emisiones que no cumplan con lo establecido en la normativa (se debe tener en cuenta un patrón de incidencias menores repetidas al considerar el nivel de respuesta)
2	Limitado	<ul style="list-style-type: none"> • Contaminación simple, efectos localizados de corta duración. • Impacto local limitado en el agua, tierra y aire. • Se requiere notificar en el corto plazo el cierre de la extracción de agua potable.
3	Serio	<ul style="list-style-type: none"> • Contaminación simple, amplios efectos de extendida duración. • Efectos significativos en la calidad del agua. • Daños importantes al ecosistema (por ejemplo, daños significativos en la población de peces) • Cierre de la extracción de aguas potable a largo plazo. • Reducción significativa en la confortabilidad. • Daños importantes a la agricultura o comercio. • Daños importantes a las personas.
4	Muy Serio	<ul style="list-style-type: none"> • Contaminación extensa, efectos localizados de larga duración.
5	Catastrófico	<ul style="list-style-type: none"> • Contaminación muy extensa, amplios efectos de larga duración.

Fuente: [25].

CAPÍTULO III

3. Análisis teórico de estabilidad dinámica

Dentro del estudio de la estabilidad sísmica de depósitos de relaves, existen diferentes enfoques de evaluación y la aceptabilidad del diseño está relacionada con valores mínimos de factor de seguridad (FS) que deben cumplirse ante las diferentes condiciones de carga [38].

Los terremotos son capaces de inducir grandes fuerzas inerciales desestabilizadoras, de naturaleza cíclica, sobre los taludes de la estructura. La reducción del esfuerzo de corte resistente del suelo puede ser provocada por los esfuerzos cíclicos, como también, por el exceso de presión de poros. El efecto combinado de las cargas sísmicas y la variación de la resistencia al corte puede causar una pérdida general de estabilidad física y afectar a la estructura [38].

Comúnmente, las cargas cíclicas generan un exceso de presión de poros en suelos sueltos, saturados sin cohesión (gravas, arenas y limos no plásticos), que pueden licuar con una considerable pérdida de resistencia. Sin embargo, suelos cohesivos o suelos secos sin cohesión, no son afectados de la misma manera [38].

En general, han sido propuestos 4 métodos para la evaluación de la estabilidad sísmica. Incrementando en orden de complejidad y costo, estos son:

- Método Pseudoestático: Las fuerzas inerciales del terremoto son simuladas mediante la inclusión de fuerzas estáticas horizontales y verticales, en un análisis de equilibrio límite.
- Método de desplazamiento de Newmark: Este método está basado en el concepto de que la aceleración del talud puede exceder la aceleración de fluencia estática, a expensas de generar desplazamientos permanentes.
- Método de estabilidad post-terremoto: En laboratorio se ensayan muestras representativas de suelo no drenado, someténdolas a cargas cíclicas comparables al sismo anticipado.
- Análisis dinámico de elementos finitos: Este análisis de dos o tres dimensiones usado apropiadamente, constituye un modelo que provee detalles de la concentración de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos permanentes.

De esta lista, los primeros dos métodos han sido bien establecidos en la práctica de la ingeniería geotécnica, principalmente debido a su simple implementación, familiaridad y costos económicos. El método post- terremoto es simple de implementar, pero requiere extensas pruebas dinámicas en laboratorio, para identificar la resistencia al corte a través de las superficies de fallas preseleccionadas. Finalmente, el análisis de elementos finitos requiere la identificación de los parámetros y modelos constitutivos junto a un considerable uso de recursos computacionales [38].

3.1. Análisis pseudoestático

El método pseudoestático ofrece una manera simple de evaluar la estabilidad de un talud situado en una región sísmica. En su implementación, el método de equilibrio límite es modificado para incluir fuerzas sísmicas de carácter estático (horizontales y verticales), las cuáles simulan las posibles fuerzas inerciales causadas por la aceleración del suelo durante el sismo [38].

Estas fuerzas sísmicas horizontales y verticales se asumen proporcionales al peso de la posible masa de deslizamiento según los coeficientes sísmicos, k_h y k_v , expresados en términos de la aceleración del estrato de suelo subyacente (expresado en "g"), como se muestra en la figura 3.1. Es recomendable que la superficie crítica se identifique mediante un análisis estático, que debe ser nuevamente analizada usando los coeficientes pseudoestáticos sísmicos, como si esta zona fuera la más solicitada del talud [38].

Comúnmente, se asume que la acción de las fuerzas sísmicas será solo en sentido horizontal, esto implica $k_v = 0,0$, induciendo una fuerza inercial, $k_h W$, en el talud, donde W es el peso de la posible masa de deslizamiento. La gran dificultad de este procedimiento se encuentra en la selección de los coeficientes sísmicos apropiados y en el valor de un factor de seguridad (FS) aceptable [38].

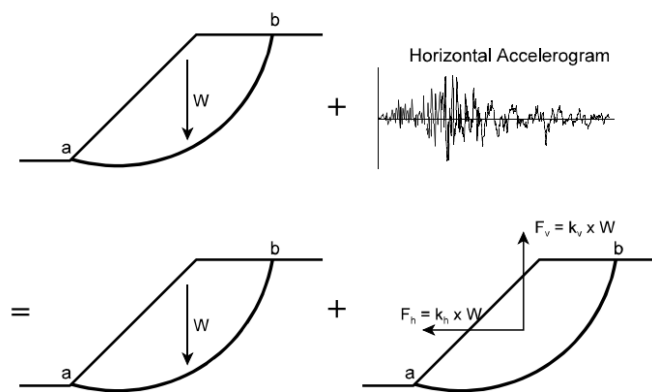


Figura 3.1. Esquema del método de análisis pseudoestático. Fuente: [49].

La magnitud de los coeficientes sísmicos debe ser elegida a modo de predecir de las fuerzas sísmicas del terremoto esperado, que depende de:

1. Intensidad del sismo, por ejemplo, la aceleración del suelo (PGA)
2. Duración del movimiento sísmico
3. Contenido de frecuencia

Como criterio conservador, se debería seleccionar un coeficiente sísmico igual a la aceleración máxima esperada del suelo. Sin embargo, este conservadurismo podría dirigirnos a una evaluación poco económica y posibles dificultades numéricas para $k_h \leq 0,4$. Por lo tanto, la selección de estos coeficientes debe ser racionalizada si se desea un diseño económico [38]. Algunos coeficientes típicos que han sido utilizados en la evaluación de estabilidad sísmica de taludes se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Coeficientes horizontales sísmicos recomendados.

Coeficiente horizontal sísmico, k_h	Descripción	
0,05 – 0,15	En Estados Unidos	
0,12 – 0,25	En Japón	
0,1	Sismos “severos”	Terzaghi [50]
0,2	Sismos “violentos y destructivos”	
0,5	Sismos “catastróficos”	
0,1 – 0,2	Seed [51], $FS \geq 1,15$	
0,10	Sismos mayores $FS > 1,0$	Corps of Engineers [52]
0,15	Sismos grandes $FS > 1,0$	
$\frac{1}{2}$ a $\frac{1}{3}$ de PGA	Marcuson [53], $FS > 1,0$	
$\frac{1}{2}$ PGA	Hynes-Griffin [54], $FS > 1,0$	
FS = Factor de seguridad, PGA = Aceleración máxima del suelo (horizontal)		

Fuente: [49].

Como se muestra en la tabla 3.1, no existen reglas específicas para la selección de un coeficiente sísmico apropiado para el diseño. No obstante, los diferentes criterios de selección sugieren que el coeficiente sísmico debe basarse en lo previsto dentro de la masa de falla y debería corresponder a alguna fracción de la aceleración máxima del suelo [55].

Si la magnitud esperada de PGA para el talud es conocida, el valor obtenido para la aceleración crítica k_y , puede ser usado para definir conclusiones como se muestra en la table 4.2.

Tabla 3.2. Guía para el análisis pseudoestático.

Condición	Observaciones
$k_y > PGA$	Se espera que el talud resista al sismo de diseño
$\frac{1}{2} PGA < k_y < PGA$	Posibles daños menores
$k_y < \frac{1}{2} PGA$	El talud puede ser inestable

Fuente: [38].

3.2. Análisis dinámico

3.2.1. Método de desplazamientos de Newmark

Este procedimiento fue propuesto por Newmark (1965), ampliando el método pseudoestático mediante la inclusión de un registro de aceleración tiempo-historia a los bloques de masa de suelo deslizante dentro del talud. Su estudio se basa en asumir que el cuerpo de masa del talud que falla se moverá como un cuerpo rígido, desarrollando una resistencia a lo largo del plano inclinado deslizante. El acelerograma seleccionado para representar el movimiento del suelo, luego es comparado con la aceleración de fluencia del suelo para determinar desplazamientos permanentes.

El método de Newmark asume [38]:

1. La existencia de una superficie de deslizamiento bien definida.
2. Un material de deslizamiento rígido y perfectamente plástico.
3. Pérdida de resistencia al corte despreciable durante el sismo.
4. Las deformaciones permanentes ocurren cuando el esfuerzo dinámico excede la resistencia al corte.

También, se asume deformable el talud en dirección cuesta abajo, esto implica que la resistencia dinámica al corte en la dirección cuesta arriba es infinita. El procedimiento requiere que el valor de la aceleración de fluencia o coeficiente sísmico crítico, k_y , sea determinado para el posible plano de falla usando el método convencional de equilibrio límite [38].

La principal dificultad asociada con este método está relacionada con la selección de un acelerograma apropiado que simule el movimiento de la masa de suelo. Sin embargo, una vez que ha sido seleccionado, los desplazamientos permanentes son calculados mediante una doble integración en las porciones en donde el acelerograma exceda la aceleración crítica de fluencia en la superficie de falla, como se expone en la figura 3.2. La aceleración de fluencia está asociada a factores de seguridad menores a 1,0 en el análisis pseudoestático, la que corresponde en tal caso a la situación de falla [38].

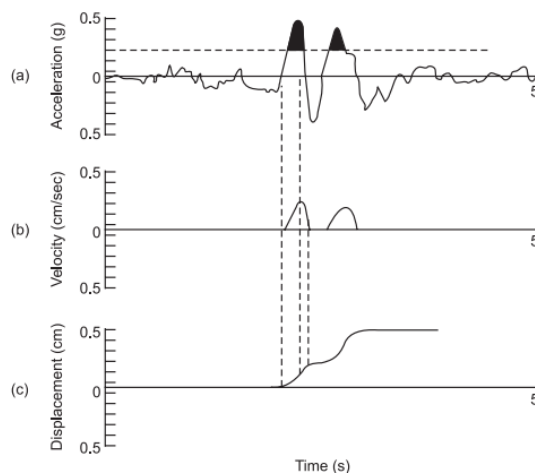


Figura 3.2. Diagrama ilustrando el método de Newmark, (a) aceleración versus tiempo, (b) velocidad versus tiempo para la porción oscurecida del pulso de aceleración, (c) desplazamiento cuesta abajo a través del tiempo correspondiente a los pulsos de velocidad. Fuente: [56].

A modo de ejemplo, en las ecuaciones 3.1 y 3.2 se muestra el modelo matemático para el cálculo de desplazamientos de una masa de suelo sometida a un pulso rectangular.

$$v_{rel}(t) = \int_{t_0}^t a_{rel}(t) dt = [A - a_y] (t - t_0) \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (3.1)$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2} [A - a_y] (t - t_0)^2 \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (3.2)$$

Donde, v_{rel} = Velocidad relativa de la masa desplazada.

d_{rel} = Desplazamiento relativo de la masa desplazada.

A = Aceleración del pulso rectangular.

a_y = Aceleración de fluencia de la masa de suelo.

t = Tiempo.

3.2.1.1. Desplazamientos permanentes

Los desplazamientos permanentes calculados representan el movimiento del centro de gravedad de la masa deslizando. Para una superficie plana de deslizamiento, la dirección de este desplazamiento permanente es paralela a la superficie de deslizamiento. Para una superficie común de desplazamiento, no plana, la dirección de este desplazamiento estará determinada a través de las diferentes fuerzas que existen a lo largo del borde de la masa de falla. Esta dirección puede ser calculada inicialmente, determinando la resultante de todas las fuerzas de corte y fuerzas normales a lo largo del perímetro de la superficie de falla. Esto equivale, esencialmente a una suma vectorial de todas las fuerzas en la base, determinada como un análisis de equilibrio límite. Luego, se asume que los desplazamientos permanentes actúan a lo largo de la dirección resultante del esfuerzo de corte acumulado y de las fuerzas normales [57].

Los cálculos para estos desplazamientos son simples y se establecen en la suposición de que las particiones de la masa de falla dentro del talud se comportan como un cuerpo perfectamente rígido durante el movimiento sísmico, representado en la figura 3.3. Si los desplazamientos son esenciales para el diseño, el análisis del comportamiento dinámico podría ser determinado mediante un procedimiento numérico, a través de un software de análisis de elementos finitos, aplicando un modelo constitutivo plástico.

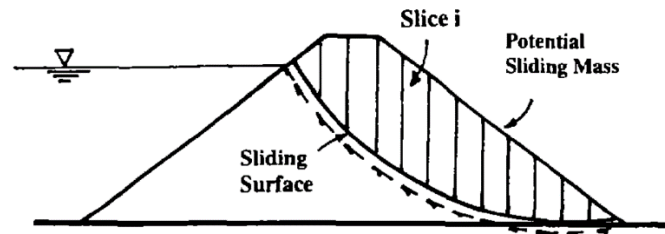


Figura 3.3. Esquema de la masa deslizando con sus respectivas particiones. Fuente: [58].

3.2.1.2. Selección del acelerograma para el método de Newmark

Al suponer que las particiones de masa del suelo deslizante son un cuerpo rígido, el acelerograma debe ser seleccionado de modo que el modelo represente efectivamente el movimiento de la masa de suelo durante el sismo. Siendo realistas, la masa de suelo del bloque de partición no es rígida y puede deformarse, como también, pueden existir movimientos relativos dentro de la misma. Por lo tanto, es necesario un procedimiento para estimar los movimientos promedio para la base del bloque deslizante en un análisis de respuesta puntual [38].

Un análisis de respuesta común consiste en seleccionar un acelerograma que represente el movimiento esperado de la zona rocosa, el cual simula efectivamente la intensidad, duración y contenido de frecuencias. Luego, utilizando un modelo numérico, el movimiento de la zona rocosa es propagado a través de las capas superiores de suelo. Los resultados de este análisis pueden entregar aceleraciones, esfuerzos y deformaciones tiempo-historia dentro del modelo geométrico del talud. En el método de Newmark, se requieren acelerogramas sitio-específico dentro de cada partición de la masa deslizante, los cuales pueden ser determinados mediante un programa bidimensional de análisis de elementos finitos [38].

3.2.1.3. Limitaciones del método de Newmark

Este análisis es más apropiado para fallas de tipo cuña, las cuales no comprenden la totalidad de los casos. Además, una limitación es que el análisis no resulta confiable para taludes que deforman con una forma diferente a un bloque masivo [56].

Otros supuestos que son asumidos por simplicidad y por no ser requeridos en el análisis [59]:

- El esfuerzo de corte estático y dinámico del suelo se asumen iguales.
- El efecto dinámico de la presión de poros es despreciado. Este supuesto es válido en suelos compactados, arcillas sobreconsolidadas y arenas secas.
- La aceleración de fluencia no depende de la deformación y permanece constante durante todo el análisis.
- La resistencia al deslizamiento cuesta arriba es considerada infinita.

3.2.1.4. Método simplificado

Los acápite anteriores describen las bases fundamentales del método de Newmark. Aunque este enfoque es sencillo, muchos de sus aspectos se vuelven complicados en la práctica, debido a la necesidad de programar el método o poseer algún software de análisis de elementos finitos que lo incluya. Por este motivo, diversos autores han planteado métodos simplificados para estimar los desplazamientos del método de Newmark. La ecuación 3.3 es un método común y práctico que permite obtener una estimación razonable de los desplazamientos [56].

$$\log d = 0,90 + \log \left[\left(1 - \frac{a_y}{a_{max}} \right)^{2,53} \left(\frac{a_y}{a_{max}} \right)^{-1,09} \right] \quad (3.3)$$

Donde, d = Desplazamiento cuesta abajo estimado, debido al sismo en centímetros.

a_y = Aceleración de fluencia de la masa de suelo.

a_{max} = Aceleración máxima del suelo durante el terremoto de diseño

3.2.1.5. Método de Makdisi y Seed

Este procedimiento fue propuesto por Makdisi y Seed el año 1978, su desarrollo se basa en los desplazamientos de bloque rígido propuesto por Newmark (1965), pero incluyendo la respuesta dinámica de la estructura en base al cálculo de coeficientes sísmicos propuestos anteriormente por Seed y Martin (1966) [60].

Para calcular la respuesta dinámica de diques de suelo, el método se basa en las propiedades geotécnicas del material y en el uso de un espectro de respuesta como se muestra en la figura 3.4.

Este método simplificado, con parámetros de compatibilidad de deformaciones, es usado para evaluar la aceleración en el punto más alto del dique. Luego se utiliza la relación mostrada en la figura 3.5 para estimar la aceleración promedio dentro de la masa deslizante del talud. El desplazamiento permanente es estimado usando acelerogramas y el método de Newmark.

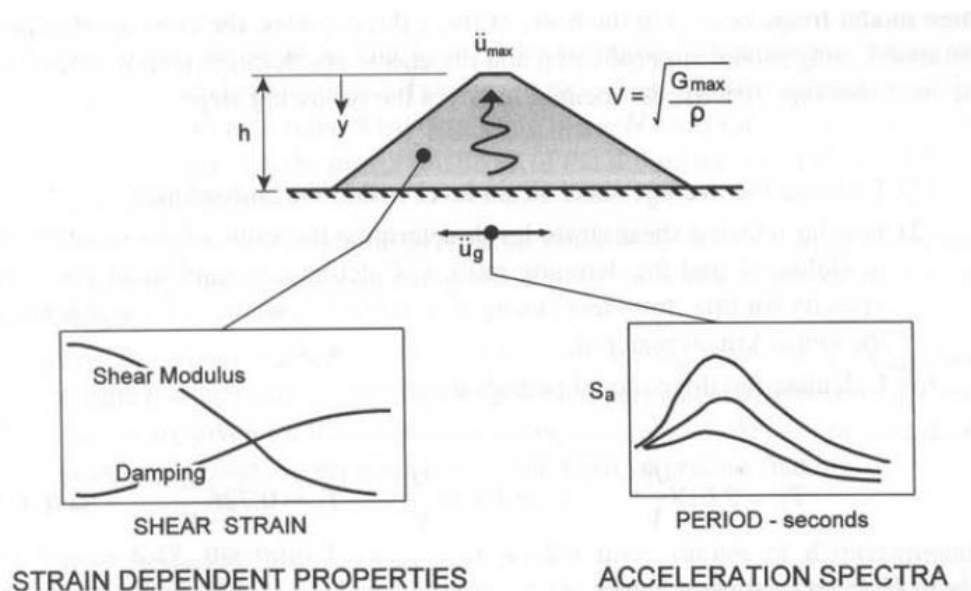


Figura 3.4. Ilustración del marco de trabajo para el cálculo de la aceleración máxima en la cima del dique. Fuente: [38].

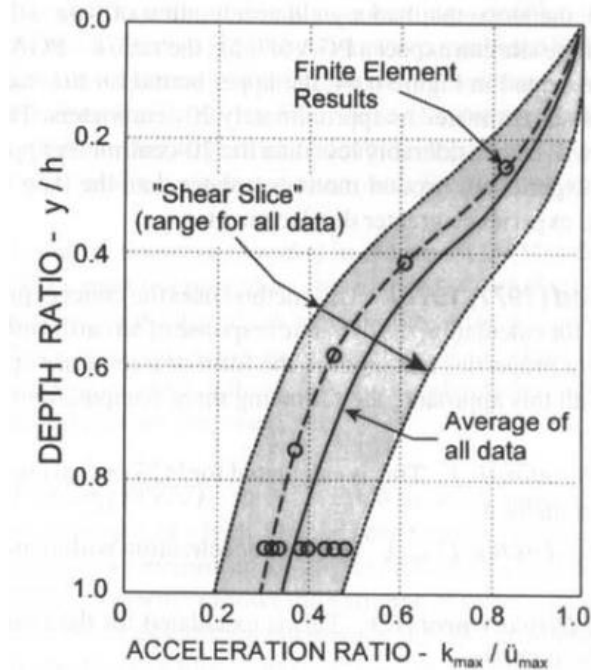


Figura 3.5. Variación de la aceleración máxima respecto a la profundidad de la masa deslizante. Fuente: [38].

La información relativa a la variación del módulo de corte, y la razón de amortiguamiento en función del esfuerzo de corte para el material del talud, se utiliza para estimar las tres primeras frecuencias modales. Sobre la base de estos tres modos, la aceleración de la cima del dique se estima utilizando superposición modal y los espectros de respuesta de aceleración elástica de los movimientos de la base. Brevemente, el método implica los siguientes pasos [38]:

1. Estimar el nivel promedio de desplazamientos por corte dentro del talud.

Para el desplazamiento seleccionado, determinar el valor de G y la razón de amortiguamiento λ .

Calcular la velocidad de onda de corte equivalente al nivel de deformación, usando $V = (G/\rho)^{1/2}$ donde " ρ " es la densidad de masa del material del talud y " G " es el módulo de corte.

2. Calcular los tres periodos modales usando las ecuaciones 3.4:

$$T_1 = 2,618 \frac{H}{V} \quad T_2 = 1,138 \frac{H}{V} \quad T_3 = 0,726 \frac{H}{V} \quad (3.4)$$

Donde, H = Altura del talud.

V = Velocidad de la onda de corte.

3. Usando el acelerograma de movimiento base, se calcula las aceleraciones espectrales correspondientes a la razón de amortiguamiento λ y los tres periodos modales. Estos valores pueden determinar directamente utilizando un programa informático adecuado, o pueden estimarse a partir de un espectro de respuesta de aceleración para diferentes razones de amortiguamiento. Las aceleraciones espectrales S_{a1} , S_{a2} y S_{a3} corresponden a los tres periodos T_1 , T_2 y T_3 respectivamente, y a la razón de amortiguamiento correspondiente. La máxima aceleración ocurre en la cima del talud y puede ser estimada usando la ecuación 3.5.

$$\ddot{u}_{max} = [2,56 S_{a1}^2 + 1,12 S_{a2}^2 + 0,74 S_{a3}^2]^{1/2} \quad (3.5)$$

4. Finalmente, se calcula la deformación promedio de corte a través de la ecuación 3.6.

$$\gamma_{promedio} = 0,195 \left[\frac{H}{V^2} \right] S_{a1} \quad (3.6)$$

Si el valor $\gamma_{promedio}$ calculado en el último paso no es aproximadamente el mismo valor asumido en el paso número 1, se debe repetir los pasos del 1 al 6 de nuevo, pero esta vez, usando el valor de deformación cortante promedio recién calculado como la “nueva” estimación [38].

Una vez que se ha determinado la aceleración máxima y los periodos naturales T_i , compatibles para una deformación promedio por corte, el nuevo desplazamiento de Newmark puede ser estimado siguiendo los pasos presentados a continuación [38].

1. Determinar la aceleración de fluencia de la posible superficie de falla, usando las fuerzas de corte estático reducidas si se espera una degradación de la resistencia cíclica para el material del talud. También determinar la razón y/H para la superficie crítica de falla, donde y es la máxima profundidad de la masa deslizante y H es la altura total del talud.
2. Usando la figura 3.5 y la razón y/H , determinar la razón k_{max}/u_{max} para obtener el valor de k_{max} a través de la aceleración máxima calculada en el paso 5.
3. Para una magnitud de sismo dado y una razón k_y/k_{max} conocida, usar la figura 3.6 para estimar el rango de posibles desplazamientos permanentes. Estos rangos están dados para tres diferentes magnitudes de terremotos.

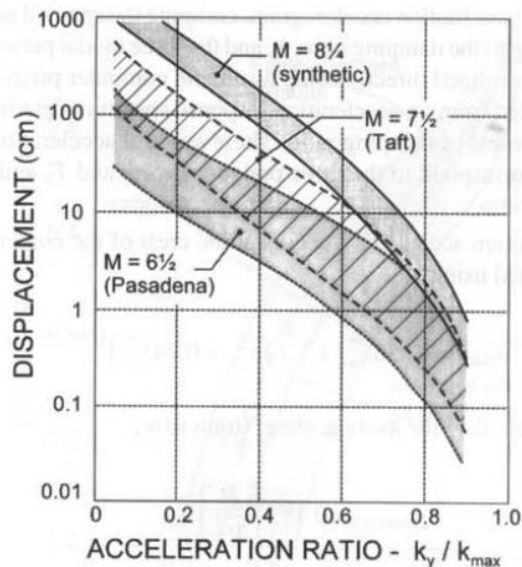


Figura 3.6. Variación de los desplazamientos permanentes con respecto a la aceleración de fluencia. Fuente: [38].

3.3. Análisis mediante elementos finitos

Los programas computacionales de elementos finitos son una poderosa herramienta en el análisis de suelos y rocas. Estos pueden ser usados en una amplia variedad de proyectos de ingeniería, tales como diseño de excavaciones, estabilidad de taludes, infiltración subterránea, análisis probabilísticos, consolidación y análisis dinámico.

Para la modelación de problemas geotécnicos, los materiales son representados mediante modelos constitutivos, que relacionan matemáticamente los esfuerzos con sus respectivas deformaciones.

3.3.1. Esfuerzos

En un medio continuo, los esfuerzos son una cantidad física que representa las fuerzas internas que las partículas vecinas ejercen sobre otras. También se define como el promedio de fuerzas sobre el área unitaria, que ejerce una partícula sobre el cuerpo de otra adyacente, a través de una superficie imaginaria que las separa. El estado de esfuerzos se define mediante nueve componentes, de las cuales seis son independientes. Estas 6 componentes forman el tensor de esfuerzos mostrado en la figura 3.7.

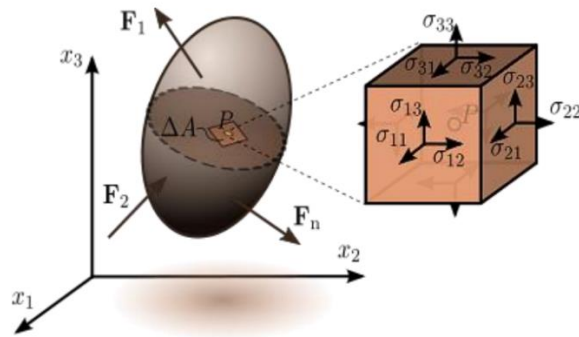


Figura 3.7. Estado de esfuerzos en un punto de un cuerpo bajo cargas. Fuente: [61].

Este estado tensional se define mediante la siguiente matriz de esfuerzos.

$$[\sigma] = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix} ; \quad \sigma_{12} = \sigma_{21} ; \sigma_{13} = \sigma_{31} ; \sigma_{32} = \sigma_{23} \quad (4.7)$$

También, el estado de esfuerzos se puede representar a través de vectores específicos, expuestos en la figura 3.8, asociados a vectores base e_i , como se muestra en la ecuación 3.8.

$$t_i^{e_i} = \sigma_{ij} e_{ij} ; \quad e_i = e_1, e_2, e_3 \quad (3.8)$$

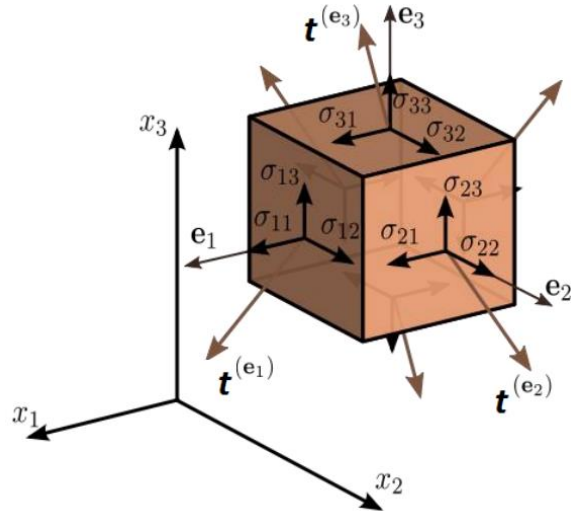


Figura 3.8. Estado de esfuerzos y vectores en un punto. Fuente: [61].

Considerando una transformación del sistema coordenado, consistente en una rotación alrededor de un eje, el estado de esfuerzos transformado en el nuevo sistema coordenado puede ser obtenido desde la ecuación 3.9.

$$\sigma^*_{ij} = T_{ip}\sigma_{pq}T_{jq} \quad (3.9)$$

Donde, T_{ij} es la matriz de transformación con componentes que son cosenos de los nuevos vectores base l_i, m_i y n_i como se muestra en la ecuación 3.10.

$$T_{ij} = \begin{bmatrix} l_i \\ m_i \\ n_i \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Cualquier objeto que se transforme de acuerdo con la ecuación 3.9 se denomina tensor de segundo orden. El estado de esfuerzos también se puede representar en forma vectorial. Esto podría ser útil en cálculos y programación. El vector de esfuerzos 4.11 tiene las mismas seis componentes independientes.

$$\vec{\sigma} = (\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{13}, \sigma_{23}, \sigma_{12})^T \quad (3.11)$$

Cabe señalar que la relación tensión-deformación de los materiales modelados en problemas geotécnicos, se formulan generalmente en término de esfuerzos efectivos.

3.3.2. Deformaciones

En ingeniería, la deformación unitaria es la razón entre la deformación total y la dimensión inicial del material, en el cual las fuerzas son aplicadas. La componente infinitesimal del tensor de deformaciones unitarias (ε_{ij}), también llamado tensor de deformaciones de Cauchy se descompone en las siguientes componentes de desplazamiento, mostrada en la ecuación 3.12.

$$[\varepsilon] = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) = \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{pmatrix} \quad (3.12)$$

Donde, u_i es el vector de desplazamiento y es derivado en la dirección j . La deformación unitaria puede ser representada en el vector 3.13 de la siguiente forma.

$$\vec{\varepsilon} = (\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}, \gamma_{13}, \gamma_{23}, \gamma_{13})^T \quad (3.13)$$

En esta expresión $\gamma_{ij} = \varepsilon_{ji} + \varepsilon_{ji}$

3.3.3. Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb

Uno de los modelos más comunes en el contexto del análisis de problemas geotécnicos es el modelo de Mohr-Coulomb. La especificación de este modelo y los criterios para la fluencia del material involucra normalmente la hipótesis de Coulomb, la cual propone una relación lineal entre el esfuerzo de corte en un plano con un esfuerzo normal actuando sobre él. Así, la relación física que rige este modelo se define en la ecuación 3.14 [62].

$$\tau = c - \sigma_n \tan \varphi \quad (3.14)$$

Donde, τ es el esfuerzo de corte, σ_n es el esfuerzo normal (esfuerzo positivo), φ es el ángulo de fricción interna y c la cohesión.

El comportamiento de un material modelado con el modelo de Mohr-Coulomb incluye las siguientes características [62]:

- Resistencia isotrópica al corte (máxima y residual) que posee características cohesivas-friccionalas e incrementa linealmente a medida que se aumenta el esfuerzo de confinamiento.
- Resistencia a la tensión.
- Dilatancia (incremento del volumen) o estado crítico (volumen constante) al fallar.

El modelo es adecuado para la evaluación de estabilidad de problemas geotécnicos-mineros que no incluya amplios rangos de esfuerzos de confinamiento. En combinación con el método de equilibrio límite o de reducción de resistencia al corte (SSR), es posible el cálculo de factores de seguridad.

También, se puede utilizar con éxito para los cálculos de desplazamientos en modelos representativos de suelos con gravas, arenas y rocas [62].

Combinando el criterio de Coulomb con la representación del círculo de Mohr y considerando los estados críticos de falla (Mohr-Coulomb) en términos de los esfuerzos principales, se tiene la ecuación 3.15 que representa la superficie de falla.

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi = 0 \quad (3.15)$$

3.3.4. Sistemas dinámicos

En un programa de elemento finitos, el análisis dinámico se desarrolla a través de un modelo numérico, por el cual se obtiene la respuesta de una estructura de suelo sometida a algún tipo de fuerza oscilante, como las fuerzas que surgen en un terremoto [63].

A grandes rasgos, los principales aspectos de un análisis dinámico son las fuerzas dinámicas, condiciones de borde, propiedades de los materiales e integración temporal. El sistema dinámico se define a través de la ecuación 3.16.

$$[M] \left(\frac{d^2 u(t)}{dt^2} \right) + [C] \left(\frac{du(t)}{dt} \right) + [K](u(t)) = F_{stat} + F_{dyn} \quad (3.16)$$

Donde, $u(t)$ = Desplazamiento en función del tiempo.

$$\frac{du(t)}{dt} = \text{Derivada con respecto al tiempo.}$$

$$\frac{d^2 u(t)}{dt^2} = \text{Segunda derivada con respecto al tiempo.}$$

$[M]$ = Matriz de masa.

$[C]$ = Matriz de amortiguamiento.

$[K]$ = Matriz de rigidez.

F_{stat} y F_{dyn} = Fuerzas estáticas y dinámicas aplicadas respectivamente.

Un modelo normalmente utilizado para representar $[C]$ es el amortiguamiento de Rayleigh. Con este modelo, la matriz de amortiguamiento relaciona la fuerza de amortiguamiento y la velocidad del sistema, expresándolas solamente en términos de la rigidez y masa del sistema. De esta manera, el amortiguamiento se vuelve proporcional a la masa y rigidez del sistema, como se observa en la ecuación 3.17 [64].

$$C = \alpha_M * M + \beta_k * K \quad (3.17)$$

En un modelo de múltiples grados de libertad, el sistema posee un gran número de frecuencias naturales. Debido a la naturaleza del problema, no es posible asignar un valor constante de amortiguamiento para todas las frecuencias. Por lo tanto, en la modelación se establece un rango delimitado por dos frecuencias, en donde se asigna un amortiguamiento promedio, fuera de este rango el amortiguamiento aumenta considerablemente [63].

