



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

# **DISTANCIA PELIGROSA TRANQUE DE RELAVES LAS PALMAS**

**CARLOS ALBERTO QUILODRÁN CORTÉS**

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de  
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

**CHRISTIAN LEDEZMA ARAYA**

Santiago de Chile, Septiembre, 2021.

El presente trabajo está dedicado a mi familia por el apoyo y comprensión, durante el desarrollo de la presente actividad académica.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi familia, por apoyarme durante todo este tiempo donde estuve más ausente al tener que compatibilizar el trabajo con los estudios y ser una fuente de inspiración para cumplir este nuevo desafío.

A mi Profesor Supervisor, por su apoyo y disponibilidad para abordar el desarrollo del presente trabajo de titulación, permitiéndome avanzar acorde a lo proyectado y con un enfoque claro.

A Arcadis Chile SpA., mi jefatura directa y compañeros de trabajo, por brindarme su apoyo en distintos ámbitos para participar en el presente Magister, de manera de complementar mi formación académica y adquirir nuevas herramientas en el campo de la Ingeniería Estructural y Geotecnia.

## INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT .....	xiii
I. INTRODUCCIÓN .....	1
I.1 Objetivos del Estudio .....	2
I.2 Alcances del Estudio .....	2
II. CONTEXTO GENERAL .....	3
II.1 Depósitos de Relaves .....	3
II.2 Tranque de Relaves Las Palmas .....	7
III. MARCO TEÓRICO DISTANCIA PELIGROSA.....	14
III.1 Condiciones de Emplazamiento .....	14
III.2 Escenarios de Falla.....	17
III.3 Modos de Falla Creíbles.....	17
III.4 Tipos de Flujos .....	20
III.5 Generación de la Brecha.....	22
III.6 Propiedades de los Relaves .....	23
III.6 Métodos Simplificados.....	27
III.7 Modelos Numéricos .....	32
IV. DISTANCIA PELIGROSA TRANQUE DE RELAVES LAS PALMAS.....	43
IV.1 Metodología de Análisis.....	43
IV.2 Revisión Antecedentes Geotécnicos .....	44
IV.3 Antecedentes Reológicos .....	51
IV.4 Hidrogramas .....	54
IV.5 Análisis y Resultados Preliminares .....	58
IV.6 Calibración de Modelo FLO-2D .....	64
IV.7 Sensibilidad Coeficiente de Manning.....	71

IV.8 Distancia Peligrosa Métodos Simplificados.....	74
IV.9 Medidas de Mitigación.....	77
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	81
VI. RECOMENDACIONES.....	83
VII. BIBLIOGRAFIA .....	84
A N E X O S.....	88
ANEXO A : ANÁLISIS PRELIMINAR .....	89
ANEXO B : SENSIBILIDAD COEFICIENTE DE MANNING .....	98

## INDICE DE TABLAS

Pág.

Tabla III-1: Coeficientes de Manning para Flujo Terrestre Superficial (FLO-2D, 2018) ..	16
Tabla III-2: Parámetros de Brechas Típicos – Presas de Agua (Martin et al, 2019).....	22
Tabla III-3: Tensión de Fluencia y Viscosidad Según Cv (FLO-2D, 2018).....	26
Tabla III-4: Tensión de Fluencia y Viscosidad Según Cv (modificada-Tondarai, 2018)...	27
Tabla IV-1: Concentración de Sólidos en Peso y en Volumen .....	50
Tabla IV-2: Tensión de Fluencia y Viscosidad – Curva 1 .....	52
Tabla IV-3: Tensión de Fluencia y Viscosidad – Curva 2 .....	53
Tabla IV-4: Tensión de Fluencia y Viscosidad – Curva 3 .....	53
Tabla IV-5: Resumen Hidrograma – Cv = 0,36.....	55
Tabla IV-6: Resumen Hidrograma – Cv = 0,41 .....	56
Tabla IV-7: Resumen Hidrograma – Cv = 0,48.....	57
Tabla IV-8: Parámetros Reológicos Finales.....	64

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1: Depósitos de Relaves que Colapsaron – Zona Centro - Terremoto 2010.....	1
Figura II-1: Método de Crecimiento .....	4
Figura II-2: Estatus Depósitos de Relaves en Chile .....	5
Figura II-3: Distribución Depósitos de Relaves en Chile .....	6
Figura II-4: Ubicación Tranque de Relaves Las Palmas.....	7
Figura II-5: Etapa 1 de Crecimiento.....	8
Figura II-6: Etapa 2 de Crecimiento.....	8
Figura II-7: Etapa 3 de Crecimiento.....	9
Figura II-8: Etapa 4 de Crecimiento.....	9
Figura II-9: Registro Fotográfico Cronológico Tranque de Relaves Las Palmas .....	10
Figura II-10: Ubicación Epicentro Terremoto 27F y Tranque de Relaves Las Palmas .....	11
Figura II-11: Falla Tranque de Relaves Las Palmas (Moss et al 2019) .....	12
Figura II-12: Área Afectada por el Flujo de Relaves (Norambuena et al, 2018) .....	12
Figura III-1: Incidentes Depósitos de Relaves (Boletín 121 ICOLD, 2001) .....	18
Figura III-2: Tipos de Flujos Según Concentración de Sólidos (Martin et al, 2019).....	21
Figura III-3: Comportamiento Plástico de Bingham. ....	24
Figura III-4: Ejemplos de Ensayos Reológicos (Julien P & Lan Y. 1991). ....	25

Figura III-5: Correlación Distancia – Altura de Muro (Rico et al, 2008) .....	28
Figura III-6: Correlación Distancia – Volumen Derramado (Rico et al, 2008) .....	28
Figura III-7: Correlación Distancia – Altura de Muro y Volumen (Rico et al, 2008) .....	29
Figura III-8: Distancia Peligrosa (Lucia et al, 1981) .....	29
Figura III-9: Curvas de Tensión y Volumen (Lucia et al, 1981).....	30
Figura III-10: Gráfico Estabilidad de Pendiente (Lucia et al, 1981).....	31
Figura III-11: Ejemplo Profundidad Máx. Flujo - FLDWAV (Jin, 1997) .....	33
Figura III-12: Imagen Esquemática Método Jeyapalan (Wise-uranium.org) .....	33
Figura III-13: Imagen Esquemática Salida DAN-W (Gonzalez, 2014).....	34
Figura III-14: Imagen Esquemática Software Iber.....	35
Figura III-15: Imagen Referencial, Profundidad Max. de Flujo - FLO-2D .....	36
Figura III-16: Ejemplo Resultados DAN3D (Norambuena et al, 2018) .....	37
Figura III-17: Hidrograma Genérico y Parámetros (Whal, 1998).....	40
Figura IV-1: Campaña Geotécnica DICTUC 2011 (mod. de Moss et al, 2019).....	45
Figura IV-2: Ensayos CPT, PEER-NGL 2017 (Moss et al, 2019).....	46
Figura IV-3: Prospecciones Geofísicas, PEER-NGL 2017 (Moss et al, 2019).....	47
Figura IV-4: $N_1(60)$ Estimado de Ensayos SPT y CPT .....	48
Figura IV-5: Velocidad de Onda de Corte – Geofísica y CPT (de CPeT-IT).....	48
Figura IV-6: Densidad Relave – CPeT-IT .....	49

Figura IV-7: Cv v/s Tensión de Fluencia .....	51
Figura IV-8: Cv v/s Viscosidad.....	52
Figura IV-9: Tiempo de Formación v/s Altura de Presas (Peng & Zhang, 2012) .....	54
Figura IV-10: Hidrograma con Cv=0,36.....	55
Figura IV-11: Hidrograma con Cv=0,41 .....	56
Figura IV-12: Hidrograma con Cv=0,48.....	56
Figura IV-13: Verificación Volumen Liberado .....	57
Figura IV-14: Topografía y Shape de Cauce para Manning Diferenciado .....	59
Figura IV-15: Ejemplo Ingreso Hidrograma en FLO-2D .....	60
Figura IV-16: Punto de Descarga del Flujo .....	61
Figura IV-17: Distancia Peligrosa con Cv = 0,36 .....	62
Figura IV-18: Distancia Peligrosa con Cv = 0,41 .....	62
Figura IV-19: Distancia Peligrosa con Cv = 0,48 .....	63
Figura IV-20: Comparación Modelo FLO-2D vs Registro de Terreno .....	65
Figura IV-21: Comparación Distancia Recorrida Modelo vs Registro de Terreno .....	66
Figura IV-22: Evolución del Flujo t = 0 horas a t = 8 horas .....	67
Figura IV-23: Evolución del Flujo t = 9 horas a t =10 horas, Altura Máxima y Final .....	68
Figura IV-24: Velocidad Máxima y Final de Flujo.....	69
Figura IV-25: Secciones de Control de Altura Máxima de Flujo .....	70

Figura IV-26: Secciones de Control – Tramo N°1.....	70
Figura IV-27: Secciones de Control – Tramo N°2.....	71
Figura IV-28: Altura Final de Depositación - Sensibilización Coeficiente de Manning ....	72
Figura IV-29: Sección de Control Tramo 1 - Sensibilización Coeficiente de Manning .....	73
Figura IV-30: Sección de Control Tramo 2 - Sensibilización Coeficiente de Manning .....	73
Figura IV-31: Altura v/s Distancia Recorrida, Caso 1, Wise-uranium.org.....	75
Figura IV-32: Altura v/s Distancia Recorrida Caso 2, Wise-uranium.org.....	76
Figura IV-33: Generación de Barrera Topográfica.....	77
Figura IV-34: Altura Final de Depositación y Velocidad Máxima – Barrera.....	78
Figura IV-35: Fuerza de Impacto General .....	79
Figura IV-36: Fuerza de Impacto en la Barrera .....	79
Figura A- 1: Resultados $C_v = 0,36$ , $\tau_y = 0,14$ kPa y $\mu = 0,0001$ kPa·s .....	89
Figura A- 2: Resultados $C_v = 0,36$ , $\tau_y = 0,003$ kPa y $\mu = 0,0001$ kPa·s .....	90
Figura A- 3: Resultados $C_v = 0,36$ , $\tau_y = 0,009$ kPa y $\mu = 0,001$ kPa·s .....	91
Figura A- 4: Resultados $C_v = 0,41$ , $\tau_y = 0,14$ kPa y $\mu = 0,0001$ kPa·s .....	92
Figura A- 5: Resultados $C_v = 0,41$ , $\tau_y = 0,003$ kPa y $\mu = 0,0001$ kPa·s .....	93
Figura A- 6: Resultados $C_v = 0,41$ , $\tau_y = 0,009$ kPa y $\mu = 0,001$ kPa·s .....	94
Figura A- 7: Resultados $C_v = 0,48$ , $\tau_y = 0,14$ kPa y $\mu = 0,0001$ kPa·s .....	95

Figura A- 8: Resultados $C_v = 0,48$ , $\tau_y = 0,003$ kPa y $\mu = 0,0001$ kPa·s .....	96
Figura A- 9: Resultados $C_v = 0,48$ , $\tau_y = 0,009$ kPa y $\mu = 0,001$ kPa·s .....	97
Figura B - 1: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,1 y Cauce: 0,1 .....	98
Figura B - 2: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,025 y Cauce: 0,025 .....	98
Figura B - 3: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,035 y Cauce: 0,035 .....	99
Figura B - 4: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,05 y Cauce: 0,05 .....	99
Figura B - 5: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,07 y Cauce: 0,07 .....	99

## RESUMEN

El presente estudio aborda el análisis de distancia peligrosa en el marco del colapso del Tranque de Relaves Las Palmas, debido al evento sísmico de magnitud 8,8 Mw ocurrido en Chile el 27 de febrero de 2010, implementando herramientas computacionales actuales que permitan simular el flujo de material y evaluar las condiciones de análisis que permitan replicar lo registrado posterior a la falla. El análisis y simulación del escurrimiento de material se realizó mediante el software FLO-2D, que es un programa de modelación numérico-hidráulico bidimensional (2D) capaz de simular distintos casos de crecidas o flujos no-newtonianos (aluviones, avalanchas, flujos de barros, relaves con agua, entre otros).

Del análisis efectuado, considerando la precisión de la topografía utilizada (obtenida de Global Mapper) y la data disponible del depósito, se desprende que los parámetros reológicos que controlan el flujo de material y que permitieron simular un área de influencia similar a lo registrado en febrero de 2010, corresponden a una viscosidad de 0,15 kPa·s y una tensión de fluencia de 4,12 kPa. Estos valores son elevados respecto a la data consultada, no obstante están dentro del rango reportado por Bureau of Mines (1981) Mine Waste Disposal Technology y Jeyapalan et al. (1981):

- Depósitos de Relaves Yacimientos de Fosfatos:
  - Viscosidad: Mínimo,  $2 \times 10^{-4}$  lbf·s/ft<sup>2</sup> ( $1 \times 10^{-5}$  kPa). Máximo,  $2 \times 10^{-2}$  lbf·s/ft<sup>2</sup> ( $1 \times 10^{-3}$  kPa).
  - Tensión de fluencia: Mínimo,  $4 \times 10^{-4}$  psf ( $2 \times 10^{-5}$  kPa). Máximo,  $4 \times 10^{-2}$  psf ( $2 \times 10^{-3}$  kPa).
- Otros Depósitos de Relaves:
  - Viscosidad: Mínimo, 2 lbf·s/ft<sup>2</sup> (0,1 kPa). Máximo, 100 lbf·s/ft<sup>2</sup> (5 kPa).
  - Tensión de fluencia: Mínimo, 20 psf (1 kPa). Máximo, 150 psf (7,5 kPa).

En forma complementaria, como un análisis preliminar, se evaluó qué implicaría cortar el flujo de material de manera que no comprometiera la vivienda que fue destruida durante la falla del tranque. Se identificó que una barrera topográfica de 7 m de altura hubiera contenido el flujo, teniendo que resistir una fuerza de impacto máxima del orden de 32 ton por metro lineal de barrera.

## ABSTRACT

This study addresses the dam break analysis in the context of the Las Palmas Tailings Dam collapse, due to the 8.8 Mw seismic event occurred in Chile on February 27, 2010, using current computational tools to simulate the material flow and evaluate analysis conditions that allow replicate the recorded after the failure. The analysis and simulation of the material runoff were carried out using FLO 2D software, which is a two-dimensional (2D) numerical-hydraulic modeling program capable of simulating different cases of floods or non-Newtonian flows (alluvium, avalanches, mud flows, tailings with water, among others).

From the analysis performed considering the precision of the topography used (obtained from Global Mapper) and deposit data available, it is found that the rheological parameters that control the material flow and allowed simulate an area of influence similar to what was observed in February of 2010, correspond to a viscosity of 0.15 kPa·s and a yield stress of 4.12 kPa. These values are high compared to the data consulted; however, they are within the range reported by Bureau of Mines (1981) Mine Waste Disposal Technology and Jeyapalan et al. (1981):

- Phosphate Tailings:
  - Viscosity: Minimum  $2 \times 10^{-4}$  lbf·s/ft<sup>2</sup> ( $1 \times 10^{-5}$  kPa). Maximum  $2 \times 10^{-2}$  lbf·s/ft<sup>2</sup> ( $1 \times 10^{-3}$  kPa).
  - Yield stress: Minimum  $4 \times 10^{-4}$  psf ( $2 \times 10^{-5}$  kPa). Maximum  $4 \times 10^{-2}$  psf ( $2 \times 10^{-3}$  kPa).
- Others Tailings:
  - Viscosity: Minimum 2 lbf·s/ft<sup>2</sup> (0,1 kPa). Maximum 100 lbf·s/ft<sup>2</sup> (5 kPa).
  - Yield stress: Minimum 20 psf (1 kPa). Maximum 150 psf (7,5 kPa).

In addition, as a preliminary analysis, it was evaluated the implications of cutting off the flow material in such a way it would not compromise the house that was destroyed as a result of the dam failure. It was identified that a 7 m high topographic barrier would have contained the flow, where the barrier would have had to withstand a maximum impact force of about 32 tons per linear meter of barrier.