En lo que se refiere a la integración dinámica utilizada en los programas de elementos finitos, se suele utilizar la familia de métodos de integración numérica del método de Newmark, el cual se caracteriza a través de las ecuaciones 3.18 y 3.19, donde u , v y a representan desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente [63].

$$v_{i+1} = v_i + [(1 - \beta)\Delta t]a_i + (\beta\Delta t)a_{i+1} \quad (3.18)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)v_i + [(1/2 - \gamma)(\Delta t)^2]a_i + [\gamma(\Delta t)^2]a_{i+1} \quad (3.19)$$

Donde, β y γ son parámetros que definen como varía la aceleración de un intervalo de tiempo determinado, e influye en gran medida en la estabilidad y precisión del procedimiento. La tabla 3.3 muestra los valores estándar que se utilizan para este método de integración [63].

Tabla 3.3. Parámetros para el método de integración de Newmark.

Supuesto	γ	β
Aceleración promedio	1/2	1/4
Aceleración lineal	1/2	1/6
Númericamente amortiguado	0,6	0,3025

Fuente: [63].

3.3.5. Criterios de convergencia

Para un análisis mediante elementos finitos, la ecuación 3.20 representa el equilibrio puede ser escrita de la siguiente forma [63]:

$$K\Delta U = P - F \quad (3.20)$$

Donde, P representa el vector de cargas aplicadas, F es el vector de fuerzas internas y ΔU es el vector de desplazamiento nodales. En un análisis no lineal la carga P es aplicada en una serie de pasos $P_{(1)}$, $P_{(2)}$, ..., $P_{(n)}$. La solución de un análisis en elementos finitos es a través de la resolución de ΔU . Para el n -ésimo paso, la ecuación 3.21 representa el esquema iterativo de resolución [63].

$$K\Delta U_{i+1} = P_n - F_i \quad , \quad i = 0, 1, 2, \dots \quad (3.21)$$

Normalmente, los programas de elementos finitos utilizan 3 criterios para definir la convergencia a la solución del problema, los cuales se muestran en las ecuaciones 3.22, 3.23 y 3.24 [63]:

- Energía absoluta

$$\left\| \frac{\Delta U_{(i)}^T (P_{(n)} - F_{(i)})}{\Delta U_{(0)}^T (P_{(n)} - F_{(0)})} \right\| < (\text{Tolerancia especificada de energía}) \quad (3.22)$$

- Raíz cuadrada de la energía

$$\frac{\sqrt{\sum_{j=1}^N ((p_{(n),j} - f_{(i),j}) \Delta u_{(i),j})^2}}{\sqrt{\sum_{j=1}^N ((p_{(n),j} - f_{(0),j}) \Delta u_{(0),j})^2}} < (\text{Tolerancia especificada de energía}) \quad (3.23)$$

Donde, $p_{(n),j}$, $f_{(i),j}$, $f_{(0),j}$, $\Delta u_{(i),j}$ y $\Delta u_{(0),j}$ son las componentes de $\mathbf{P}_{(n)}$, $\mathbf{F}_{(i)}$, $\mathbf{F}_{(0)}$, $\Delta \mathbf{U}_{(i)}$ y $\Delta \mathbf{U}_{(0)}$ respectivamente.

- Fuerza absoluta

$$\left\| \frac{(\mathbf{P}_{(n)} - \mathbf{F}_{(i)})}{(\mathbf{P}_{(n)})} \right\| < (\text{Tolerancia especificada}) \quad (3.24)$$

CAPÍTULO IV

4. Análisis teórico de distancia peligrosa

Con el fin de evaluar el daño potencial de una falla, es necesario predecir las características del flujo y la medición del posible movimiento del relave vertido. En el estudio de la distancia de peligrosidad, los problemas asociados a flujos de escombros y sedimentos tienen algunas similitudes con el flujo de relaves mineros. Sin embargo, se han refutado varios métodos existentes debido a la naturaleza inicial inestable del colapso del depósito y la imposibilidad de cuantificar las deformaciones internas del flujo de relaves [65, 66].

A pesar que estos métodos han sido rechazados para la modelación del frente de flujo, proveen una aproximación razonable del desplazamiento del centro de gravedad del deslizamiento [67]. A continuación, se mencionan importantes investigaciones que, en la práctica, han mostrado limitaciones para simular el comportamiento del flujo de relaves licuados.

Hutchinson y Bhandari (1971) estudiaron el flujo de lodos en las laderas de los Alpes de Japón y concluyeron que la acumulación de altas presiones de poros es el mecanismo principal de tales deslizamientos [68]. Se utilizaron instrumentaciones automáticas para registrar las velocidades de flujo, fuerzas dinámicas y magnitudes de descarga. En este estudio, la mayor parte de los flujos correspondían a deslizamientos de varios tamaños de rocas y arcillas, los cuales, son una gama de distribución de tamaño mucho más amplia que la de los relaves mineros.

Luego, Bruckl y Scheidegger (1973) aplicaron un enfoque asociado a un problema de plasticidad. Se caracterizó al lodo con el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb y se resolvió el problema de flujo de lodo en una pendiente constante, utilizando la solución de Prandtl para ecuaciones plástico-estáticas [69]. En este estudio no se incluyeron efectos inerciales y viscosos, por esta razón, el enfoque plástico no puede aplicarse al caso de flujos de residuos licuados.

Más tarde, Korner (1976) también consideró los problemas existentes al predecir el alcance y la velocidad de deslizamientos peligrosos [70]. El enfoque de su trabajo fue tratar a los escombros como una masa sólida de deslizamiento, por lo tanto, los resultados no se pueden relacionar al flujo de relaves saturados.

Posteriormente, Jeyapalan (1982) propuso un método de cálculo bidimensional en depósitos de residuos mineros, aplicando el modelo reológico de Bingham para representar el comportamiento de relaves licuados [71]. Este método entrega resultados conservadores, no obstante, podría no representar adecuadamente el flujo de relaves en valles estrechos.

Finalmente, en la actualidad, a partir del análisis geotécnico de los eventos históricos y considerando los nuevos avances en la materia, se plantean en las siguientes secciones, diferentes métodos recomendados en Chile para la solución de esta problemática.

4.1. Métodos semiempíricos

4.1.1. Lucia et al. (1981)

En este método se plantea un procedimiento simplificado para predecir qué tan lejos fluirían los relaves en caso de falla, para este propósito se recolectó la información asociada a fallas de depósitos de relaves de todo el mundo. Debido a la censura de muchas empresas mineras al revelar la información, los datos históricos se complementaron con información sobre deslizamientos de suelos con una granulometría similar a la de un depósito de relaves [72].

El procedimiento consideró un total de 9 depósitos de relaves chilenos y varios casos de fallas internacionales, como se presenta en el Anexo I.

Aunque los datos son limitados, indican un persistente patrón de comportamiento, en el que los materiales licuados poseen una resistencia al corte que les permite el cese del flujo en cierta pendiente. El flujo del relave depende en gran medida de la pendiente por la cual fluye, en el análisis de las fallas de relaves licuados, su flujo continuó hasta llegar a inclinaciones de 1° a 4° [72].

Para cuantificar el comportamiento observado en los casos históricos, se calculó la resistencia al esfuerzo cortante requerida para obtener un factor de seguridad de 1,0. Luego, se supuso que en el instante en que el flujo se detiene, la resistencia al corte de la masa licuada iguala las tensiones de corte inducidas por el ángulo de baja pendiente. Esta suposición no toma en cuenta las fuerzas inerciales y viscosas, sin embargo, pueden ser insignificantes debido a las bajas velocidades del flujo, justo antes de que se detenga [72].

En el cálculo de la resistencia al corte del suelo, se supuso un comportamiento no drenado y que la fuerza puede ser representada como una resistencia al corte equivalente S_u , esta fuerza representa la resistencia residual del flujo. La resistencia residual puede variar producto de los diferentes niveles de saturación, granulometría, índice de vacíos, entre otros [72].

Se encontró que el esfuerzo de corte a lo largo de la base y la presión activa en la parte posterior de la cuña de material licuado, requieren una mayor resistencia al corte que otras superficies. Por este motivo, se utilizó el esquema simplificado de la figura 4.1 para el análisis [72].

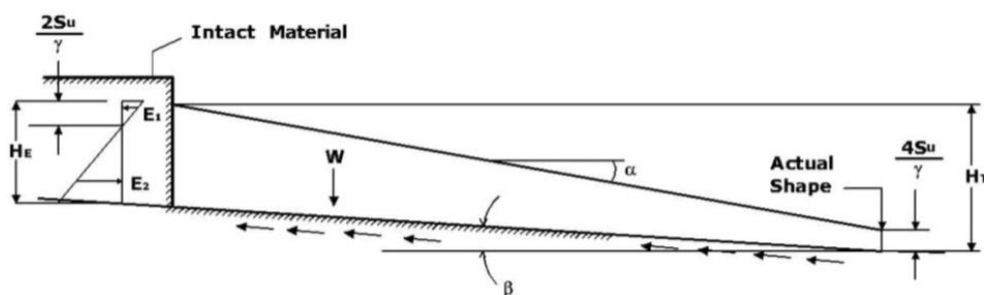


Figura 4.1. Esquema simplificado de la cuña de falla. Fuente: [72].

Analizando la condición de estabilidad de manera adimensional y considerando un factor de seguridad igual a 1,0, se tiene la ecuación 4.1.

$$\frac{W}{\gamma H_T^2} \sin\beta - \frac{S_u L}{\gamma H_T^2 \cos\beta} + \frac{E_2}{\gamma H_T^2} \cos\beta - \frac{E_1}{\gamma H_T^2} \cos\beta = 0 \quad (4.1)$$

Donde, W = Peso de la cuña de falla.

γ = Densidad del material.

H_T = Altura del muro.

E_1, E_2 = Fuerzas de empuje activo del material en la parte posterior de la cuña de relaves.

S_u = Resistencia residual al corte residual.

β = Pendiente del terreno.

α = Inclinación de reposo final del flujo.

De esta ecuación se obtuvo el parámetro adimensional N_0 en la ecuación 4.2:

$$N_0 = \frac{\gamma H_T}{S_u} \quad (4.2)$$

Luego, el parámetro N_0 es relacionado con los ángulos α y β , graficados en la figura 4.2 según los datos históricos recopilados.

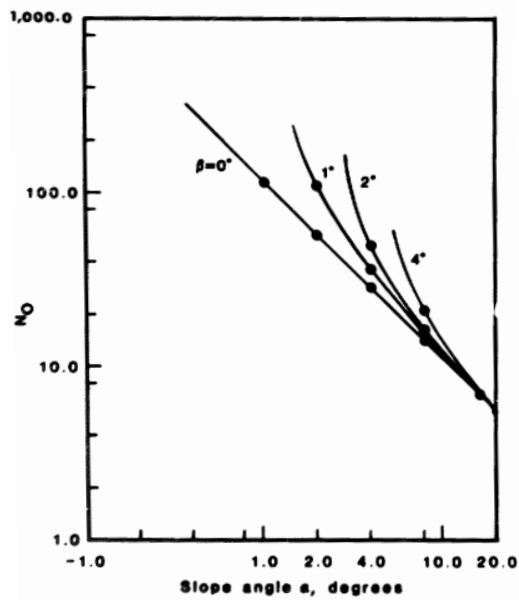


Figura 4.2. Correlaciones de estabilidad para el parámetro N_0 . Fuente: [72].

De esta manera, con S_u y β establecidos, se modela la interacción de los parámetros de alturas estables (H_T) con sus respectivos valores α , los cuales definirán la curva de fuerza mostrada en la figura 4.3.

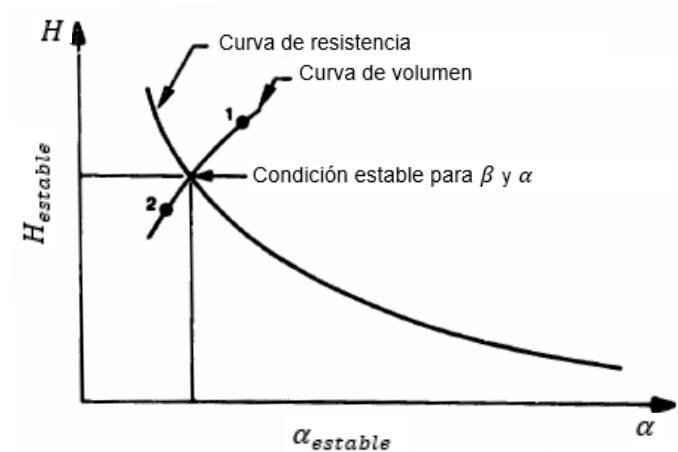


Figura 4.3. Curva de fuerza que vincula la altura estable y el parámetro α . Fuente: [72].

Luego, para determinar la distancia de peligrosidad (L), acorde a la figura 4.3, se debe cumplir la compatibilidad de las condiciones de resistencia al corte, pendiente del lecho con la curva de volumen de relave vertido [72].

Finalmente, con el siguiente procedimiento algebraico se puede resolver la expresión buscada:

$$H_T = \sqrt{A_1^2 * H_c^2 + A_2 * V_t} - A_3 * H_c \quad (4.3)$$

$$A_1 = \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \alpha - \tan \beta} \right)^2 \quad (4.4)$$

$$A_2 = \frac{2 \tan^2 \alpha}{\tan \alpha - \tan \beta} \quad (4.5)$$

$$A_3 = \frac{\tan \beta}{\tan \alpha - \tan \beta} \quad (4.6)$$

$$H_c = \frac{4S_u}{\gamma} \quad (4.7)$$

Luego, la distancia de peligrosidad (L) se define mediante la ecuación 4.8.

$$L = \frac{H_T - H_c}{\tan \alpha} \quad (4.8)$$

Este procedimiento se basa en casos de fallas donde los relaves licuados se estabilizaron después de fluir a través de pendientes de menos de 4° de inclinación. Las pendientes más pronunciadas pueden requerir otros tipos de análisis donde se considerarían factores como la viscosidad, efectos inerciales, entre otros. Es poco probable que el flujo se detenga en pendientes superiores a 9° , en tales casos, se esperaría que el flujo continuara hasta un área con una pendiente menor [72].

4.1.2. Rico et al. (2007)

Varias investigaciones han tratado de resumir las principales causas de las fallas de depósitos de relaves, la principal y más reciente síntesis fue hecha por ICOLD [27], que recopiló una gran cantidad de información sobre incidentes en todo el mundo.

El análisis del comportamiento de una presa de relaves ofrece importantes conocimientos sobre los factores clave sobre el diseño y la estabilidad de la estructura, incluyendo las características del emplazamiento (geología, sismicidad, clima, zona de captación hidrográfica aguas arriba), selección del muro de contención y el método constructivo, como también la evaluación de riesgos (lluvias, inundaciones, terremotos).

Es difícil establecer de manera universal modelos empíricos del impacto de fallas de depósitos de relaves, debido a la falta severa de datos confiables sobre incidentes anteriores y a los altos niveles de complejidad de los mecanismos de falla. Los informes de fallas son incompletos y fuertemente sesgados. Por lo tanto, no existe una base de datos completa y los datos existentes son un subgrupo del número real de fallas que han ocurrido en el mundo [73].

De esta manera, en este trabajo se recopilaron sólo 28 incidentes (Anexo II), con la información completa sobre el volumen de flujo y la distancia de peligrosidad. Estudios de sensibilidad han indicado que, en embalses de almacenamiento de agua el volumen del depósito con la altura de la presa son factores críticos en la magnitud de la falla [74, 75]. Sin embargo, en depósitos de relave, el volumen de salida depende del proceso de licuación de suelos y del tipo de falla. En la mayoría de los casos de fallas de depósitos de relaves, nunca se vacía, de hecho, sólo una porción limitada de los residuos es liberada.

En la figura 4.4, se muestra un gráfico de la altura de las presas de relaves (H) frente a las distancias recorridas del flujo de relave en los casos analizados.

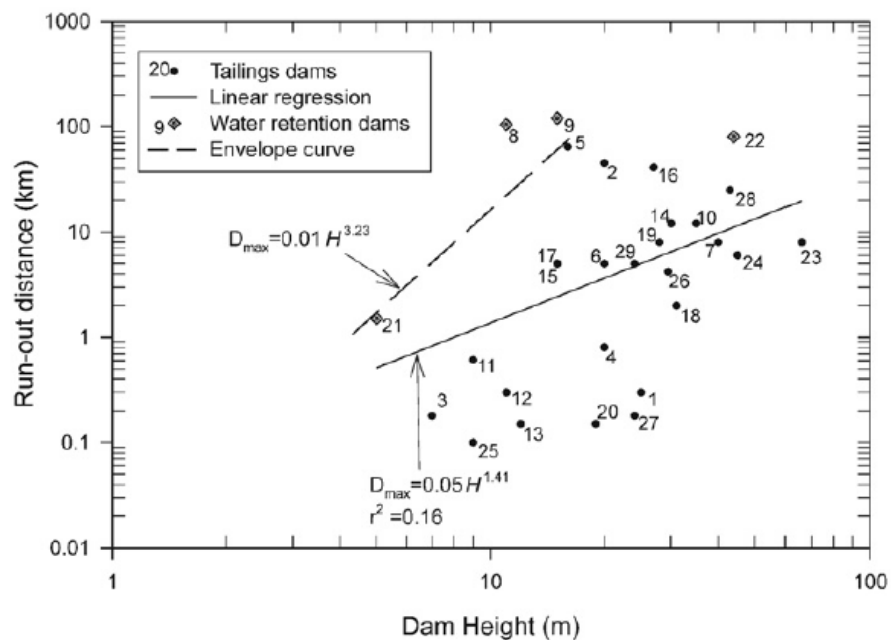


Figura 4.4. Gráfico que muestra la altura de la presa (H) frente a la distancia recorrida para los casos históricos de falla. Fuente: [73].

En la figura 4.4 se muestra una gran dispersión de datos y una deficiente relación entre las variables, definidas por la ecuación de regresión 4.9, la cual posee un valor de ajuste de $r^2 = 0,16$.

$$D_{max} = 0,05 * H^{1,41} \quad (4.9)$$

Donde, D_{max} = Distancia de peligrosidad [km]

H = Altura del muro [m]

Y la curva envolvente para la distancia peligrosa se presenta en la ecuación 4.10.

$$D_{max} = 0,01 * H^{3,23} \quad (4.10)$$

Debido a la deficiente correlación de la ecuación 4.9, se incluyó el análisis del volumen de flujo de relaves luego del colapso (V_F) frente a la distancia recorrida como se muestra en la figura 4.5.

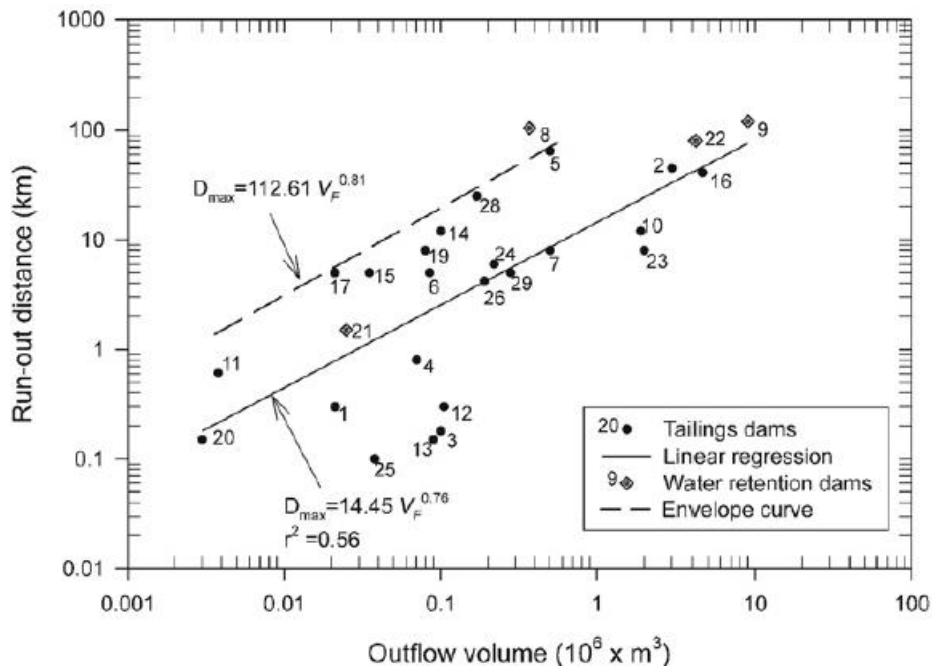


Figura 4.5. Gráfico que muestra el volumen de flujo de relaves (V_F) frente a la distancia recorrida para los casos históricos de falla. Fuente: [73].

En la ecuación 4.11 se tiene una mejor correlación, usando el volumen de flujo de los residuos mineros, sin embargo, posee un valor de dispersión de $r^2 = 0,56$ que representa un ajuste deficiente.

$$D_{max} = 14,45 * V_F^{0,76} \quad (4.11)$$

Con un error estándar del 0,62%, la curva envolvente obtenida de los casos históricos obedece a la siguiente ecuación:

$$D_{max} = 112,61 * V_F^{0,81} \quad (4.12)$$

En la figura 4.6 se presenta otra correlación mediante el *factor de presa* ($H * V_F$).

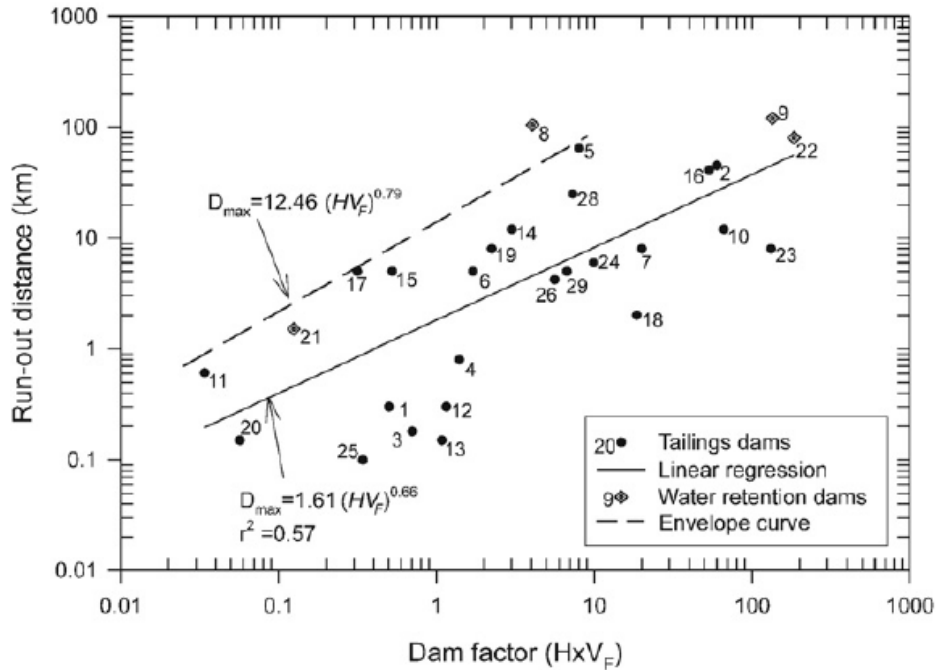


Figura 4.6. Gráfico que muestra el *factor de presas* ($H * V_F$) frente a la distancia recorrida para los casos históricos de falla. Fuente: [73].

Se tiene la correlación de las variables y la curva envolvente en las ecuaciones 4.13 y 4.14 respectivamente. La ecuación 4.13 cuenta con un valor de ajuste de $r^2 = 0,57$.

$$D_{max} = 1,61 * (HV_F)^{0,66} \quad (4.13)$$

$$D_{max} = 12,46 * (HV_F)^{0,79} \quad (4.14)$$

Las relaciones mostradas anteriormente proporcionan una aproximación para estimar la distancia de peligrosidad del colapso de un tranque de relaves. Sin embargo, estas aproximaciones pueden contener grandes incertidumbres, considerando el alto error estándar que poseen las regresiones.

Estos errores se deben a una gran variedad de parámetros que inciden en el flujo de relaves mineros, incluyendo la carga de sedimentos, comportamiento del fluido (newtoniano o bingham-plástico), tipo de falla, reología, topografía del terreno y la presencia de obstáculos que impidan el flujo.

Este análisis puede ser utilizado como una herramienta determinística para proporcionar información sobre la potencial distancia de peligrosidad mediante el uso de las curvas envolventes propuestas. A pesar de las limitaciones descritas, el método proporciona datos preliminares sobre las características hidráulicas del flujo de relaves, utilizando parámetros básicos de fácil deducción, que pueden permitir el análisis del riesgo asociado a las características de la estructura analizada [73].

4.2. Método numérico

4.2.1. Jeyapalan et al. (1981)

Una serie de conceptos son planteados en el presente trabajo para el análisis de flujo de residuos mineros. El comportamiento de un flujo de relaves licuados se aproxima a un flujo plástico de Bingham, el cual posee una tensión de fluencia (τ_y) y una viscosidad plástica (n_p), representado en la figura 4.7 [71].

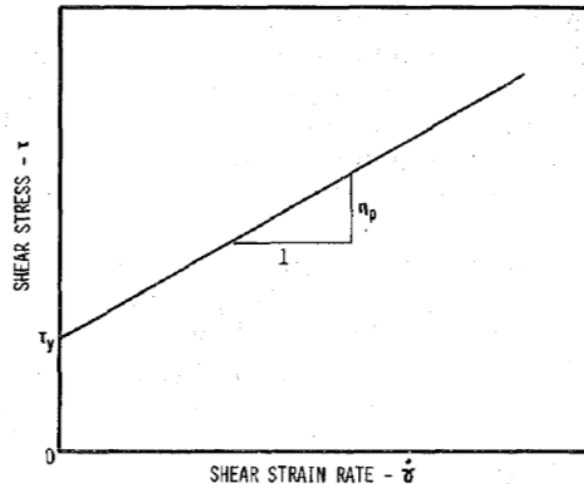


Figura 4.7. Características del fluido plástico de Bingham. Fuente: [71].

Con el propósito de analizar el deslizamiento del flujo licuado, el depósito se representó esquemáticamente como un cuerpo fluido, esquematizado en la figura 4.8 (a), que en algún tiempo t después del colapso presenta la forma general mostrada en la figura 4.8 (b) [71].

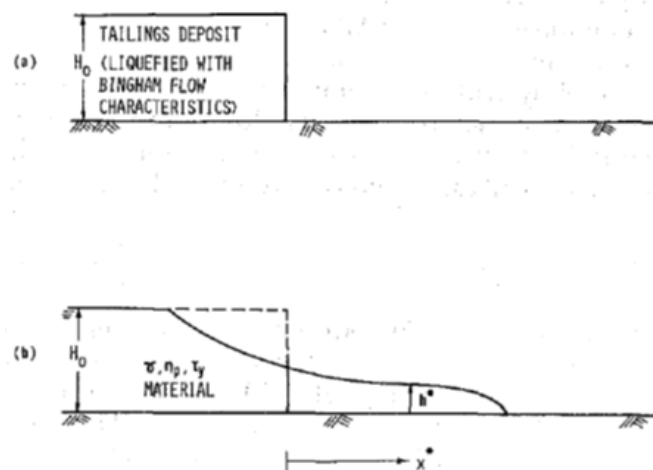


Figura 4.8. Esquema idealizado de la liberación de relaves. Fuente: [71].

Los parámetros adimensionales de resistencia que definen las características del relave licuado se muestran en las siguientes ecuaciones:

$$R = \frac{2n_p}{\gamma H_0} \sqrt{\frac{g}{H_0}} \quad (4.15)$$

$$S = \frac{\tau_y}{\gamma H_0} \quad (4.16)$$

$$n_a = n_p + \frac{\tau_y}{\gamma} \quad (4.17)$$

Donde, H_0 = Altura inicial del muro.

g = Aceleración de gravedad.

γ = Peso específico.

n_a = Viscosidad aparente en función del esfuerzo de corte.

El procedimiento para determinar el perfil de la superficie libre del flujo de relaves, en cualquier momento después de la falla del muro, se basa en la figura 4.9. La porción alterada de material se divide en dos zonas (I y II). La zona II ocupa la región que abarca desde la zona de calma hasta la posición de máxima velocidad del flujo, mientras que la zona I representa la región donde se supone constante [71].

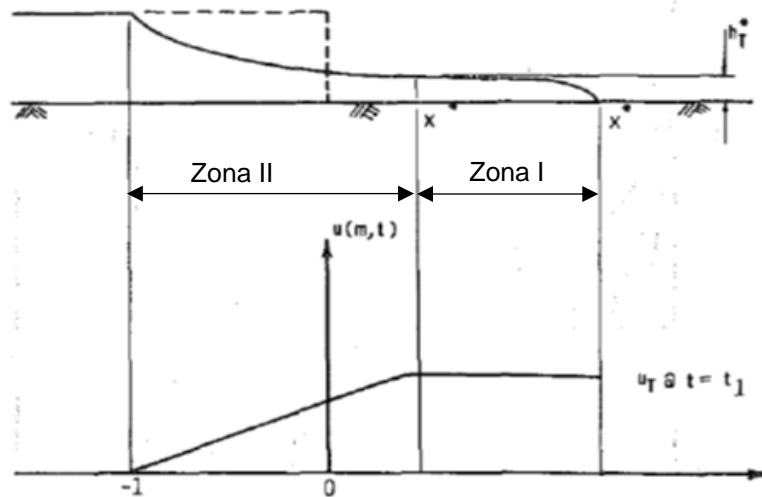


Figura 4.9. Procedimiento de cálculo del perfil de superficie libre. Fuente: [71].

Para evaluar el comportamiento del frente de avance de la zona I, se utiliza un modelo pseudoestático simple, representado en la figura 4.10, el cual es válido desde el tiempo en donde se alcanza la mayor velocidad (t_c) antes de empezar a decrecer [71].

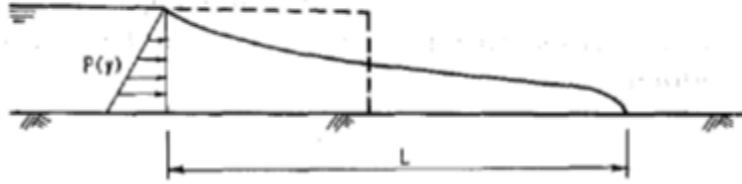


Figura 4.10. Modelo pseudo-estático del flujo. Fuente: [71].

La velocidad instantánea en la punta es calculada utilizando el gradiente de presión $\gamma H_0/L$ y la profundidad promedio del flujo (h_a) usando la ecuación 4.18.

$$u^* = \frac{\gamma h_a^2 H_0}{2\eta_a L} \quad (4.18)$$

Donde, u^* = Velocidad en la punta del flujo.

η_a = Viscosidad equivalente.

γ = Peso específico.

Para el desarrollo de este procedimiento es necesario establecer las siguientes ecuaciones:

$$x_f^* = x_f * H_0 \quad (4.19)$$

$$t_f^* = t_f * \sqrt{\frac{H_0}{g}} \quad (4.20)$$

$$u_m^* = \frac{x_f^*}{t_f^*} \quad (4.21)$$

Donde, x_f^* , t_f^* , u_m^* son variables dimensionales (posición final, tiempo final y velocidad de la punta) y x_f , t_f son variables adimensionales obtenidas y graficadas en las figuras 4.11 y 4.12.

Utilizando la velocidad sobre un intervalo de tiempo dt , se calcula un nuevo desplazamiento de punta y el correspondiente perfil de flujo. De esta manera, el perfil de flujo actualizado se utiliza para calcular la velocidad de punta para el intervalo de tiempo subsiguiente. Este procedimiento se repite hasta que la velocidad de punta sea cero, que corresponde al instante en que el flujo se detiene [71].

Finalmente, el procedimiento para la determinación de la distancia de peligrosidad se resume en los siguientes pasos [71]:

1. Determinar los parámetros adimensionales que definen la resistencia del relave licuado, R y S .
2. Con los parámetros R y S determinar los valores adimensionales x_f y t_f de las figuras 4.11 y 4.12.
3. Por último, determinar la distancia de peligrosidad (x_f^*) usando la ecuación 4.19.

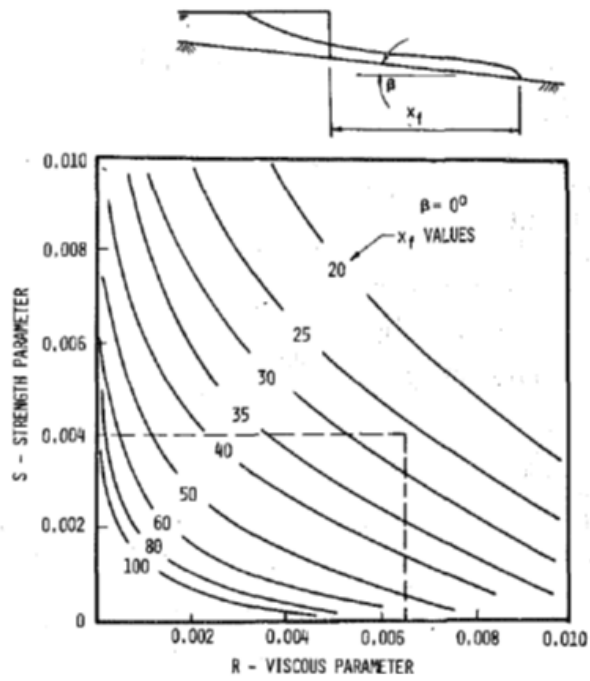


Figura 4.11. Variación de la distancia de inundación frente a los parámetros adimensionales de resistencia. Fuente: [71].

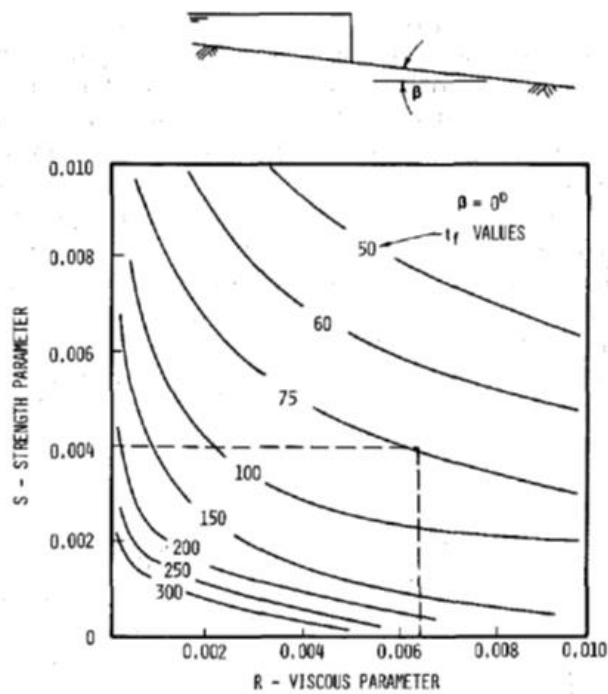


Figura 4.12. Variación del tiempo en que se detiene el flujo frente a los parámetros adimensionales de resistencia. Fuente: [71].

Alternativamente, la organización World Information Service on Energy, desarrolló el programa *Wise Uranium Project*, dentro del cual es posible estimar la distancia de peligrosidad para $\beta \geq 0$.

4.3. Método volumétrico

4.3.1. Lemus et al. (2014)

Este procedimiento se basa en la sección transversal idealizada del perfil de flujo en Lucia et al., mostrada en la figura 4.1, que fue definido con forma de cuña triangular [76]. La altura final del relave licuado obedece a la relación $H_c = 4S_u/\gamma$ que fue obtenida a través de correlaciones de datos históricos [3].

Cada paso de esta metodología fue presentado en la conferencia internacional *Tailings 2014*, en la presentación denominada *Criteria for determining the run-out distance in tailings dams* [3]. La resolución es mediante un proceso iterativo en el cual se estima el volumen de flujo según la geometría de falla propuesta, con una altura final de deposición (H_c) y un ángulo de reposo del flujo de relaves (α), y se va corrigiendo hasta cumplir que el volumen colapsado ($V_{outflow}$) sea igual al volumen depositado ($V_{depositado}$) [3]. El volumen colapsado puede ser obtenido al generar una superficie de falla en un análisis pseudoestático, donde el factor de seguridad obtenido sea cercano a 1. De esta manera, el procedimiento se resume en los siguientes pasos [3]:

- Se estima el volumen colapsable a través de un análisis que permita definir una superficie de falla probable. Por ejemplo, un análisis pseudoestático en donde la superficie de falla inducida tenga un factor de seguridad cercano a 1.
- Con la topografía del sitio de falla, aguas abajo del depósito, se simula el vertimiento de los relaves con una forma abanicada y con los supuestos de cuña triangular de Lucia et. al. De manera similar a la figura 4.13.
- Se modifica el volumen depositado del paso 2 hasta que coincida con volumen del paso 1.

$$V_{outflow} = V_{depositado} \quad (5.22)$$

- Luego se mide la mayor distancia que alcanza el flujo de relaves, la cual corresponde a la distancia de peligrosidad.

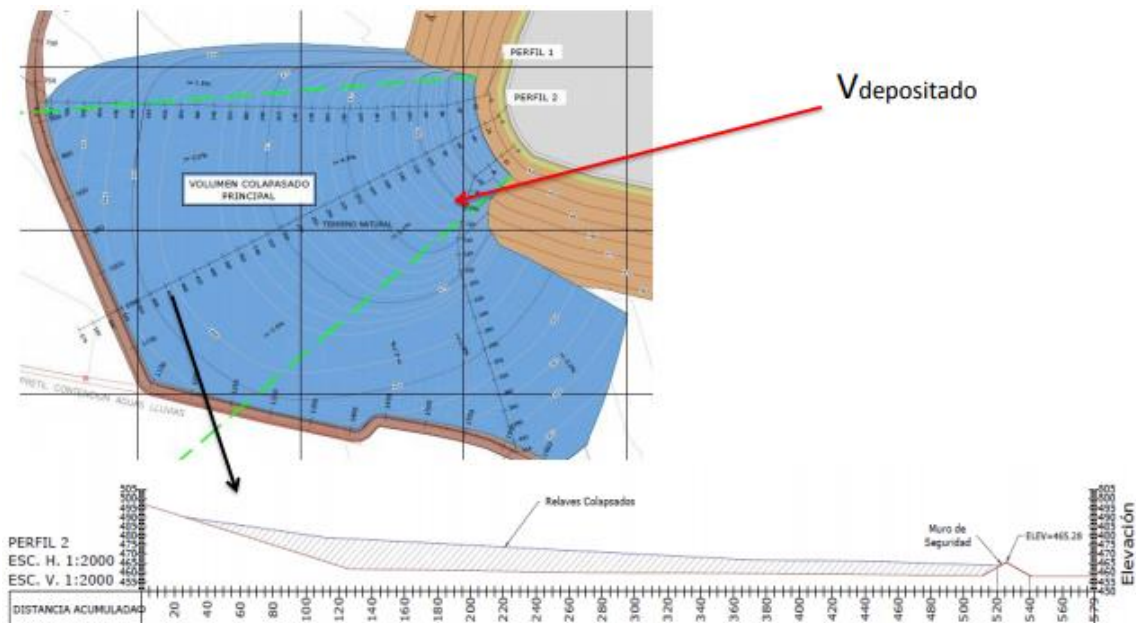


Figura 4.13. Vista en planta y perfil de un ejemplo de simulación del volumen depositado después de la falla. Fuente: [76].

CAPÍTULO V

5. Modelación

Para efectuar las modelaciones y sus respectivos análisis, se comenzó con la elección de 2 depósitos de relaves presentes en el territorio nacional, las cuales son las estructuras denominadas Ovejería y Talabre, mostradas en las figuras 5.1 y 5.2 respectivamente. Las características geotécnicas y geométricas fueron definidas con información pública, obtenida de ensayos geotécnicos realizados en proyectos de la Corporación Nacional del Cobre (CODELCO).



Figura 5.1. Tranque de relaves Ovejería, cercano a Tiltil, Región Metropolitana. Fuente: [77].



Figura 5.2. Tranque de relaves Talabre, cercano a Calama, Región de Antofagasta. Fuente: Google Earth.

La importancia de las estructuras seleccionadas se refleja en la investigación de Urbano y Falcón (2016) [78], donde los depósitos seleccionados se encuentran dentro de los cinco primeros en la lista con mayor capacidad aprobada en Chile. En la tabla 5.1 se presentan estos depósitos.

Tabla 5.1. Depósitos chilenos con mayor capacidad aprobada.

Depósito	Faena	Empresa	Región	Comuna	Cap. Aprobada [millones ton]	Estado
Laguna Seca	Escondida	Minera Escondida Ltda.	II	Antofagasta	4.500	Activo
Talabre	Chuquicamata	CODELCO	II	Calama	2.104	Activo
Ovejería	Andina	CODELCO	RM	Tiltil	1.930	Activo
Carén	El teniente	CODELCO	RM	Alhué	1.840	Activo
El Mauro	Faena Los Pelambre	Minera Los Pelambre	IV	Los Vilos	1.700	Activo

Fuente: [78].

5.1. Muros de análisis

5.1.1. Muro Principal depósito de relaves Ovejería

El prisma resistente que se encarga de embalsar los relaves en el tranque Ovejería, está compuesto por dos muros. El Muro Principal expuesto en la figura 5.3, posee una longitud aproximada de 3.200 metros y es el de mayores dimensiones del depósito. Por esta razón, la modelación y análisis se realizó solo en este muro.



Figura 5.3. Ubicación del muro principal del tranque Ovejería. Fuente: Google Earth.

La geometría de la sección transversal del Muro Principal se muestra en la figura 5.4. El coronamiento se encuentra 5 metros por sobre el nivel de relaves de la cubeta (revancha).

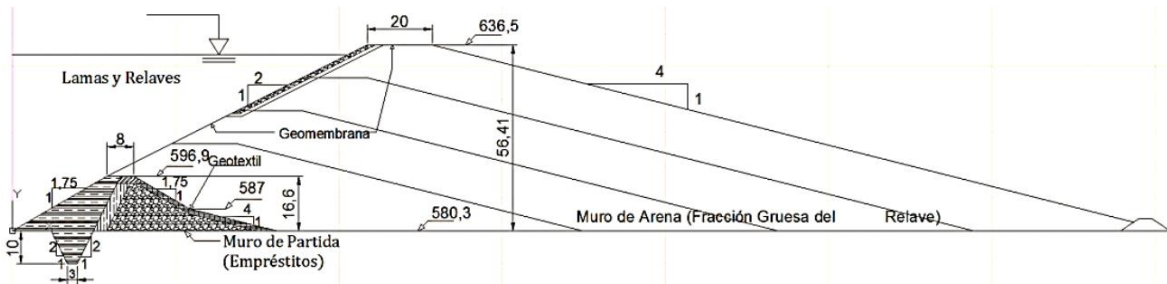


Figura 5.4. Geometría sección transversal, Muro Principal. Fuente: [79].

En la tabla 5.2 se resumen las dimensiones más relevantes.

Tabla 5.2. Dimensiones principales del Muro Principal.

Depósito	Altura Muro ⁷ [m]	Talud aguas abajo [H:V]	Talud aguas arriba [H:V]	Ancho Coronamiento [m]
Ovejería	62	1,75:1	1,75:1	20

Fuente: [80, 79, 81].

5.1.2. Muro Oeste depósito de relaves Talabre

El tranque de relaves Talabre está constituido por tres muros, de los cuales el Muro Oeste, mostrado en la figura 5.5, destaca por su extensión (3.900 metros aprox.) y altura. Por este motivo, la modelación y análisis se realizó sólo en este último muro.



Figura 5.5. Ubicación del Muro Oeste del tranque Talabre. Fuente: Google Earth.

⁷ Altura actual informada por el sitio web del consejo minero.

La geometría de la sección transversal del Muro Oeste se presenta en la figura 5.6. El coronamiento se encuentra 5 metros por sobre el nivel de relaves de la cubeta (revancha).

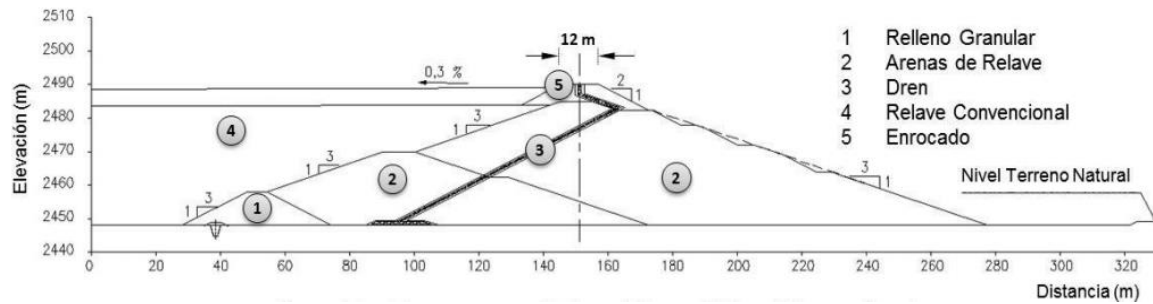


Figura 5.6. Ubicación del Muro Oeste del tranque Talabre. Fuente: [82].

En la tabla 5.3 se muestran las proporciones geométricas más relevantes.

Tabla 5.3. Dimensiones del Muro Oeste.

Depósito	Altura Muro ⁸ [m]	Talud aguas abajo [H:V]	Talud aguas arriba [H:V]	Ancho Coronamiento [m]
Talabre	51	3:1	2:1	12

Fuente: [80, 79, 81].

5.2. Caracterización geotécnica de los materiales

Dentro de la búsqueda de una solución para un problema geotécnico particular, aparte de poseer una apropiada cantidad de información referente a estudios de mecánica de suelos, es necesario la aplicación de una ley constitutiva ideal dentro de la modelación mediante elementos finitos.

En este estudio se utilizó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para representar fielmente el comportamiento de los materiales. Este modelo es elástico y perfectamente plástico y se basa en los principios básicos de la teoría de falla de Mohr Coulomb. También, utiliza diferentes parámetros para definir la curva de esfuerzo – deformación, como el módulo de elasticidad (E), cohesión (c), ángulo de fricción (φ), entre otros [83].

De este modo, en las siguientes secciones se presenta la información disponible para la modelación.

⁸ Altura actual informada por el sitio web del consejo minero.

5.2.1. Parámetros resistentes de los muros

A través de un catastro de las propiedades geotécnicas de depósitos de relave chilenos de la empresa minera CODELCO [80], se obtuvo las propiedades promedio principales de los muros de arena de los tranques seleccionados, como se describen en la tabla 5.4.

Tabla 5.4. Propiedades geotécnicas de los muros de arena.

Depósito	Peso unitario [kN/m ³]	Ángulo de fricción interna [°]	Cohesión [kPa]	Relación de Poisson
Ovejería	18,2	37,4	0	0,35
Talabre	22,5	43	20	0,35

Fuente: [80, 79, 84].

Para el muro de partida de Ovejería, se consideró los valores promedio para las propiedades del material de empréstito usado [79]. En el caso del depósito Talabre se consideraron los resultados obtenidos mediante equipos triaxiales y corte directo para la zona de emplazamiento [85].

Tabla 5.5. Propiedades geotécnicas de los muros de partida.

Depósito	Peso unitario [kN/m ³]	Ángulo de fricción interna [°]	Cohesión [kPa]	Relación de Poisson
Ovejería	18	45	49	0,3
Talabre	19,8	33	0	0,3

Fuente: [79, 85, 84].

Adicionalmente, para el depósito Ovejería se consideró un módulo de deformación estático promedio para las arenas del muro de 80 [MPa] [79]. En cambio, para el embalse Talabre el módulo de deformación estático promedio corresponde a 120 [MPa]. Además, puede modelarse utilizando la relación 5.1 entre el módulo de deformación estático y el nivel de confinamiento [80].

$$E_s = 34,87\sqrt{\sigma'_3} [MPa] \quad (5.1)$$

Donde, σ'_3 = Tensión principal menor efectiva [MPa].

Y el módulo de elasticidad dinámico se considera como la ecuación 5.2.

$$E_d = 10 E_s [Mpa] \quad (5.2)$$

5.2.2. Parámetros resistentes del suelo de fundación

La información presentada pertenece a estudios de ingeniería previos, realizados para la estructura [79]. En la tabla 5.6 se presentan los parámetros resistentes adoptados para representar la estratigrafía de fundación del depósito Ovejería. El resumen del modelo de estratigrafía se muestra en el Anexo III.

Tabla 5.6. Propiedades geotécnicas del suelo de fundación.

Parámetro	Dren	Arcilla 1	Arena 1	Limo	Grava	Arcilla 2	Arena 2	Grava fluvial
Peso unitario [kN/m ³]	23	20,4	20,6	19,3	23,9	23	21,9	23,9
Cohesión [kPa]	0	175	0	6	0	400	0	0
Ángulo de fricción [°]	36	19	30	34,75	40	19	37	40
Módulo de Young [MPa]	80	6	20	25	150	20	70	150
Relación de Poisson	0,25	0,4	0,3	0,3	0,25	0,4	0,35	0,25

Fuente: [79].

En relación con el depósito Talabre, en la tabla 5.7 se muestran las propiedades del suelo consideradas en la fundación de la estructura, el cual se compone principalmente por materiales granulares.

Tabla 5.7. Propiedades geotécnicas del suelo de fundación del depósito Talabre.

Parámetro	Valor
Densidad [kN/m ³]	20
Cohesión [kPa]	0
Ángulo de fricción [°]	40
Módulo de Young [MPa]	200
Relación de Poisson	0,25

Fuente: [80].

5.2.3. Propiedades del relave

Basado en la información existente sobre la descripción de las propiedades geotécnicas de los relaves, se adoptó para el presente trabajo los valores indicados en la tabla 5.8.

Tabla 5.8. Propiedades geotécnicas del relave.

Parámetro	Valor Ovejería	Valor Talabre
γ_{sat} [kN/m ³]	14	12
Cohesión [kPa]	0	0
Ángulo de fricción [°]	20	20
S_u [kN/m ²]	5,9	5,9
V_s [m/s]	50	50
G [kN/m ²]	3000	3000
Relación de Poisson	0,49	0,49

Fuente: [80, 79].

Donde, γ_{sat} = Peso unitario saturado.

S_u = Resistencia al corte no drenado.

V_s = Velocidad de ondas de corte.

G = Módulo de corte.

5.3. Marco sismo-tectónico

En esta sección, se presentan las características sismológicas más importantes de las zonas de emplazamiento de cada depósito, como también, los parámetros sísmicos utilizados en el análisis.

Chile se encuentra localizado en el borde de una gran franja geológicamente activa, la cual se caracteriza por el movimiento de convergencia entre las placas de Nazca y Sudamérica, este movimiento implica el fenómeno de subducción de las mismas placas. Esto hace que a lo largo del país se registren movimientos sísmicos de diversas magnitudes y consecuencias. Recientemente, cuatro grandes terremotos ocurriendo en Chile: 8,8 Mw, 2010, Maule, zona central; 8,2 Mw, 2014, Iquique, zona norte; 8,3 Mw, 2015, Illapel, zona central y 7,6 Mw, 2016, Chiloé, zona centro sur [86].

Sernageomin, en su guía metodológica para la evaluación de estabilidad física [87], propone para el análisis pseudoestático, un coeficiente de proporcionalidad sísmico horizontal (k_h) propuesto por Saragoni el año 1993 [88]. Sin embargo, este método es adecuado cuando hay un estudio de peligro sísmico disponible para determinar apropiadamente $a_{m\acute{a}x}$ (aceleración máxima horizontal del suelo) [89].

Cuando no existe un estudio de peligro sísmico, es recomendable utilizar la expresión 6.3 propuesta por el Manual de Carreteras [90] y el coeficiente máximo efectivo de aceleración (A'_0) para la zona de emplazamiento, mostrado en la tabla 5.9.

$$k_h = 0,5A'_0 \quad (6.3)$$

Tabla 5.9. Coeficiente máximo efectivo de aceleración.

Zona Sísmica	A'_0
1	0,2
2	0,3
3	0,4

Fuente: [90].

En cambio, para el análisis en la condición de cierre, es necesario utilizar sismos de diseño máximos en la modelación, esto implica la búsqueda de otros coeficientes sísmicos horizontales. Con este fin se utilizó la fórmula de atenuación propuesta por Ruiz y Saragoni [91], mostrada en la ecuación 5.4, junto a las características sismogénicas de los terremotos considerados.

$$a_{max} = \frac{2e^{1,28M}}{(R+30)^{1,09}} \quad (5.4)$$

Donde, M = Magnitud del sismo de diseño.

R = Distancia Hipocentral.

Y luego, para el cálculo de los coeficientes sísmicos, se utilizaron las ecuaciones 5.5 y 5.6 propuestas por Saragoni (1993) [88].

$$K_h = 0,30 \cdot \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}\right) \quad a_{m\acute{a}x} \leq 6,6 \text{ (m/s}^2\text{)} \quad (5.5)$$

$$K_h = 0,22 \cdot \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}\right)^{0,33} \quad a_{m\acute{a}x} > 6,6 \text{ (m/s}^2\text{)} \quad (5.6)$$

En las siguientes secciones, se describe el contexto sismogénico actual, una reseña histórica de los eventos más importantes y los coeficientes sísmicos horizontales para cada caso.

5.3.1. Depósito de relaves Ovejería

Este depósito se emplaza en la zona central de Chile, en una región con una sismicidad altamente activa. En los últimos 4 siglos han ocurrido dos grandes terremotos de magnitud cercana 9,0 Mw en 1730 y 1751, y recientemente en la zona sur ocurrió el terremoto del Maule de 8,8 Mw [92].

En el último siglo, 3 tipos de eventos han ocurrido frecuentemente en el centro de Chile: eventos interplaca en la interfaz de las placas, intraplaca de profundidad intermedia y eventos superficiales [86]. En la tabla 5.10 se presentan las características de los principales eventos históricos ocurridos cerca de la zona del depósito, contemplando un radio de 250 kilómetros.

Tabla 5.10. Eventos históricos cerca del depósito.

Ubicación	Año	Magnitud [Mw]	Tipo de evento
Valparaíso	1906	8,2	Mega terremoto
Mendoza	1927	7,2	Intraplaca
Las Melosas	1958	6,3	Superficial
La Ligua	1965	7,4	Interplaca
La Ligua	1971	7,8	Intraplaca
Papudo	1981	7,2	Outer-rise ⁹
Valparaíso	1985	8,0	Interplaca
Papudo	2001	7,0	Outer-rise
Pichilemu	2011	7,0	Superficial
Concepción ¹⁰	2010	8,8	Interplaca
Illapel	2015	8,3	Interplaca

Fuente: [86].

En la zonificación sísmica chilena, el depósito se posiciona en la zona 3. Por lo tanto, se tiene que $A'_0 = 0,4$ y el coeficiente pseudoestático horizontal equivale a:

$$k_h = 0,20$$

En cambio, para la condición de cierre y considerando solicitaciones sísmicas máximas, el coeficiente pseudoestático horizontal fue calculado mediante las ecuaciones 5.5 y 5.6, el cual equivale a:

$$k_h = 0,27$$

5.3.2. Depósitos de relaves Talabre

La zona donde se emplaza el depósito está situada en el norte de Chile, esta zona es afectada principalmente por eventos interplaca, localizados en el contacto de la placa de Nazca con la placa Sudamericana. Sin embargo, también se presentan sismos intraplaca con una profundidad intermedia y eventos en la corteza terrestre [86].

Los sismos intraplaca de profundidad intermedia en esta región se presentan a menudo y en las últimas décadas han ocurrido dos eventos de magnitud cercana a 8,0 Mw, con una profundidad cercana a los 100 kilómetros: Calama 1950 y Tarapacá 2005, los cuales se presentan en la tabla 5.11 juntos a otros terremotos relevantes cercanos al depósito, contemplando un radio de 250 kilómetros.

⁹ Sismos que ocurren costa afuera de la fosa oceánica, debido a la deformación en la placa de Nazca al tratar de avanzar bajo el continente.

¹⁰ A pesar de quedar a una distancia considerable del depósito, se consideró debido a su fuerte incidencia en otras regiones, incluyendo la Región Metropolitana.

Tabla 5.11. Eventos históricos cerca del depósito.

Ubicación	Año	Magnitud [Mw]	Tipo de evento
Calama	1950	8,0	Intraplaca
Taltal	1966	7,7	Interplaca
Tocopilla	1967	7,4	Interplaca
La Ligua	1971	7,8	Intraplaca
Antofagasta	1995	8,0	Interplaca
Tarapacá	2005	7,8	Intraplaca
Michilla	2007	6,7	Intraplaca
Tocopilla	2007	7,8	Interplaca
Iquique	2014	8,2	Interplaca
Jujuy	2015	6,7	Intraplaca

Fuente: [86].

En la zonificación sísmica chilena, el depósito se posiciona en la zona 2. Por lo tanto, se tiene que $A'_0 = 0,3$ y el coeficiente pseudoestático horizontal equivale a:

$$k_h = 0,15$$

En cambio, para la condición de cierre y considerando solicitaciones sísmicas máximas, el coeficiente pseudoestático horizontal fue calculado con las ecuaciones 5.5 y 5.6, el cual equivale a:

$$k_h = 0,22$$

5.3.3. Registros

Se utilizó un registro sísmico de aceleración horizontal¹¹ para cada depósito, con el objetivo de evaluar las deformaciones post-sismo y el comportamiento que experimentarían los muros estudiados. Estos registros corresponden a los terremotos del 1 de abril de 2014, registrado en Iquique, para el depósito Talabre, graficado en la figura 5.7 y el terremoto del 27 de febrero de 2010 registrado en Concepción, para el depósito Ovejería, graficado en la figura 5.8. Cabe señalar, que el registro correspondiente al sismo de Iquique, se seleccionó por su intensidad excepcionalmente severa, a pesar de no haber ocurrido en la misma zona sísmica de emplazamiento del depósito Talabre. Por otro lado, se ha documentado que el *potencial destructivo* de los registros posee valores cercanos. De acuerdo con Araya y Saragoni en 1984, equivale a 65 y 70 para los eventos en Iquique y Concepción respectivamente [93, 94].

En la tabla 5.12 se resume las principales características de los registros considerados en el análisis dinámico.

¹¹ No se utiliza registros verticales debido a la despreciable incidencia en deformaciones sísmicas.

Tabla 5.12. Características de los registros.

Registro	Fecha	Componente	Magnitud [Mw]	Magnitud Mercalli
Iquique	2014	N-S	8,2	IX
Concepción	2010	E-W	8,8	IX

Registro	Profundidad [km]	Aceleración Máxima [g]	Potencial destructivo	Duración Input [s]
Iquique	25	0,46	65	120
Concepción	30,1	0,34	70	90

Fuente: [95, 94, 93].

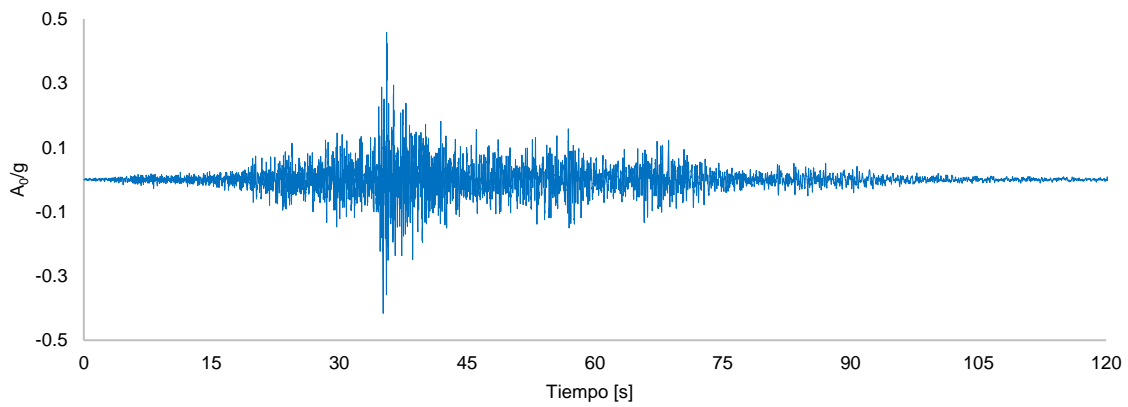


Figura 5.7. Registro de aceleración Iquique 2014, Chile. Fuente: [95], elaboración propia.

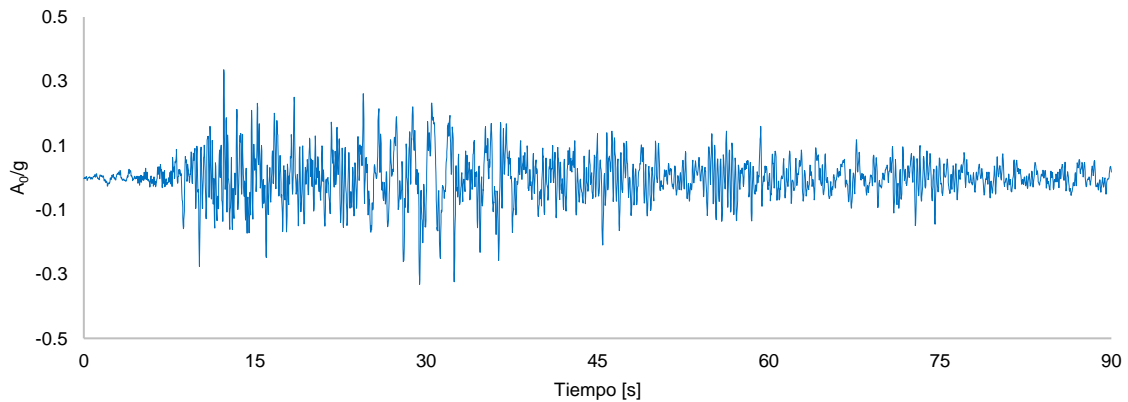


Figura 5.8. Registro de aceleración, Concepción 2010, Chile. Fuente: [95], elaboración propia.

5.4. Resultados y observaciones

5.4.1. Análisis de distancia de peligrosidad

5.4.1.1. Lucia et al (1981)

Considerando la caracterización geotécnica anteriormente expuesta, los datos de entrada para el modelo se muestran en la tabla 5.13. Para la obtención de las pendientes, se estudió la topografía del lugar considerando una distancia de peligrosidad tentativa para cada caso, representadas en las figuras 5.9 y 5.10, definida manualmente acorde al gradiente topográfico más fuerte. El parámetro " H_c " se obtuvo a través de la ecuación 4.7, " β " corresponde a la pendiente promedio aguas abajo del depósito. Para el cálculo de " α " se obtuvo el parámetro adimensional " N_0 " y posteriormente se realizó una interpolación lineal de la curva de resistencia mostrada en la figura 4.2.

En el caso del volumen de flujo de relaves licuados, se consideró el total de relaves almacenados en el depósito. A pesar de que en muchos casos el volumen de residuos que fluyó fue considerablemente menor al volumen total del depósito, si se desea estimar la máxima distancia que recorre el flujo, debería considerarse todo el volumen almacenado en el depósito.

Tabla 5.13. Parámetros de entrada para el modelo de Lucia et al.

Parámetro	Valor Ovejería	Valor Talabre
V_t [$10^6 \cdot m^3$]	1351,92	1719,46
H_t [m]	62	51
H_c [m]	1,69	1,97
S_u [ton/m ²]	0,60	0,60
γ [ton/m ³]	1,43	1,22
β [°]	0,15	0,78
α [°]	1	1,78

Fuente: Propia.

Donde, V_t = Volumen del depósito.

H_t = Altura del muro.

H_c = Altura del relave en reposo.

S_u = Resistencia al corte no drenado.

γ = Peso unitario natural del relave.

β = Pendiente del terreno.

α = Inclinación de reposo final del flujo.



Figura 5.9. Distancia de peligrosidad estimada para el depósito Ovejera. Fuente: Google Earth, elaboración propia.



Figura 5.10. Distancia de peligrosidad estimada para el depósito Talabre. Fuente: Google Earth, elaboración propia.

Y de esta manera se determinaron los perfiles de elevación correspondiente a la topografía del terreno aguas abajo de cada muro estudiado, exhibidos en las figuras 5.11 y 5.12.



Figura 5.11. Perfil de elevación aguas abajo del muro del depósito Ovejera. Fuente: Propia.

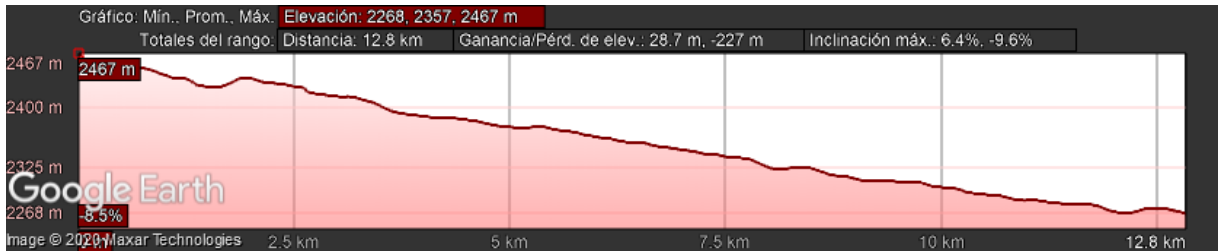


Figura 5.12. Perfil de elevación aguas abajo del muro del depósito Talabre. Fuente: Propia.

De acuerdo con los parámetros utilizados se calculó el parámetro " $H_{estable}$ " consistente con el ángulo de reposo estable del relave vertido ($\alpha_{estable}$), mostrado en la figura 5.3. Luego, a través de la ecuación 4.8 se obtuvieron los valores de distancia de peligrosidad, mostrados en la tabla 5.14.

Tabla 5.14. Resultados Lucia et al (1981).

Depósito	Distancia Peligrosa [km]
Ovejería	6,08
Talabre	8,87

Fuente: Propia.

5.4.1.2. Rico et al (2007)

Los parámetros de entrada para el modelo se muestran en la tabla 5.15.

Tabla 5.15. Parámetros de entrada para el modelo de Rico et al.

Parámetro	Valor Ovejería	Valor Talabre
V_t [$10^6 \cdot m^3$]	1351,92	1719,46
H_t [m]	62	51
Factor de Presa	83820,17	87692,46

Fuente: Propia.

En la tabla 5.16 se presentan los valores correspondientes a las ecuaciones de regresión del método. Se obtuvieron 3 valores de distancia peligrosa, uno en función de la altura del muro, calculada con la ecuación 4.9, el segundo en función del volumen evacuado, desarrollado a través de la ecuación 4.11 y el tercero en función del factor de presa según la ecuación 4.13.

Tabla 5.16. Resultados para las ecuaciones de regresión.

Depósito	Distancia Peligrosa en función de la altura del muro [km]	Distancia Peligrosa en función del volumen evacuado [km]	Distancia Peligrosa en función del factor de presa [km]
Ovejería	16,84	3462,54	2859,14
Talabre	12,78	4156,86	2945,65

Fuente: Propia.

Como se aprecia en la tabla anterior, los valores que dependen del volumen evacuado y del factor de presa, por su magnitud, quedan desestimados para el modelo de evaluación. Por lo tanto, en la tabla 5.17. se muestran los valores considerados para la estimación de la distancia de peligrosidad.

Tabla 5.17. Resultados del modelo Rico et al.

Depósito	Distancia Peligrosa [km]
Ovejería	16,84
Talabre	12,78

Fuente: Propia.

5.4.1.3. Jeyapalan et al (1981)

En este método requiere el conocimiento de varios parámetros, en donde el esfuerzo de fluencia del relave licuado (τ_y) y la viscosidad aparente (η_a) fueron obtenidos del libro *Geomechanics and Ground Control* [96] que recomienda valores de entre 0,96 y 7,2 kPa para la tensión de fluencia y de 0,096 a 4,8 kPa*s para la viscosidad del relave. Para el modelo de análisis se adoptaron los valores mínimos, que corresponde a la situación más desfavorable en una eventual falla del depósito.

Bajo estas condiciones, utilizando el software TFLOW, implementado por la World Information Service on Energy en su página web *Wise – Uranium* [97], se modelaron los casos seleccionados.

En la tabla 5.18 se presentan los parámetros de entrada para el modelo.

Tabla 5.18. Parámetros de entrada para el modelo de Jeyapalan.

Parámetro	Valor Ovejería	Valor Talabre
τ_y [kPa]	0,96	0,96
η_a [kPa*s]	0,096	0,096
H_r [m]	62	51
γ [kN/m ³]	14	12
β [%]	0,26	1,37

Fuente: Propia.

La pendiente natural del suelo (β) aguas abajo del muro del depósito se incorporó como porcentaje en el modelo de cálculo.

De esta manera, en las figuras 5.13 y 5.14 se muestran las modelaciones realizadas para los casos seleccionados.