## I. INTRODUCCIÓN

Los depósitos de relaves son obras de contención diseñadas con altos estándares de seguridad, nacionales e internacionales, de manera de asegurar su integridad física frente a eventos extremos y de esta forma evitar daños al medio ambiente y a las personas. Como parte de los diseños, frente a una hipotética condición de colapso del muro que contiene los relaves, el Decreto Supremo N°248 establece la necesidad de determinar la potencial distancia que recorrería el material contenido (en kilómetros), incluyendo un plano de la hoya hidrográfica afectada por la trayectoria más probable del relave.

Durante el terremoto ocurrido el 27 de febrero de 2010, con epicentro en la costa de la Región del Maule, cuatro (4) tranques de relaves fallaron en la zona central del país (Valenzuela, 2016), denominados: Veta del Agua, Chancón, Bellavista y Las Palmas. Su ubicación en planta se presenta en la Figura I-1.

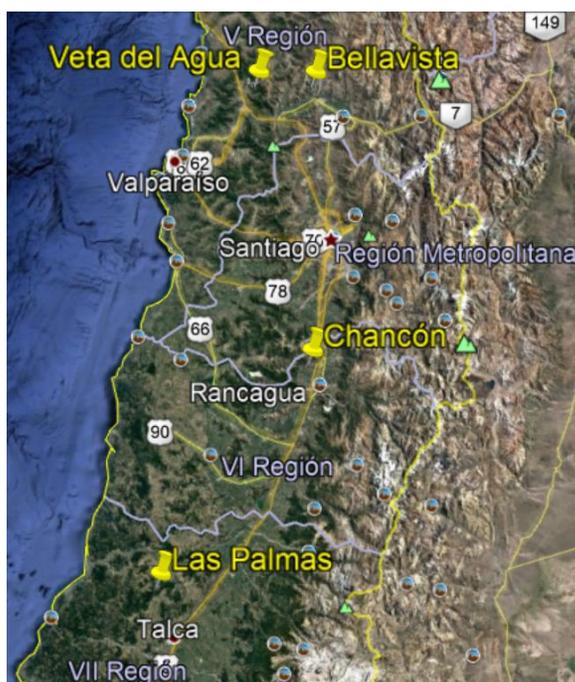


Figura I-1: Depósitos de Relaves que Colapsaron – Zona Centro - Terremoto 2010

Particularmente, el Traque de Relaves Las Palmas fue el caso más crítico debido a que producto del derrame de 231.660 m<sup>3</sup> de material (Moss et al., 2019) fallecieron cuatro (4) personas que vivían en las inmediaciones del tranque.

El presente estudio aborda el análisis de distancia peligrosa (*dam break analysis*) del Tranque de Relaves las Palmas, ubicado en la Comuna de Penciahue, VII Región del Maule, implementando modelos numéricos-hidráulicos bidimensionales (2D) para simular el flujo de material generado producto del colapso del muro de contención del tranque.

### **I.1 Objetivos del Estudio**

El objetivo del presente estudio es evaluar la distancia peligrosa del Tranque de Relaves Las Palmas, mediante herramientas computacionales y modelos numéricos avanzados actualmente implementados en la industria minera, retroalimentados a partir de la información disponible del depósito de relaves que colapsó producto del terremoto del 27 de febrero de 2010.

### **I.2 Alcances del Estudio**

El alcance aborda lo siguiente:

- Revisión de antecedentes geotécnicos del relave depositado.
- Estimación de parámetros reológicos del relave a considerar en los modelos.
- Calibración del modelo en base a los registros del colapso del tranque.
- Evaluación de distancia peligrosa considerando modelos numéricos-hidráulicos bidimensionales (2D), mediante el software TWO-DIMENSIONAL FLOOD ROUTING MODEL (FLO-2D). En forma complementaria, evaluación de distancia peligrosa mediante métodos simplificados.
- Realizar un primer ejercicio asociado a contener el flujo de material generado, de manera de acotar el área de impacto.

## II. CONTEXTO GENERAL

### II.1 Depósitos de Relaves

Los relaves corresponden a un residuo de las faenas de explotación minera, asociados a una suspensión de sólidos en líquidos que forman una pulpa, la cual es generada en las plantas de concentración húmeda de especies minerales que han experimentado una o varias etapas en circuito de molienda fina.

De acuerdo al Decreto Supremo N°248, los depósitos de relaves corresponden a toda obra estructurada en forma segura para contener los relaves provenientes de una Planta de Concentración húmeda de especies de minerales, incluyendo sus obras complementarias. Su función principal es contener los materiales sólidos provenientes del relave transportado desde la Planta, permitiendo la recuperación parcial del agua que transporta dichos sólidos. Según el tratamiento al que se puede someter el relave, previo a su depositación, se catalogan en:

- **Relaves Filtrados:** Depósitos de relaves donde previo a la depositación de estos residuos el material es tratado mediante un proceso de filtración, de manera de reducir su contenido de humedad a un porcentaje inferior al 20%.
- **Relaves Espesados:** Depósitos de relaves donde previo a la depositación de estos residuos el material se somete a un proceso de sedimentación, mediante espesadores, con el objetivo reducir el contenido de agua.
- **Relaves en Pasta:** Corresponden a los depósitos de relaves asociados a una situación intermedia entre relaves espesados y relaves filtrados. De acuerdo al DS N°248, corresponden a una mezcla de relaves sólidos y agua, entre 10 y 25% de agua, con partículas finas menores a 20  $\mu$ , concentración en peso superior al 15% y consistencia coloidal. Su depositación se efectúa en forma similar al relave filtrado, sin necesidad de compactación.

Particularmente, dependiendo del material constitutivo del muro implementado para contener los relaves, se adoptan las siguientes definiciones:

- **Embalse de Relaves:** Depósito de relaves en el cual el muro de contención se construye con material de empréstito. Adicionalmente, el muro se impermeabiliza en el coronamiento y en el talud interno (aguas arriba) en contacto con el relave.
- **Tranque de Relaves:** Depósito de relaves en el cual el muro de contención se construye con la fracción gruesa del relave (arenas).
- **Otros:** Por ejemplo, depósitos en minas subterráneas, en rajas abandonados, entre otros.

Según el método de crecimiento de los muros de contención de los depósitos de relaves, éstos se catalogan en los siguientes tres (3) tipos:

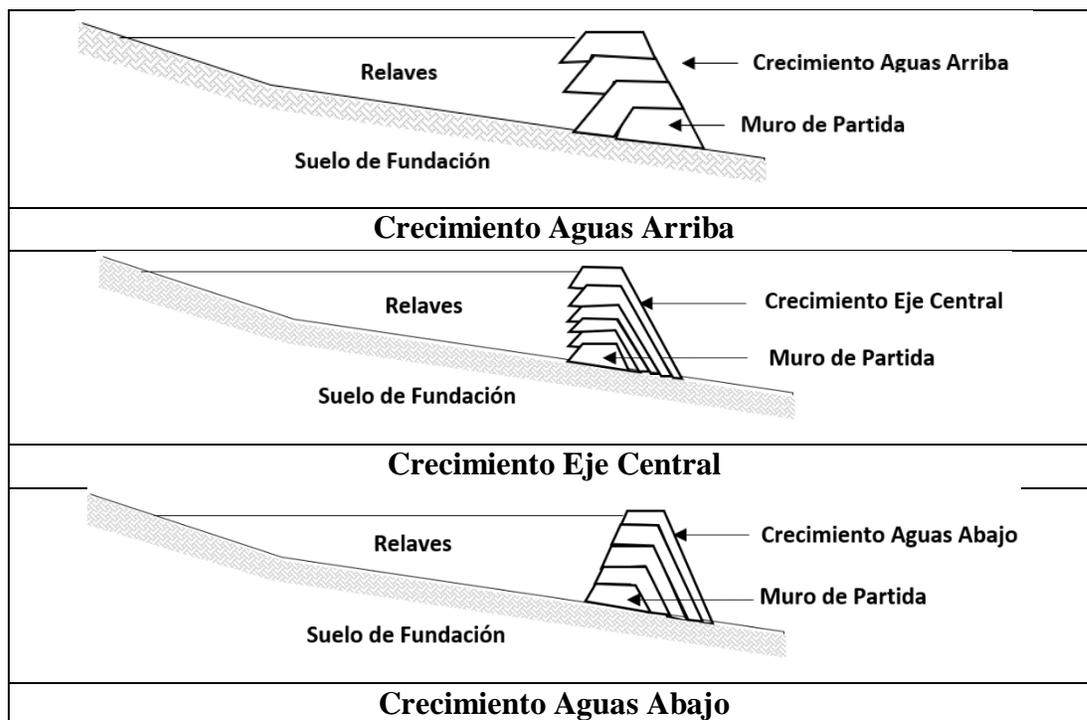


Figura II-1: Método de Crecimiento Muros de Contención Depósitos de Relaves

Cabe mencionar que en Chile, el método de Construcción Aguas Arriba está prohibido desde 1970, permitiendo sólo el crecimiento a Eje Central o Aguas Abajo.

De acuerdo al catastro de depósitos de Relaves del SERNAGEOMIN, actualizado al 10-08-2020, en Chile existen 112 depósitos de relaves activos, 467 depósitos inactivos y 173 depósitos en condición de abandono. Su distribución, según estatus operacional y por región, se presenta en la Figura II-2 y Figura II-3.

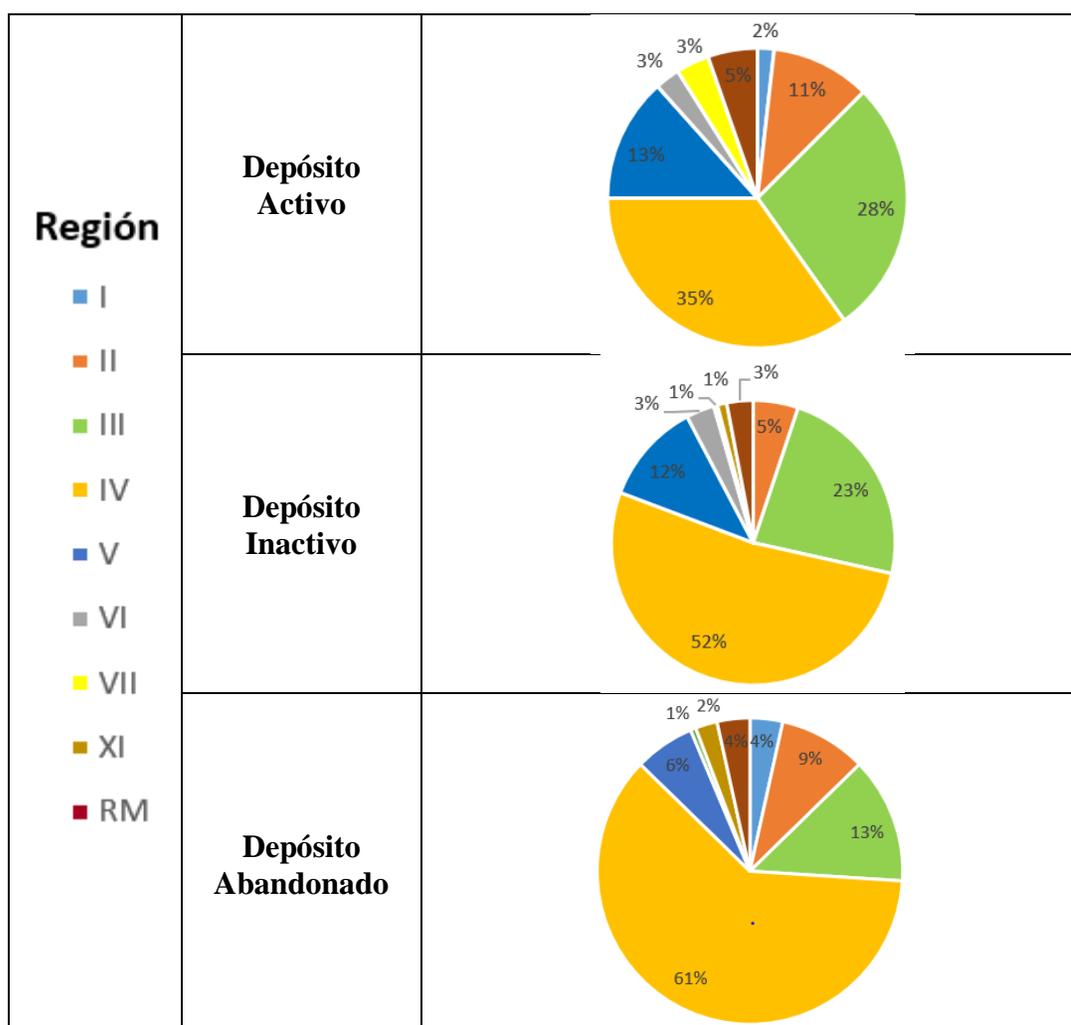


Figura II-2: Estatus Depósitos de Relaves en Chile

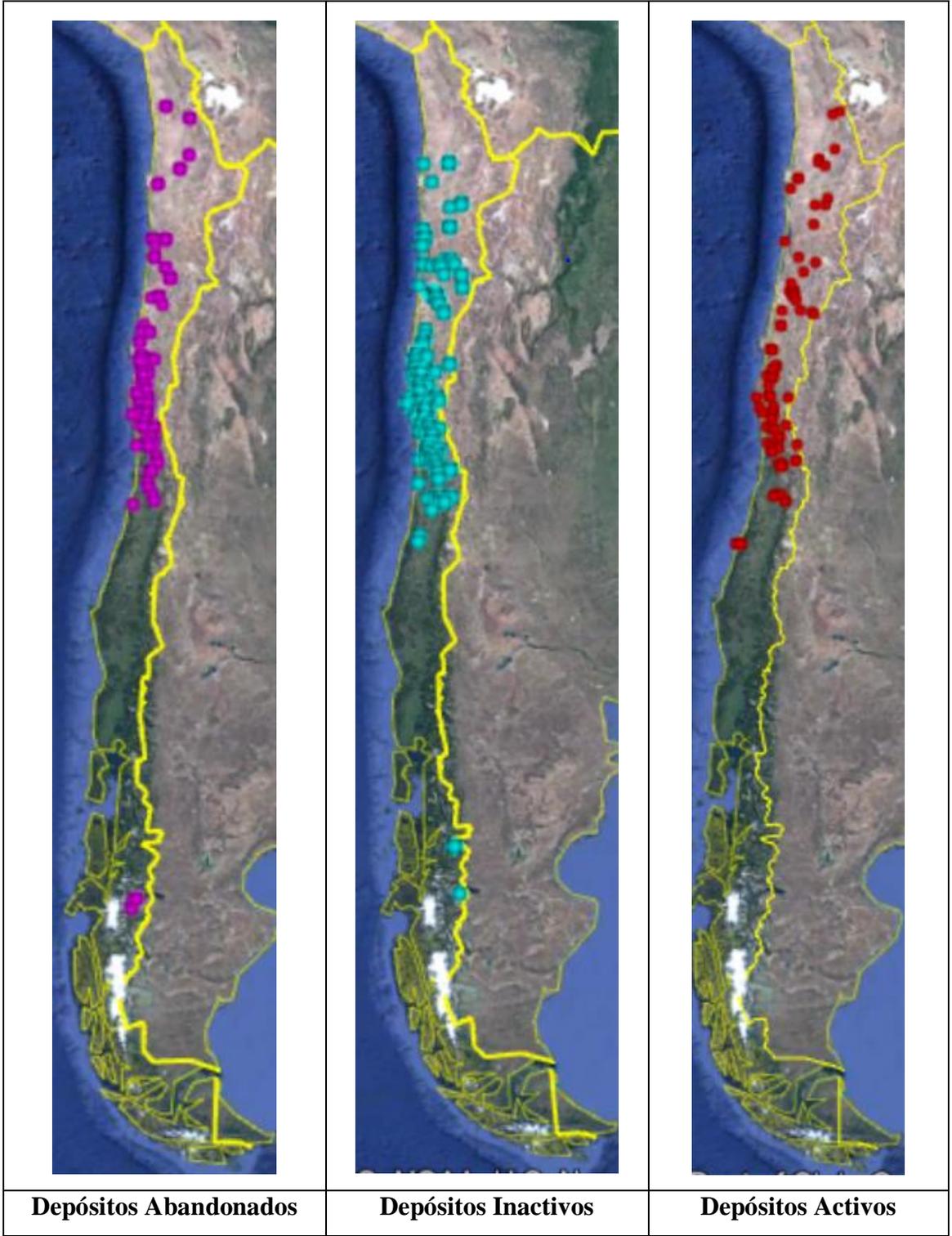


Figura II-3: Distribución Depósitos de Relaves en Chile

## II.2 Tranque de Relaves Las Palmas

El Tranque de Relaves Las Palmas corresponde a una antigua faena minera de oro perteneciente a Compañía Minera Las Palmas S.A., ubicado en la Comuna de Penehue, Región del Maule, aledaño al predio particular “Fundo Las Palmas Sur (ver Figura II-4).