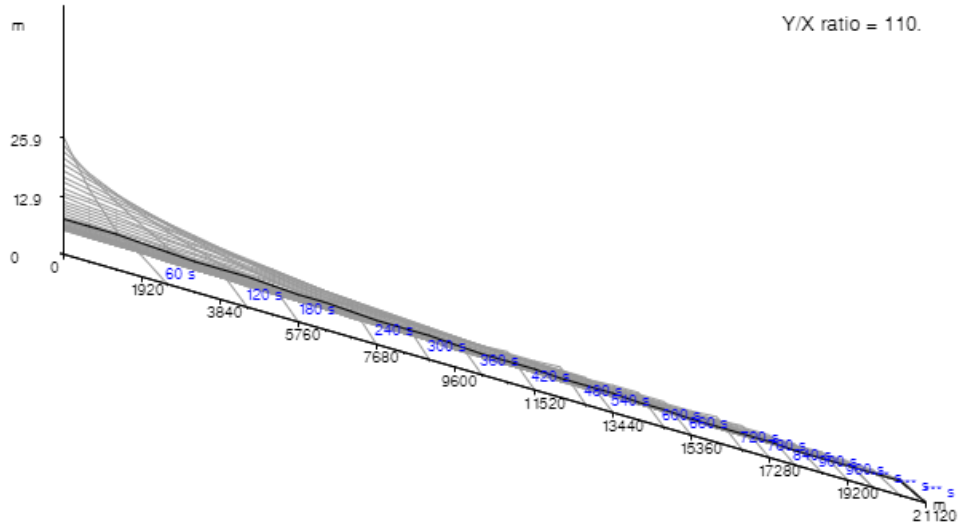


Figura 5.13. Perfil de flujo estimado para el depósito Ovejería. Fuente: Propia.

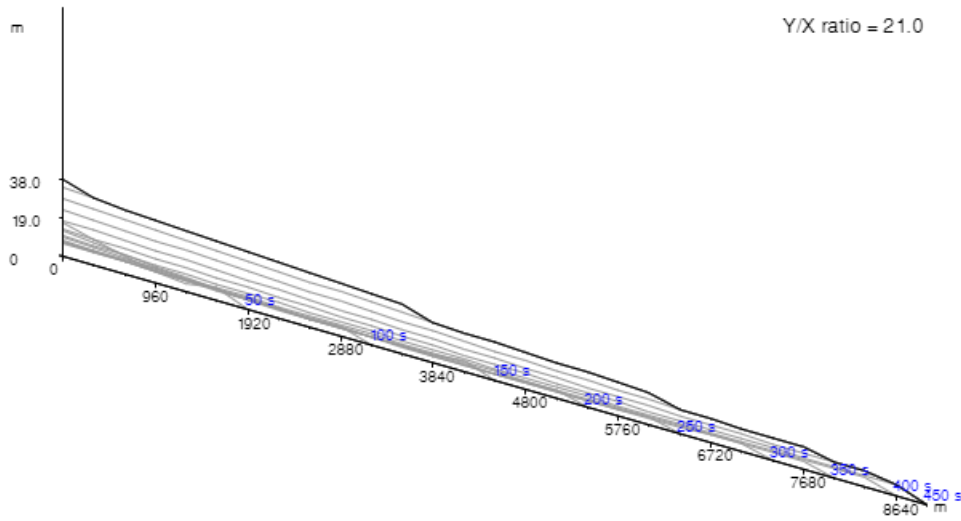


Figura 5.14. Perfil de flujo estimado para el depósito Talabre. Fuente: Propia.

Luego, en la tabla 5.19 se presentan los resultados de distancia de peligrosidad estimados según la modelación de flujo en TFLOW. Las iteraciones realizadas se presentan en el Anexo IV.

Tabla 5.19. Resultados según modelación en TFLOW.

Depósito	Distancia Peligrosa [km]	Velocidad promedio [m/s]	Tiempo [s]
Ovejería	20,48	17,1	1200
Talabre	8,64	19,2	450

Fuente: Propia.

5.4.1.4. Lemus et al. (2014)

Este método se desarrolló mediante el procedimiento iterativo descrito en el acápite 4.3. Requiere el cálculo de la altura final de flujo mediante el método de Lucia et al., la estimación del volumen de falla ($V_{outflow}$) y la geometría del relave vertido.

Se asumió que el relave vertido tendrá una forma abanicada con una apertura de 5 grados, similar al ejemplo mostrado en la figura 4.13. Se consideraron factores de seguridad entre 1,2 y 1,4 según recomendaciones de la bibliografía [3]. La figura 5.15 representa la idealización del flujo de relaves para el desarrollo de este cálculo.

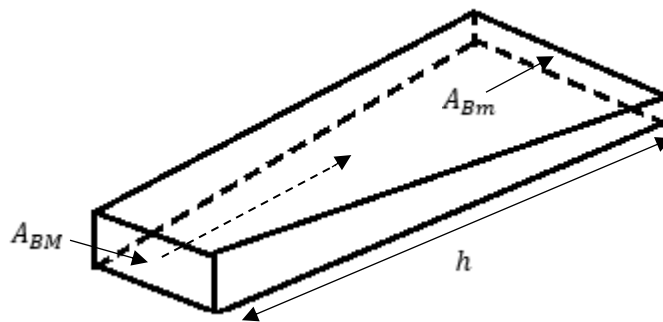


Figura 5.15. Geometría supuesta de relave depositado. Fuente: Propia.

Donde, A_{BM} = Cara principal del cuerpo geométrico.

A_{Bm} = Cara secundaria del cuerpo geométrico.

h = Largo (\approx Distancia Peligrosa).

Y el volumen del cuerpo de relaves esta dado por la siguiente ecuación:

$$V = \frac{h}{3} (A_{BM} + A_{Bm} + \sqrt{A_{BM} A_{Bm}}) \quad (5.7)$$

En la tabla 5.20 se presentan los parámetros de entrada para el modelo.

Tabla 5.20. Parámetros de entrada para el modelo volumétrico.

Parámetro	Valor Ovejería	Valor Talabre
$V_{outflow}$ [$10^6 \cdot m^3$]	4,90	1,48
H_t [m]	62	51
H_c [m]	1,69	1,97
A_{BM} [m^2]	1395	671
A_{Bm} [m^2]	1167	745
Factor de seguridad	1,4	1,4
Apertura abanico [°]	5	5

Fuente: Propia.

Finalmente, se procede a variar la variable “ h ” hasta coincidir el valor del “ V ” con el valor de “ $V_{outflow}$ ”. Luego del proceso iterativo se tiene que los valores de distancia peligrosa son los que se muestran a continuación en la tabla 5.21.

Tabla 5.21. Resultados del modelo volumétrico.

Depósito	Distancia Peligrosa [km]
Ovejería	5,36
Talabre	2,93

Fuente: Propia.

Finalmente, en la tabla 5.22 se presenta un resumen de los valores calculados para la distancia de peligrosidad en todos los métodos.

Tabla 5.22. Resultados de distancia de peligrosidad.

Depósito	Distancia Peligrosa Lucia et al. [km]	Distancia Peligrosa Rico et al. [km]	Distancia Peligrosa Jeyapalan et al. [km]	Distancia Peligrosa Volumétrico [km]
Ovejería	6,02	16,84	20,48	5,36
Talabre	8,87	12,78	8,64	2,93

Fuente: Propia.

Se observa en la tabla 5.22 una notable dispersión en los resultados. Cada método de cálculo involucra diferentes variables físicas y por esta razón no es posible descartar directamente algún valor. Dentro de los motivos por los cuales puede deberse esta dispersión se encuentra:

- El método de Lucia et al. no considera fuerzas inerciales y viscosas, las cuales podrían ser significativas en relaves que fluyan a mayor velocidad.
- El método de Rico et al. frecuentemente presenta una significativa dispersión de resultados en comparación a los eventos ocurridos en Chile.

- En el método de Jeyapalan et al. se consideraron valores conservadores provenientes desde la bibliografía para el esfuerzo de fluencia y la viscosidad aparente.
- En el método volumétrico se consideró una topografía idealizada. Este modelo no contiene las alteraciones naturales del suelo.

5.4.2. Análisis estático y pseudoestático

En este acápite se presentan los resultados del análisis estático y pseudoestático de estabilidad de taludes de los muros estudiados. La problemática de estabilidad se aborda de acuerdo con las recomendaciones de Sernageomin y corresponde a la Fase I de análisis, establecida en el Artículo 14º letra o) del DS N°248, presentada previamente en el marco normativo de este documento.

Para llevar a cabo el análisis, se consideraron aquellas secciones de los tranques que presentan una vulnerabilidad mayor en su estado operacional y que eventualmente podrían experimentar problemas de inestabilidad. Posteriormente, se modelaron en el programa Slide2 asumiendo la licuación total de los relaves de la cubeta mediante la asignación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna con un valor cero a las propiedades del modelo, como se muestran en las figuras 5.16 y 5.17.

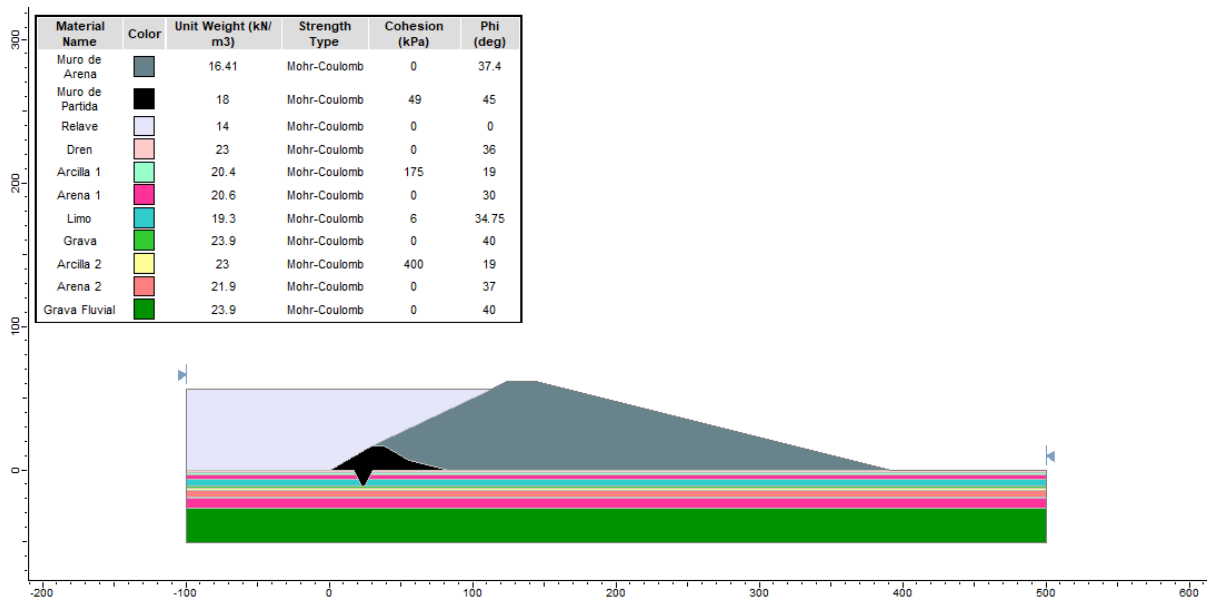


Figura 5.16. Modelación del muro del depósito Ovejera. Fuente: Propia.

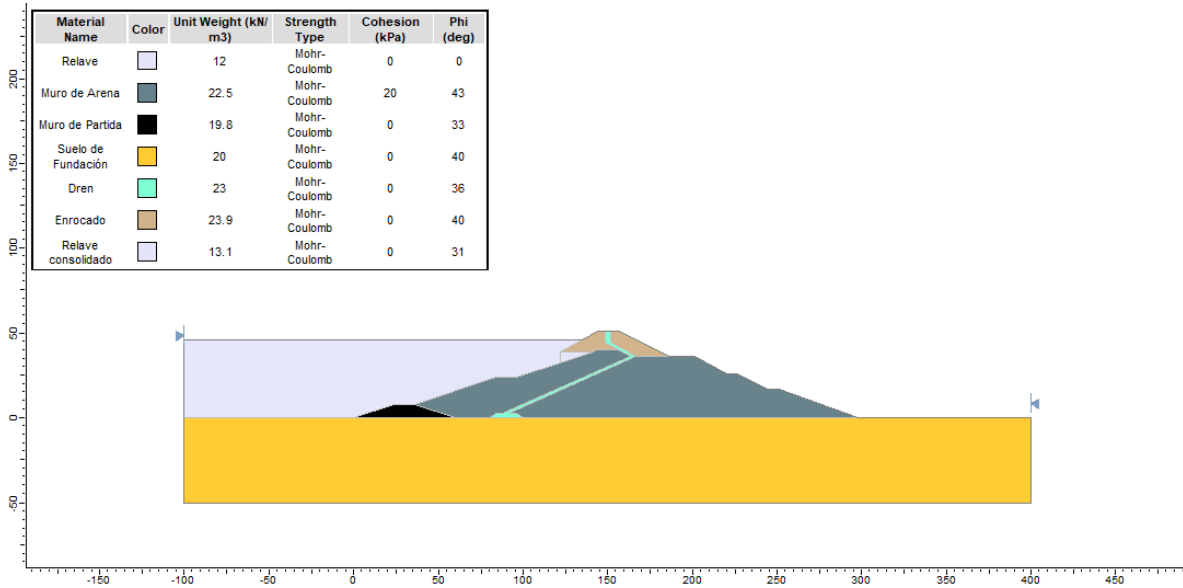


Figura 5.17. Modelación del muro del depósito Talabre. Fuente: Propia.

Cabe destacar, que para cada análisis se consideró la superficie clásica de falla circular y una superficie de falla no circular, debido a que, en modelaciones con materiales con baja resistencia al corte, la elección de una superficie de falla no circular o de bloque permite obtener factores de seguridad más precisos y conservadores ante la estabilidad de la presa [98]. En la resolución del factor de seguridad, por medio del software Slide2, se utilizaron los métodos de estabilidad de Bishop, Janbu, Spencer y GLE (General Limit Equilibrium). De manera conservadora se adoptó como resultado el mínimo factor de seguridad obtenido. Las superficies de falla para cada caso, se presentan en el Anexo V.

De esta manera, en las tablas 5.23 y 5.24 se presentan los resultados del análisis estático y pseudoestático respectivamente.

Tabla 5.23. Resultados del análisis estático.

Fase DS N° 248	Depósito	Factor de Seguridad Estático	
		Falla Circular	Falla No Circular
I	Ovejería	3,05	2,93
	Talabre	2,94	2,85

Fuente: Propia.

Tabla 5.24. Resultados del análisis pseudoestático.

Fase DS N° 248	Depósito	Factor de Seguridad Pseudoestático	
		Falla Circular	Falla No Circular
I	Ovejería	1,60	1,51
	Talabre	1,96	1,92

Fuente: Propia.

Según el DS N° 248, el factor de seguridad considerado como aceptable debe ser igual o superior a 1,2. Estos resultados muestran que los muros analizados no presentarían problemas de estabilidad bajo las consideraciones de cálculo adoptadas, tanto en condiciones estáticas como sísmicas.

5.4.3. Análisis estático y pseudoestático con presiones de poros

Con el objetivo de evaluar fielmente el comportamiento del muro resistente en su etapa operacional, y de acuerdo con la Fase II de análisis del DS N°248, se identificó el nivel freático normal dentro del muro resistente, a través de la interpretación de los planos e información referente al diseño de cada estructura. De esta manera se actualizaron las modelaciones anteriores, incorporándoles un nivel piezométrico acorde a la saturación del sistema y a los sistemas de drenaje operativos. Además, según las recomendaciones de Sernageomin, se consideró el suelo de fundación completamente saturado.

En la figura 5.18 se presenta el modelo para el depósito Ovejería, en donde se incorporó a media altura del talud aguas arriba del depósito, una geomembrana especificada en el detalle del perfil.

En el caso del muro del depósito Talabre, mostrado en la figura 5.19, el nivel freático es interrumpido por un sistema de drenaje que recorre la totalidad de su altura, desde la cota de coronamiento hasta llegar a un dren principal cercano a la cota de fundación del muro, en donde se recolectan las aguas infiltradas y son dirigidas a otro destino evitando la saturación del muro.

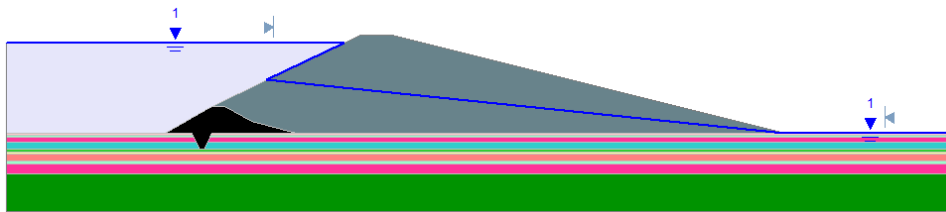


Figura 5.18. Modelación del muro del depósito Ovejería con nivel freático operacional. Fuente: Propia.

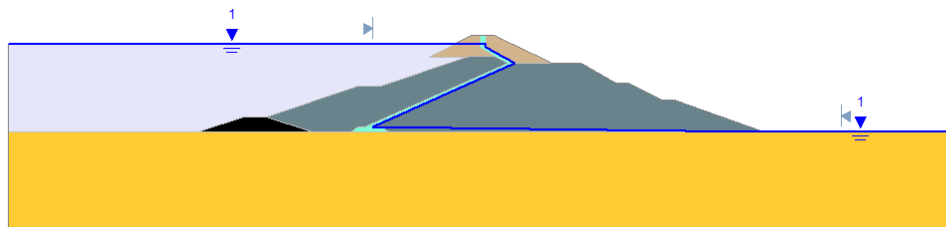


Figura 5.19. Modelación del muro del depósito Talabre con nivel freático operacional. Fuente: Propia.

Similar al caso anterior, la resolución del factor de seguridad por medio del software Slide2, se realizó utilizando los métodos de estabilidad de Bishop, Janbu, Spencer y GLE (General Limit Equilibrium). De manera conservadora se adoptó como resultado el mínimo factor de seguridad obtenido. Las superficies de falla para cada caso se presentan en el Anexo V.

En las tablas 5.25 y 5.26 se presentan los resultados del análisis estático y pseudoestático respectivamente.

Tabla 5.25. Resultados del análisis estático con nivel freático.

Fase DS N° 248	Depósito	Factor de Seguridad Estático	
		Falla Circular	Falla No Circular
II	Ovejería	2,42	2,29
	Talabre	2,68	2,48

Fuente: Propia.

Tabla 5.26. Resultados del análisis pseudoestático con nivel freático.

Fase DS N° 248	Depósito	Factor de Seguridad Pseudoestático	
		Falla Circular	Falla No Circular
II	Ovejería	1,80	1,15
	Talabre	1,75	1,64

Fuente: Propia.

Igual que en la Fase I, según el DS N° 248, el factor de seguridad considerado como aceptable para la Fase II debe ser igual o superior a 1,2. Cabe destacar que, en este escenario, en la condición pseudoestática, se presenta para el depósito Ovejería un factor de seguridad al límite del valor permitido según la normativa actual.

Cabe señalar, que en el análisis pseudoestático, para el depósito Talabre se presenta un factor de seguridad mínimo local en una de las etapas de crecimiento del muro, evidenciado en la figura 5.20.

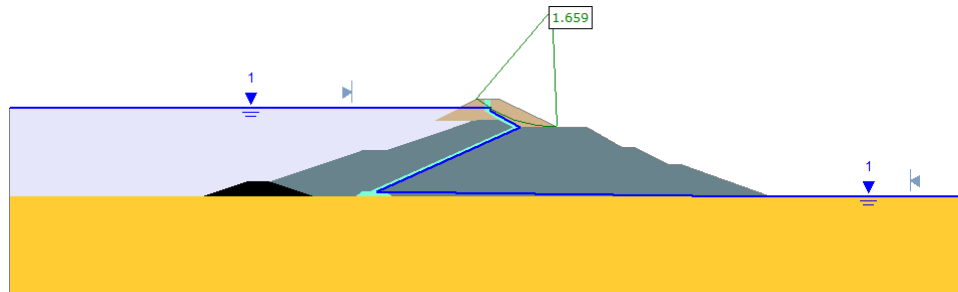


Figura 5.20. Factor de seguridad mínimo local en etapa de crecimiento (Eje central). Fuente: Propia.

Este factor de seguridad no representa una situación de inestabilidad. Sin embargo, sí indica una debilidad puntual en el diseño del muro de retención, que ante circunstancias excepcionalmente severas podría desencadenar el colapso local de la etapa de crecimiento.

Las superficies de falla, junto a los modelos adoptados en cada escenario, se presentan en el Anexo V.

5.4.4. Análisis dinámico

En esta sección se presentan los resultados más importantes del análisis dinámico de los modelos analizados. El objetivo principal es evaluar las deformaciones post sismo que experimentarían los tranques durante un sismo histórico previamente seleccionado. Este análisis corresponde a la Fase III dispuesta en el DS N°248.

La modelación se realizó en el software RS2, el cual permite la evaluación de los fenómenos vibratorios del suelo en modelos bidimensionales con gran precisión. Para esto, se asumió que el suelo genera una respuesta dinámica amortiguada, en donde los estados tensionales y de cargas son uniformes a lo largo de la dimensión perpendicular a la sección transversal modelada. También, cabe señalar los siguientes aspectos de la modelación dinámica:

- Los registros sísmicos se añadieron como vectores de cargas dinámicas de velocidad, se corrigieron a la línea base y fueron filtrados a una frecuencia máxima de 1,9 Hz. La filtración de frecuencias permite incorporar de manera correcta el efecto del sismo en el modelo, permitiendo generar un ahorro de procesos computacionales y tiempo.

- No se consideró el exceso de presión de poros.
- Las condiciones de borde para el análisis incluyen una base rígida en donde se aplica el registro sísmico, esta base no permite la reflexión de las ondas del modelo (condición de absorción) y bordes laterales que transmiten la propagación de las ondas (condición de transmisión), para el correcto afloramiento de ondas sísmicas en el talud.
- Respecto a la partición de la malla de análisis en el modelo se consideró el criterio creado por Kuhlemeyer and Lysmer (1973) [99], para mejorar la precisión numérica de transmisión de ondas en el modelo. Cada unidad de la malla de análisis posee un tamaño inferior a 5 metros, que es el tamaño ideal para registros filtrados a una frecuencia máxima de 1,9 Hz.

En la figura 5.21 se presenta una imagen del borde inferior izquierdo del modelo dinámico del depósito Ovejería, con el fin de ilustrar las condiciones de borde y la carga dinámica aplicada (vectores de velocidad).

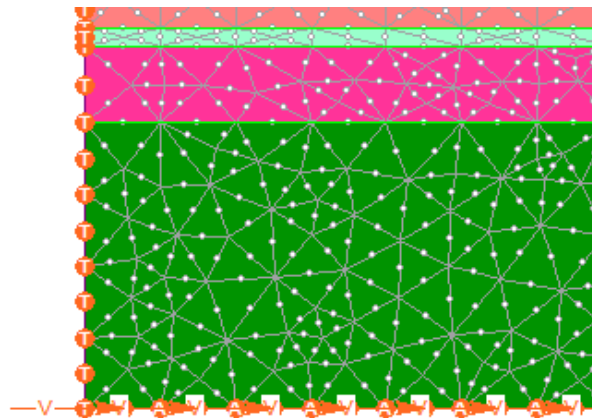


Figura 5.21. Condiciones de borde del modelo dinámico, depósito Ovejería. Fuente: Propia.

Se consideró modelo de amortiguamiento tipo Rayleigh, con una razón amortiguamiento promedio del 5% del amortiguamiento crítico, el cual es considerado un valor conservador para sistemas de suelo [64], para todo el rango de frecuencias contenido en los registros sísmicos, que típicamente abarca un rango de frecuencias desde 0,1 a 1 Hz, como se grafica en la figura 5.22 [100].

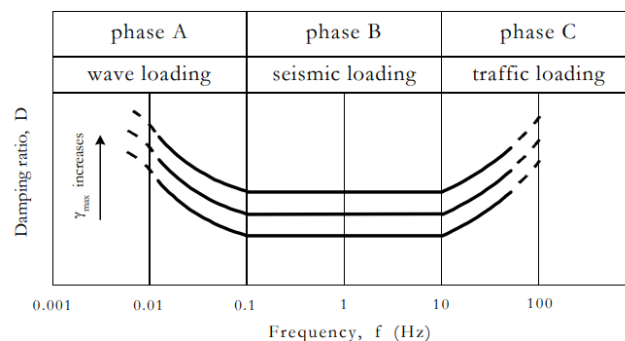


Figura 5.22. Variación de la razón de amortiguamiento frente a diferentes tipos de vibraciones. Fuente: [100].

De esta manera, en las figuras 5.23 y 5.24 se tienen los modelos dinámicos para el depósito Ovejería y Talabre respectivamente.

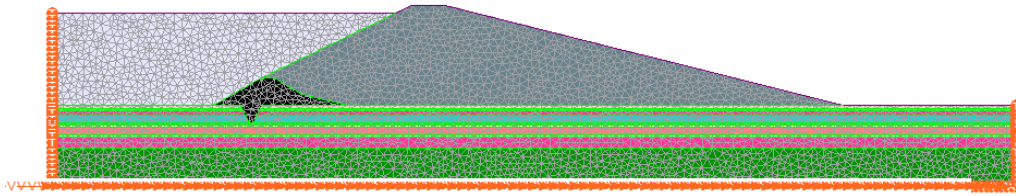


Figura 5.23. Modelo dinámico, depósito Ovejería. Fuente: Propia.

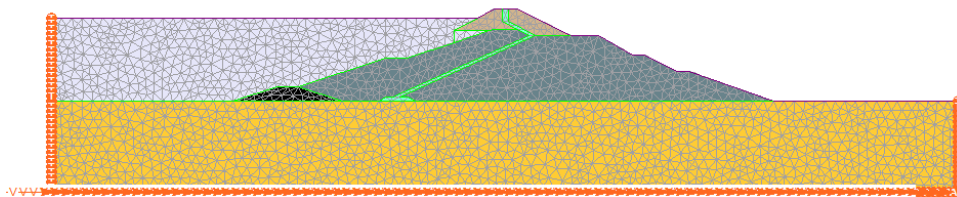


Figura 5.24. Modelo dinámico, depósito Talabre. Fuente: Propia.

En la tabla 5.27 se presentan los resultados de deformaciones horizontales y verticales.

Tabla 5.27. Resultados del análisis de deformaciones, escenario dinámico.

Fase DS N° 248	Depósito	Desplazamiento horizontal máximo [m]	Desplazamiento vertical máximo [m]
III	Ovejería	2,15	0,48
	Talabre	0,84	0,09

Fuente: Propia.

Según la categorización del daño obtenido a través de las deformaciones permanentes horizontales en tranques de relaves [44], cabe destacar lo siguiente:

- Con una deformación estimada entre 1,0 a 3,0 metros, categoría de daño III, el muro principal del depósito Ovejería es susceptible a presentar fallas profundas (hasta los 5 metros bajo la superficie del terreno).
- Con una deformación estimada entre 0,3 a 1,0 metro, categoría de daño II, el muro Oeste del depósito Talabre es susceptible a presentar ligeras fallas superficiales (1 a 2 metros bajo la superficie del terreno).

Y respecto a la valoración del daño obtenido a través de asentamientos [46], se concluye:

- Ambas estructuras presentan una deformación vertical menor al 50% de la altura de revancha de cada muro y menor al 2% de la altura total. Por lo tanto, se considera una deformación segura.

El detalle de las deformaciones horizontales y verticales de los modelos analizados, se presentan en el Anexo V.

5.4.5. Análisis en escenario a largo plazo

A continuación, en la tabla 5.28, se presentan los resultados correspondientes a la estabilidad en la etapa de cierre (escenario largo plazo, Fase IV DS N°248), la cual debe ser realizada mediante los eventos máximos considerados. Al no tener conocimiento de las futuras etapas de crecimiento de los depósitos estudiados, se realizó este análisis considerando la altura actual de cada muro, como la altura a largo plazo.

Para asignar propiedades mecánicas acordes al envejecimiento de los materiales en un escenario de largo plazo, se consideró un aumento del 5% en el ángulo de fricción de las arenas que componen los muros. Este supuesto se basa en investigaciones que han observado una mejora en las propiedades mecánicas producto de la cementación de sus partículas [101].

Tabla 5.28. Resultados del análisis a largo plazo.

Fase DS N° 248	Depósito	Factor de Seguridad	
		Falla Circular	Falla No Circular
IV	Ovejería	1,01	0,98
	Talabre	1,49	1,40

Fuente: Propia.

Según los resultados obtenidos, se observa para el depósito Ovejería un factor de seguridad menor a uno. Por lo tanto, según los supuestos considerados, este depósito en un escenario a largo plazo se encuentra en un evidente riesgo de colapso. Las superficies de falla, junto a los modelos adoptados en cada escenario, se presentan en el Anexo V.

Finalmente, en la tabla 5.29 se presenta un resumen de los valores más desfavorables de cada fase de análisis. Cabe señalar, que no se consideró en este gráfico la Fase III, debido a que contempla un análisis de desplazamientos y no de factores de seguridad.

Tabla 5.29. Resultados de los factores de seguridad en cada escenario.

Fase DS N° 248	Factor de seguridad por depósito	
	Ovejería	Talabre
I	1,51	1,92
II	1,15	1,64
IV	0,98	1,40

Fuente: Propia.

5.4.6. Análisis en escenario de overtopping

A pesar de que este análisis no forma parte de las fases de análisis exigidas por el DS N°248, es importante considerar un escenario de Overtopping. Este escenario consiste en el vaciamiento de relaves y/o agua producto del rebose sobre la cota de coronamiento, en algún punto o zona del prisma resistente del depósito.

A este mecanismo se le atribuyen una serie de fallas operacionales, como la producción de relave no controlada o descarga no homogénea. Sin embargo, también puede ser causado por eventos climáticos, como lluvias milenarias. Por lo tanto, en el modelo se consideró la saturación total del muro incluyendo un aumento en el nivel de la cubeta, alcanzando la cota de coronamiento, como se muestra en las figuras 5.25 y 5.26.

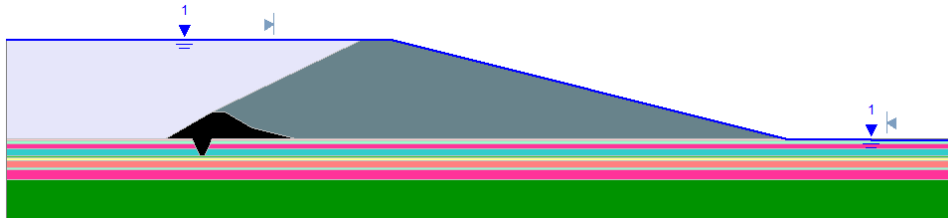


Figura 5.25. Modelo de escenario Overtopping, depósito Talabre. Fuente: Propia.

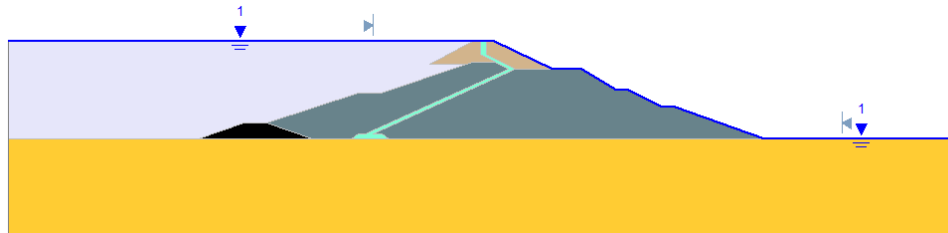


Figura 5.26. Modelo escenario de Overtopping, depósito Talabre. Fuente: Propia.

Finalmente, en la tabla 5.30 se presentan los factores de seguridad determinados usando el modelo planteado.

Tabla 5.30. Resultados para escenario de Overtopping.

Depósito	Factor de Seguridad Estático	
	Falla Circular	Falla No Circular
Ovejería	1,31	1,25
Talabre	1,74	1,66

Fuente: Propia.

Estos resultados muestran que el depósito no presentaría problemas de estabilidad (en condición estática) bajo las consideraciones de cálculo adoptadas. Los valores obtenidos son superiores a los mínimos exigidos por la normativa nacional vigente. Las superficies de falla, junto a los modelos adoptados en cada escenario, se presentan en el Anexo V.

5.4.7. Estimación del volumen de falla

Este procedimiento se realizó en el programa Slide3. La teoría detrás del funcionamiento de este programa es en base a un análisis de equilibrio límite en tres dimensiones, que permite identificar una superficie de falla 3D con la cual se obtiene una aproximación precisa del volumen de falla.

Previamente, con el objetivo de modelar la inestabilidad de los taludes en el momento de falla, se realizó un análisis pseudoestático-iterativo. Las iteraciones se realizaron hasta encontrar un coeficiente de aceleración máximo horizontal capaz de generar un círculo de falla de talud con un factor de seguridad por debajo de la unidad. En las figuras 5.27 y 5.28 se presentan los modelos analizados.

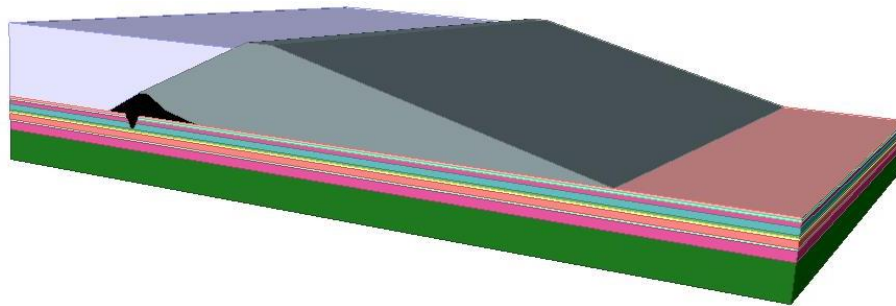


Figura 5.27. Modelo en tres dimensiones, depósito Ovejera. Fuente: Propia.

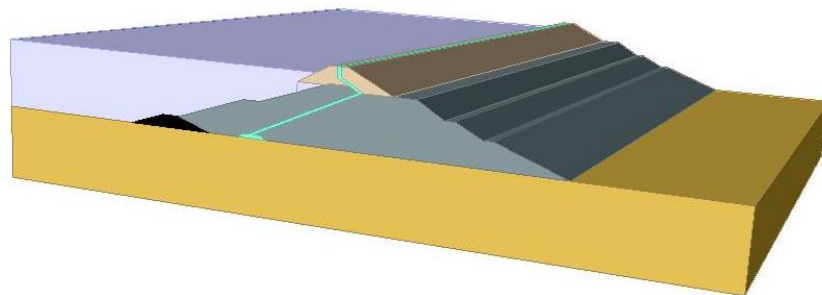


Figura 5.28. Modelo en tres dimensiones, depósito Talabre. Fuente: Propia.