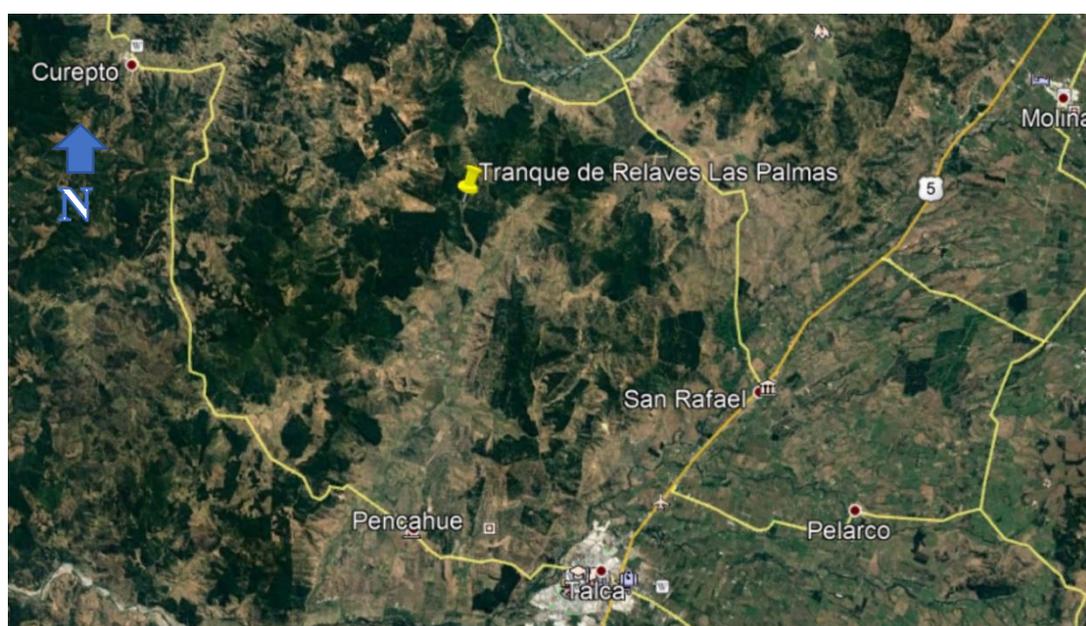


Figura II-4: Ubicación Tranque de Relaves Las Palmas

El Tranque de Relaves La Palmas inició su construcción en 1981 (DICTUC, 2012), en un terreno con pendiente descendiente hacia el sureste, con un valor máximo aproximado aguas arriba de 4H:1V y aguas abajo del depósito del orden de 15H:1V (Gebhart, 2016).

La secuencia de construcción más probable, de acuerdo a la recopilación de datos efectuada por DICTUC S.A. y según lo definido por Moss et al. (2019), considera que el Tranque de Relaves Las Palmas fue constituido en cuatro (4) etapas de crecimiento

efectuadas entre los años 1981 y 1998. Cada etapa de crecimiento consideró la habilitación inicial de muros de contención, construidos generalmente con la fracción granular gruesa de los relaves (arenas), para posteriormente proceder a la depositación hidráulica de los relaves en la cubeta respectiva del depósito. Cabe mencionar que, en base a la data disponible, se evidencia el empleo de métodos de construcción tanto aguas arriba como en la línea central en los muros de contención. De acuerdo a Moss et al. (2019), se establece la siguiente secuencia de crecimiento:

- **Etapa 1.** Construcción desde finales de 1981 hasta 1986, abarcando la mitad superior de la pendiente.

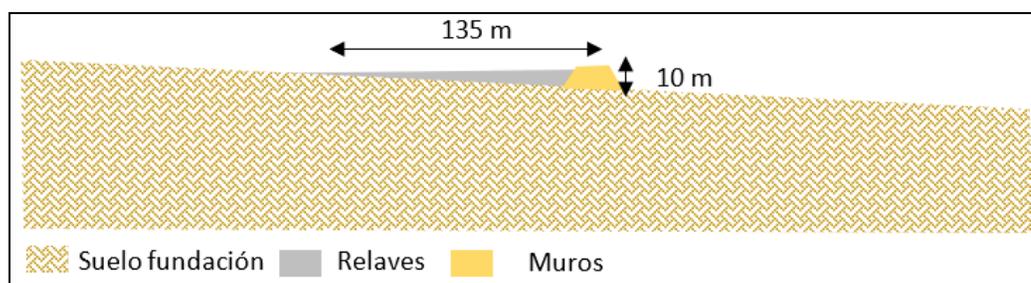


Figura II-5: Etapa 1 de Crecimiento

- **Etapa 2.** Se desarrolló entre los años 1986 y 1992, iniciando la cobertura de la mitad inferior del talud.

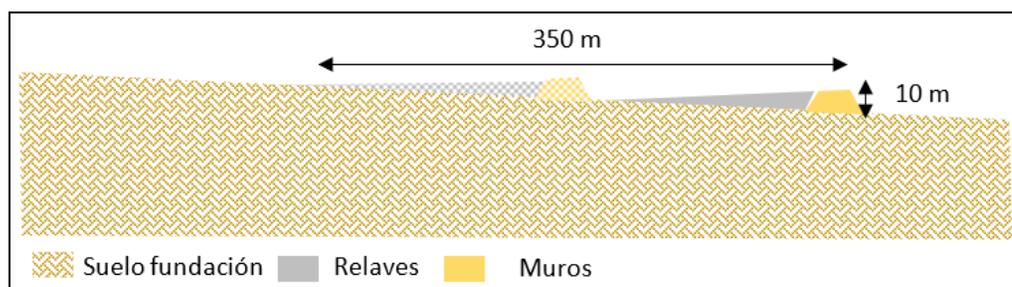


Figura II-6: Etapa 2 de Crecimiento

- **Etapa 3.** Periodo de construcción entre los años 1992 y 1997. Esta etapa contiene el mayor volumen de material, abarcando toda la longitud del depósito, y cubre las Etapas 1 y 2.

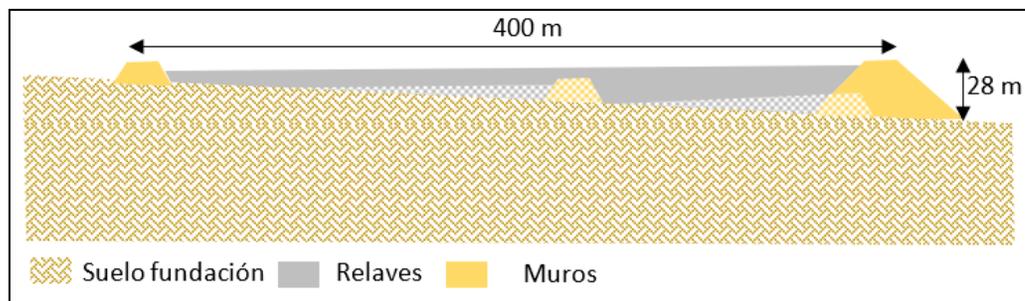


Figura II-7: Etapa 3 de Crecimiento

- **Etapa 4.** Se desarrolló entre los años 1997 a 1998, cubriendo aproximadamente la misma área que la Etapa 1. La información disponible indica que el muro construido en la fracción central del depósito se ejecutó aproximadamente sobre el muro de la Etapa 1.

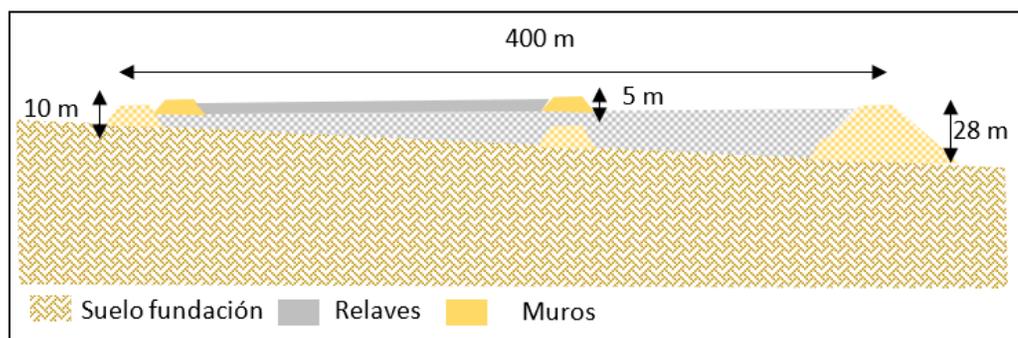


Figura II-8: Etapa 4 de Crecimiento

Después del cierre de la instalación, el área de relaves se cubrió parcialmente con una capa de 6" de espesor, constituida por material granular grueso (gravas).

En la Figura II-9 se ilustra una serie cronológica de imágenes satelitales del área de interés.

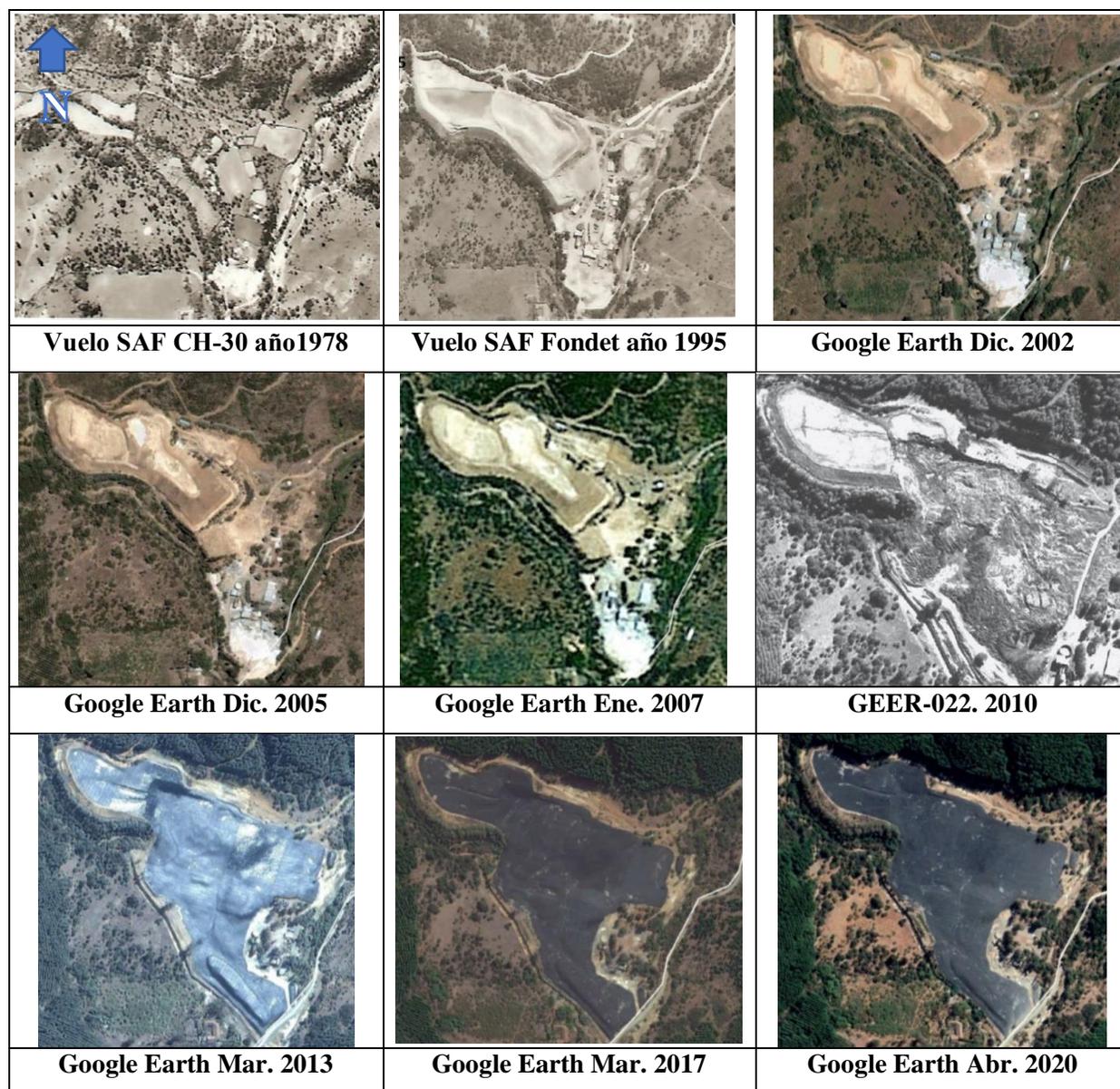


Figura II-9: Registro Fotográfico Cronológico Tranque de Relaves Las Palmas

El 27 de febrero de 2010, a las 3:34 am hora local, se produjo en Chile un terremoto de magnitud 8,8 Mw y aproximadamente 2 minutos 50 segundos de duración, clasificado en términos de magnitud como el sexto evento sísmico más grande desde 1900 (registros USGS). Su epicentro se situó en el mar (lat. 35.909°S; long. 72.733°O), próximo a Cobquecura, Región del Maule, y aproximadamente a 120 km del Tranque de Relaves Las Palmas.

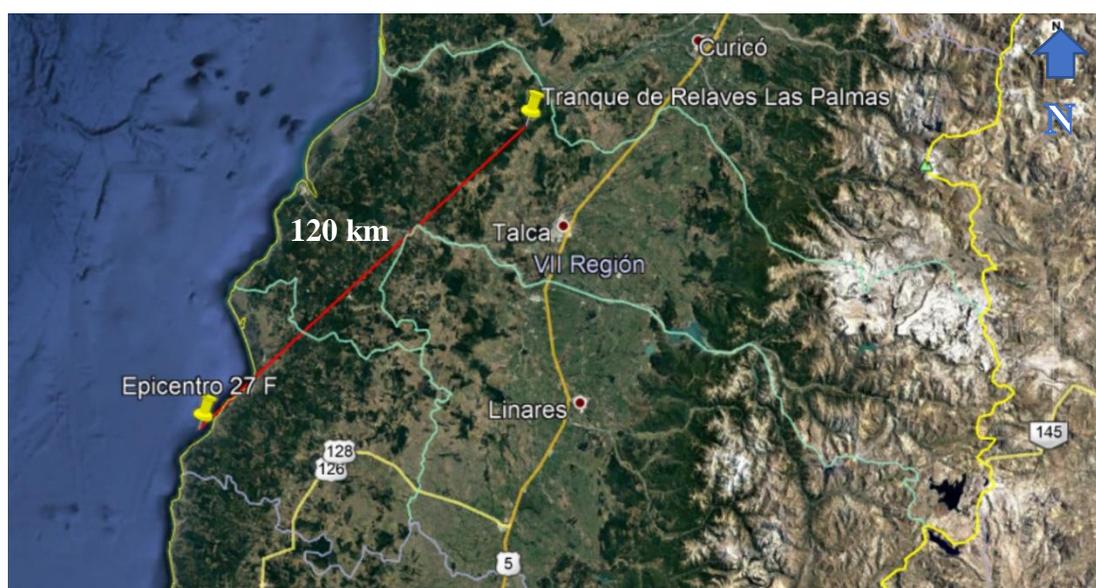


Figura II-10: Ubicación Epicentro Terremoto 27F y Tranque de Relaves Las Palmas

El terremoto, denominado 27F, tuvo consecuencias catastróficas registrando daños a estructuras esenciales y un total de 524 personas fallecidas, de las cuales al menos 100 murieron debido al tsunami que generó dicho evento sísmico.

Particularmente, en el caso del Tranque de Relaves Las Palmas, las consecuencias fueron mayores donde el tranque colapsó generando el flujo de relaves aguas abajo del depósito. De acuerdo a los registros disponibles (DICTUC, 2012), el flujo tomó dos (2)

caminos viajando aproximadamente 165 m en dirección este y 350 m hacia sur del depósito, movilizando un total de 231.660 m<sup>3</sup> (Gebhart, 2016). En la Figura II-11, se presenta la falla ocurrida en el Tranque de Relaves Las Palmas, producto del 27F, donde la numeración 1 y 2 hace referencia a la zonificación de la Etapa 4 y 3 respectivamente. En la Figura II-12 se ilustra el área impactada por el flujo de material.