Con estos modelos, se obtuvo la superficie de falla asociada a un factor de seguridad igual a 1, expuestas en las figuras 5.29 y 5.30, que determina la posible geometría de falla ante un evento sísmico. A continuación, se presentan esquemas transparentes, con el fin de ilustrar de mejor manera cada superficie de falla.

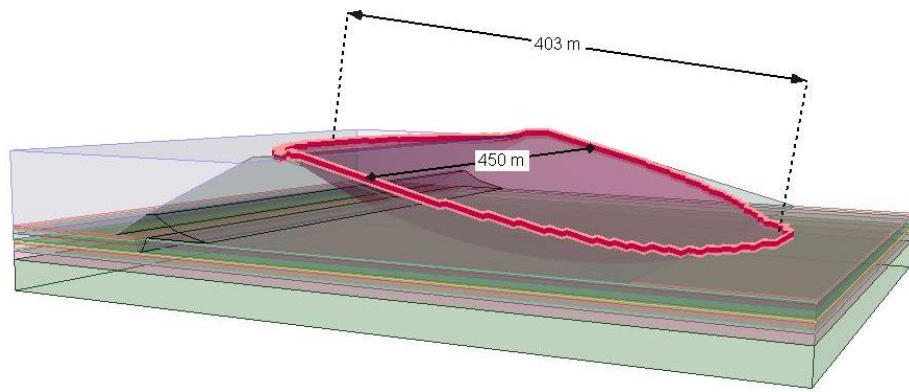


Figura 5.29. Superficie de falla, depósito Ovejera. Fuente: Propia.

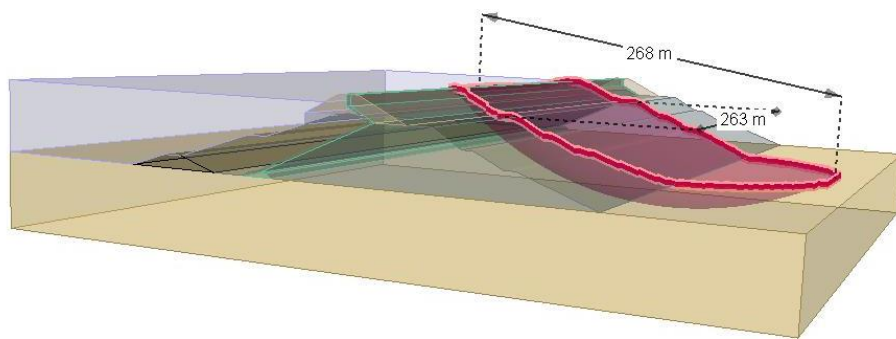


Figura 5.30. Superficie de falla, depósito Talabre. Fuente: Propia.

Para asociar los resultados a un colapso con un inminente flujo de relaves o lamas licuadas, se debe sumar el volumen de la cubeta propenso a escurrir. De esta manera, adicionalmente se consideró el relave contenido en una cuña dentro de la cubeta, en la zona detrás de la falla, ilustrado en la figura 5.31.

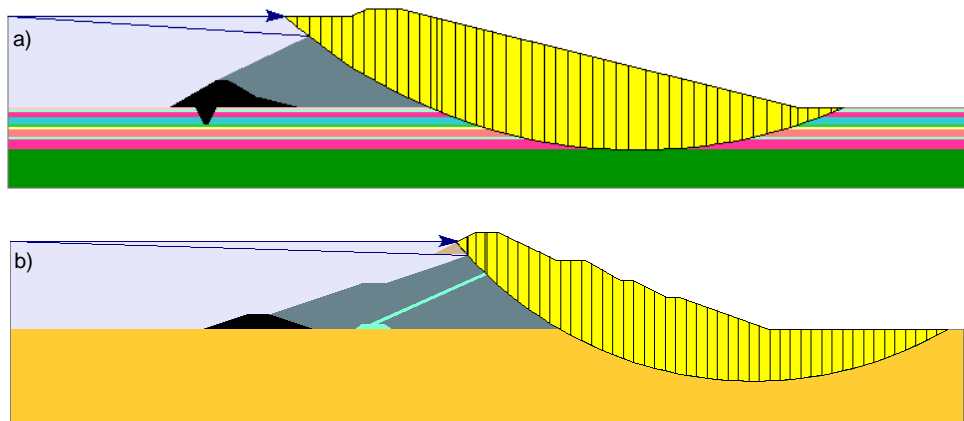


Figura 5.31. Ejemplo de cuña de relaves junto al volumen de falla; a) Ovejera, b) Talabre. Fuente: Propia.

El volumen de flujo total se obtuvo a través de la suma del volumen contenido en la superficie de falla de las figuras 5.29 y 5.30, y el volumen presente en la cuña de relaves posicionada en la zona posterior del muro de contención, mostrada en la figura 5.31. El volumen de la cuña fue estimado como la multiplicación entre la longitud de incidencia de la falla y la sección transversal. La longitud de incidencia de la falla se consideró igual al ancho máximo de esta.

Finalmente, en la tabla 5.31 se presentan los resultados de coeficientes sísmicos horizontales y volúmenes de falla.

Tabla 5.31. Estimación de volumen de flujo.

Factor de seguridad	Depósito	Coefficiente sísmico k_h	Volumen de falla [$10^6 \cdot m^3$]	Volumen de relaves [$10^6 \cdot m^3$]	Volumen total [$10^6 \cdot m^3$]
1	Ovejería	0,35	4,42	0,48	4,90
	Talabre	0,44	1,25	0,22	1,48

Fuente: Propia.

5.4.8. Análisis de elementos en fluencia inducidos sísmicamente

En este apartado se ilustra y analiza la generación de puntos plásticos en los modelos, obtenidos a partir del análisis dinámico. Las deformaciones plásticas en este caso son más importantes que las elásticas, debido a que estas determinan puntos críticos en donde la estructura es más vulnerable frente a sollicitaciones sísmica.

En la figura 5.32 se presentan los resultados de la modelación para el depósito Ovejería. La figura indica en un orden de magnitud de 0 a 100 el porcentaje de elementos en fluencia en el talud. Además, se especifica el tipo de fluencia a través de los símbolos “x” para fluencia en corte y “o” para fluencia en tensión.

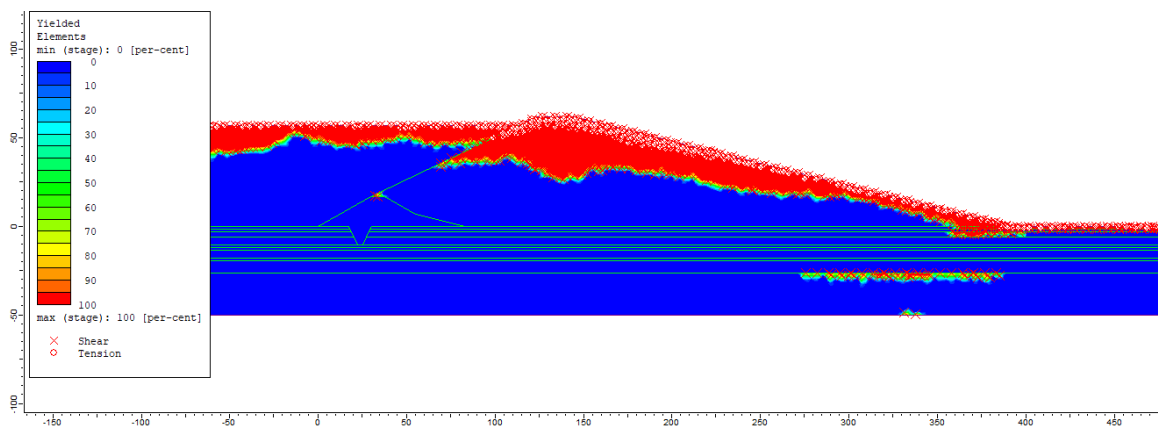


Figura 5.32. Elementos en fluencia depósito Ovejería. Fuente: Propia.

Para el depósito Ovejería, se observan los siguientes sucesos:

- La fluencia de los elementos se desarrolla crecientemente, a medida que el talud aumenta en altura, haciéndose máxima en la zona de coronamiento.

- La zona superior de la cubeta (15 metros aprox.) y la porción superior del talud (40 metros aprox.) se movilizaron completamente. Se distingue la predominancia de falla por tensión en la superficie del depósito y falla por corte en la zona intermedia.
- El desplazamiento de la zona del coronamiento se produce en conjunto con la masa de relaves sin producir una pérdida de revancha considerable.
- En el suelo de fundación, en la interfaz grava fluvial-arena se produce una zona de baja resistencia con desplazamientos plásticos a los pies del talud aguas abajo del muro.
- En la interfaz muro de partida-muro de arena existe una pequeña área de fluencia.
- La cantidad de elementos en fluencia es mayor al depósito Talabre, esto se debe a que el depósito posee materiales con inferiores características para su resistencia.

En la figura 5.33 se presentan los resultados de la modelación para el depósito Talabre.

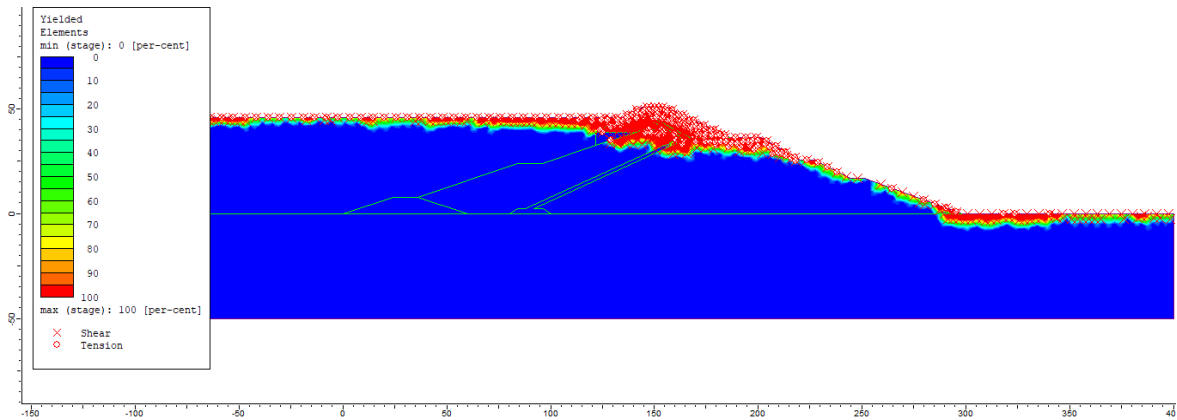


Figura 5.33. Elementos en fluencia depósito Talabre. Fuente: Propia.

Para el depósito Talabre, cabe destacar las siguientes características:

- La fluencia de los elementos se desarrolla crecientemente, a medida que el talud aumenta en altura, haciéndose máxima en la zona de coronamiento.
- La zona superficial de la cubeta y la porción superior del talud (25 metros aprox.) se movilizaron completamente. Se distingue la predominancia de falla por tensión en la superficie del depósito y falla por corte en la zona intermedia.
- Existe un considerable desplazamiento de la zona del coronamiento involucrando la totalidad de la última etapa de crecimiento (crecimiento según el método “eje central”).
- En el suelo de fundación presenta una incursión plástica superficial a los pies del talud aguas abajo del muro.
- La cantidad de elementos en fluencia es relativamente menor al depósito Ovejería, esto se debe a que el depósito posee materiales de mejores características para su resistencia.

5.4.9. Análisis de probabilidad de ocurrencia del hecho

Según Sernageomin el término probabilidad se define como “grado en que un suceso¹² puede tener lugar” [102]. Así, la probabilidad de ocurrencia está determinada a través de la frecuencia de ocurrencia relativa a largo plazo o con un grado de creencia de que ocurra un suceso. Esta variable depende particularmente de ciertos factores técnicos de operación del depósito de relaves y aquellos eventos naturales que podrían presentarse en la faena minera, por ejemplo, un sismo de determinada magnitud. En la figura 5.34 se presenta el esquema de definición de probabilidad de ocurrencia.

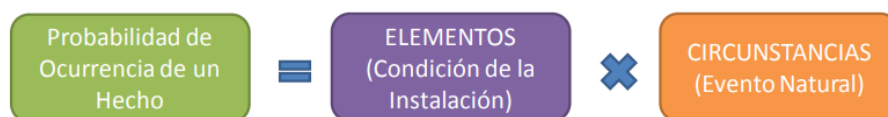


Figura 5.34. Definición de probabilidad de ocurrencia para depósitos de relave. Fuente: [102].

A causa de las dificultades presentes para conocer los factores técnicos propios de la operación, la valorización de los factores técnicos fue realizada a través de la bibliografía existente. Las tablas 5.32, 5.33, 5.34 y 5.35 fueron extraídas del documento *Desarrollo de una Metodología para el Análisis de Estabilidad Física de Depósitos de Relaves* [4], donde se muestran las probabilidades asignadas, junto a su respectivo evento raíz.

Tabla 5.32. Probabilidad de ocurrencia de causas raíz para inestabilidad estática de taludes.

Descripción	Probabilidad
Aumento de presión de poros	0,005
Materiales inadecuados	0,005
Falla en detección de material inadecuado	0,005
Desviación operacional	0,005
Cambio en comportamiento de materiales	0,002
Aumento de presión de poros	0,005
Cambios geométricos	0,002
Licuación estática	0,00019
Falla en detección	0,005

Fuente: [4].

¹² Ocurrencia de una serie de circunstancias particulares.

Tabla 5.33. Probabilidad de ocurrencia de causas raíz para inestabilidad sísmica de taludes.

Descripción	Probabilidad
Aumento de presión de poros	0,005
Materiales con comportamiento cíclico inadecuado	0,05
Falla en detección de material inadecuado	0,005
Cambio en comportamiento de materiales	0,002
Aumento de presión de poros	0,005
Cambios geométricos	0,002
Movilidad cíclica	0,001
Sismo mayor al de diseño	0,005
Condiciones similares al diseño	0,0001
Falla en detección	0,005

Fuente: [4].

Tabla 5.34. Probabilidad de ocurrencia de causas raíz para erosión interna.

Descripción	Probabilidad
Materiales incompatibles	0,005
Red de flujo desfavorable	0,01
Evidencia en superficie y/o taludes	0,001
Gradiente hidráulico mayor al criterio	0,001
Estado tensional	0,005
Compactación	0,005
Granulometría susceptible	0,005
Red de flujo desfavorable	0,01
Asentamientos diferenciales	0,0025
Localización de deformaciones	0,0025
Error de monitoreo de caudales	0,25
Error de monitoreo de filtraciones	0,25
Error de monitoreo de presión de poros	0,001

Fuente: [4].

Tabla 5.35. Probabilidad de ocurrencia de causas raíz para rebalse.

Descripción	Probabilidad
Asentamientos mal predichos	0,0025
Asentamientos co-sísmicos	0,0025
Corrimientos laterales	0,01
Erosión del coronamiento	0,0025
Revancha fuera de diseño	0,0025
Retraso en crecimiento del muro	0,005
Excesivo flujo de relaves	0,005
Bajo porcentaje de sólidos de relave	0,005
Falta en sistema de recuperación	0,005
Falla de drenes	0,005
Lluvias fuertes	0,01
Deshielo rápido	0,01
Falla en vertedero de emergencia	0,005
Laguna cerca del muro	0,005
Vientos fuertes	0,01
Deslizamientos en cubeta	0,01

Fuente: [4].

En la evaluación de cada factor técnico de acuerdo con las matrices de evaluación (Anexo VI), se estableció un rango de valoración entre 0 y 1, en donde el valor 1 significa que la operación es inadecuada y se encuentra en un estado crítico y el valor 0 es indicativo de una operación dentro de los parámetros de diseño y las buenas prácticas operacionales. Se calificaron las variables probabilísticas asociadas a problemas de altura de la revancha, contenido de finos, niveles piezométricos, densidad de compactación, ángulos del talud, posición de la laguna, afloramientos al pie del talud y ancho de coronamiento. Luego, estos valores se suman y se multiplican por un factor de *índice de medidas*, expuesto en la ecuación 5.8, que se consideró como 1, simulando un estado desfavorable en el cual no existen medidas de control del riesgo.

$$CI = (29a + 29b + 16c + 10d + 5e + 5f + 2g + 2h + 2i) * IMC1 \quad (5.8)$$

Donde, CI = Condición de la instalación minera.

$IMC1$ = Índice de medidas.

$a, b, c, d, e, f, g, h, i$ = Variables probabilísticas asociadas a detalles técnicos (Anexo VI).

Luego, el valor calculado debe compararse con su nivel de valorización, de acuerdo con la tabla 5.36.

Tabla 5.36. Tabla de evaluación de la condición de la instalación.

<i>CI</i>	Nivel de Valorización
80-100	MUY ALTO
60-79	ALTO
40-59	MODERADO
20-39	BAJO
0-19	MUY BAJO

Fuente: [102].

De esta manera, el valor calculado para ambos tranques, a través de la caracterización bibliográfica del su comportamiento operacional, es de 27, el cual según la tabla 5.36 se cataloga con una valorización de tipo *bajo*.

También, considerando que la probabilidad del fallo de un depósito de relaves ha sido estimada en un orden de 1:700 a 1:1750 [28], se consideró para este trabajo una probabilidad de falla debido a un evento natural, catalogada como *bajo*.

Luego, a través de la tabla 5.37 es posible determinar el nivel de probabilidad de ocurrencia del hecho.

Tabla 5.37. Matriz de evaluación del Nivel de Probabilidad de Ocurrencia del hecho.

		Condición de la Instalación (<i>CI</i>)				
		Muy alto	Alto	Medio	Bajo	Muy Bajo
Nivel de Probabilidad de Ocurrencia del Evento	Muy alto	Probabilidad Muy Alta	Probabilidad Muy Alta	Probabilidad Alta	Probabilidad Alta	Probabilidad Moderada
	Alto	Probabilidad Muy Alta	Probabilidad Alta	Probabilidad Moderada	Probabilidad Moderada	Probabilidad Baja
	Medio	Probabilidad Muy Alta	Probabilidad Alta	Probabilidad Moderada	Probabilidad Moderada	Probabilidad Baja
	Bajo	Probabilidad Alta	Probabilidad Moderada	Probabilidad Baja	Probabilidad Baja	Probabilidad Muy Baja
	Muy Bajo	Probabilidad Moderada	Probabilidad Moderada	Probabilidad Baja	Probabilidad Muy Baja	Probabilidad Muy Baja

Fuente: [102].

Se obtiene una probabilidad de ocurrencia de liberación de relaves para ambos depósitos, catalogada como *probabilidad baja*.

5.4.10. Análisis de severidad de las consecuencias

Este análisis se enmarca en las recomendaciones de Sernageomin para la evaluación de riesgos en faenas mineras [102]. La severidad de consecuencias corresponde al grado de impacto o daño que pueda generarse como resultado de la ocurrencia de un hecho sobre personas y el medio ambiente, en el área de estudio. En este trabajo, el hecho donde se manifiesta la mayor parte del daño hacia el entorno es el derrame de relaves en una distancia determinada.

De los resultados obtenidos para la distancia de peligrosidad, se consideró el valor máximo calculado. Esta elección se debe a la importancia del valor en la posible prevención del daño producido ante un colapso y también por los supuestos considerados en este trabajo, los cuales aumentan la incertidumbre en los cálculos obtenidos.

Este análisis se basa en una serie de características que son valoradas desde 1 (severidad muy baja) a 5 (severidad muy alta) de acuerdo con la matriz de evaluación presentada en el Anexo VI. Se calificaron las variables de potencial de afectación, proximidad de la población, fragilidad de la población (cantidad de ancianos o niños), daños a la salud del suceso, recuperabilidad (posibilidad de que existan muertos) y la capacidad de respuesta (en caso de que la empresa no tenga un sistema de alerta o difusión). Luego, se suman todas las variables y el resultado se multiplica por un *índice de medidas*, que se considerará 1 para reflejar un evento imprevisto y de una magnitud incontrolable por parte de la empresa minera.

$$SCp = (I + Pr + F + S + RE + C.Re) * IMC2 \quad (6.7)$$

Donde, SCp = Nivel de severidad de las consecuencias a las personas.

I = Potencial de afectación.

Pr = Proximidad de la población.

F = Fragilidad de la población.

S = Daños a la salud del suceso.

RE = Recuperabilidad.

$C.Re$ = Capacidad de respuesta.

$IMC2$ = Índice de medidas, igual a 1 para este trabajo.

Luego, con la tabla 5.38 se obtiene el valor cualitativo para determinar el Nivel de Severidad de las consecuencias.

Tabla 5.38. Tabla de evaluación del Nivel de Severidad.

SCp	Nivel de Severidad
25-30	MUY ALTA
20-24	ALTA
15-19	MODERADA
10-14	BAJA
5-9	MUY BAJA

Fuente: [102].

5.4.10.1. Tranque Ovejería

Conforme al valor de distancia peligrosa calculado con el método de Jeyapalan et al., que corresponde conservadoramente al máximo valor calculado para este depósito, es posible establecer como estimación de la distancia de peligrosidad para un eventual colapso del muro principal del depósito en estudio, el valor de 20,48 kilómetros. Según el gradiente topográfico existente en la zona, el recorrido preferencial del flujo es como se muestra en la figura 5.35.



Figura 5.35. Recorrido estimado del flujo de relaves, depósito Ovejería. Fuente: Google Earth, elaboración propia.

En la variable *intensidad*, referida al grado de potencial de afectación, se ha seleccionado el nivel *alto* (4), debido a que, en la zona de avance del flujo de relaves se remarca una de las principales actividades económicas de la zona. Con una extensión de aproximadamente 3014 hectáreas de cultivo. Además, la zona posee un asentamiento denominado *huertos familiares* en el que podría verse afecto aproximadamente un 50% de la población, por efectos del gradiente topográfico¹³. El sector considerado posee un área de 133 hectáreas y una población estimada de 5370 habitantes, presentado en la figura 5.36.

¹³ En la estimación del área de influencia del flujo de relaves, se consideró hasta una cota máxima de 5 metros sobre el recorrido de flujo de relaves.

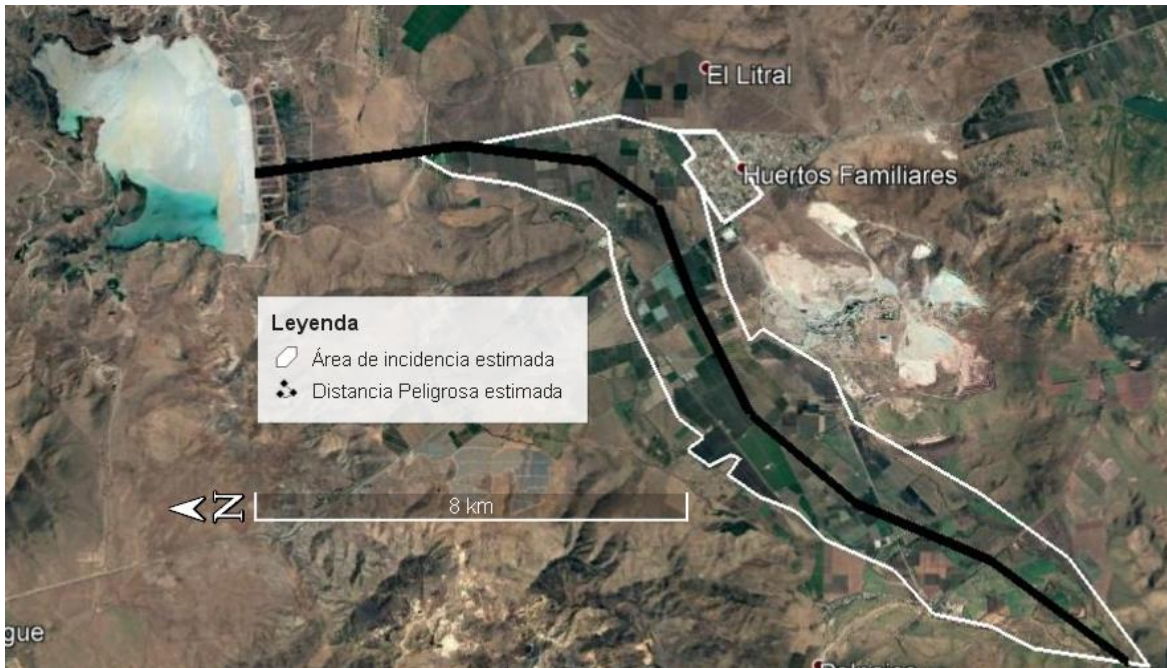


Figura 5.36. Área de incidencia estimada, depósito Ovejería. Fuente: Google Earth, elaboración propia.

La variable *proximidad*, ha sido calificada con un valor *medio* (3), debido a que la población no es colindante con la empresa minera, sino que se encuentra a una distancia aproximada de 7,94 kilómetros.

Para la variable *fragilidad*, se ha estimado el porcentaje total de niños y personas mayores en la zona, según el último censo realizado. Con un 32,78% del total de población, se ha calificado esta variable como *medio* (3).

En el caso de la variable de *daño a la salud*, se ha seleccionado el nivel *muy alto* (5), considerando la toxicidad del material y la posibilidad de registrar heridos y muertos.

La variable *recuperabilidad* ha sido valorada con un nivel *muy alto* (5), manteniendo el criterio anterior, la posibilidad de registrar muertos por una liberación de relaves, permite indicar que se trata de un escenario irrecuperable.

Finalmente, en la variable *capacidad de respuesta*, si bien es de conocimiento público que la empresa minera realiza un constante trabajo de monitoreo y control sobre el depósito de relaves, se desconoce si se ha iniciado un programa de alerta para la seguridad de la población. Por tanto, se valoriza como *muy alto* (5), al no tener la población ningún tipo de información o sistema de alerta.

De esta manera, se obtiene un valor de 25, correspondiente a la suma de las variables consideradas. Finalmente, el *nivel de severidad de las consecuencias* según la tabla 5.38 se categoriza como *muy alta*

5.4.10.2. Tranque Talabre

Conforme al valor de distancia peligrosa calculado con el método de Rico et al., que corresponde conservadoramente al máximo valor calculado para este depósito, es posible establecer como estimación de la distancia de peligrosidad para un eventual colapso del muro oeste del depósito en estudio, el valor de 12,78 kilómetros. Según el gradiente topográfico existente en la zona, el recorrido preferencial del flujo es como se muestra en la figura 5.37.



Figura 5.37. Recorrido estimado del flujo de relaves, depósito Talabre. Fuente: Google Earth, elaboración propia.

En la variable Intensidad, referida al *grado de potencial de afectación*, se ha seleccionado el nivel *medio* (3), debido a que, en la zona de avance del flujo de relaves se posiciona parte de la zona norte de la ciudad de Calama y una planta fotovoltaica denominada *Calama Solar*. Se estima que la zona¹⁴ urbana que puede ser potencialmente afectada es de 147 hectáreas, mostrada en la figura 5.38, la cual posee una población aproximada de 4780 habitantes.

¹⁴ En la estimación del área de influencia del flujo de relaves, se consideró hasta una cota máxima de 5 metros sobre el recorrido de flujo de relaves.



Figura 5.38. Área de incidencia estimada, depósito Talabre. Fuente: Google Earth, elaboración propia.

La variable *proximidad*, ha sido calificada con un valor *baja* (2), debido a que la población no es colindante con la empresa minera, sino que se encuentra a una distancia aproximada de 11,8 kilómetros.

Para la variable *fragilidad*, se ha estimado el porcentaje total de niños y personas mayores en la zona, según el último censo realizado. Con un 31,33% del total de población, se ha calificado esta variable como *medio* (3).

En el caso de la variable de *daño a la salud*, se ha seleccionado el nivel *muy alto* (5), considerando la toxicidad del material y la posibilidad de registrar heridos y muertos.

La variable *recuperabilidad* ha sido valorada con un nivel *muy alto* (5), manteniendo el criterio anterior, la posibilidad de registrar muertos por una liberación de relaves, permite indicar que se trata de un escenario irrecuperable.

Finalmente, en la variable *capacidad de respuesta*, es sabido que la empresa minera realiza un constante trabajo de monitoreo y control sobre el depósito de relaves. También, se ha informado la intención de incorporar muros de seguridad aguas abajo del depósito [103], sin embargo, se desconoce si se ha iniciado un programa de alerta para la seguridad de la población. Por tanto, se valoriza como *muy alto* (5), al no tener la población ningún tipo de información o sistema de alerta.

De esta manera, se obtiene un valor de **23**, correspondiente a la suma de las variables consideradas. Finalmente, el *nivel de severidad de las consecuencias* según la tabla 5.38 se categoriza como *alta*.

5.4.11. Evaluación del nivel de riesgo hacia la comunidad

La metodología utilizada en este trabajo para obtener los niveles de riesgo para cada una de las instalaciones analizadas se desarrolló mediante la combinación de dos elementos esenciales. La probabilidad de ocurrencia de un hecho y la severidad de sus consecuencias. Conforme a ello se desarrolló un procedimiento de análisis para cada uno de estos elementos, bajo el criterio de la singularidad de cada instalación minera.

Generalmente, la evaluación de riesgos en el contexto minero se asume en un escenario de cierre, esto se refiere a un proceso iterativo durante todo el ciclo de vida de la faena, teniendo como escenario la condición en que las instalaciones quedarán luego de finalizar las operaciones mineras y considerando que las obras propias de la etapa de cierre ya han sido implementadas en tiempo y forma. En este trabajo se consideró el estado actual de cada depósito como objeto de la evaluación de riesgos.

Actualmente en la industria minera chilena se utiliza una metodología de evaluación propuesta por Sernageomin [102], que consiste en la formulación de planillas o matrices donde se selecciona el nivel de probabilidad del evento analizado y sus consecuencias en función de criterios cualitativos o semi cualitativos. En este mismo sentido, según el Reglamento de la Ley de Cierre se plantea que se entenderá como riesgo significativo a “aquél que revista importancia en atención a la probabilidad de ocurrencia de un hecho y la severidad de sus consecuencias”. De esta manera, en la figura 5.39 se muestra la definición de *riesgo* según la Ley 20.551.

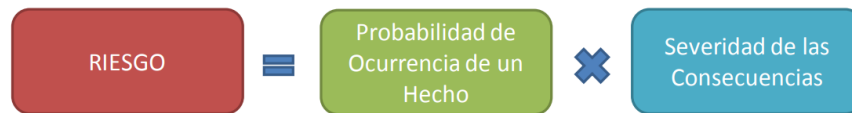


Figura 5.39. Definición de riesgo para depósitos de relave. Fuente: [102].

Ya establecida la probabilidad de ocurrencia del hecho y la severidad de sus consecuencias, es factible evaluar eficazmente el riesgo de la respectiva instalación utilizando para ello una matriz de riesgos como la que se muestra en la tabla 5.39.

Tabla 5.39. Matriz de evaluación del nivel de riesgos a la comunidad.

		Severidad de las Consecuencias				
		Muy alta	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Probabilidad de Ocurrencia del Hecho	Muy alta	Muy Alto	Muy Alto	Alto	Alto	Medio
	Alta	Muy Alto	Alto	Alto	Medio	Medio
	Moderada	Alto	Alto	Medio	Medio	Bajo
	Baja	Alto	Medio	Medio	Bajo	Bajo
	Muy baja	Medio	Medio	Bajo	Bajo	Bajo

Fuente: [102].

Finalmente, en la tabla 5.40 se presentan los resultados de la evaluación del nivel de riesgos hacia la comunidad de los depósitos en estudio ante una liberación de relaves.

Tabla 5.40. Resultados de la Evaluación del Nivel de Riesgos a la comunidad.

Depósitos	Probabilidad de Ocurrencia del Hecho	Severidad de las Consecuencia	Nivel de Riesgo
Ovejería	BAJA	MUY ALTA	ALTO
Talabre	BAJA	ALTA	MEDIO

Fuente: Propia.

Conforme a esta metodología de evaluación de riesgos, se consideran como *riesgos significativos* todos aquellos que en su evaluación de cómo resultante un nivel de riesgo *medio a muy alto*, por lo que deberán ser objeto de medidas de control específicas que intervengan sobre la condición de la instalación o sobre la severidad de las consecuencias del evento. En el caso de que el valor resultante sea bajo, el riesgo se entenderá como *no significativo*. Por ende, los casos estudiados presentan riesgos significativos que requieren la implementación de medidas de control.

CAPÍTULO VI

6. Conclusiones

Actualmente el manejo y disposición final de los relaves es una preocupación nacional, que debe ser atendida a través de los organismos competentes, a través del estudio y el desarrollo de las diferentes áreas asociadas al diseño, construcción, operación y abandono de tranques de relave.

Este trabajo ha tratado específicamente este tema, teniendo como objetivo principal evaluar analíticamente las condiciones de estabilidad física presentes en 2 depósitos de relaves chilenos, simulando sus características técnicas y operacionales, con el fin de conocer una aproximación del comportamiento de las instalaciones y sus repercusiones a la comunidad ante un evento sísmico de intensidad severa. Además, se realizó una recopilación documental nacional e internacional, acerca del diseño de tranques de relaves de arena, métodos para evaluar la estabilidad física de un depósito sometido a condiciones dinámicas y métodos para obtener la distancia de peligrosidad del flujo de relaves producto de un colapso. Todo esto, sin restar importancia de las disposiciones normativas vigentes.

A continuación, se presentan las conclusiones para cada sección de trabajo, derivadas del análisis efectuado.

6.1. Distancia de peligrosidad

- a) Los valores derivados del análisis de distancia peligrosa indican que los relaves fluirían libremente a lo largo de 20,48 kilómetros para el depósito Ovejería y 12,78 kilómetros para el depósito Talabre. Estos valores corresponden a la máxima distancia calculada para ambas estructuras y la elección se fundamenta en la importancia del valor en la prevención del daño ante un colapso y también a causa de los supuestos considerados en este trabajo, los cuales aumentan la incertidumbre en los cálculos obtenidos.
- b) Finalmente, se realizó una estimación del volumen de flujo ante la falla de los depósitos. Los resultados indican que para el depósito Ovejería y Talabre el volumen de flujo sería equivalente a 4,90 y 1,48 millones de metros cúbicos respectivamente.