Figura II-11: Falla Tranque de Relaves Las Palmas (Moss et al. 2019)



Figura II-12: Área Afectada por el Flujo de Relaves (Norambuena et al., 2018)

La ruptura y posterior derrame de material del Tranque de Relaves Las Palmas provocó daños ambientales en aproximadamente 12,5 hectáreas de terreno y provocó la muerte de una familia compuesta por cuatro (4) integrantes que vivían en terrenos aledaños (CENMA, 2017).

### **III. MARCO TEÓRICO DISTANCIA PELIGROSA**

Como se indicó en capítulos previos, el DS N°248 del SERNAGEOMIN establece la necesidad de determinar la potencial distancia que recorrería el material contenido en los depósitos de relaves (en kilómetros), frente a un potencial colapso del muro de contención, y del mismo modo identificar la hoya hidrográfica afectada por la trayectoria más probable del relave. Por otro lado, el Decreto Supremo N°50 del MOP-DGA, en su Artículo 20 letra g numeral 4, indica que para embalses categorizados como B y C (muro con altura máxima mayor o igual a 15 m y/o capacidad igual o superior a 1.500.000 m<sup>3</sup>), se deberá presentar un análisis de rotura de la presa y su correspondiente propagación de la onda. El análisis efectuado para estos fines se denomina “Análisis de Distancia Peligrosa” o en inglés “Dam Break Analysis”.

De acuerdo al Estándar Global de Gestión de Relaves para la Industria Minera (ICMM-UN-PRI, 2020), se establece que el análisis de distancia peligrosa se debe desarrollar aplicando una metodología que considere modos de falla creíbles para la rotura de presas, las condiciones del emplazamiento del proyecto y las propiedades de los relaves. Los resultados deberán incluir estimaciones del área física impactada por una potencial falla, los tiempos de llegada del derrame, altura del flujo, velocidad del flujo, y altura de deposición de los materiales.

#### **III.1 Condiciones de Emplazamiento**

Las condiciones de emplazamiento de un proyecto corresponden a una de las variables a considerar en el análisis de distancia peligrosa, atendiendo a las potenciales vías preferenciales de flujo, por condiciones topográficas del área en estudio, y las

eventuales barreras naturales y/o antrópicas que puedan encausar u obstruir el flujo de material. A partir de lo anterior, se debe considerar:

- **Topografía:** La topografía a considerar en el análisis debe cubrir toda el área de influencia del derrame, lo cual puede abarcar varios kilómetros dependiendo de las características del material y de la geomorfología del área. Topografías de alta resolución pueden entregar resultados más precisos, sin embargo, su adquisición tiene un costo asociado y el tiempo de análisis se ve incrementado a mayor detalle. Particularmente, en este estudio, se consideró la topografía gratuita disponible en Global Mapper (asterweb).
- **Hidrología:** Se debe disponer de antecedentes hidrológicos del área de estudio, que aborden entre otros:
  - Crecida Máxima Probable (CMP), de acuerdo a DS N°50 (DGA, 2015).
  - Precipitación Máxima Probable (PMP).
  - Análisis de cuencas aportantes.
  - Efectos de cambio climático.

La hidrología de la zona de interés cobra relevancia en la interacción con la laguna de aguas claras de los depósitos de relaves y según el escenario de falla a considerar en el análisis de distancia peligrosa.

- **Análisis de Cuencas:** A partir de la cuenca impactada y las potenciales cuencas que puedan aportar material o flujos, se debe estimar el Coeficiente de Rugosidad de Manning correspondiente a las características de la cuenca aguas abajo del depósito de relaves. En la Tabla **III-1** se entregan rangos de valores del Coeficiente de Manning, recomendados en el Manual de FLO-2D (Reference Manual, 2018).

Tabla III-1: Coeficientes de Manning para Flujo Terrestre Superficial (FLO-2D, 2018)

<b>Surface</b>	<b>n-Value</b>
Dense turf	0.17-0.80
Bermuda and dense grass, dense vegetation	0.17-0.48
Shrubs and forest litter, pasture	0.30-0.40
Average grass cover	0.20-0.40
Poor grass cover on rough surface	0.20-0.30
Short prairie grass	0.10-0.20
Sparse vegetation	
0% cover	0.09-0.34
20% cover	0.05-0.25
Plowed or tilled fields	
Fallow -no residue	0.008-0.012
Conventional tillage	0.06-0.22
Chisel plow	0.06-0.16
Fall disking	0.30-0.50
No till -no residue	0.04-0.10
No till (20-40% residue cover)	0.07-0.17
No till (60-100% residue cover)	0.17-0.47
Open ground with debris	0.10-0.20
Shallow glow on asphalt or concrete (0.25" to 1.0")	0.10-0.15
Fallow fields	0.08-0.12
Open ground, no debris	0.04-0.10
Asphalt or concrete	0.02-0.05

### III.2 Escenarios de Falla

La Canadian Dam Association (CDA 2007, revised 2013) establece los siguientes dos (2) escenarios de fallas, establecidos a partir del estatus del depósito al momento de ocurrir el colapso y derrame del material.

- **Falla Sunny Day:** Falla espontánea que ocurre bajo condiciones normales de operación, la que puede ser “causada por erosión interna, piping, sismos, mala operación con consecuencias de overtopping, u otro evento.
- **Falla Flood Induced or Rainy Day:** Falla de presa resultante de una inundación natural de magnitud superior a la admisible”.

En este último punto cobra importancia el estudio hidrológico del área de interés.

### III.3 Modos de Falla Creíbles

En el Boletín 121 de ICOLD (2001) se presenta una recopilación mundial de 221 casos de fallas en depósitos de relaves, donde se identifica que los modos de falla más comunes en depósitos de relaves activos corresponden a:

- Inestabilidad de taludes.
- Overtopping
- Fallas por eventos sísmicos.

El resumen de los modos de falla más comunes, a partir de los 221 casos analizados, se ilustra en la Figura III-1. En esta gráfica, adicional a lo anteriormente expuesto, se puede evidenciar que la mayor cantidad de fallas se asociada a la metodología de construcción aguas arriba.

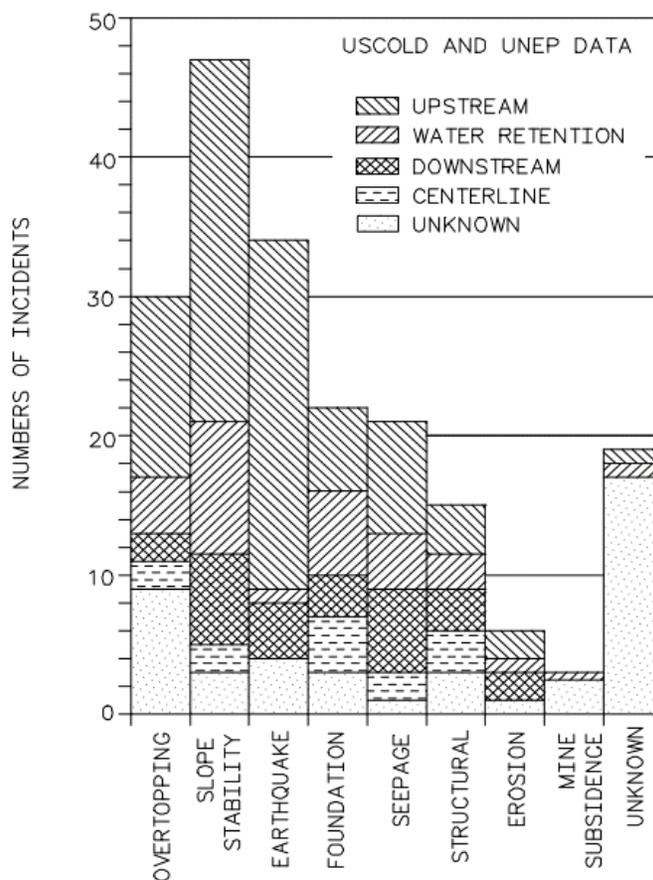


Figura III-1: Incidentes Depósitos de Relaves (Boletín 121 ICOLD, 2001)

En el caso de Chile, a partir del estudio de Villavicencio et al. (2014), donde se consideraron 38 casos abarcando hasta el año 2014, se identificó que:

- El 50% de las fallas están asociadas a licuación sísmica y falla de flujo.
- El 32% de los casos corresponden a inestabilidad de taludes y deformaciones sísmicas excesivas.
- El 18% restante corresponden a casos de overtopping con fallas de flujo.

El “Programa Tranque”, correspondiente a una iniciativa público-privada liderada por: Fundación Chile, la Universidad de Chile, el Centro Avanzado de Investigación en Minería (AMTC), Arcadis Chile y BGC, ha identificado que

dentro de los aspectos de la estabilidad física de los depósitos de relaves existen tres (3) principales modos de falla asociados a los depósitos chilenos, y que corresponden a: inestabilidad de talud (estático y sísmico), erosión interna (piping) y rebalse (overtopping) (Carvajal et al., 2018), sin descartar otros potenciales modos de falla de importancia, tales como movilidad cíclica. A continuación, se describen los tres (3) principales modos de falla citados previamente.

- **Inestabilidad de Taludes:** Deslizamiento importante del muro de contención, debido a que las fuerzas solicitantes son mayores a las fuerzas resistentes, lo cual se refleja en desplazamientos y deformaciones en el cuerpo del muro, donde el colapso ocurre para deformaciones lo suficientemente grandes que comprometan la contención de los relaves, y la integridad estructural y operativa del depósito. Las tres (3) principales formas de falla son:
  - Falla en la fundación del muro.
  - Falla de las laderas cercanas al muro.
  - Falla del muro mismo.
- **Rebalse (Overtopping):** Este modo de falla ocurre cuando el volumen de relave o agua del depósito excede la capacidad de manejo del embalse, donde el rebalse va erosionando el muro de contención, lo que puede desencadenar una falla progresiva resultando en la formación de una brecha y posterior colapso del muro. Algunas de las causas que generan el rebalse son:
  - Lluvias intensas.
  - Asentamientos del muro.
  - Sismos y fuertes vientos que induzcan olas.
  - Fallas de obras complementarias, tales como canales de contorno.
- **Erosión Interna (Piping):** Modo de falla generado por la migración de material a través del muro de contención, generando un conducto o vía preferencial de flujo de agua y/o relave. Estos conductos favorecen el progreso de la erosión, lo que puede generar una falla local o global del depósito o del suelo de fundación de muro, y desencadenar otros mecanismos de falla tales como:

- Rebalse debido a asentamientos del muro.
- Inestabilidades de taludes.

### **III.4 Tipos de Flujos**

Durante la falla un depósito de relaves se puede liberar un flujo compuesto por agua, masa de relaves y sólidos que se erosionan y movilizan a medida que el flujo se propaga a través del muro y aguas abajo de este, creando una ola de inundación que puede propagarse aguas abajo y provocar un área de inundación y erosión del medio ambiente en la zona afectada. Dependiendo del tipo de depósito de relaves, durante la falla se pueden presentar los siguientes tres (3) tipos de flujos, los cuales no son procesos independientes y no necesariamente ocurren de forma secuencial (Martin et al., 2019).

- Flujo de agua proveniente de la laguna de operación o de aguas claras, la cual erosiona y transporta sedimentos de relaves depositados en la cubeta y parte del material de relleno del muro.
- Flujo viscoso constituido por la mezcla de agua y relaves, correspondiente a relaves licuados y/o relaves mezclados con parte de la laguna de aguas claras.
- Flujos de material que se desplazan como un sólido, donde predomina el comportamiento friccionante de los granos y presiones de poros (comportamiento no-drenado).

Dependiendo de las características reológicas de los relaves las propiedades viscosas del flujo varían, donde los flujos más concentrados son menos fluidos en comparación con derrames que presentan un mayor contenido de agua. A partir de las investigaciones efectuadas por O'Brien (1986), en la Figura **III-2** se ilustran los

distintos tipos de regímenes que se pueden presentar, dependiendo de la concentración de sólidos en volumen ( $C_v$ ).

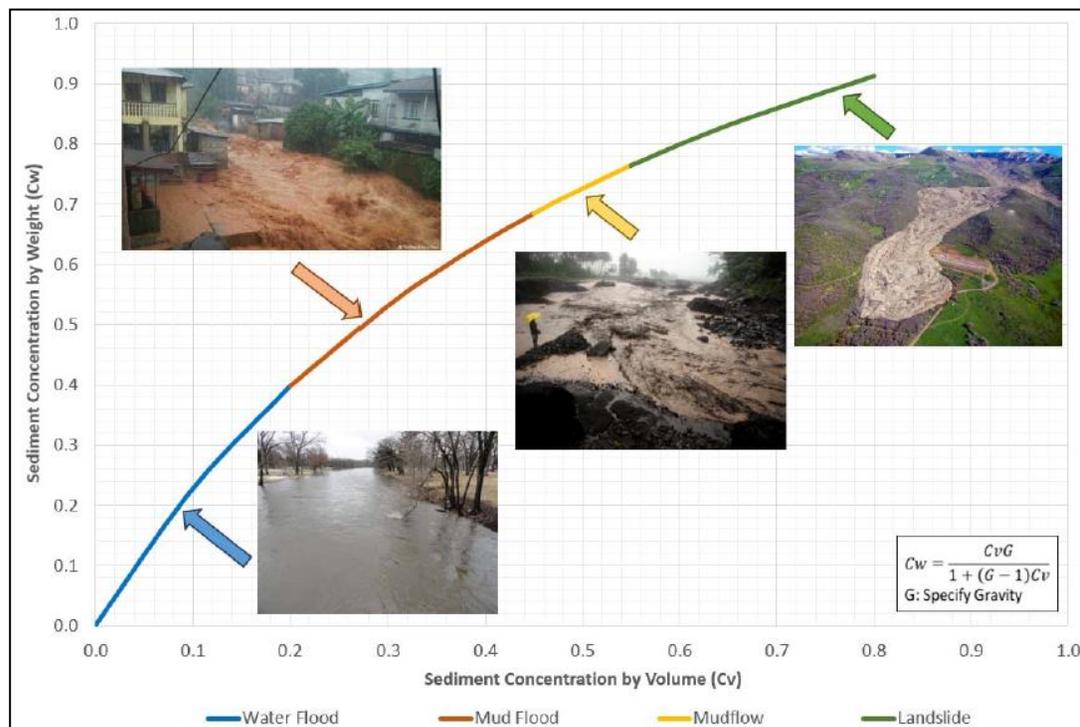


Figura III-2: Tipos de Flujos Según Concentración de Sólidos (Martin et al., 2019)

A partir de la Figura III-2 se observa que los flujos que presentan bajas concentraciones de sólidos corresponden a inundaciones de agua (water flood) y de lodos (mud flood). Para concentraciones en volumen mayores al 44%, el escurrimiento tiende a flujos de lodo (mudflow) y para concentraciones de sólidos en volumen superiores al 55% (76% en peso) el flujo pasa a corresponder a deslizamientos de tierra (landslide) y/o flujos de escombros (debris flow), donde predomina el comportamiento friccional entre las partículas.

### III.5 Generación de la Brecha

Las dimensiones de la brecha para cada modo de falla seleccionado se definen mediante correlaciones basadas en estadísticas de fallas de presas, donde la mayoría de la data disponible está asociada a presas de agua. En la Tabla III-2 se presentan recomendaciones para el dimensionamiento de brechas.

Tabla III-2: Parámetros de Brechas Típicos – Presas de Agua (Martin et al., 2019)

<b>Parameters</b>	<b>Engineered embankments</b>	<b>Non-engineered embankments</b>
Breach average width	1 to 5 times the height of the dam – FERC 1993  0.5 to 5 the times height of the dam – USACE 2007	0.8 times the crest length – FERC 1993
Side slope	0.25 to 1 – FERC 1993  0 to 1 – USACE 2007	1 to 2 – FERC 1993
Bottom elevation	Ground level	Ground level
Breach formation time	0.1 to 1 hour – FERC 1993  0.1 to 4 hours – USACE 2007	0.1 to 0.5 hour – FERC 1993

Se debe tener en consideración que las recomendaciones previas están asociadas principalmente a modos de falla de erosión y puede que no apliquen a fallas instantáneas como las causadas por licuación (CDA, 2020). Se recomienda efectuar análisis de sensibilidad considerando los métodos constructivos y materiales que intervienen en el proceso.

Adicionalmente el ángulo de reposo (post falla) se puede asociar en forma simplificada a la resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ) del material de acuerdo a la siguiente aproximación de la expresión presentada en Ishihara et al. (1990):

$$\alpha = \text{atan} \left( \frac{S_u}{\sigma'_v} \right) \quad (3.1)$$

Donde:

$S_u$ : Resistencia al corte no drenada (kPa)

$\sigma'_v$ : Presión vertical efectiva (kPa).

$\alpha$ : Ángulo formado entre superficie del relave y la horizontal.

Lo anterior, complementado con la verificación del volumen generado respecto a la estadística de fallas de presas existentes.

### **III.6 Propiedades de los Relaves**

Los flujos de relaves, con concentraciones de sólidos en volumen ( $C_v$ ) mayores al 20% (mud flood y mudflow), presentan un comportamiento visco-plástico, clasificando como un flujo hiperconcentrado de naturaleza no-newtoniana. Lo anterior se puede ser caracterizar como un fluido de Bingham (Bingham, 1914), en términos de la tensión de fluencia ( $\tau_y$ ) y de la viscosidad dinámica ( $\mu$ ). Cabe mencionar que existen otros modelos tales como Herschel-Bulkley y Casson.

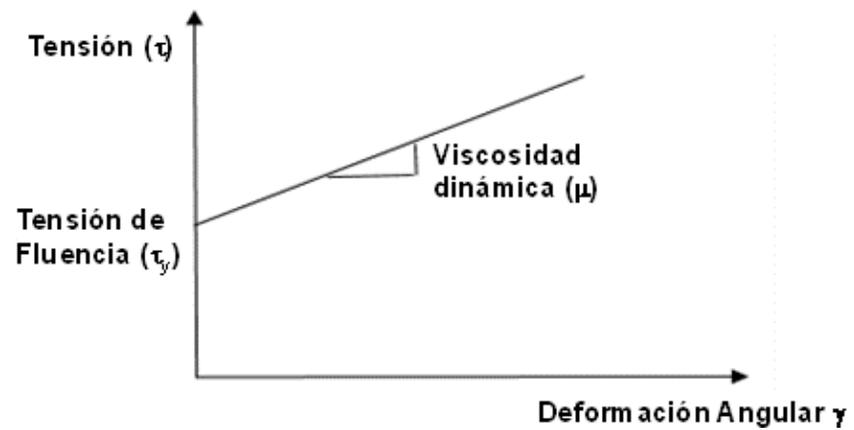


Figura III-3: Comportamiento Plástico de Bingham.

La magnitud de la tensión de fluencia ( $\tau_y$ ) y de la viscosidad dinámica ( $\mu$ ) dependen de la concentración de sólidos del fluido, donde en general ambos parámetros aumentan en magnitud con el incremento en la concentración (ver Figura III-4).

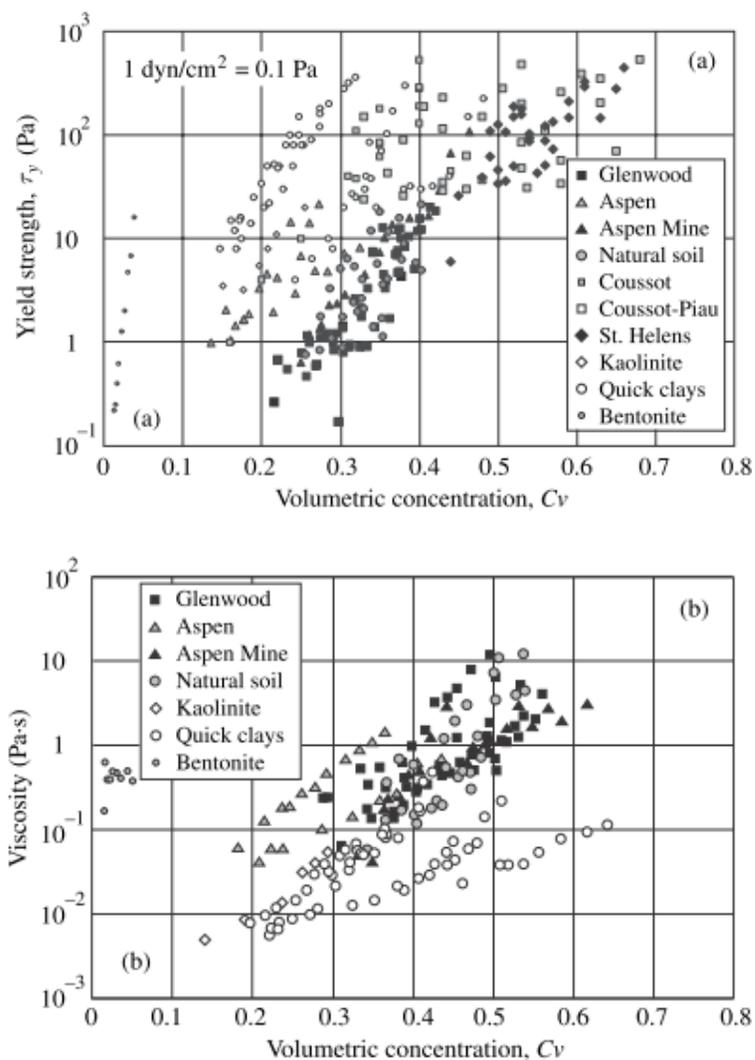


Figura III-4: Ejemplos de Ensayos Reológicos (Julien P & Lan Y. 1991).

En la Tabla III-3 se presentan correlaciones recomendadas en el manual del software FLO-2D para la estimación de la tensión de fluencia ( $\tau_y$ ) y de la viscosidad dinámica ( $\mu$ ).

Tabla III-3: Tensión de Fluencia y Viscosidad Según Cv (FLO-2D, 2018)

Source	$\tau_y$ $= \alpha e^{\beta C_v}$ (dynes/cm <sup>2</sup> )		$\eta = \alpha e^{\beta C_v}$ (poises)	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
<b>Field Data</b>				
Aspen Pit 1	0.181	25.7	0.0360	22.1
Aspen Pit 2	2.72	10.4	0.0538	14.5
Aspen Natural Soil	0.152	18.7	0.00136	28.4
Aspen Mine Fill	0.0473	21.1	0.128	12.0
Aspen Watershed	0.0383	19.6	0.000495	27.1
Aspen Mine Source Area	0.291	14.3	0.000201	33.1
Glenwood 1	0.0345	20.1	0.00283	23.0
Glenwood 2	0.0765	16.9	0.0648	6.20
Glenwood 3	0.000707	29.8	0.00632	19.9
Glenwood 4	0.00172	29.5	0.000602	33.1
<b>Relationships Available from the Literature</b>				
Iida (1938)*	-	-	0.0000373	36.6
Dai et al. (1980)	2.60	17.48	0.00750	14.39
Kang and Zhang (1980)	1.75	7.82	0.0405	8.29
Qian et al. (1980)	0.00136	21.2	-	-
	0.050	15.48	-	-
Chien and Ma (1958)	0.0588	19.1 -32.7	-	-
Fei (1981)	0.166	25.6	-	-
	0.00470	22.2	-	-
(*) See O'Brien (1986) for the references.				
Conversion: Shear Stress: 1 Pascal (PA) = 10 dynes/cm <sup>2</sup> . Viscosity: 1 PAs = 10 dynes-sec/cm <sup>2</sup> = 10 poises				

En forma complementaria, a partir de la data disponible en Tonderai (2016), en la Tabla III-4 se presentan datos de tensión de fluencia y de la viscosidad dinámica correspondientes a seis (6) muestras de relaves de oro.

Tabla III-4: Tensión de Fluencia y Viscosidad Según Cv (modificada-Tondarai, 2018)

Fuente	$\tau_y = \alpha e^{\beta C_v}$ ( <i>dinas/cm<sup>2</sup></i> )		$\eta = \alpha e^{\beta C_v}$ ( <i>poises</i> )	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Muestra A	0,005249	22,73	0,000072	20,62
Muestra B	0,142248	34,70	0,000030	43,02
Muestra C	0,052242	22,47	0,000006	26,81
Muestra D	0,000213	28,24	0,000012	25,22
Muestra E	0,097001	23,14	0,002091	15,73
Muestra F	0,690707	21,68	0,000726	22,36

### III.6 Métodos Simplificados

En el presente capítulo se especifican algunos métodos simplificados para efectuar estimaciones iniciales de la distancia máxima que recorrería el flujo frente a un potencial colapso de un depósito de relaves.

- **Rico et al. (2008):** Método semi-empírico basado en correlaciones establecidas a partir de la data histórica de fallas de depósitos de relaves, incluyendo siete (7) casos chilenos: Bellavista, Cerro Negro No.3, Cerro Negro No.4, El Cobre Old Dam, La Patagua New Dam, Los Maquis y Veta del Agua N°1. Para efectos de estimación de distancia peligrosa, define las siguientes tres (3) correlaciones:

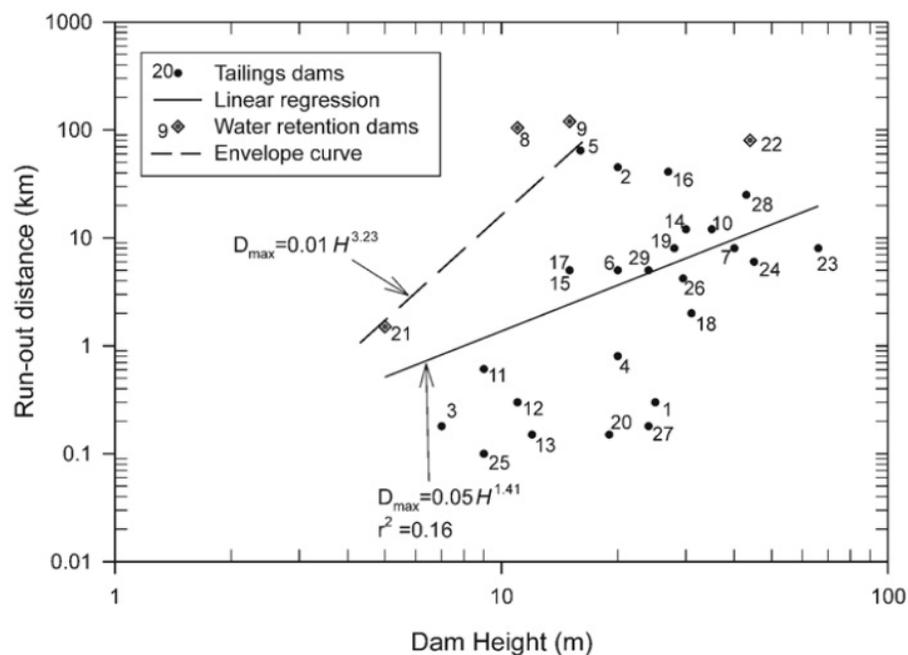


Figura III-5: Correlación Distancia – Altura de Muro (Rico et al., 2008)

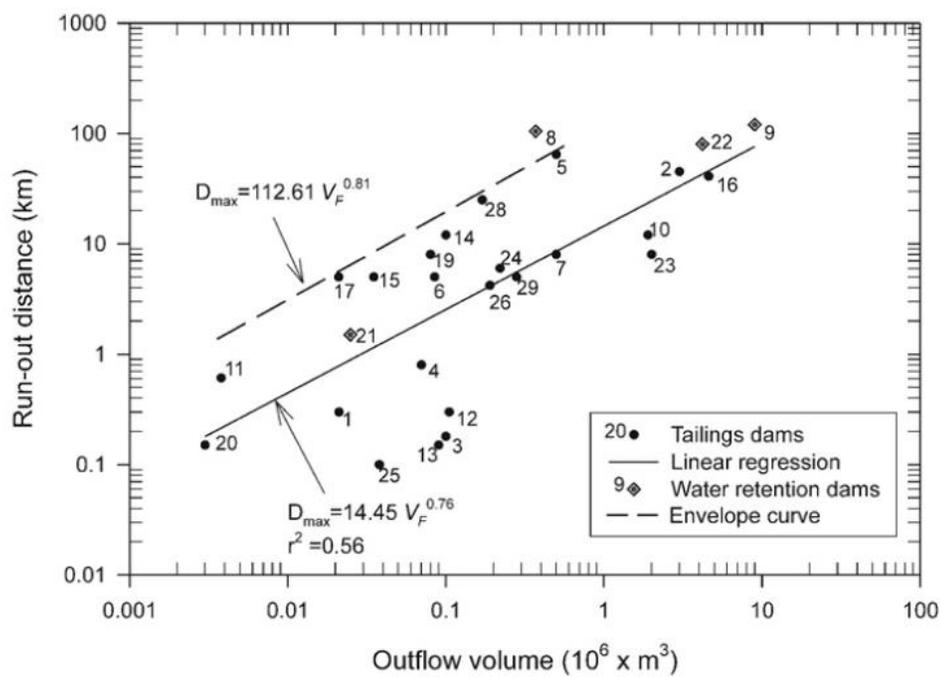


Figura III-6: Correlación Distancia – Volumen Derramado (Rico et al., 2008)

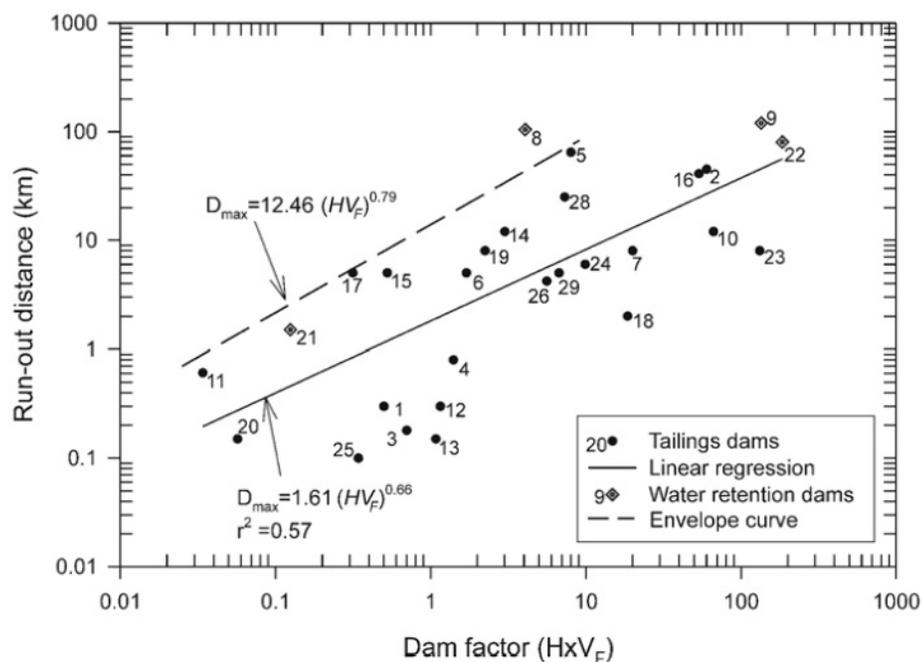


Figura III-7: Correlación Distancia – Altura de Muro y Volumen (Rico et al., 2008)

Nota\_1: “H” corresponde a la altura del muro en metros.

Nota\_2: “V<sub>F</sub>” corresponde al volumen liberado en  $10^6 \cdot \text{m}^3$ .

- **Lucia et al. (1981):** Este método se basa en el estudio de casos históricos, de los cuales se deduce que los suelos licuados pueden mantenerse por sí mismos sobre pendientes suaves en una situación estable (ver Figura III-8). El método supone que al momento que el flujo se detiene la fuerza de corte de la masa licuada iguala la tensión de corte inducida por el ángulo de inclinación.