6.2. Estabilidad física

En este ítem se exponen las conclusiones del análisis de estabilidad estructural del muro principal del depósito Ovejería y del muro oeste del depósito Talabre. El análisis se desarrolló de manera de cumplir con las exigencias establecidas en la letra o) del Artículo 14° del DS N°248, en conjunto con sugerencias de análisis proveniente de la bibliografía.

- a) En la Fase I se evaluó la estabilidad estática y pseudoestática de los muros, asumiendo la licuación total de los relaves de la cubeta, incluyendo las recomendaciones de Sernageomin respecto de los coeficientes sísmicos de aceleración horizontal. Ambos depósitos cumplen lo estipulado en la normativa nacional vigente. Esto garantiza que las estructuras no presentarían problemas de estabilidad bajo las consideraciones adoptadas.

- b) En la Fase II se evaluó la estabilidad estática y pseudoestática asumiendo la licuación total de los relaves de la cubeta, y simulando el comportamiento de los muros en su etapa operacional, esto incluye la modelación del nivel freático de cada estructura. Los resultados del análisis indican que se cumple el factor de seguridad mínimo según la normativa para el depósito Talabre. En cambio, para el depósito Ovejería en la condición pseudoestática se encontró un factor de seguridad muy cercano al valor límite permitido según la normativa actual.
- c) También, en la condición pseudoestática del depósito Talabre se originó un factor de seguridad mínimo local en la última etapa de crecimiento del muro. A pesar de que este valor no representa una situación de inestabilidad, si puede indicar una debilidad puntual del diseño del muro, vinculada al comportamiento de las presas construidas según el método “eje central”, en el cual parte del muro se sustenta sobre relaves consolidados de baja resistencia al corte.
- d) En la Fase III se realizó un análisis dinámico de estabilidad de las estructuras, sin considerar el exceso de presiones de poros inducidas por el sismo, asegurando la convergencia del modelo.
- e) Según la valoración del daño considerada en este trabajo, el modelo del depósito Ovejería sometido al registro sísmico correspondiente al terremoto de Concepción 2010 de 8,8 Mw, se observaron deformaciones horizontales con un valor máximo de 2,15 metros que pueden incidir en la aparición de fallas profundas (hasta los 5 metros bajo la superficie del coronamiento). El tamaño de esta falla es igual al tamaño de revancha del depósito, por lo tanto, podría comprometer la estabilidad de la estructura por el fenómeno de overtopping.
- f) En cambio, para el modelo del depósito Talabre, sometido al registro sísmico correspondiente al terremoto de Iquique 2014 de 8,2 Mw, se observaron deformaciones horizontales con un valor máximo de 0,84 metros que pueden incidir en ligeras fallas superficiales (1 a 2 metros bajo la superficie del coronamiento). El tamaño de esta falla es inferior a la revancha del depósito, por lo tanto, no es probable que ocurra el colapso del muro por el fenómeno de overtopping.
- g) En cuanto al asentamiento inducido, ambas estructuras presentan una deformación vertical menor al 50% de la altura de revancha de cada muro y menor al 2% de la altura total. Por lo tanto, se considera una deformación segura. Es preciso mencionar que se espera que las estructuras no presenten desplazamientos mayores a los valores mencionados anteriormente, debido a que se consideraron parámetros conservadores en la modelación.
- h) En la Fase IV se estudió la estabilidad estática y pseudoestática de los muros en la condición a largo plazo, considerando la altura actual de cada muro y un leve aumento de las propiedades mecánicas de las arenas, simulando la propiedad de cementación a largo plazo de sus partículas. En este caso, el depósito Talabre presenta un comportamiento completamente óptimo y el depósito Ovejería en la condición pseudoestática presenta un factor de seguridad menor a la unidad. Por lo tanto, según los supuestos considerados, este depósito a largo plazo se encuentra en un evidente riesgo de colapso.
- i) Adicionalmente se realizó un análisis de estabilidad estático en un escenario de overtopping, asumiendo el aumento del nivel relaves dentro de la cubeta hasta alcanzar la cota de coronamiento, junto a la saturación total del muro de retención. Los resultados muestran que en este escenario los depósitos no presentarían problemas de estabilidad.

6.3. Evaluación del nivel de riesgos a la comunidad

Para la evaluación del nivel riesgo a la comunidad, se utilizó la metodología propuesta por Sernageomin para proyectos de tranques de relave.

- a) Conforme a esta metodología se estudió la probabilidad de ocurrencia del hecho junto a la severidad de las consecuencias a la población, obteniendo para los depósitos Ovejería y Talabre la valoración del nivel de riesgo para la comunidad correspondiente a *alto* y *medio* respectivamente.
- b) De acuerdo con lo indicado por la autoridad, se consideran como riesgos significativos todos aquellos que en su evaluación de cómo resultante un nivel de riesgo medio a alto, por lo que deberán ser objeto de medidas de control específicas que intervengan sobre las condiciones de la instalación o sobre la severidad de sus consecuencias.
- c) El grado de potencial de afectación inducido por el flujo de relaves ha sido estimado en una población de aproximadamente 5370 habitantes para la comuna de Tiltil, donde se encuentra el depósito Ovejería, incluyendo grandes daños al sector productivo agrícola, considerando un área estimada de 3014 hectáreas de cultivos.
- d) En el caso del depósito Talabre, el flujo de relaves se posicionaría en el sector norte de la ciudad de Calama, afectando a una población estimada de 4780 habitantes y una planta de energía solar fotovoltaica que se ubica cercana a la ruta preferencial del flujo.

6.4. Comentarios y recomendaciones

- a) La distancia peligrosa se estimó utilizando dos métodos semiempíricos (Lucia et al. y Rico et al.) y un método numérico (Jeyapalan et al.). A pesar de que se presenta el método volumétrico, no se utilizó dentro de las modelaciones debido a la estricta necesidad de contar con la topografía aguas abajo del muro para una correcta modelación. Cada uno de estos métodos poseen ventajas y desventajas de acuerdo con las suposiciones elementales para su desarrollo. A continuación, se mencionan algunas características relevantes e información útil de los métodos utilizados:
- b) El método de Lucia et al. no es válido para depósitos con una pendiente aguas abajo del muro mayor a 4° de inclinación. Además, una suposición importante es que este método no considera fuerzas inerciales y viscosas, las cuales podrían ser significativas en casos donde el relave fluya a mayor velocidad.
- c) El método de Rico et al. basado en una regresión lineal de sucesos, frecuentemente presenta una significativa dispersión de resultados, en comparación a los eventos ocurridos en Chile. Sin embargo, desde un punto de vista conservador, la elección de sus resultados es una buena alternativa.
- d) El método de Jeyapalan et al. también entrega resultados conservadores, no obstante, requiere un estudio recabado sobre el comportamiento del relave. Esto debido a que requiere el conocimiento de la tensión de fluencia y la viscosidad del material.
- e) En relación con los puntos anteriores, cada uno de estos procedimientos rescata diferentes características físicas involucradas en el comportamiento del relave liberado. Por esta razón, no es posible descartar de manera directa alguno de los resultados.

- f) Considerando el hecho de que el concepto de distancia peligrosa ha sido abordado superficialmente por la normativa vigente, actualmente se debe trabajar con un enfoque basado en el desarrollo de metodologías precisas que cubran de manera adecuada las interrogantes existentes. Con relación al procedimiento de cálculo, resulta ventajosa la incorporación de la topografía de la trayectoria más probable del flujo de relave, involucrando dentro del análisis la gran cantidad de alteraciones y condiciones locales que puedan existir en la superficie del medio natural, evitando considerar dimensiones geométricas constantes. Con tal objetivo, obteniendo a través de los métodos de Lucia et al. o Jeyapalan et al. el perfil estimado de flujo, es posible mediante un proceso iterativo, contrastar los resultados con el volumen de falla estimado y modificar el perfil de flujo hasta obtener resultados congruentes. Es importante señalar, que la correcta selección de los métodos de cálculo en función de los datos representativos existentes, provenientes de ensayos de laboratorio o ensayos in situ, adquieren un rol fundamental en la precisión de los resultados. De acuerdo con la distancia de peligrosidad estimada, una obra complementaria que permite contener el flujo de relaves en el caso que se produzca el colapso, son los muros de seguridad. Estos se construyen de material de empréstito y su dimensionamiento depende de la topografía del área de influencia del flujo de relaves junto a la altura de escurrimiento final. La longitud del muro se proyecta con la finalidad de embalsar la totalidad de relaves que fluirían evitando la llegada a áreas importantes para la comunidad y la altura es posible definirla a través de la altura final del flujo obtenida mediante el método de Lucia et al. en el capítulo VI del presente trabajo. Según lo anterior, la altura del muro deberá considerar la altura final del flujo más una altura de revancha apropiada.
- g) Cabe destacar, que en colapsos históricos ha fluido la totalidad del volumen de la cubeta, por lo tanto, si se quiere estudiar el mayor daño posible, la hipótesis más adecuada es considerar que el 100% de los relaves fluirán. A excepción del método volumétrico, los métodos utilizados en este trabajo tratan de simular el efecto de un vaciamiento completo del depósito, los autores de los métodos empíricos consideraron en sus análisis eventos en donde relaves de consistencia extremadamente fluida fluyeron vaciando la totalidad del depósito.
- h) Con respecto a la evaluación de riesgos, debido al potencial daño a la comunidad, es ideal implementar un enfoque de tratamiento del riesgo, con la intención de analizar y reformular las medidas de mitigación consideradas, en función de su efectividad en el control del riesgo acorde al avance tecnológico actual. En la misma dirección, dado que la probabilidad de ocurrencia en esta metodología también está determinada por factores técnicos de operación, se deberá simultáneamente disponer de las modificaciones operacionales necesarias para conducir el riesgo a un nivel aceptable para la condición futura de las instalaciones.
- i) En cuanto a la estabilidad física de los depósitos, con respecto a los resultados del presente trabajo, se puede concluir que el desempeño de los muros varía dependiendo de cada escenario, siendo más vulnerables ante condiciones que intervengan directamente con puntos débiles del diseño o con la susceptibilidad de los materiales. Respecto a lo anterior, una consideración que mejoraría las modelaciones efectuadas, es la corrección de las simulaciones a través de la observación de calcatas incorporando estratos de baja resistencia en la medida que sea necesario. Esta sugerencia se respalda en investigaciones nacionales que han identificado en los muros de arena, capas de limo de baja resistencia al corte generados por sistemas inadecuados de descarga.
- j) El nivel freático operacional del depósito tiene una notable importancia en el comportamiento global de la estructura. El deficiente control de infiltraciones puede causar el debilitamiento del muro a través del proceso de erosión interna y también, en caso de un sismo, puede favorecer el exceso de presiones de poros que aumentaría la susceptibilidad de generar licuación del prisma resistente, provocando específicamente el indeseable fenómeno de falla de flujo. Por consiguiente, la correcta instalación de membranas impermeables, sistemas de drenaje, obras

de evacuación de aguas y el correcto control de la laguna de aguas claras, tienen que ser una preocupación constante a lo largo de la vida de la estructura. Adicionalmente, la incorporación de una simulación de overtopping al estudio de estabilidad física mejora el alcance de las fases de análisis exigidas por la normativa vigente y ayuda a la identificación de problemas y/o limitaciones del diseño propuesto ante la saturación total del muro de retención.

- k) Un punto relevante en muros de arena de relaves, es el método constructivo. Actualmente en Chile la normativa permite la construcción aplicando el método de “eje central”, el cual es principalmente utilizado por la ventaja de obtener alturas mayores con una menor cantidad de material, en consecuencia, su uso permite que las fases de crecimiento se logren más rápidamente y a un menor costo. No obstante, se revela una importante desventaja en los análisis de estabilidad, que indican inestabilidades locales asociadas a zonas del muro apoyadas sobre lamas de baja resistencia. Por esta razón, ante la elección de un método constructivo para una fase de crecimiento de un muro, es recomendable preferir el método “aguas abajo”.

REFERENCIAS

- [1] Sernageomin, «Catastro de Depósitos de Relaves en Chile,» 2019.
- [2] Ministerio de minería, *Decreto Supremo N° 248*, 2007.
- [3] L. Lemus, J. Palacios y R. Espinace, «Criteria for determining de run-out distance in tailings dams,» 22 Agosto 2014.
- [4] M. Carvajal, Memoria de Título (Pregrado) - Desarrollo de una Metodología para Análisis de Estabilidad Física de Depósitos de Relaves, Santiago: Universidad de Chile, 2018.
- [5] GEER, «Dams, levees, and mine tailings dams. In Turning disaster into knowledge geo-engineering reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake,» *Geo-Engineering Extreme Event Reconnaissance Association (GEER)*, 2010.
- [6] Ministerio de Minería, «<http://www.minmineria.gob.cl/>,» 12 marzo 2018. [En línea]. Available: <https://bit.ly/2ThB1L4>. [Último acceso: 06 junio 2020].
- [7] D. Salazar, *Tras la Senda del Cobre Atacameño*, SCM El Abra, 2008.
- [8] Biblioteca Nacional de Chile, «Memoria Chilena,» [En línea]. Available: <https://bit.ly/2BAbp6f>. [Último acceso: 4 junio 2020].
- [9] Observatorio de conflictos mineros de américa latina, «Relaves.Org,» [En línea]. Available: <https://bit.ly/2Mvxaq5>. [Último acceso: 05 Junio 2020].
- [10] Fundación Terram, *Impactos Ambientales del Terremoto y Tsunami en Chile*, Las réplicas ocultas del 27 F, Santiago, 2012.
- [11] WISE Uranium Project, «Chronology of major tailings dam failures,» 7 Mayo 2020. [En línea]. Available: <https://www.wise-uranium.org/mdaf.html>. [Último acceso: 7 Junio 2020].
- [12] C. Jasmasmie, «Mining,» 31 Octubre 2019. [En línea]. Available: <https://www.mining.com/about-a-tenth-of-the-worlds-tailing-dams-have-had-stability-issues/>. [Último acceso: 7 Junio 2020].
- [13] M. d. O. Públicas, *Decreto N°50*, Santiago, 2015.
- [14] U.S. Environmental Protection Agency, *Design and evaluation of tailings dams*, Washington, 1994.
- [15] Ministerio de Minería, *Bases para una política nacional de depósitos de relaves*, Santiago, 2019.
- [16] P. Talukdar y A. Dey, «Hydraulic Failures of Earthen Dams and Embankments,» *ResearchGate*, p. 6, 2019.
- [17] L. Valenzuela, «Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability,» *Obras y Proyectos*, pp. 7-8, 2016.

- [18] S. Vick, *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*, 1990.
- [19] A. Isik, R. Iyisan, G. Cevikbilen y A. Bayin, «FROST SUSCEPTIBILITY OF FINE GRAINED SOILS RELATED,» de 2° *International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering*, Albania, 2013.
- [20] D. Pedraza, *DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN HIDROCICLÓN A NIVEL LABORATORIO*, Tunja: UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA TECNOLÓGICA DE COLOMBIA, 2018.
- [21] N. Ramírez, *GUÍA TÉCNICA DE OPERACIÓN Y CONTROL DE DEPÓSITOS DE RELAVE*, Servicio Nacional de Geología y Minería, 2007.
- [22] N. Pérez, «Stability analysis of dam failures application to Aurul tailing pond in Baia Mara (Romania),» Departamento de Ingeniería Geológica, 2014.
- [23] G. Barrios, Tesis (Magister) - Análisis sísmico 2D de una presa de relave espesados considerando la existencia de grietas por desecación, Santiago: Pontificia Universidad Católica de Chile, 2012.
- [24] W. Ward, «Tailings Stability,» 2012.
- [25] M. Roca, A. Murphy, L. Walker y S. Vallesi, «A review of the risks posed by the failure of tailings dams,» *HR Wallingfor, Working with water*, 2019.
- [26] ICOLD, «Dam failure statistical analysis,» *Bulletin 99*, 1995.
- [27] ICOLD, « Tailings dams – risk of dangerous occurrences,» *Bulletin 121*, 2001.
- [28] Davies, Martin y Lighthall, «Mine tailings dams: when things go wrong,» de *Association of State Dam Safety Officials, U.S. Committe on Large Dams*, 2000.
- [29] R. Peck, « Where has all the judgement gone?,» de *The 5th Laurits Bjerrum Memorial Lecture. Canadian Geotechnical Journal 17*.
- [30] G. Villavicencio, R. Espinace, J. Palma, A. Fourie y P. Valenzuela, «Failures of sand tailings dams in a highly seismic country,» *NRC Reseach Press*, 2015.
- [31] M. D. Braja y G. Ramana, *Principles of Soil Dynamics*, Stamford: Cengage Learning, 2011, p. 398.
- [32] K. Ishihara, «Liquefaction and flow failure during earthquakes,» *Geotechnique*, p. 353, 1993.
- [33] Verdugo, R., «Main factors that control liquefaction of tailings sand,» de *Proceedings of the Satellite Conference on Geotechnical Earthquake Engineering*, Osaka, Japón, 2005.
- [34] J. Troncoso, «Geotechnics of tailings dams and sediments, SOA.,» *Environmental Geotechnics*, vol. 2, pp. 1405-1423, 1997.
- [35] G. Blight, J. Troncoso, A. Fourie y W. Wolski, «Issues in the geotechnics of mining wastes and tailings,» de *In Proceedings of GeoEng 2000, an International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne, 2000.

- [36] R. Verdugo, «Seismic performance of slopes and earth and tailings dam (2010 Maule Earthquake),» de *In Proceedings of the Fifth International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering (5-ICEGE, Santiago, 2011.*
- [37] J. Troncoso, «Dynamic properties and seismic behavior of thickened tailings deposits,» de *In Proceedings of the International Symposium on Paste and Thickened Tailings Dispos,* Santiago, 2002.
- [38] L. Abramson, T. Lee, S. Sunil y G. Boyce, *Slope Stability and Stabilization Methods*, New York: John Wiley & Sons, Inc., 2002.
- [39] J. Troncoso, « Effects of 1985 Chilean earthquake on three tailings dams,» *In Proceedings of the Fifth Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, 1989.
- [40] G. Castro, «Seismic stability of tailings dams, an overview,» de *In Proceedings of the International Workshop on Seismic Stability of Tailings Dams, Case Western Reserve University*, 2003.
- [41] M. Davies y T. L. P. Martin, «Tailings dam stability – essential ingredients for success,» de *In Slope stability in surface mining. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration (SME, 2000.*
- [42] A. Fourie, G. Blight y G. Papageorgiou, «Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure,» de *Canadian Geotechnical Journal.*
- [43] S. Garner y R. Fannin, «Understanding internal erosion: A decade of research following a sinkhole event,» *International Journal on Hydropower and Dams* , pp. 93-98, 2010.
- [44] J. Cárdenas, «Tesis de Grado - Plan de abandono de depósitos de relave en la zona de Casapalca,» Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2001.
- [45] R. E. Osorio Mogollón y A. J. Navarro Zavala, «Tesis de Grado - Análisis comparativo de deformaciones por sismo,» Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, 2019.
- [46] F. Gutiérrez, «Memoria de Título (Pregrado) - Evaluación de herramientas para el Análisis de Estabilidad Física de una Presa de Relaves Espesados,» Universidad de Chile, Santiago, 2017.
- [47] A. Akcil y K. Koldas, «Acid Mine Drainage (AMD): Causes, treatment and case studies,» *Journal of Cleaner Production*, vol. 14, pp. 1139-1146, 2006.
- [48] D. Kossoff, W. Dubbin, M. Alfredsson, S. Edwards, M. Macklin y K. Hudson-Edwards, «Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation,» *Applied Geochemistry*, vol. 51, pp. 229-245, 2014.
- [49] C. Melo y S. Sharma, «SEISMIC COEFFICIENTS FOR PSEUDOSTATIC SLOPE ANALYSIS,» de *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, 2004.
- [50] K. Terzaghi, «Mechanisms of Landslides,» *Engineering Geology (Berkeley) Volume, Geological*, 1950.
- [51] H. Seed, «Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams,» *Géotechnique*, vol. 29, n° 3, pp. 215-263, 1979.

- [52] Corps of Engineers, « Slope Stability Manual EM-1110-2-1902,» *Washington, D. C.: Department of the Army, Office of the Chief of Engineers*, 1982.
- [53] F. A. Marcuson WF, «“Seismic Design, Analysis, and Remedial Measures to Improve the Stability of Existing Earth Dams - Corps of Engineers Approach,» de *Seismic Design of Embankments and Caverns*, New York, T.R. Howard, 1983.
- [54] M. Hynes-Griffin y A. Franklin, «Rationalizing the seismic coefficient method,» *U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station*, 1984.
- [55] S. Kramer, *Geotechnical Earthquake Engineering*, New Jersey: Prentice-Hal, 1996, pp. 434-437.
- [56] K. Kumar, *BASIC GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING*, New Delhi: New Age International, 2008.
- [57] E. Bromhead, *The Stability of Slopes*, Taylor & Francis, 1992.
- [58] M. Beikae, «Is Newmark Method Conservative?,» de *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Los Angeles, CA, 2001.
- [59] R. Jibson, «Predicting Earthquake-Induced Landslide Displacements Using Newmark’s Sliding Block Analysis,» *Committee on Engineering Geology*, 1993.
- [60] B. Seed y G. Martin, «The Seismic Coefficient in Earth Dam Design,» *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 92, pp. 25-58, 1966.
- [61] Rocscience, «Preliminaries on Constitutive Models,» de *Material Model Manuals*.
- [62] Rocscience, «Mohr-Coulomb Model,» de *Material Models Manual*.
- [63] Rocscience, «Dynamic Analysis,» de *Material Model Manuals*.
- [64] Rocscience, «Dynamic Slope Analysis: Rayleigh Damping (Part C),» 2020. [En línea]. Available: <https://bit.ly/2Qg0dj2>. [Último acceso: 21 Agosto 2020].
- [65] H. Oldrich, «A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches,» *Geotech*, pp. 610-623, 1995.
- [66] N. R. Morgenstern, «Submarine Slumping and Initiation of Turbidity Currents,» *Marine Geotechnique*, pp. 189-220, 1967.
- [67] S. Evans y O. E. E. Hungr, «The Avalanche Lake rock, Mackenzie Mountains, Northwest Territories, Canada,» *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 31, pp. 749-768, 1994.
- [68] J. N. Hutchinson y R. I. Bhandari, «Undrained Loading: A Fundamental,» *Geotechnique*, vol. 21, nº 4, pp. 353-358, 1971.
- [69] E. Bruckl y A. E. Scheidegger, «Application of the Theory of Plasticity to Slow Mudflows,» *Geotechnique*, vol. 23, nº 1, pp. 101-107, 1973.

- [70] H. J. Korner, «Reichweite und Geschwindigkeit von Bergstürzen und Flie Schnedawinen,» *Rock Mechanics*, vol. 8, pp. 225-256, 1976.
- [71] J. K. Jeyapalan, M. Duncan, A. Members, H. B. Seed y F. ASCE, «Analyses of Flow Failures of Mine Tailings Dams,» pp. 150-171, 1981.
- [72] P. Lucia, J. Dunca y H. Seed, «Summary of research on case histories of flow failures of mines tailings impoundments,» pp. 46-53, 1981.
- [73] M. Rico, G. Benito y A. Díez-Herrero, «Floods from tailings dam failures,» *Journal of Hazardous Materials*, n° 154, pp. 79-87, 2007.
- [74] V. Hagen, «Re-evaluation of design floods and dam safety,» de *Proceedings of the 14th International Congress on Large Dams, vol. 1, Commission on Large Dams Congress*, Rio Janeiro, 1982.
- [75] A. Petrascheck y P. Sydler, «Routing of dam break floods,» *Int. Water Power Dam Const.*, n° 36, pp. 29-32, 1984.
- [76] L. Lemus, J. Palacios y R. Espinace, «Geotecnia Ambiental,» [En línea]. Available: <https://bit.ly/2ZrHFSt>. [Último acceso: 13 Julio 2020].
- [77] «Gobernación de Chacabuco,» [En línea]. Available: <https://bit.ly/3jagqnr>. [Último acceso: 07 Julio 2020].
- [78] M. F. Falcón y S. Urbano, «Situación actual de los Depósitos de Relaves en Chile y exigencias legales en pro de la seguridad de los depósitos,» SERNAGEOMIN, Santiago, 2016.
- [79] J. Barrios, «Memoria de Título (Pregrado) - Análisis de estabilidad de un depósito de relaves espesados sobre un tranque de relaves convencional,» Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, 2017.
- [80] D. Barrios, «Memoria de Título (Pregrado) - Análisis de Deformaciones de Depósitos de Relaves con Muros de Material de Empréstito Sometidos a Sismos Chilenos,» Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, 2019.
- [81] Consejo Minero, Marzo 2020. [En línea]. Available: <https://bit.ly/3jkF9p7>. [Último acceso: 21 Julio 2020].
- [82] G. Peters y R. Verdugo, «Estudio Geotécnico para el Emplazamiento de un Depósito de Relaves 2014,» de *VII Congreso chileno de ingeniería geotécnica*, 2014.
- [83] Rockscience, «Rockscience,» [En línea]. Available: <https://bit.ly/3hhASAK>. [Último acceso: 19 Julio 2020].
- [84] CODELCO Chile - División Andina, «Memoria técnica de la solicitud de permiso para construcción y operación de depósito de relaves Ovejería,» 1994.
- [85] I. Cortés, P. Tapia y R. Cortés, «Investigación - Análisis comparativo del ángulo de fricción interna de suelos típicos de la región de Antofagasta mediante ensayo de corte directo y triaxial,» *Facultad de Ciencias de Ingeniería y Construcción*, 2017.

- [86] S. Ruiz y R. Madariaga, «Tectonophysics,» *ELSEVIER*, 2018.
- [87] SERNAGEOMIN, Guía metodológica para evaluación de las estabilidad física de instalaciones mineras remanentes, Valparaíso, 2018.
- [88] R. Saragoni, «Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso.,» de *6° Jornadas Chilenas*, 1993.
- [89] R. Martínez, S. Barrera y P. Gómez, «El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico,» *Obras y Proyectos*, nº 9, pp. 30-37, 2011.
- [90] Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile, Manual de Carreteras. Vol. 3, Instrucciones y Criterios de Diseño, 202.
- [91] S. Ruiz y G. R. Saragoni, «Formulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los mecanismo de sismogénesis y efectos del suelo,» de *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas*, Concepción, 2005.
- [92] U. Díaz y e. Al., «The large Chilean historical earthquakes of 1647, 1657, 1730 y 1751 from contemporary documents,» *Bull. Seismol. Soc.*, nº 102, pp. 1639-1653.
- [93] A. González, «Análisis tiempo historia de un muelle marginal, Iquique,» SIOP, 2016.
- [94] R. Saragoni y S. Ruiz, Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas del terremoto del 2010, Universidad de Chile, 2012.
- [95] Universidad de Chile, «Centro Sismológico Nacional,» [En línea]. Available: <http://www.csn.uchile.cl/>. [Último acceso: 19 Julio 2020].
- [96] Kumar, S. ; Sinha, A., *Proceedings Geomechanic and Ground Control*, 2003.
- [97] Wise Uranium, «Tailings Flow Slide Calculator,» [En línea]. Available: <https://www.wise-uranium.org/ctfs.html>.
- [98] Rocscience, «Slide Search Methods,» [En línea]. Available: <https://bit.ly/2CEVmF9>. [Último acceso: 2020].
- [99] R. L. Kuhlemeyer y J. Lysmer, «Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problemas,» *Journal of the Soil Dynamics Division*, nº 99, pp. 421-427, 1973.
- [100] C. G. Lai y G. J. Rix, Simultaneous Inversion of Rayleigh Phase Velocity and Attenuation for Near-Surface Site Characterization, U.S. Geological Survey, 1998.
- [101] M. Ormazábal, «Estudio en laboratorio del efecto envejecimiento en el comportamiento de arenas de relave,» Universidad de Chile, Santiago, 2008.
- [102] Sernageomin, Guía metodológica de evaluación de riesgos para el cierre de faenas mineras, 2014.
- [103] CODELCO, «Tranque de Relaves Talabre aplica distintas medidas de mitigación a sus operaciones,» 3 Marzo 2014. [En línea]. Available: <https://bit.ly/2KgSpOQ>. [Último acceso: 14 Enero 2021].

- [104] SERNAGEOMIN, Guía de Buenas Prácticas Ambientales para la Pequeña Minería, Santiago, 2003.
- [105] «mapio.net,» [En línea]. Available: <https://mapio.net/pic/p-11247176/>. [Último acceso: 13 Julio 2020].
- [106] M. D. Braja y S. Khaled, Principles of geotechnical engineering, 9° Edición, 2018.
- [107] A. K. Asmawy, R. Salgado, S. Guha y V. P. Drnevich, «Soil Damping and Its Use in Dynamic Analyses,» de *International Conferences on Recent Advances 1995 in Geotechnical Earthquake Engineerin and Soil Dynamics*, Missouri, 1995.

ANEXO I : Datos históricos (Lucia et al.)

La siguiente tabla resume la información sobre fallas de presas o embalses utilizadas en el estudio de Lucia et al 1981.

Depósito de relaves	Ubicación	Causa Probable de Falla	Altura del muro [m]	Cantidad total de material almacenado, tons	Cantidad de material liberado [ton]	Distancia recorrida [km]
Barahona	Chile	Sísmica	65	N/D	N/D	N/D
El Cobre (Old)	Chile	Sísmica	35	$7,6 \times 10^6$	$1,9 \times 10^8$	12
El Cobre (New)	Chile	Sísmica	15	$5,0 \times 10^5$	$5,0 \times 10^8$	12
Hieno Viejo	Chile	Sísmica	5	NA	$1,2 \times 10^3$	1
Los Maquis	Chile	Sísmica	15	$6,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	5
La Patagua	Chile	Sísmica	15	NA	$5,0 \times 10^4$	5
Cerro Negro	Chile	Sísmica	20	$7,9 \times 10^5$	$1,2 \times 10^8$	5
Bellavista	Chile	Sísmica	20	$7,0 \times 10^5$	$1,0 \times 10^5$	2,5
Ramayana	Chile	Sísmica	5	N/D	$2,0 \times 10^2$	N/D
Tailings Dam	Southwest United States	Filtración	44	N/D	$2,0 \times 10^2$	24
Bafokeng	South Africa	Filtración	20	$2,2 \times 10^7$	$5,2 \times 10^6$	45
Gypsum	Texas	Filtración	11	$7,0 \times 10^6$	$2,0 \times 10^8$	0,3
Mochikoshi	Japan	Sísmica	32	$8,2 \times 10^3$	$1,4 \times 10^3$	30
Phosphate	Florida	Filtración	4	N/D	$8,0 \times 10^6$	120
Tip No, 7	Aberfan, Wales	Estática	37	$4,3 \times 10^5$	$1,9 \times 10^8$	0,6
Tip No, 4	Aberfan, Wales	Estática	46	$1,7 \times 10^7$	N/D	0,7
Abercynon	Abercynon, Wales	Estática	37	N/D	$1,8 \times 10^5$	0,6
Blackpool	England	Estática	40	N/D	$1,5 \times 10^4$	0,1
Cholwich	England	Estática	46	N/D	$2,5 \times 10^4$	0,2
Louisville	Kentucky	Filtración	31	$1,0 \times 10^6$	$1,0 \times 10^6$	0,1
Jupille	Belgium	Estática	46	$6,0 \times 10^5$	$1,5 \times 10^8$	0,6
Fort Peck	United States	Estática	69	N/D	$5,0 \times 10^6$	0,4
East Chicago	United States	Estática	2	N/D	N/D	0,02
Koda Numa	Japan	Sísmica	3	N/D	N/D	0,02
Uetsu	Japan	Sísmica	10	N/D	N/D	0,11

ANEXO II : Datos históricos (Rico et al.)

La siguiente tabla resume la información sobre fallas de presas o embalses utilizadas en el estudio de Rico et al 2007.

Depósito de relaves	Fecha de falla [año]	Tipo de depósito	Altura del muro [m]	Volumen del depósito [x106m3]	Distancia recorrida [km]	Factor de la presa [H x VF]	Volumen liberado [x10 ⁶ m3]
Arcturus (Zimbawe)	1978	RING	25	1,7-2,0 Mt	0,3	0,5	0,0211
Bafokeng (South Africa)	1974	RING	20	13	45	60	3
Baia Mare (Romania)	2000	UPS	7	0,8	0,18	0,7	0,1
Bellavista (Chile)	1965	RING	20	0,45	0,8	1,4	0,07
Buffalo Creek (USA)	1972	UPS	14-18	0,5	64,4	7 a 9	0,5
Cerro Negro No.3 (Chile)	1965	UPS	20	0,5	5	1,7	0,085
Cerro Negro No.4 (Chile)	1985	MXSQ	40	2	8	20	0,5
Churchrock (USA)	1979	WR	11	0,37	96,5-112,6	4,07	0,37
Cities Service (USA)	1971	WR	15	12,34	120	135	9
El Cobre Old Dam (Chile)	1965	UPS	35	4,25	12	66,5	1,9
Galena Mine (USA)	1974	UPS	9	N/D	0,61	0,034	0,0038
Gypsum Tailings Dam (USA)	1966	UPS	11	7 Mt	0,3	0,88-1,43	2x 105t
Hokkaido (Japan)	1968	UPS	12	0,3	0,15	1,08	0,09
Itabirito (Brazil)	1986	Gravity	30	N/D	12	3	0,1
La Patagua New Dam (Chile)	1965	RING	15	N/D	5	0,525	0,035
Los Frailes (Spain)	1998	RING	27	15-20	41	53,51	4,6
Los Maquis (Chile)	1965	UPS	15	0,043	5	0,315	0,021
Merriespruit (South Africa)	1994	RING	31	7,04	2	18,6	2,5 Mt
Mochikoshi No.1 (Japan)	1978	UPS	28	0,48	8	2,24	0,08
Mochikoshi No.2 (Japan)	1978	UPS	19	N/D	0,15	0,057	0,003
Ollinghouse (USA)	1985	WR	5	0,12	1,5	0,125	0,025
Omai (Guyana)	1995	WR	44	5,25	80	184,8	4,2
Phelps-Dodge (USA)	1980	UPS	66	2,5	8	132	2
Sgurigrad (Bulgaria)	1966	UPS	45	1,52	6	9,9	0,22
Stancil (USA)	1989	UPS	9	0,074	0,1	0,342	0,038
Stava (Italy)	1985	RING	29,5	0,3	4,2	5,605	0,19
Tapo Canyon (USA)	1994	UPS	24	N/D	0,18	N/D	N/D
Unidentified (USA)	1973	UPS	43	0,5	25	7,31	0,17
Veta del Agua N° 1 (Chile)	1985	MXSQ	24	0,7	5	6,72	0,28

RING: Muro tipo anillo; WR: Embalse de agua; UPS: Muro construido aguas arriba; MXSQ: Muro construido con diferentes métodos; VF: Volumen de relave liberado; H: Altura del muro de contención.