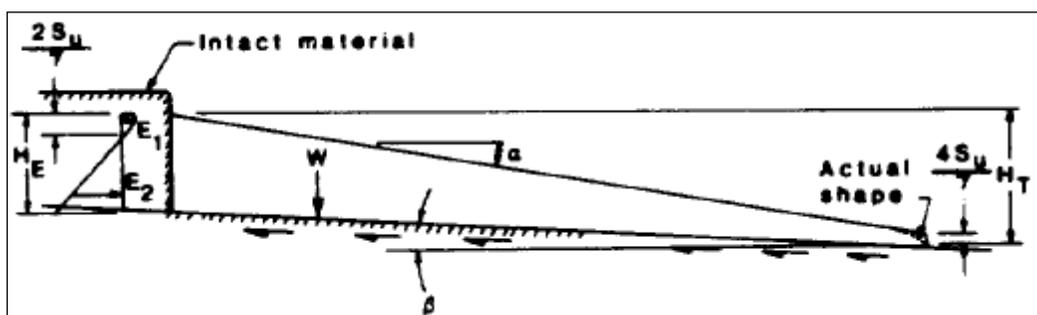


Figura III-8: Distancia Peligrosa (Lucia et al., 1981)

La metodología de cálculo consiste en determinar el diagrama de curvas de tensión y curvas de volumen (ver Figura III-9), a partir de la cual se puede estimar la condición de estabilidad límite para la sección transversal idealizada, correspondiente al valor de  $H_T$  y  $\alpha$  donde se intersecan ambas curvas.

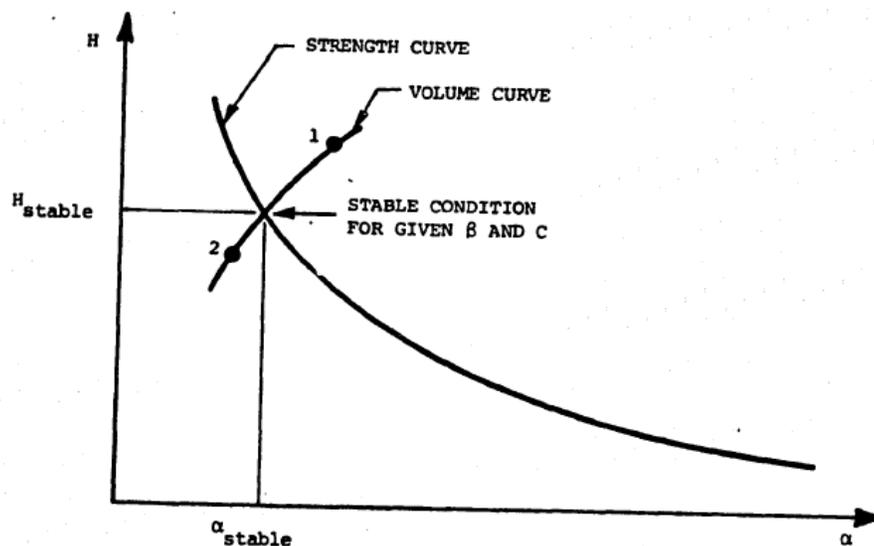


Figura III-9: Curvas de Tensión y Volumen (Lucia et al., 1981)

La curva de tensión se obtiene a través del parámetro adimensional “No”, obtenido del gráfico de la Figura III-10, considerando diferentes valores de “ $\alpha$ ” para  $\beta = \text{cte.}$  (pendiente del terreno). El valor  $H_T$  se obtiene usando la fórmula siguiente:

$$H_T = \frac{N_o \cdot S_u}{\gamma} \quad (3.2)$$

Donde:

$S_u$ : Resistencia al corte no drenada (kPa).

$\gamma$ : Densidad del relave ( $\text{kN/m}^3$ ).

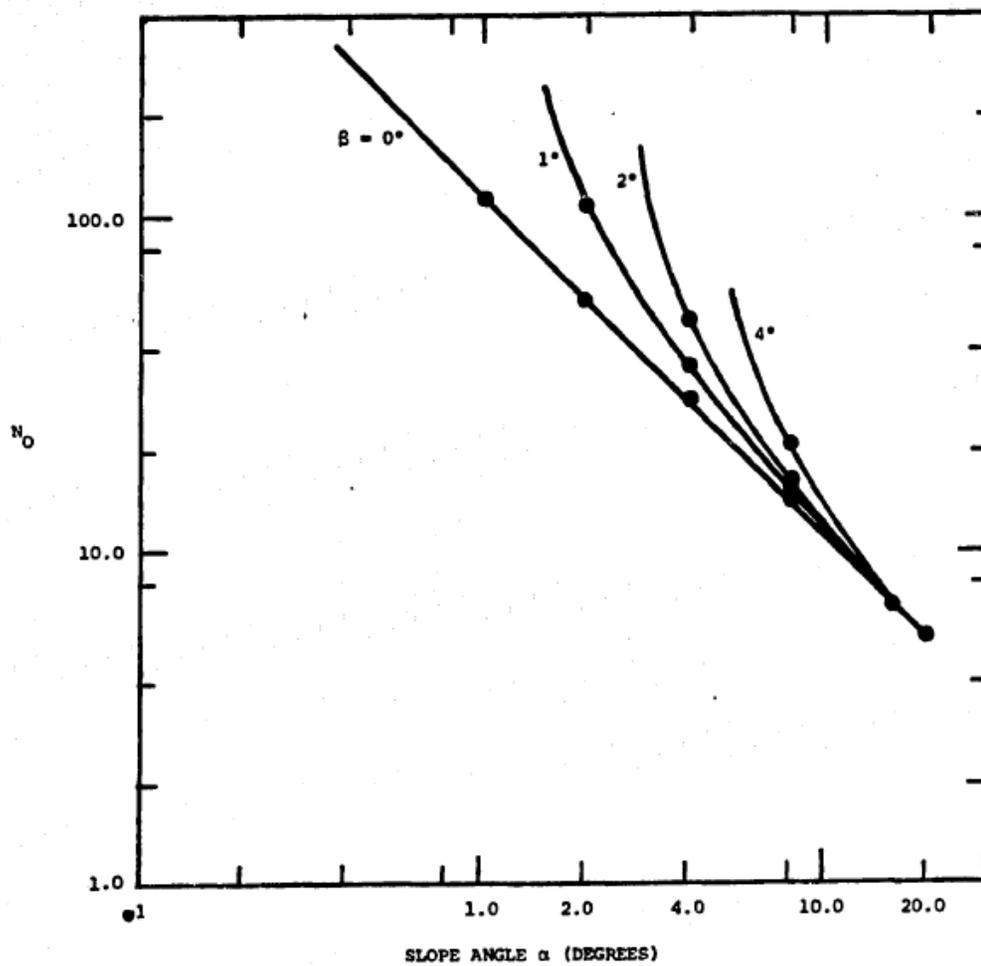


Figura III-10: Gráfico Estabilidad de Pendiente (Lucia et al., 1981)

Luego la curva de volumen se define a partir de las siguientes expresiones:

$$A_1 = \left( \frac{\tan(\alpha)}{\tan(\alpha) - \tan(\beta)} \right)^2 \quad (3.3)$$

$$A_2 = \frac{2 \cdot \tan^2(\alpha)}{\tan(\alpha) - \tan(\beta)} \quad (3.4)$$

$$A_3 = \frac{\tan(\beta)}{\tan(\alpha) - \tan(\beta)} \quad (3.5)$$

$$H_c = \frac{4 \cdot S_u}{\gamma} \quad (3.6)$$

$$H_T = \sqrt{A_1^2 \cdot H_c^2 + A_2 \cdot V_t - A_3 \cdot H_c} \quad (3.7)$$

Finalmente, una vez identificado el punto de equilibrio asociados a un factor de seguridad unitario, el valor de la distancia de flujo “L” puede se calcula mediante la siguiente expresión:

$$L = \frac{H_T - H_c}{\tan(\alpha)} \quad (3.8)$$

Nota: Este método es válido para  $\beta$  menores a  $4^\circ$ .

- **Otros:** Existen otros métodos, tales como el método gráfico, el cual consiste en un método iterativo donde a partir de una geometría de brecha y volumen a derramar, se determina la distancia recorrida gráficamente mediante la topografía del terreno aguas abajo del muro y la pendiente de reposo del relave ( $\alpha$ ), la cual se puede estimar mediante la resistencia última no drenada ( $S_u$ ) de la mezcla que fluye normalizada por la presión de confinamiento efectiva ( $\sigma'_o$ ).

$$\alpha = \tan^{-1} \left[ \frac{S_u}{\sigma'_o} \right] \quad (3.9)$$

### III.7 Modelos Numéricos

Existen varios modelos y programas computacionales basados en modelos numéricos que permiten realizar el ejercicio de estimar la distancia máxima recorrida por el flujo, en caso del colapso de un depósito de relaves. A continuación, se presenta una breve descripción de algunos programas disponibles:

- **FLDWAV.** Modelo desarrollado por el National Weather Service (NWS, 1998). Corresponde a un modelo dinámico basado en la solución numérica implícita de cuatro puntos, basado en diferencias finitas, de las ecuaciones de flujos unidimensionales no permanentes (Saint-Venant). Incorpora flujos de lodos / escombros, donde la pendiente de fricción del flujo de lodo / escombros se deriva de la ecuación de la ley de potencia del esfuerzo corte de un fluido no-newtoniano.

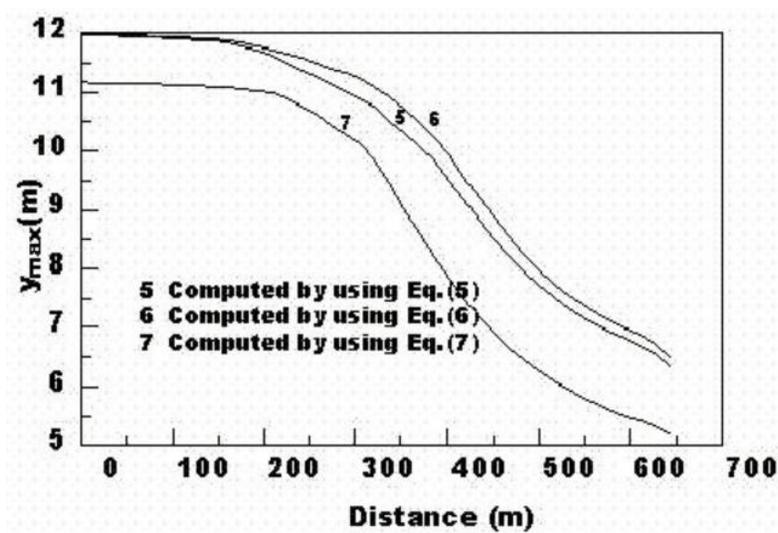


Figura III-11: Ejemplo Profundidad Máx. Flujo - FLDWAV (Jin, 1997)

- **Método de Jeyapalan:** En 1982 Jeyapalan propuso un método de estimación bidimensional para la distancia peligrosa, implementando el modelo de Bingham para representar el comportamiento de los relaves licuados, donde la viscosidad aparente decrece con la razón de esfuerzo de corte y el movimiento comienza cuando se supera el esfuerzo de fluencia.

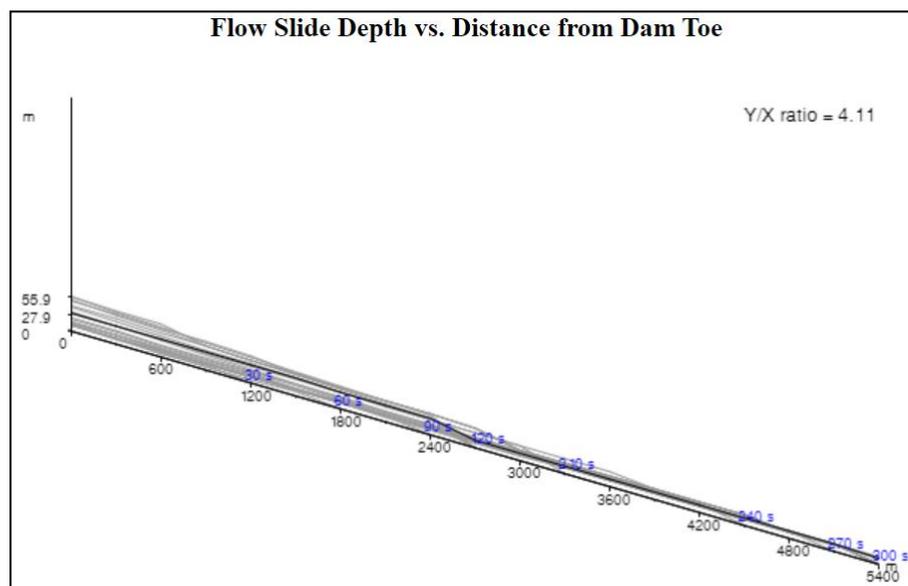


Figura III-12: Imagen Esquemática Método Jeyapalan (Wise-uranium.org)

- **DAN-W (Hungr 1995).** Modelo dinámico que predice el desplazamiento de deslizamientos rápidos (runout), implementando la solución Lagrangiana de la ecuación de St. Venant. Permite geometrías de análisis 2D más un ancho, donde el volumen deslizante es considerado como un fluido homogéneo, con una misma reología en todo su espesor.

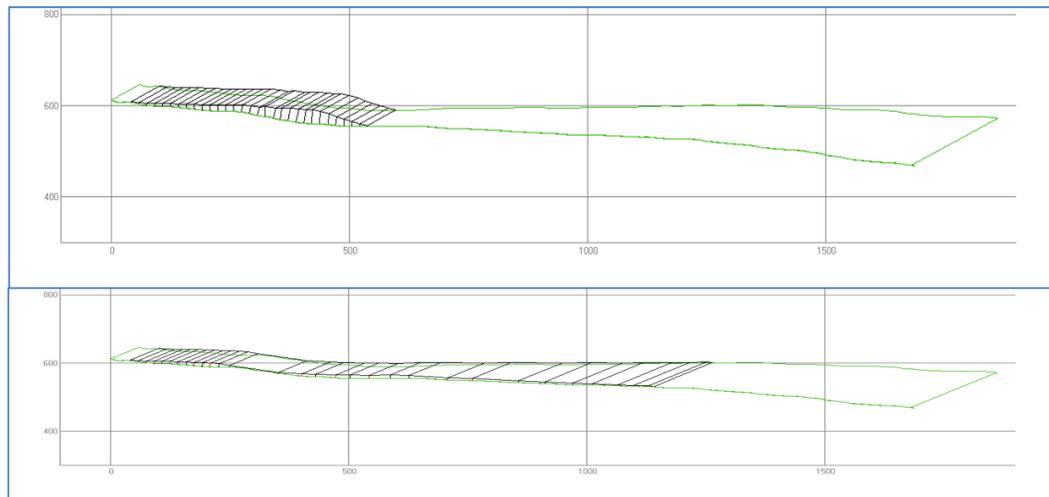


Figura III-13: Imagen Esquemática Salida DAN-W (Gonzalez, 2014)

- **Iber.** Modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no-permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber, para la simulación de rotura de presas, abarca:
  - Modelación del flujo de la laguna de aguas claras, en caso de una rotura del depósito que la involucre.
  - Modelación de la “ola” de agua que puede viajar con baja concentración de sedimentos con mayor velocidad que un fluido plástico (relaves).