ANEXO III : Estratigrafía

En la siguiente tabla se resume el modelo conceptual de estratigrafía del suelo de fundación, del depósito de relaves Ovejería.

Material	Clasificación USCS	Espesor capa [m]	Tramo [m]
Dren	GP-SP	1,5	0,00 - 1,50
Arcilla 1	CH	1,5	1,50 - 3,00
Arena1	SP-SM SC	3,0	3,00 - 6,00
Limo	ML	4,5	6,00 - 10,5
Grava	GC GP-GM	1,5	10,5 - 12,0
Arcilla 2	CL	1,5	12,0 - 13,5
Arena 2	SM-GM	4,5	13,5 - 18,0
Arcilla 1	CH	1,5	18,0 - 19,5
Arena 1	SP-SM SC	6,5	19,5 - 26,0
Grava	GP-GM GW-GC	34	26,0 - 60,0

ANEXO IV : Iteraciones (Jeyapalan et al.)

A continuación, se muestran los parámetros de entrada y resultados de las iteraciones según el método de Jeyapalan en el depósito de relaves Ovejería. Donde x^* es la distancia recorrida por el frente de flujo, h^* es la profundidad y u^* la velocidad.

--- INPUT ---

Initial height of dam: 62 m

Bed slope: 0.26 %V:H (=0.15°)

Total unit weight: 14 kN/m³

Bingham yield strength: 0.96 kPa

Bingham plastic viscosity: 0.096 kPa.s

--- SUMMARY ---

Resistance parameters: R=0.000088 S=0.001106

Max. velocity = 28.5 m/s, Avg. velocity = 17.1 m/s

Max. run-out distance of 20480 m encountered after 1200 seconds

Final freeze encountered after 2400 seconds

--- DETAILS ---

---- t* = 1200 sec ----

x*	h*	u*
[m]	[m]	[m/s]
0	6.886	12.89
640	6.718	12.98
1280	6.552	13.05
1920	6.390	13.11
2560	6.230	13.15
3200	6.074	13.17
3840	5.921	13.17
4480	5.772	13.16
5120	5.626	13.12
5760	5.484	13.06
6400	5.345	12.98
7040	5.210	12.87
7680	5.079	12.73
8320	4.952	12.57
8960	4.829	12.37
9600	4.711	12.14
10240	4.597	11.88
10880	4.488	11.58
11520	4.383	11.24
12160	4.284	10.85
12800	4.190	10.42
13440	4.101	9.943
14080	4.019	9.410
14720	3.942	8.820
15360	3.872	8.168
16000	3.810	7.450
16640	3.754	6.659
17280	3.707	5.789
17920	3.669	4.835
18560	3.640	3.788
19200	3.622	2.641
19840	3.615	1.384
20480	3.620	0.007

A continuación, se muestran los parámetros de entrada y resultados de las iteraciones según el método de Jeyapalan en el depósito de relaves Talabre. Donde x^* es la distancia recorrida por el frente de flujo, h^* es la profundidad y u^* la velocidad.

--- INPUT ---

Initial height of dam: 51 m
 Bed slope: 1.37 %V:H (=0.78°)
 Total unit weight: 12 kN/m³
 Bingham yield strength: 0.96 kPa
 Bingham plastic viscosity: 0.096 kPa.s

--- SUMMARY ---

Resistance parameters: R=0.000138 S=0.001569
 Max. velocity = 27.5 m/s, Avg. velocity = 19.2 m/s
 Max. run-out distance of 8640. m encountered after 450 seconds
 Final freeze encountered after 750. seconds

--- DETAILS ---

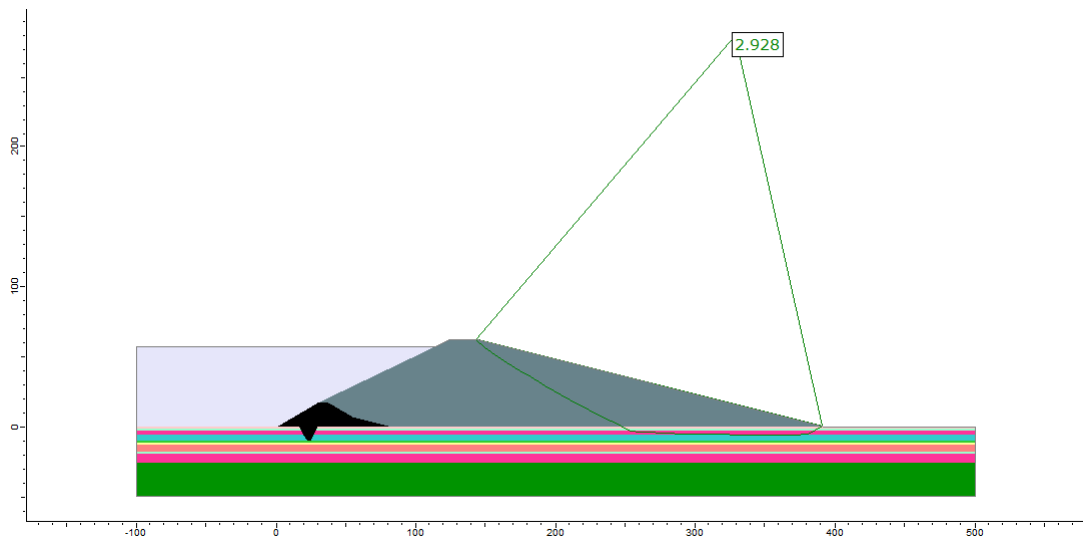
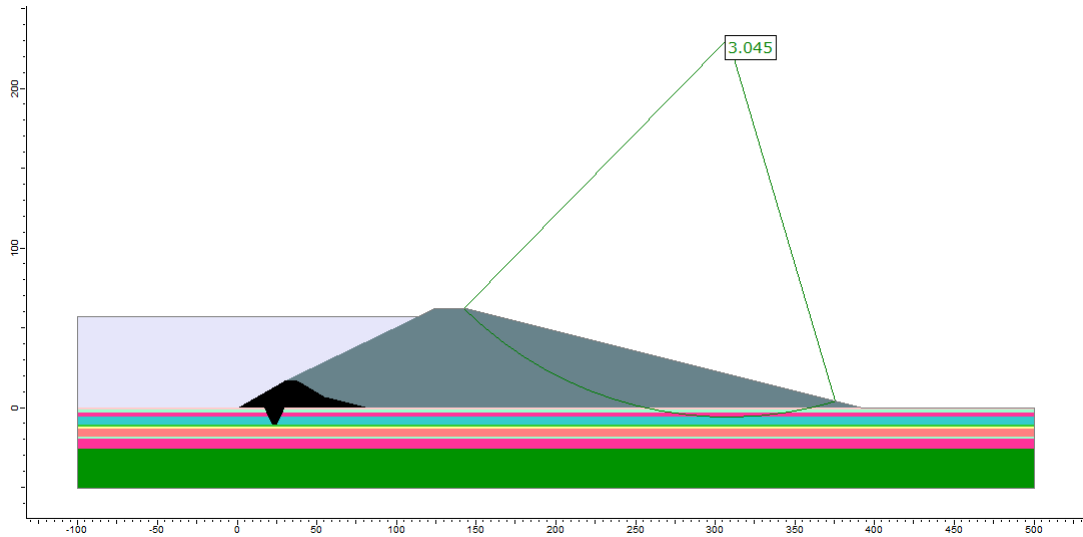
----- t* = 450 sec -----

x*	h*	u*
[m]	[m]	[m/s]
0	13.23	12.07
320	12.79	12.30
640	12.35	12.52
960	11.93	12.71
1280	11.51	12.88
1600	11.10	13.03
1920	10.71	13.15
2240	10.32	13.24
2560	9.951	13.30
2880	9.589	13.33
3200	9.238	13.32
3520	8.900	13.27
3840	8.574	13.18
4160	8.261	13.03
4480	7.962	12.83
4800	7.677	12.57
5120	7.407	12.24
5440	7.153	11.82
5760	6.916	11.33
6080	6.696	10.73
6400	6.497	10.02
6720	6.318	9.181
7040	6.163	8.200
7360	6.035	7.053
7680	5.935	5.717
8000	5.870	4.163
8320	5.843	2.355
8640	5.861	0.253

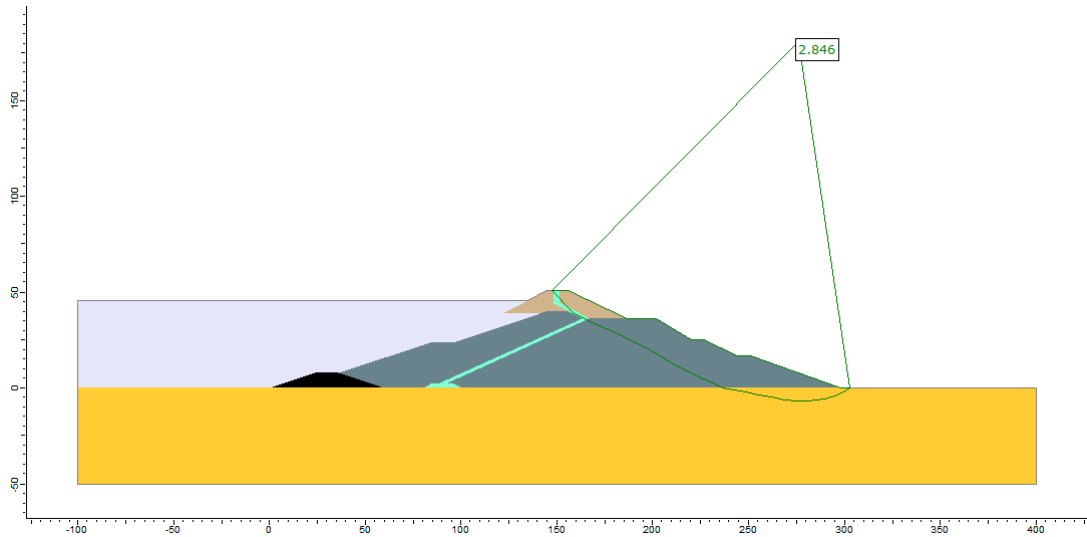
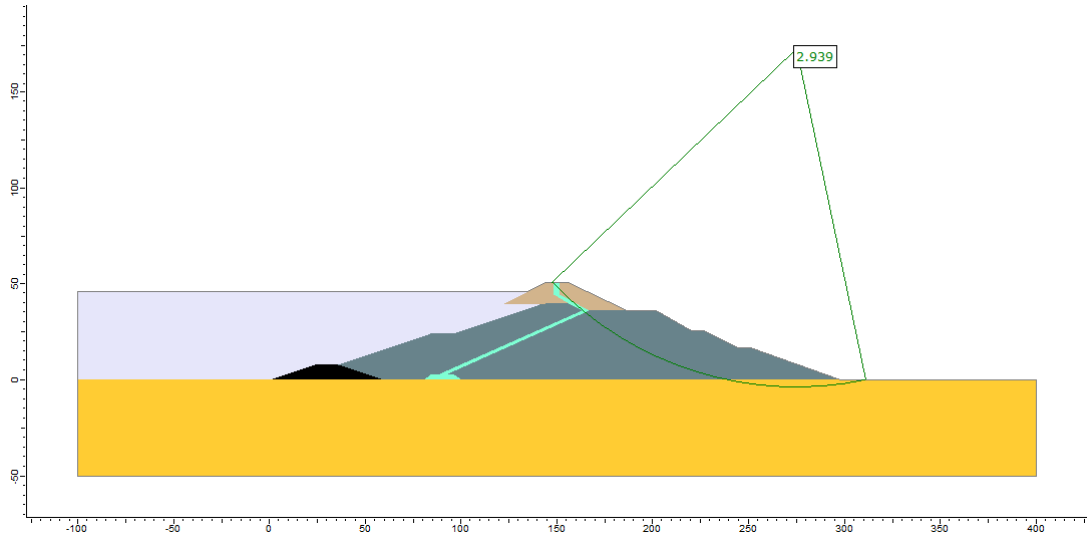
ANEXO V : Modelaciones

A continuación, se presentan las superficies de falla y factor de seguridad en cada escenario analizado.

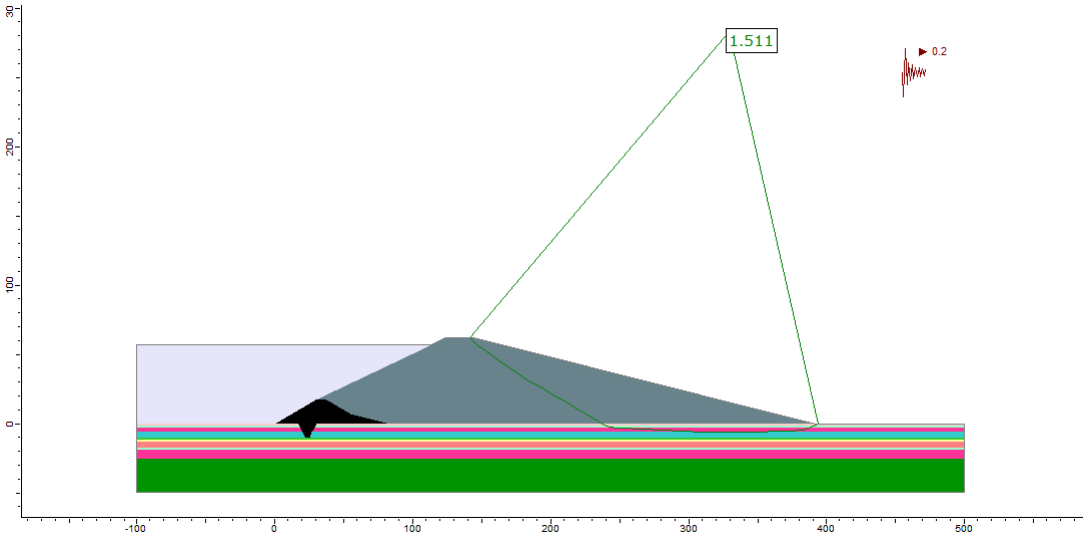
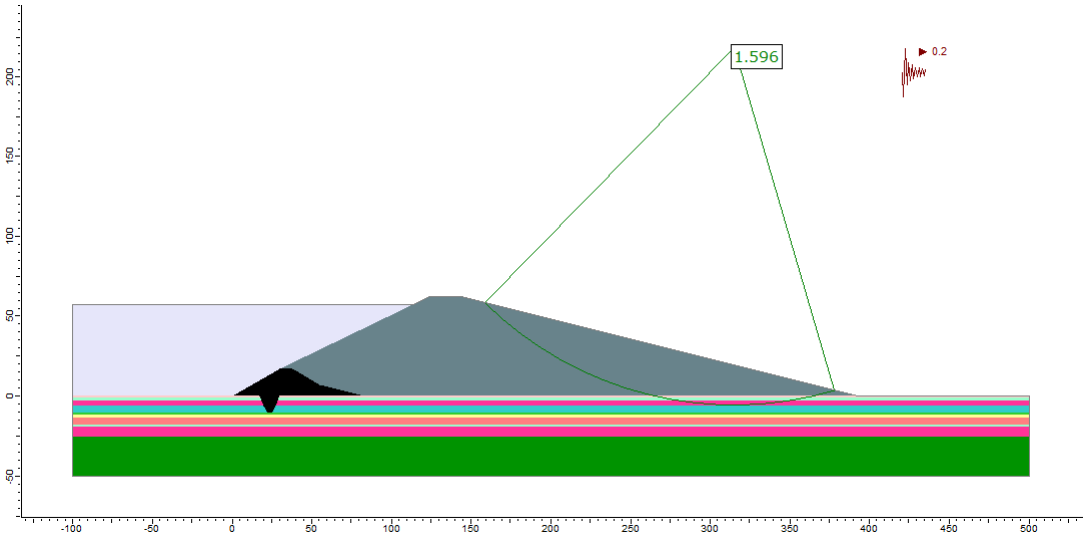
- Fase I DS N°248, Tranque Ovejería, caso estático (falla circular y no circular).



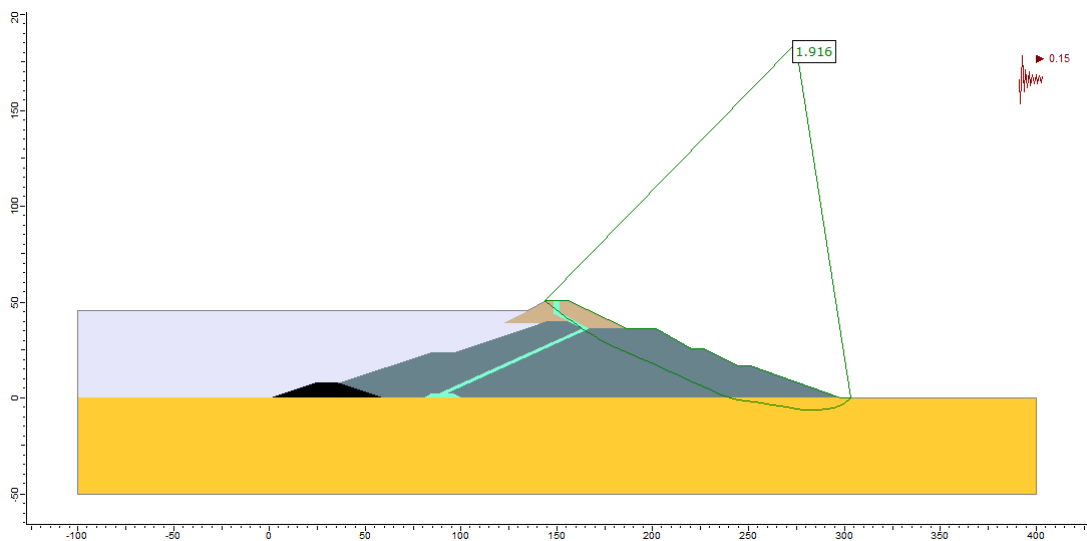
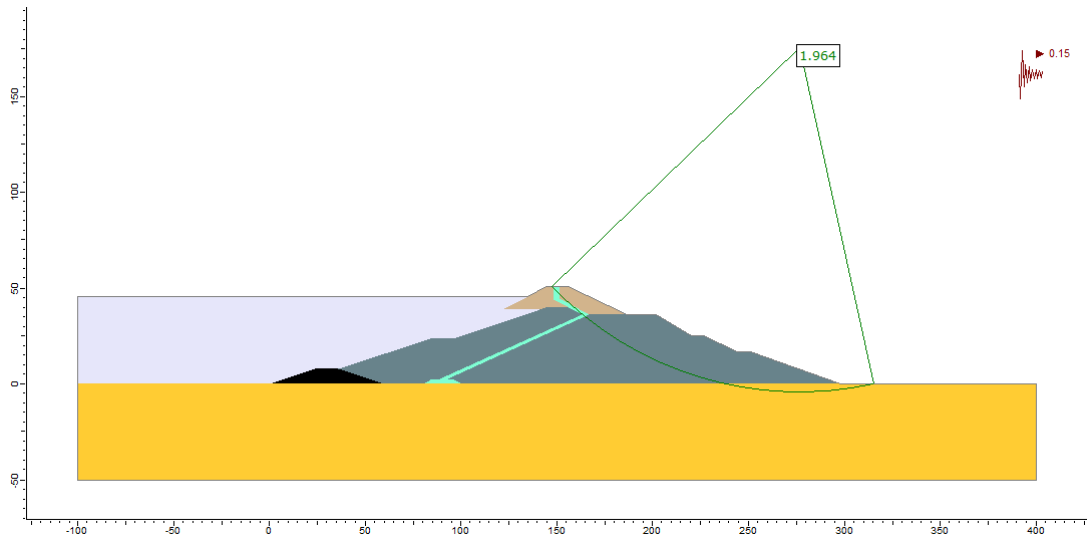
- Fase I DS N°248, Tranque Talabre, caso estático (falla circular y no circular).



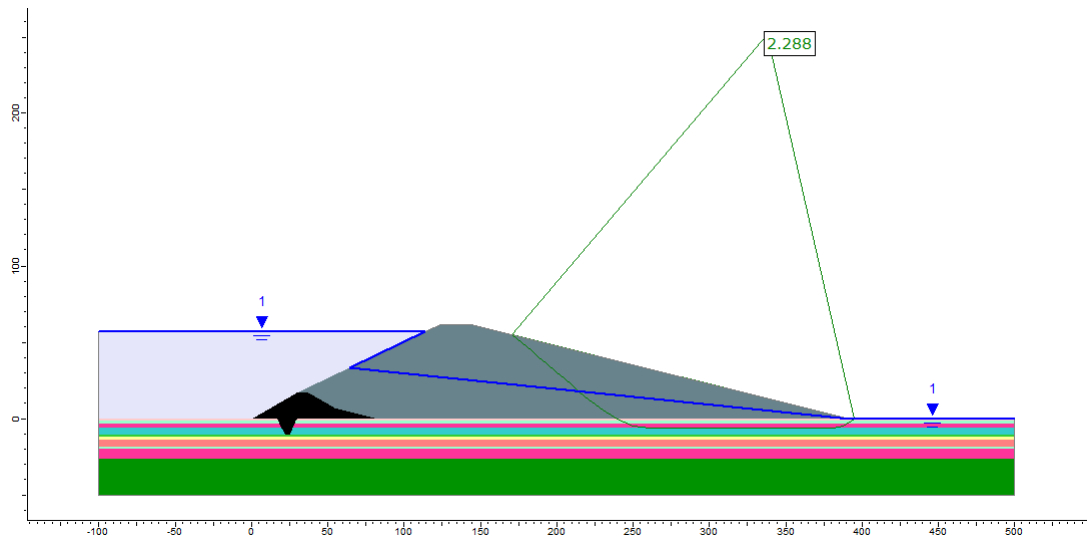
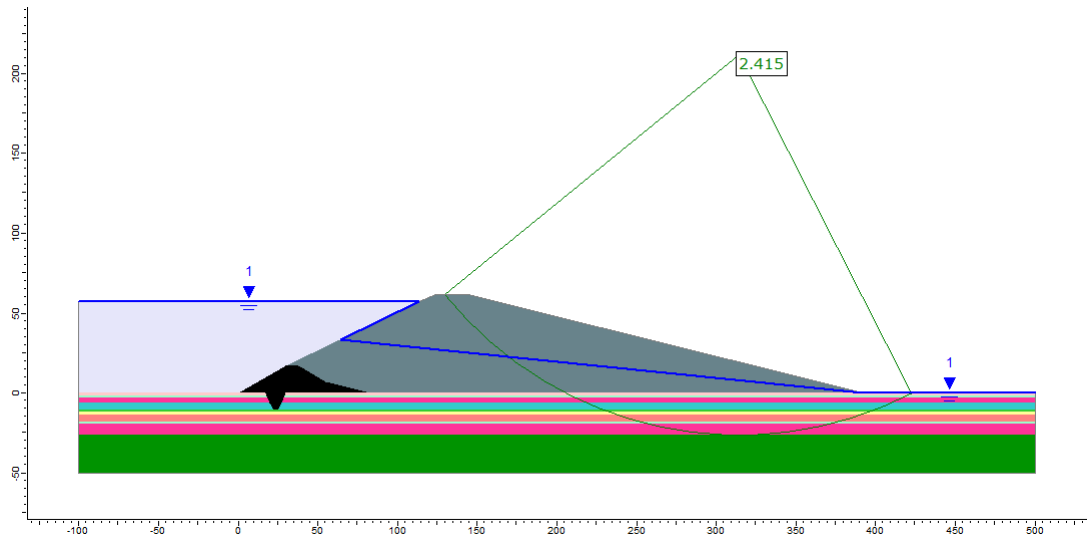
- Fase I DS N°248, Tranque Ovejería, caso pseudoestático (falla circular y no circular).



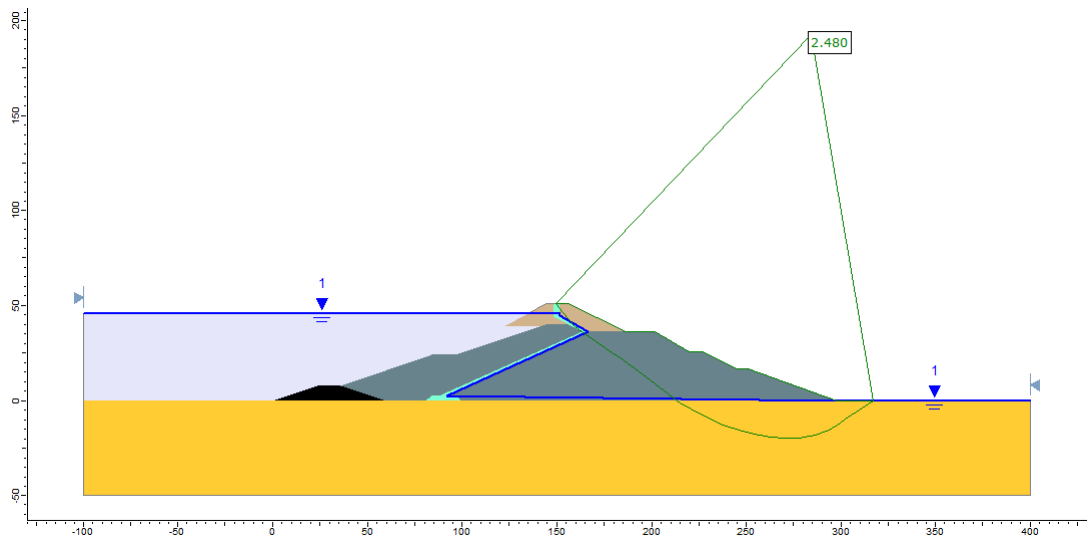
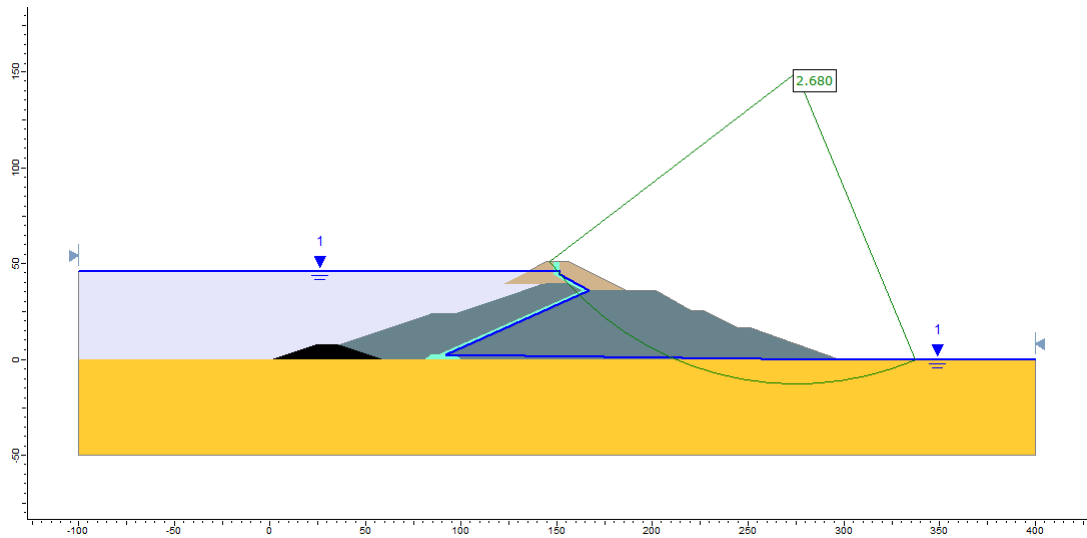
- Fase I DS N°248, Tranque Talabre, caso pseudoestático (falla circular y no circular).



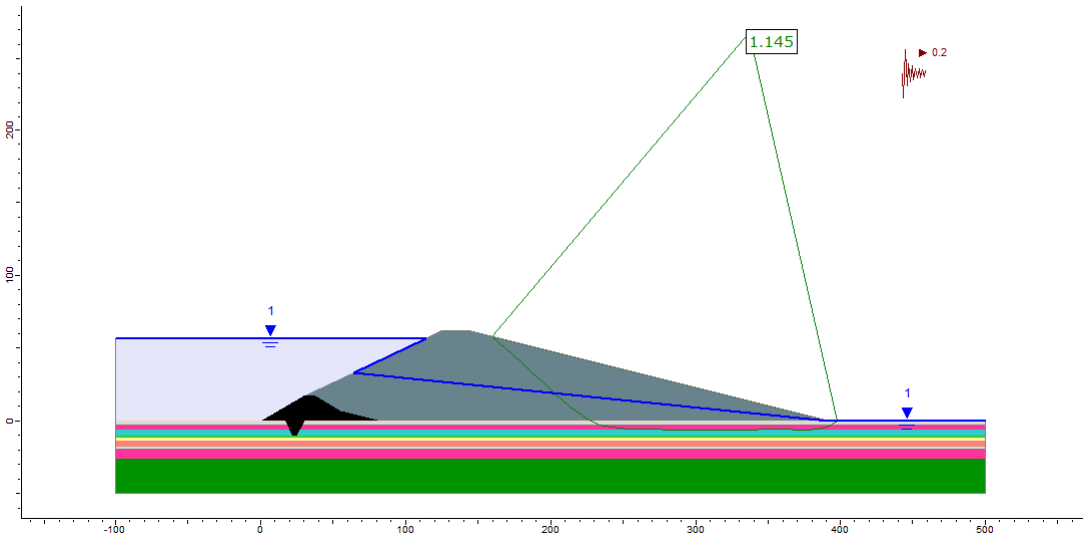
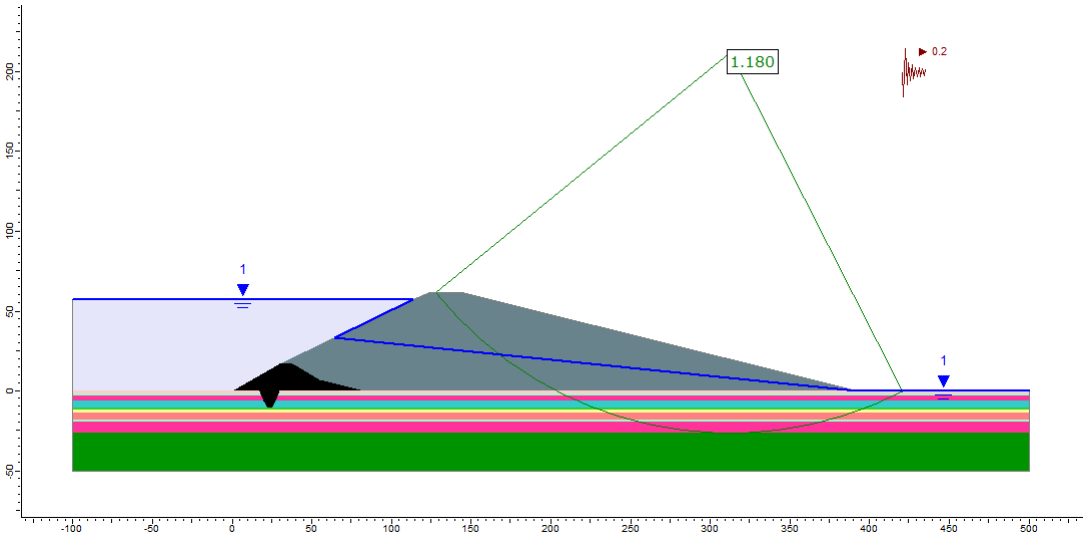
- Fase II DS N°248, Tranque Ovejería, caso estático (falla circular y no circular).



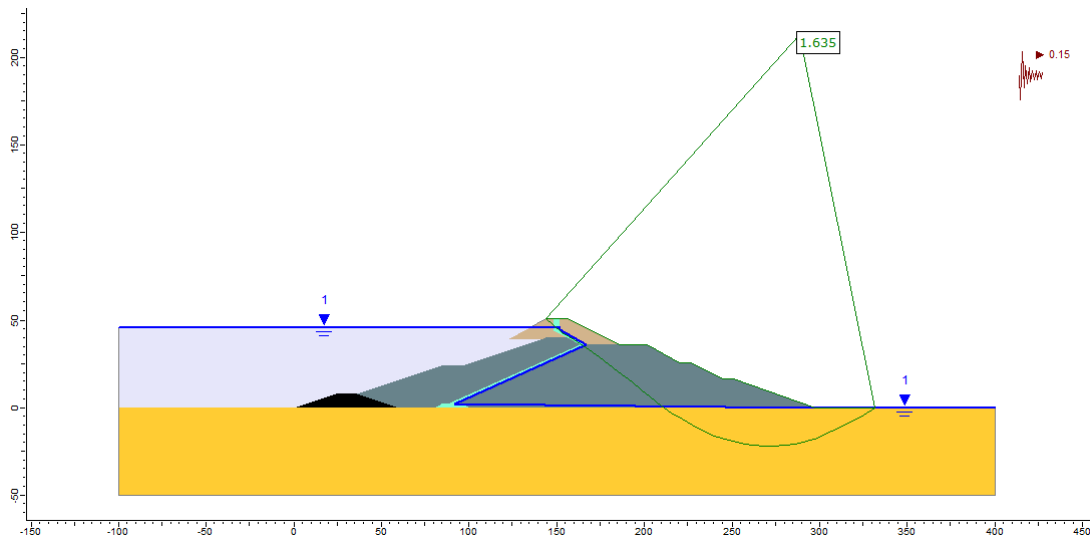
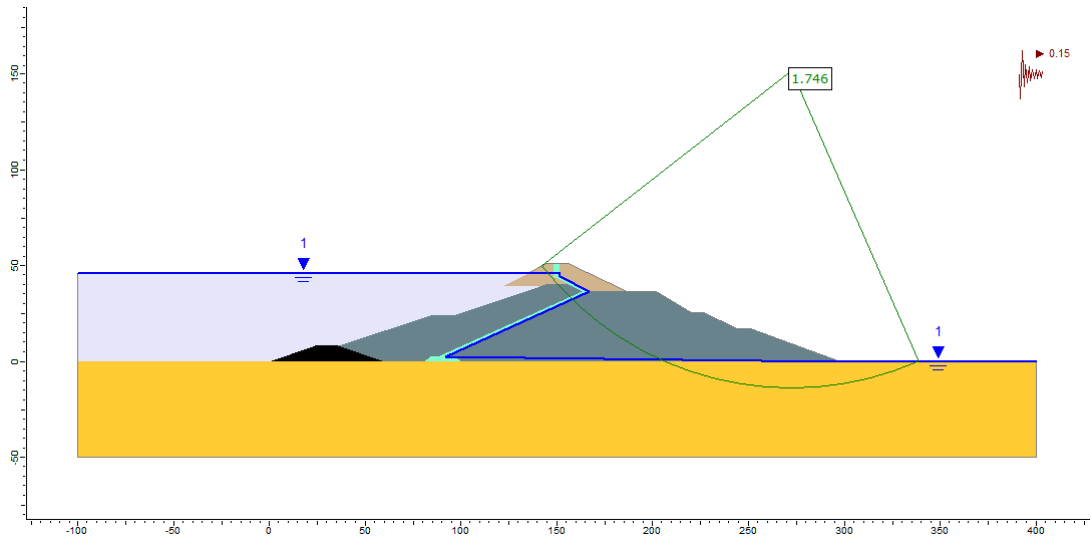
- Fase II DS N°248, Tranque Talabre, caso estático (falla circular y no circular).