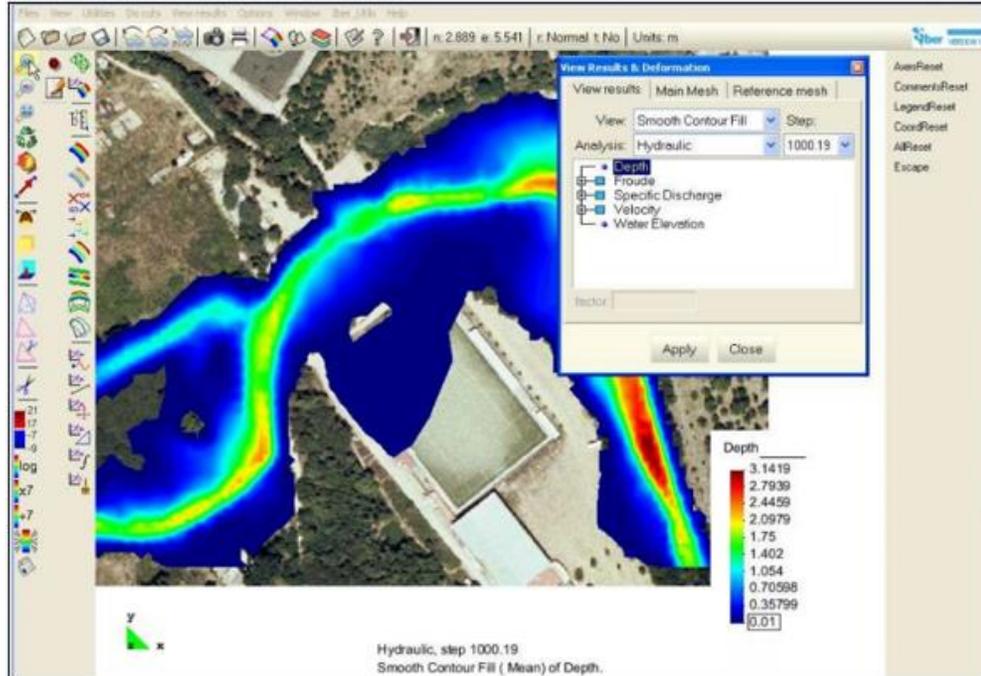


Figura III-14: Imagen Esquemática Software Iber

- **FLO-2D.** Programa de modelación numérico-hidráulico bidimensional (2D), capaz de simular distintos casos de crecidas o flujos no-newtonianos. Es un modelo de diferencias finitas que integra la ecuación de momento, utilizando un discretizado del dominio en celdas de dimensión constante, donde el cálculo de las principales variables hidráulicas (profundidad, velocidad y caudal) es efectuado celda por celda y en 8 direcciones. Es capaz de modelar el flujo de relaves o sólidos (fluido hiperconcentado) mediante el módulo mudflow. Para ello, el modelo resuelve las ecuaciones de flujo somero o las ecuaciones de Saint-Venant de conservación de masa y momentum,

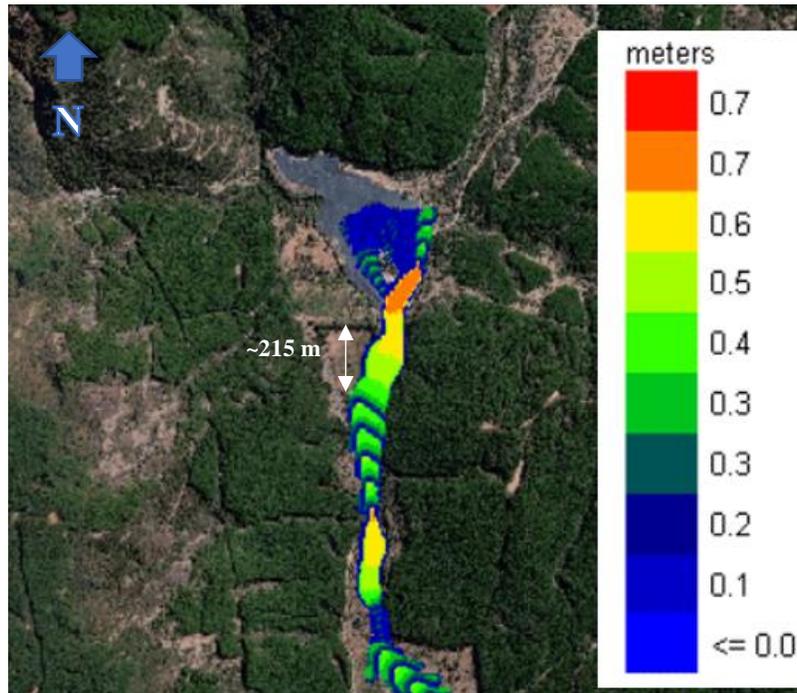


Figura III-15: Imagen Referencial, Profundidad Max. de Flujo - FLO-2D

- **DAN3D.** McDougall (2006) complejizó el modelo original de Hungr, descrito previamente, y lo extendió a tres dimensiones (3D), pudiendo simular el flujo sobre topografías complejas, considerar la influencia de la resistencia interna del flujo, incluir erosión del terreno natural y posibles variaciones en la reología de los fluidos. El modelo de McDougall se encuentra compilado en el software DAN3D, el cual considera la solución Lagrangiana de la ecuación de St. Venant, mediante un método libre de malla denominado Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH), en el que los balances de masa son realizados en base a la distribución espacial de partículas en movimiento. La fuerza de resistencia al corte en la base está determinada por la reología del material.

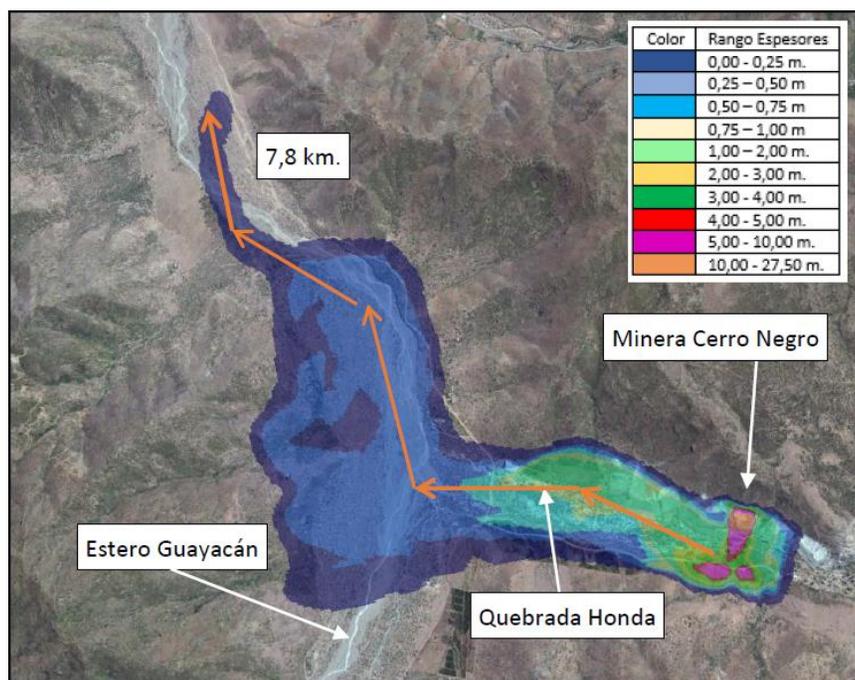


Figura III-16: Ejemplo Resultados DAN3D (Norambuena et al., 2018)

Particularmente, en el presente estudio los análisis se efectuaron mediante el software FLO-2D, por lo que a continuación se presenta mayor detalle de sus respectivas consideraciones.

Como se mencionó anteriormente, FLO-2D es capaz de modelar el flujo de relaves o sólidos (fluido hiperconcentrado) mediante el módulo mudflow. Para ello, el modelo resuelve las ecuaciones de flujo somero o las ecuaciones de Saint-Venant de conservación de masa y momentum, las cuales están presentadas a continuación:

Ecuación de Continuidad:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hV_x}{\partial x} + \frac{\partial hV_y}{\partial y} = i \quad (3.10)$$

Nota:  $h$  = Profundidad de flujo.  $V_x$  y  $V_y$  = Componentes de velocidad media.

$i$  = Exceso de intensidad de lluvia.

Ecuación de Conservación de Momentum en X.

$$\frac{\partial V_x}{\partial t} + V_x \frac{\partial V_x}{\partial x} + V_x \frac{\partial V_x}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} - g(S_{ox} - S_{fx}) = 0 \quad (3.11)$$

Ecuación de Conservación de Momentum en Y.

$$\frac{\partial V_y}{\partial t} + V_y \frac{\partial V_y}{\partial x} + V_y \frac{\partial V_y}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} - g(S_{oy} - S_{fy}) = 0 \quad (3.12)$$

Nota: g = Gravedad. S<sub>o</sub> = Pendiente del canal. S<sub>f</sub> = Pendiente de fricción.

El módulo “mudflow” emplea el modelo reológico cuadrático desarrollado por Julien & Lan (1991), en el cual las componentes S<sub>fx</sub> y S<sub>fy</sub> de las ecuaciones de conservación de momento se incorporan los parámetros reológicos de Bingham para caracterizar el escurrimiento de relaves. La componente S<sub>f</sub>, para cada eje, se compone de los siguientes términos:

Componente Reológica Cuadrática.

$$S_f = S_y + S_v + S_{td} \quad (3.13)$$

Componente de Tensión de Fluencia.

$$S_y = \frac{\tau_y}{\gamma_m h} \quad (\text{“}\gamma_m\text{” peso unitario del flujo}) \quad (3.14)$$

Componente Turbulenta y Dispersiva.

$$S_{td} = \frac{n^2 V^2}{h^{4/3}} \quad (\text{“}n\text{” resistencia del flujo – Coef. de Manning equivalente}) \quad (3.15)$$

La componente de tensión de fluencia y viscosidad, están definidas principalmente por los parámetros de Bingham: la tensión de fluencia ( $\tau_y$ ), y la viscosidad dinámica ( $\mu$ ) respectivamente, los cuales dependen de la concentración de sólidos en volumen del relave (Cv) de acuerdo a las siguientes expresiones:

Tensión de Fluencia.

$$\tau_y = \alpha_{\tau\gamma} e^{\beta_{\tau\gamma} C_v} \quad (3.16)$$

Viscosidad Dinámica.

$$\mu = \alpha_{\mu} e^{\beta_{\mu} C_v} \quad (3.17)$$

Los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  son parámetros que permiten ajustar la curva de tensión de fluencia y viscosidad dinámica, en función del  $C_v$ , obtenida de ensayos reológicos del relave.

El software FLO-2D requiere como dato de entrada un hidrograma de agua, el cual se lleva a un hidrograma de sedimentos mediante el módulo “Mudflow” (transporte de sedimentos y lodos), a partir de un factor denominado “Bulking Factor (BF)” que depende de la concentración volumétrica de sedimentos ( $C_v$ ) del hidrograma de entrada (en %). Este factor queda definido por la siguiente expresión:

$$BF = \frac{1}{1 - C_v} \quad (3.18)$$

Como se indicó previamente, el programa requiere que se ingrese un hidrograma de entrada, el cual representa la variación del caudal liberado en función del tiempo y cuya forma se caracteriza principalmente por tres (3) parámetros: caudal peak ( $Q_p$ ), tiempo de formación de brecha ( $t_f$ ) y el volumen asociado ( $V_d$ ) (FECD, 1994). Lo anterior se ilustra en la Figura III-17.

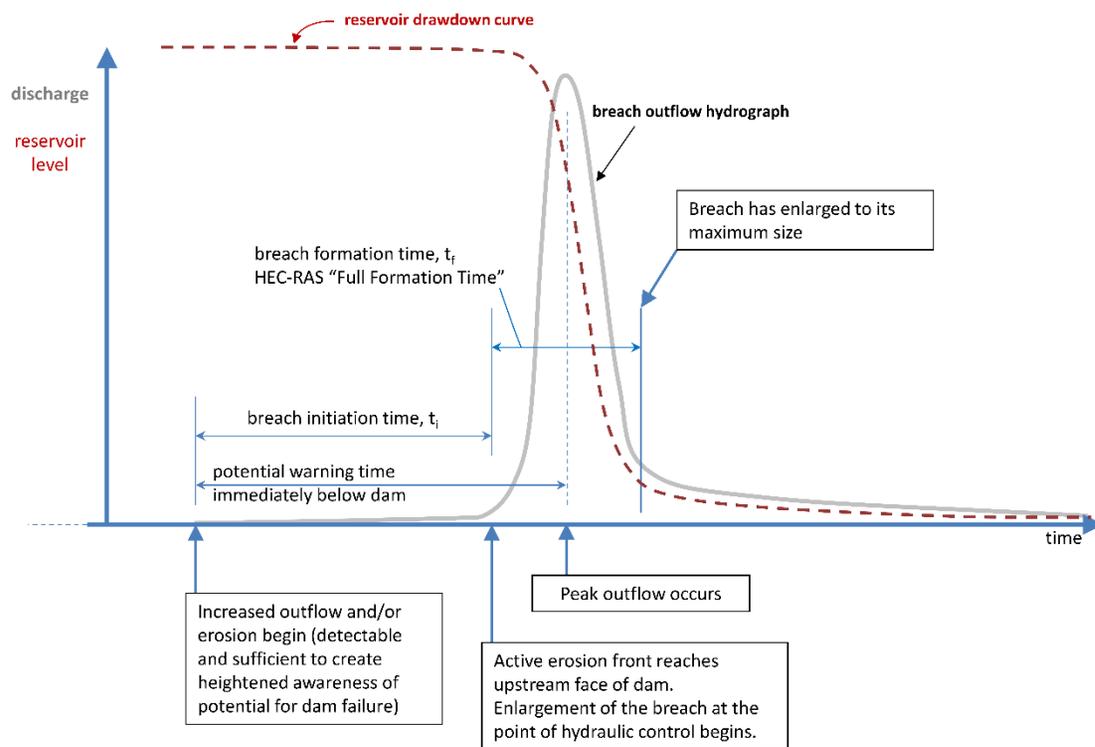


Figura III-17: Hidrograma Genérico y Parámetros (Whal, 1998)

Cabe mencionar que dada la naturaleza del fenómeno de rotura de presas, el cual es controlado por una serie de fenómenos físicos, la forma del hidrograma puede ser compleja de representar. En la práctica es posible asumir configuraciones simplificadas como triangulares, gaussianas, entre otras, para reproducir el fenómeno. Particularmente, en la forma tipo campana gaussiana presentada en la Figura III-17, es posible asociar el tiempo de formación de brecha como el ancho de la base de la curva gaussiana, el caudal peak como la altura de la curva y el volumen derramado al área bajo la curva. A partir de lo anterior, determinando dos (2) de los tres (3) parámetros que definen el hidrograma simplificado, es posible construir un hidrograma representativo del modo de falla analizado.

FLO-2D, adicional a la estimación de la distancia peligrosa, permite evaluar entre otras:

- Evolución en el tiempo de la altura de material en el espacio afectado.
- Altura final de depositación.
- Velocidad de flujo.
- Fuerzas de impacto.
- Generar mapas de riesgos, en función de condiciones límites fijadas.

Respecto a lo anterior, un punto interesante es evaluar las fuerzas de impacto que podrían afectar potenciales estructura existentes o de contención proyectadas en el cauce afectado por el derrame. Para lo anterior el programa se basa en la presión de impacto “Pi” asociada a cada elemento de la grilla definida, correspondiente a una fuerza por unidad de longitud (presión de impacto x profundidad de flujo). Para obtener la fuerza de impacto se puede multiplicar la presión de impacto por la longitud de la estructura dentro del elemento de la grilla. La fuerza de impacto es una función de la densidad del fluido, los materiales de la estructura, el ángulo de impacto y otras variables. Para estimar de manera conservadora la presión de impacto, se adopta la ecuación para agua tomada de Deng (1996):

$$P_i = k \cdot \rho_f \cdot V^2 \quad (3.19)$$

Donde Pi es la presión de impacto, el coeficiente k es 1,28 tanto para el sistema de unidades inglés o SI,  $\rho_f$  = densidad del agua y V es la máxima velocidad registrada en la dirección de impacto. Para flujos hiperconcentrados, como es nuestro caso (mud floods y mudflows), la densidad del fluido  $\rho_f$  y el coeficiente k están en función de la concentración en volumen del sedimento. El coeficiente k está basada en la regresión

dependiente de la concentración de sedimentos obtenida de la data presentada en Deng (1996), de acuerdo con lo siguiente:

$$k = 1,261e^{C_w} \quad (3.20)$$

Donde  $C_w$  corresponde a la concentración en peso.

La presión estática  $P_s$ , para cada elemento de la grilla, también se expresa como una fuerza por unidad de longitud. Viene dada por la profundidad máxima de flujo referida al centro de gravedad  $\hat{h}$  veces el peso específico del fluido. Luego, la presión estática se multiplica por la profundidad del flujo para calcular la fuerza estática por unidad de longitud de estructura.

$$P_s = \gamma \cdot \hat{h} \quad (3.21)$$

## **IV. DISTANCIA PELIGROSA TRANQUE DE RELAVES LAS PALMAS**

En el presente capítulo se aborda el desarrollo de los análisis de distancia peligrosa efectuados para el Tranque de Relaves Las Palmas, especificando los antecedentes geotécnicos considerados, metodología de análisis implementada y los resultados obtenidos de la modelación efectuada.