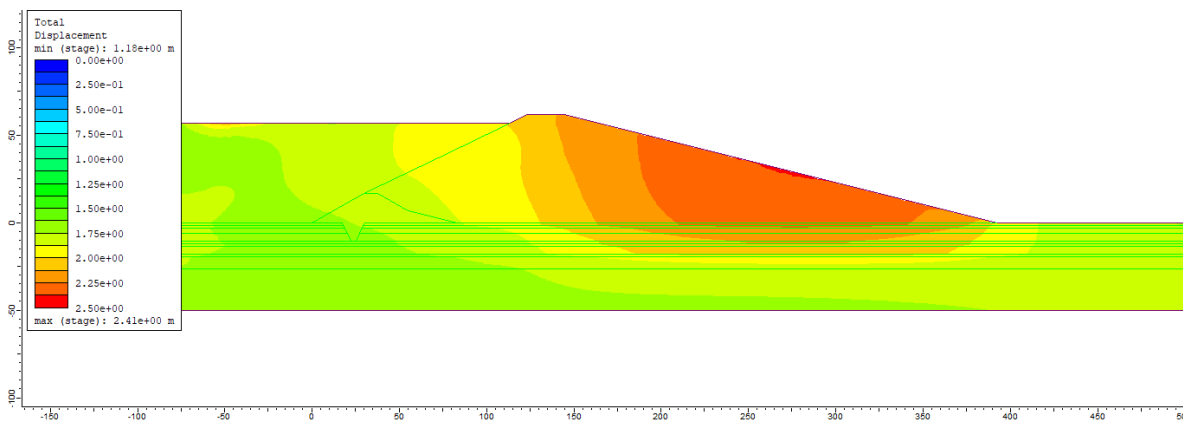
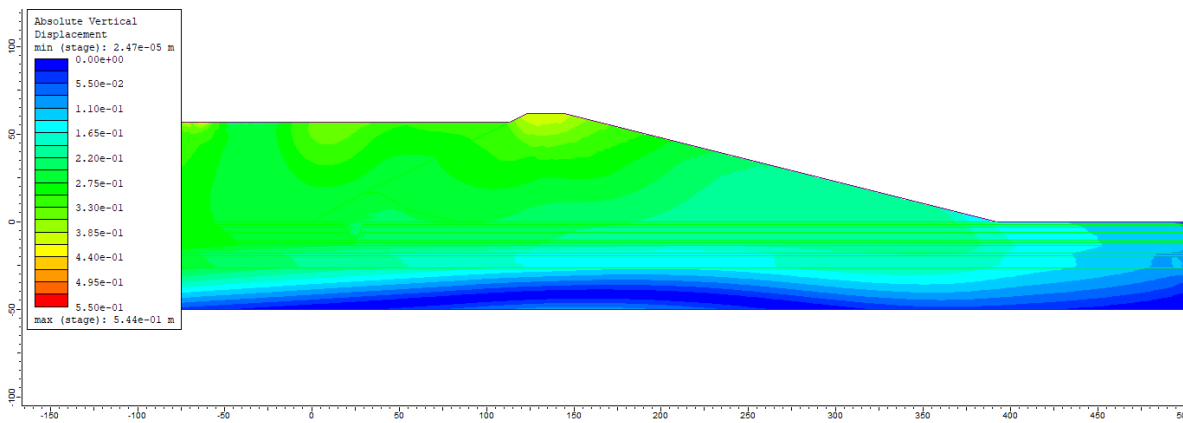
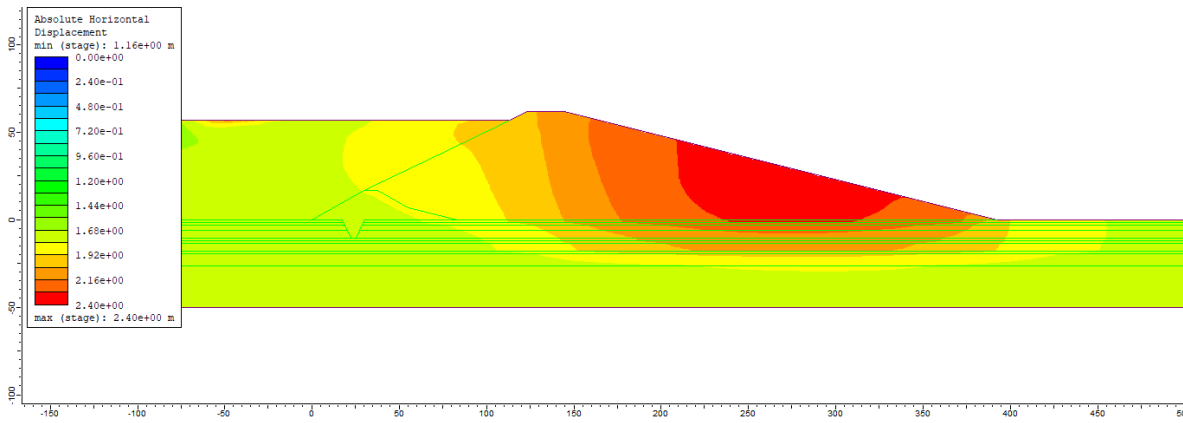
- Fase II DS N°248, Tranque Ovejería, caso pseudoestático (falla circular y no circular).



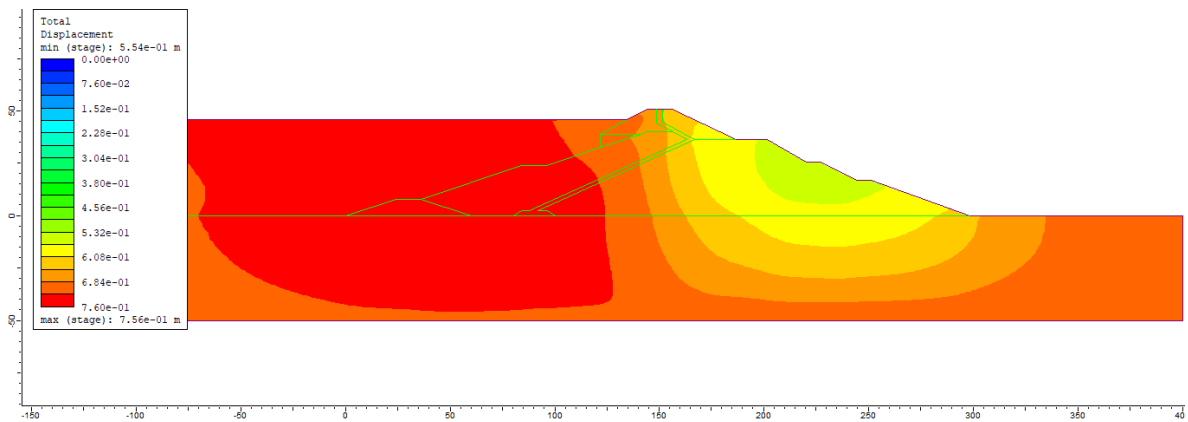
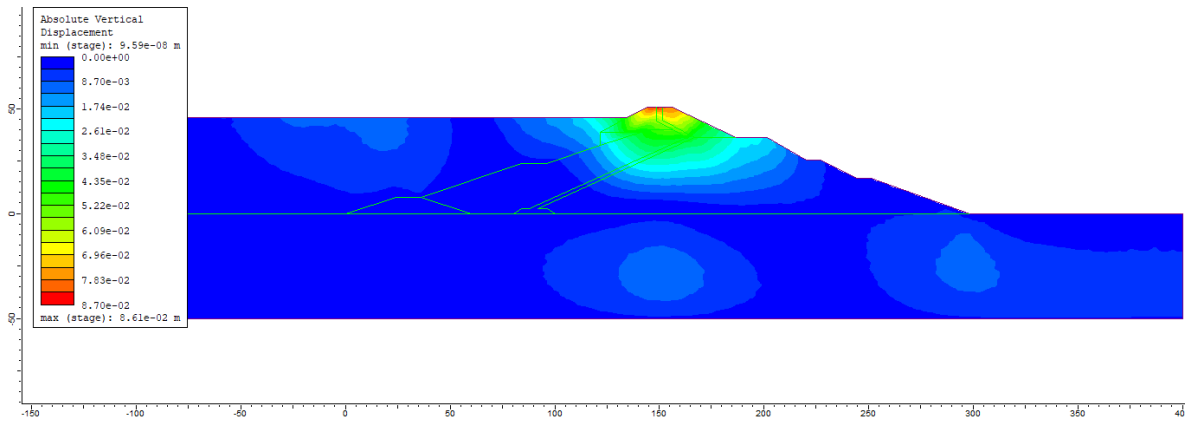
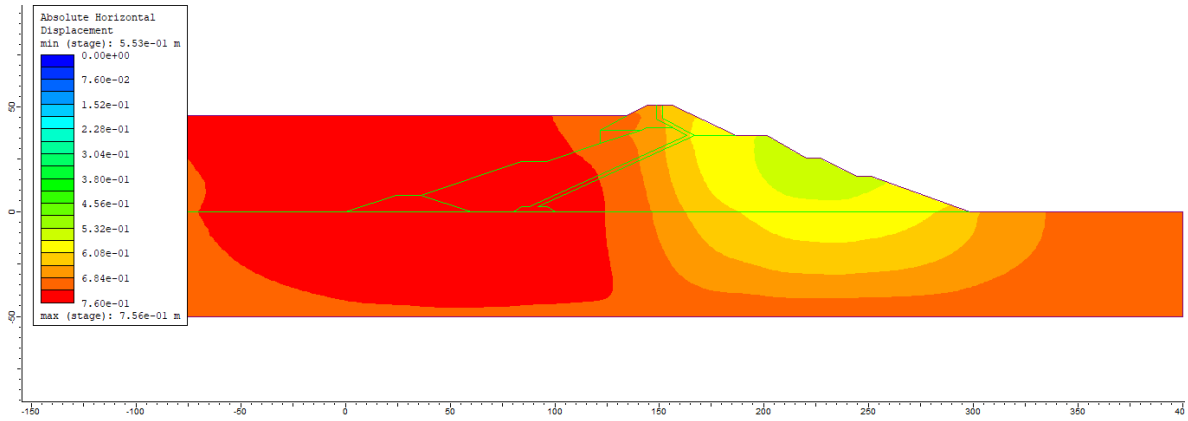
- Fase II DS N°248, Tranque Talabre, caso pseudoestático (falla circular y no circular).



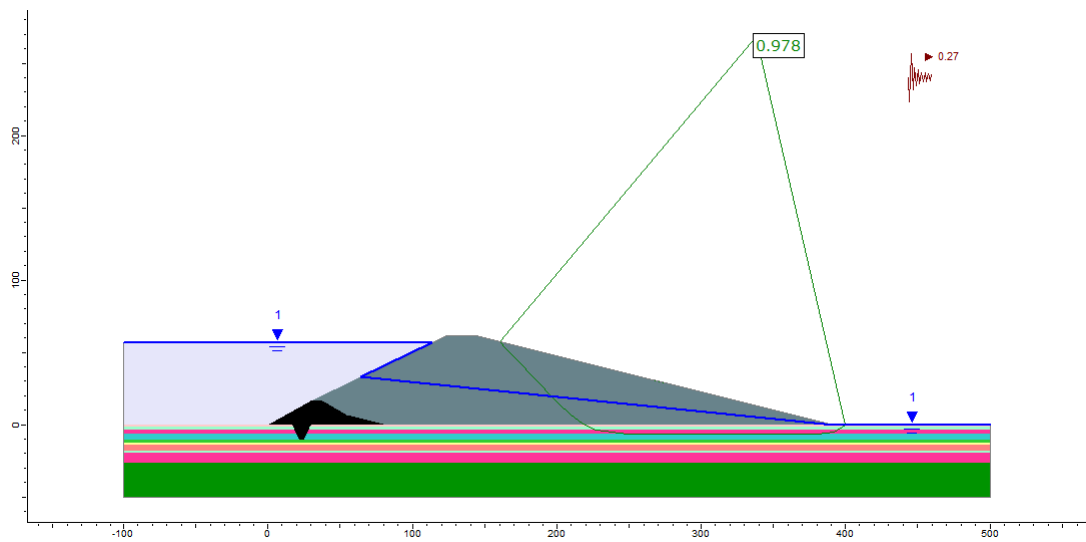
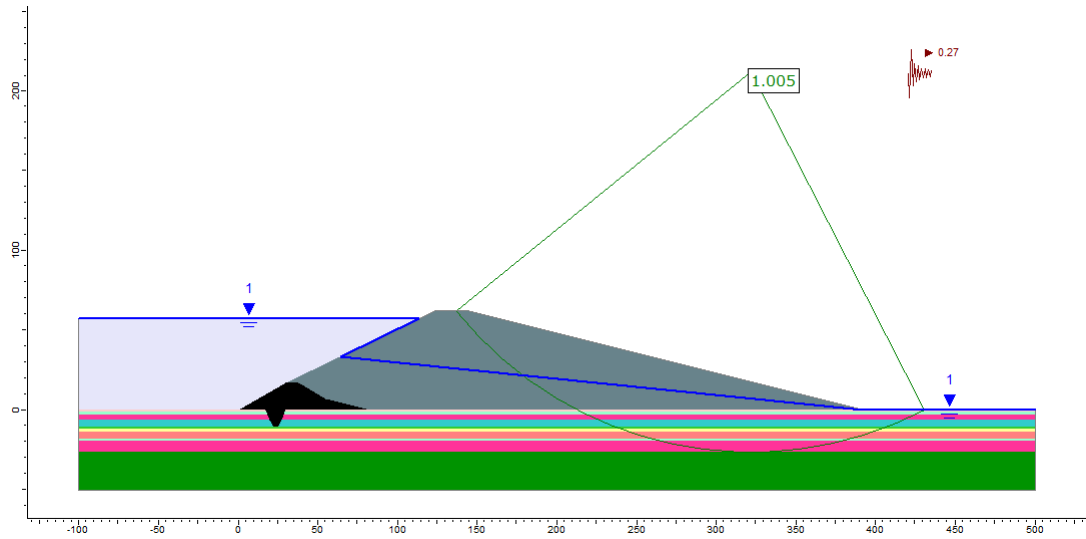
- Fase III DS N°248, Tranque Ovejería, desplazamientos horizontales, verticales y totales.



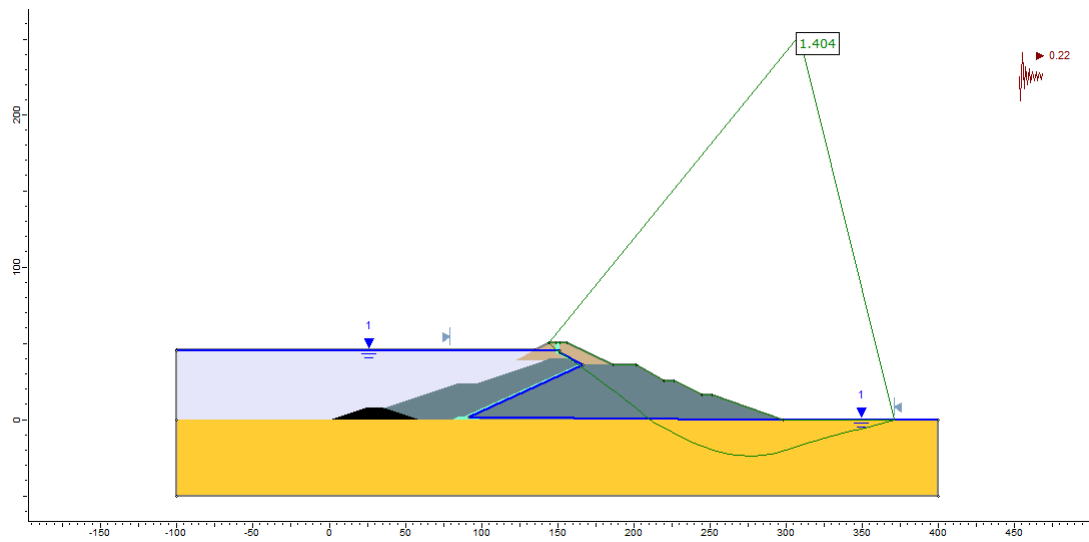
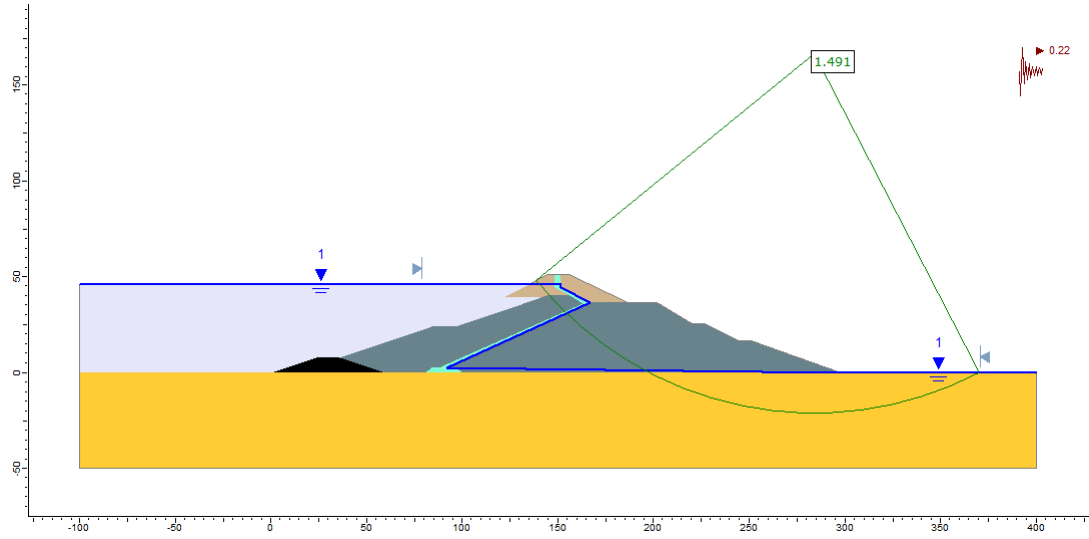
- Fase III DS N°248, Tranque Talabre, desplazamientos horizontales, verticales y totales.



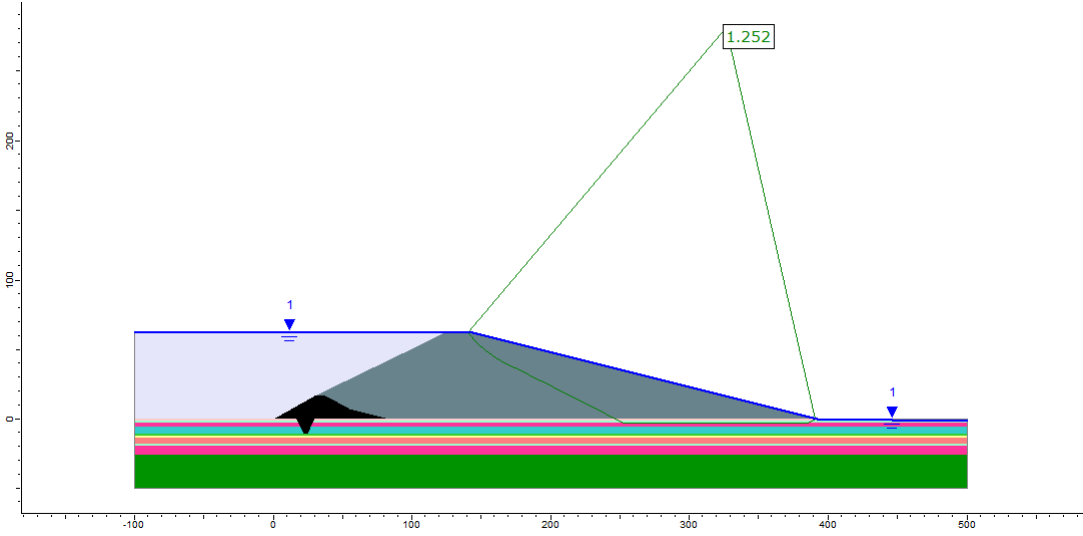
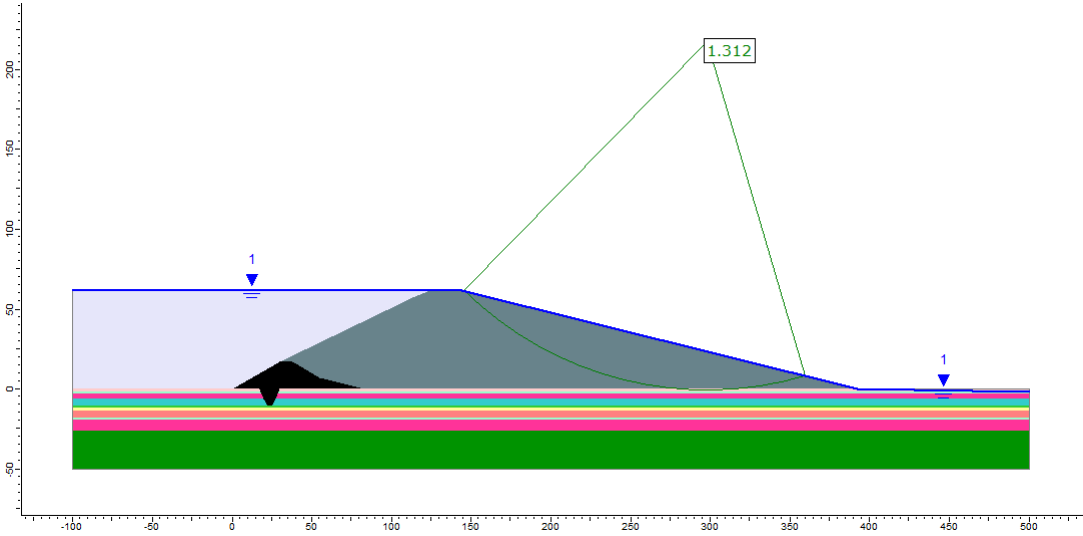
- Fase IV DS N°248, Tranque Ovejería, condición de cierre (falla circular y no circular).



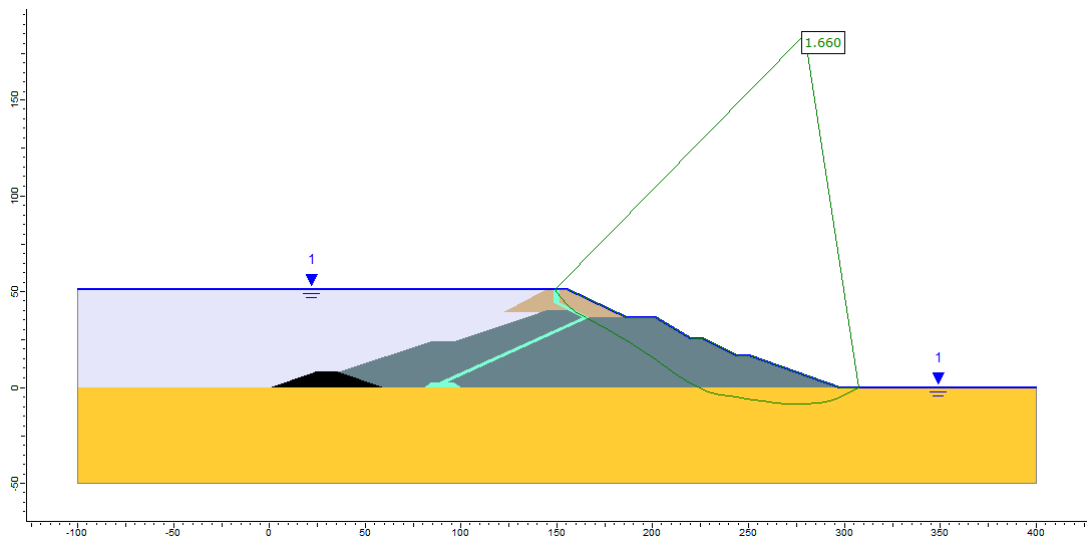
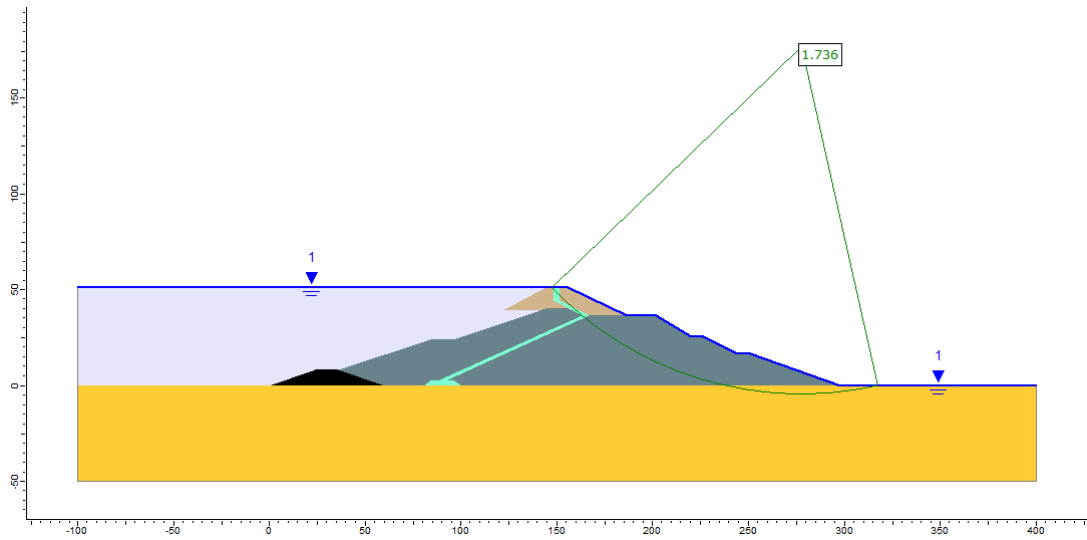
- Fase IV DS N°248, Tranque Ovejería, condición de cierre (falla circular y no circular).



- Tranque Ovejería, escenario de Overtopping (falla circular y no circular).



- Tranque Talabre, escenario de Overtopping (falla circular y no circular).



ANEXO VI : Matrices de evaluación de riesgos

a) Análisis de severidad de las consecuencias a las personas

		RANGO					
		DESCRIPCIÓN	MUY BAJO (1)	BAJO (2)	MEDIO (3)	ALTO (4)	MUY ALTO (5)
VARIABLES	Intensidad (I)	Intensidad o grado de destrucción	No tiene potencial de afectar zonas residenciales, ceremoniales, recreativas o productivas.	Tiene potencial de afectar una de las siguientes zonas; residenciales, ceremoniales, recreativas o productivas.	Tiene potencial de afectar dos de las siguientes zonas; residenciales, ceremoniales, recreativas o productivas.	Tiene potencial de afectar tres de las siguientes zonas; residenciales, ceremoniales, recreativas o productivas.	Tiene potencial de afectar todas las siguientes zonas; residenciales, ceremoniales, recreativas o productivas.
	Proximidad (Pr)	Proximidad de la instalación minera a asentamientos humanos o áreas con actividades antrópicas.	Instalación minera emplazada fuera de asentamientos o lugares con actividades antrópicas.	-	Instalación minera emplazada colindante con asentamiento y/o lugares con actividades antrópicas.	-	Instalación minera emplazada en medio de asentamiento.
	Fragilidad (F)	Fragilidad de las personas ante un evento; porcentaje de la población en edades frágiles, niños y ancianos.	0 - 5 %	6 - 10 %	11 - 20 %	21 - 30 %	> 30%
	Daño a la Salud (S)	Potencial de afectación a la salud de las personas	No existe un potencial de afectación a la salud	Existe potencial de afectación, pero con molestias en la salud que pueden desaparecer por sí solas y en pocos minutos (por ejemplo náuseas provocadas por malos olores que duren poco tiempo).	Existe un potencial de afectación a la salud, que no dejando secuelas, sí implica la necesidad de asistencia médica para recuperarla en pocas horas.	Existe un potencial de afectación a la salud que dejará secuelas por más de un día (sin secuelas crónicas), y que requiere de tratamiento u observación médica	Existe un potencial de afectación a la salud que causará secuelas crónicas o la muerte.
	Recuperabilidad (RE)	Recuperabilidad (la posibilidad de volver al estado normal de forma total o parcial de la persona después de ocurrido un hecho)	Inmediato (Durante la semana en que ocurre el evento).	Corto Plazo (Durante 2da a 4ta semanas de ocurrido el evento).	Mediano Plazo (Durante el mes 2do y hasta 12vo de ocurrido el evento).	Largo Plazo (Durante el mes 13vo y 24vo de ocurrido el evento)	Irrecuperable (No existe recuperación)

	Capacidad de Respuesta (C.Re)*	Capacidad de Respuesta ante el evento (sistema de alerta temprana y/o capacitación)	Existencia de Sistema Alerta temprana y Totalmente Capacitados	Existencia de Sistema Alerta temprana sin capacitación de la población	Existencia de Sistema Alerta temprana y parcial capacitación de la población	No existencia de Sistema Alerta temprana e información general de la población	No existencia de Sistema Alerta temprana ni información a la población
--	---------------------------------------	---	--	--	--	--	--

b) Valorización de factores técnicos

	Valorización/ Factores	0	0.25	0.5	0.75	1
a	Valor mínimo medido inferior al valor de diseño de revancha (cota coronamiento - cota relave contacto con el muro)	Ningún evento registrado	Registro continuo. Desviaciones frecuentes (< a 4 por año)	Registro continuo. Desviaciones muy frecuentes (> a 4 por año)	Registro esporádico Desviaciones extensivas (> a 4 por año).	Registro solamente esporádico con desviaciones. Desviaciones constantes por mas de un año. O no existe control o monitoreo
b	Valor mínimo medido inferior al valor de diseño de revancha Total (cota coronamiento - cota nivel de aguas claras)	Ningún evento registrado	Registro continuo. Desviaciones frecuentes (< a 4 por año)	Registro continuo. Desviaciones muy frecuentes (> a 4 por año)	Registro esporádico Desviaciones extensivas (> a 4 por año).	Desviaciones constantes por mas de un año. Registro solamente esporádico con desviaciones . No existe control o monitoreo
c	Contenidos de finos en arena del muro del tranque sea >20% (bajo #200)	Ningún evento registrado	Registro continuo. Desviaciones frecuentes (< a 4 por año)	Registro continuo. Desviaciones muy frecuentes (> a 4 por año)	Registro esporádico Desviaciones extensivas (> a 4 por año).	Desviaciones constantes por mas de un año. Registro solamente esporádico con desviaciones . No existe control o monitoreo
d	Niveles piezométricos en el muro: valores de registro altos sistemáticos en el tiempo (ubicación distribuida arealmente)	Cumple con niveles máximo permitidos. Distribución areal adecuada.	Registro continuo. Desviaciones frecuentes (< a 4 por año y concentradas en un sector)	Registro continuo. Desviaciones muy frecuentes (> a 4 por año y afectan todo el muro)	Registro esporádico Desviaciones extensivas (> a 4 por año y afectan todo el muro). Distribución areal adecuada.	Desviaciones constantes por mas de un año y afectan a todo el muro y Registro solamente esporádico con desviaciones . No existe control o monitoreo. O no existe una adecuada ubicación de los puntos de monitoreo.
e	Densidad relativa de compactación del material del muro menor al diseño	Ningún evento registrado	Registro continuo. Desviaciones frecuentes (< a 4 por año y concentradas en un sector)	Registro continuo. Desviaciones muy frecuentes (> a 4 por año y afectan todo el muro)	Registro esporádico Desviaciones extensivas (> a 4 por año y afectan todo el muro).	Desviaciones constantes por mas de un año y afectan a todo el muro y Registro solamente esporádico con desviaciones . No existe control o monitoreo
f	Ángulo del talud de aguas abajo mayor al talud de diseño.	Ningún evento registrado	Registro continuo. Desviaciones frecuentes (< a 4 por año)	Registro continuo. Desviaciones muy frecuentes (> a 4 por año)	Registro esporádico Desviaciones extensivas (> a 4 por año).	Desviaciones constantes por mas de un año. Registro solamente esporádico con desviaciones . No existe control o monitoreo

g	Laguna fuera de su posición de diseño (* considerar solo en caso de muro de arena)	Ningún evento registrado en los últimos 5 años.	-	-	-	Evento registrado en los últimos 5 años
h	Afloramientos de agua en el pie del muro no recogidos por el dren o Agua del dren enturbada	Ningún evento registrado por año	-	-	-	Más de un evento por año en el período de análisis y dos o mas eventos en año consecutivos.
i	Valor mínimo medido del ancho de coronamiento de diseño inferior al requerido	Ningún evento registrado	Registro continuo. Desviaciones frecuentes (< a 4 por año y concentradas en un sector)	Registro continuo. Desviaciones muy frecuentes (> a 4 por año y afectan todo el muro)	Registro esporádico Desviaciones extensivas (> a 4 por año y afectan todo el muro).	Desviaciones constantes por más de un año y afectan a todo el muro y Registro solamente esporádico con desviaciones . No existe control o monitoreo