### **IV.1 Metodología de Análisis**

La metodología de análisis adoptada consideró lo siguiente:

- Revisión de antecedentes. Verificación de registros existentes del colapso del Tranque de Relaves Las Palmas (distancia recorrida, área de impacto, volumen derramado, otros), junto a la data disponible de antecedentes geotécnicos y reológicos del tranque y disponibles en la literatura técnica.
- Definición de parámetros geotécnicos y reológicos. A partir de la revisión de antecedentes, definir parámetros geotécnicos y reológicos requeridos para la modelación en FLO-2D.
- Estimación de resultados preliminares. Con los parámetros definidos en el punto anterior, verificar los resultados preliminares y contrastar con los registros reales de la falla.
- Calibración del modelo en FLO-2D. En este punto se considera la calibración de los parámetros de Bingham, de manera de ajustar los resultados del modelo al área de impacto real del colapso del tranque.
- Sensibilización del Coeficiente de Manning del cauce aguas abajo del muro. Otro de los parámetros que entran en el modelo considerado es el Coeficiente de Manning del cauce, donde se consideró realizar una sensibilización de dicho parámetro de manera de evaluar su impacto en los resultados.
- Evaluación de obra de mitigación (primer ejercicio). Finalmente, realizar una primera aproximación de medidas de mitigación de manera de acotar el área de impacto.

Cabe mencionar que en este estudio no se abordó un análisis de la brecha generada en el muro del tranque, atendiendo que el volumen derramado es conocido y corresponde a 231.660 m<sup>3</sup>.

Por otra parte, se considera la verificación de la distancia peligrosa mediante métodos simplificados y el modelo numérico de Jeyapalan (1982), de manera de contrastar con los resultados obtenidos del Modelo en FLO-2D.

#### **IV.2 Revisión Antecedentes Geotécnicos**

Como se indicó previamente, el Tranque de Relaves Las Palmas es un depósito de relaves inactivo, que inició su construcción en 1981, por lo que los antecedentes geotécnicos disponibles del suelo de fundación, muro y relaves del proyecto original son escasos. En este estudio fue factible considerar la data de terreno y laboratorio generada en campañas posteriores al colapso del tranque, disponibles en los documentos técnicos de referencia (DICTUC, 2012 - Hernández, 2021 – Moss, 2019), donde se especifican las siguientes campañas de exploraciones geotécnicas:

- **DICTUC (junio 2011).** Campaña consistente en la perforación de cinco (5) sondajes geotécnicos, con ejecución de ensayos SPT (safety hammer - ~60% de eficiencia), veletas de corte en algunos sondajes, y profundidades variables entre 8,5 y 21 m. De acuerdo a lo ilustrado en la Figura IV-1, los sondajes B-1 (SPT1) y B-5 (SPT5) se ubicaron en los muros de contención del depósito y los sondajes B-2 (SPT2), B-3 (SPT3) y B-4 (SPT4) se ubicaron en la cubeta del tranque de relaves.



### Resumen Ensayos de Laboratorio y Terreno DICTUC (2012), de Gebhart (2016)

Location	Field Test	Location	Depth		Soil Type	Strength		Unit Wt. (pcf)		Fail Strain (%)	Lab Strength Testing			
			(m)	(ft)		Cohesion (psf)	$\Phi$ (°)	Total	Dry		CU	Cyclic Triaxial	UC	Sample Method
B-1	SPT	"Wall"	6-6.5	20	SM	800	26	100	95	5.5	X	-	-	Shelby
			16.0-16.5	54	ML	-	-	-	-	-	-	X	-	-
		Bedrock	18.5-19.25	62	SC-SM	7000	-	138	127	0.8	-	-	X	HQ3 cutting tip
	20.0-21.0		67	SC	19500	-	131	116	1	-	-	X	HQ3 cutting tip	
	Vane Shear	"Wall"	5	17	SM	520	-	-	-	-	-	-	-	-
			7	23	SM	1486	-	-	-	-	-	-	-	-
9			30	SM	1486	-	-	-	-	-	-	-	-	
12			40	ML	520	-	-	-	-	-	-	-	-	
			14	46	ML	632	-	-	-	-	-	-	-	
B-2	Vane Shear	"Bowl"	7	23	ML	780	-	-	-	-	-	-	-	
			13	43	ML	818	-	-	-	-	-	-	-	-
B-3	Vane Shear	"Bowl"	5	17	ML	780	-	-	-	-	-	-	-	
			8	26	ML	502	-	-	-	-	-	-	-	-
B-4	SPT	"Bowl"	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
B-5	SPT	"Wall"	5.0-5.5	17	ML	5600	-	110	96	8.3	X	X	-	Undisturbed
			10.0-10.5	34	ML	-	-	-	-	-	-	X	-	-

CU: Consolidated Undrained  
UC: Unconfined Compressive

Figura IV-1: Campaña Geotécnica DICTUC 2011 (mod. de Moss et al., 2019)

En los sondajes el nivel freático se identificó a las siguientes profundidades:

- Sondaje B-1 (SPT1): Nivel de agua a 13 m.
- Sondaje B-2 (SPT2): Nivel de agua a 12 m.
- Sondaje B-3 (SPT3): Nivel de agua a 6 m.

- Sondaje B-4 (SPT4): Nivel de agua a 5 m.
- Sondaje B-5 (SPT5): No registrado
- **PEER-NGL (junio 2017).** Campaña consistente en la ejecución de tres (3) ensayos CPT, con profundidades de exploración variables entre 5 y 16 m, y cinco (5) mediciones pasivas de velocidad de onda de corte “Vs” con arreglos circulares de diámetros 5 m, 10 m y 20 m, según la profundidad de exploración requerida. De acuerdo a lo ilustrado en Figura IV-2, el CPT1 fue realizado en las cercanías del SPT4 (sondaje B-4), el CPT3 fue realizado en las cercanías del SPT2 (sondaje B-2) y el CPT2 se ejecutó en un punto intermedio. Las exploraciones geofísicas, de acuerdo a lo ilustrado en Figura IV-3, se realizaron en la ubicación de los ensayos CPT, incluyendo dos (2) mediciones aguas abajo en la zona afectada por la ruptura del tranque.

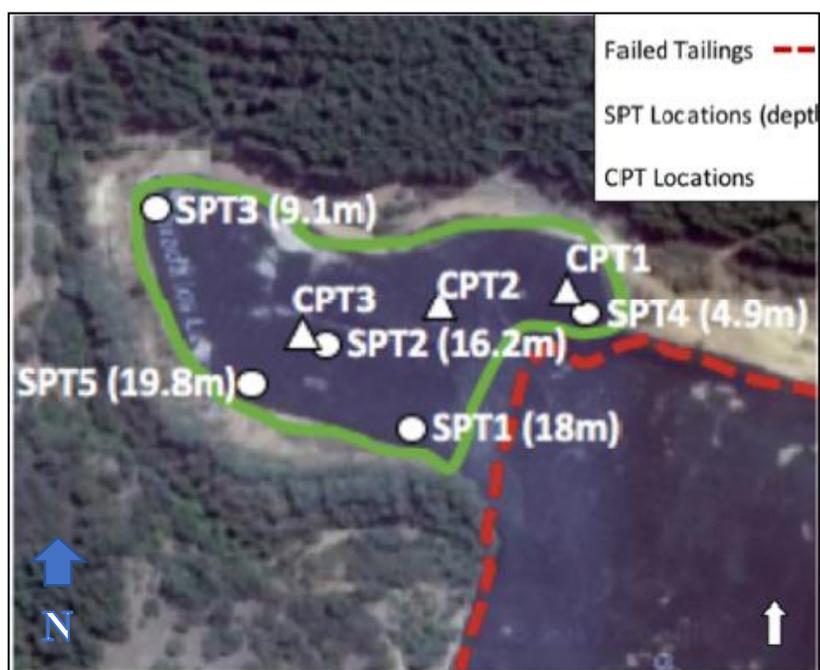


Figura IV-2: Ensayos CPT, PEER-NGL 2017 (Moss et al., 2019)

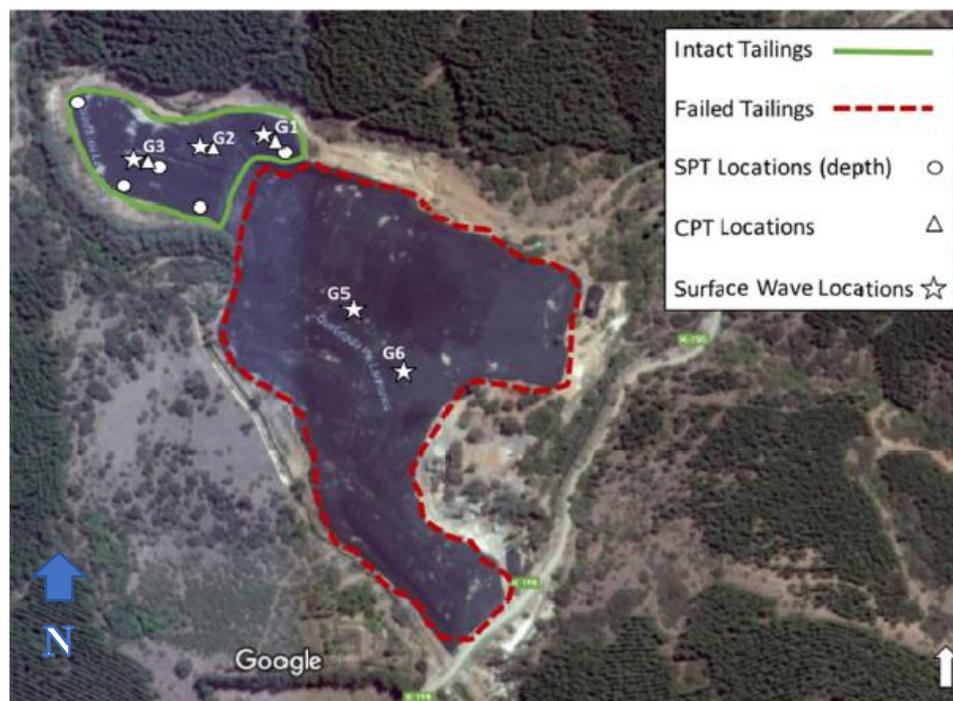


Figura IV-3: Prospecciones Geofísicas, PEER-NGL 2017 (Moss et al., 2019)

Con el objetivo de evaluar las características del relave del tranque, en el presente estudio se tomó en consideración la información de las prospecciones efectuadas en la cubeta (SPT2, SPT4, CPT1, CPT2, CPT3, G1, G2 y G3). De la data existente, el relave clasifica principalmente con suelo limoso (ML), con contenido de finos mayor a 60% e índice de plasticidad variable entre NP y 5. En las gráficas siguientes se presenta el cruce entre los resultados de los ensayos obtenidos de los ensayos SPT, CPT y de los perfiles geofísicos efectuados. Para lo anterior, se consideraron las correlaciones del software CPeT-IT, de manera de llevar los registros de los ensayos CPT a valores  $N1(60)$ , de acuerdo a lo ilustrado en la Figura IV-4 y a velocidad de onda de corte (ver Figura IV-5).

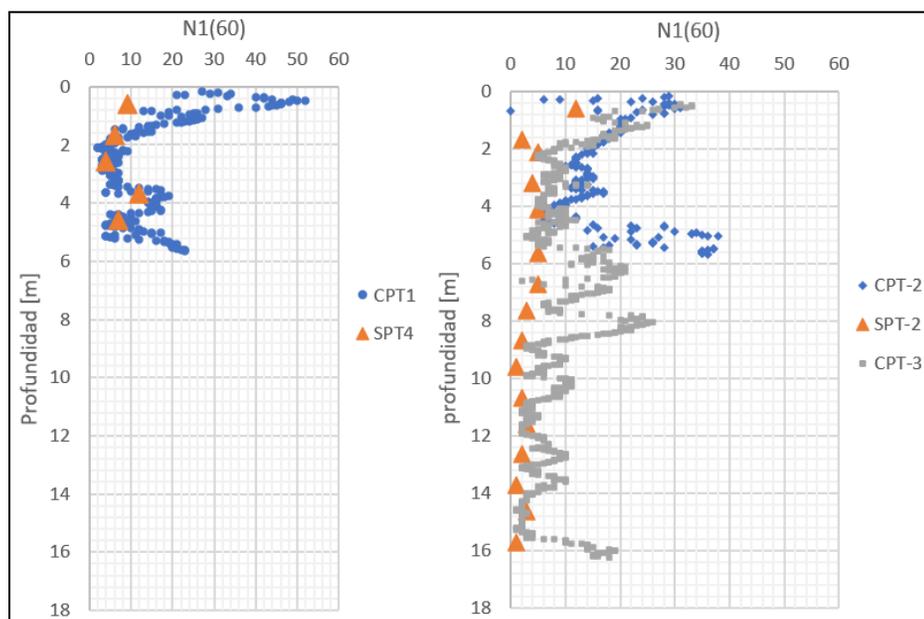


Figura IV-4:  $N_1(60)$  Estimado de Ensayos SPT y CPT

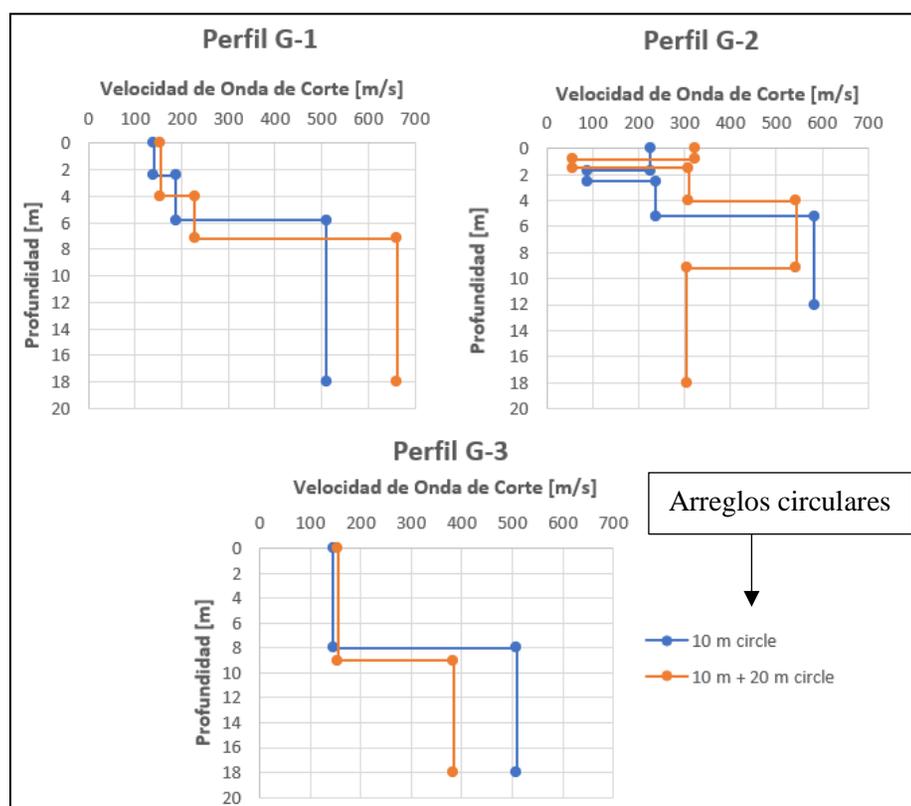


Figura IV-5: Velocidad de Onda de Corte – Geofísica y CPT (de CPeT-IT)

A partir de la Figura IV-4, se observa que los valores de  $N_{I(60)}$  obtenidos mediante correlaciones aplicadas a los registros de los ensayos CPT son superiores a los valores estimados a partir de los ensayos SPT, sin embargo, se pueden apreciar estimaciones consistentes en las profundidades prospectadas en los sondajes con valores menores a 10. En cuanto a las estimaciones de velocidades de onda de corte (Figura IV-5), a partir de los perfiles geofísicos y estimada a partir de los ensayos CPT, se observan resultados consistentes en los primeros 8 m, con  $V_s$  en general menores a 200 m/s.

En el análisis de distancia peligrosa se requiere conocer la concentración volumétrica de sólidos “ $C_v$ ” del relave, cuya estimación depende la densidad promedio del depósito. A causa de lo anterior, para la estimación de la densidad, se procesaron los resultados de los ensayos CPT mediante el programa CPeT-IT (GeoLogismiki), obteniendo los siguientes resultados.

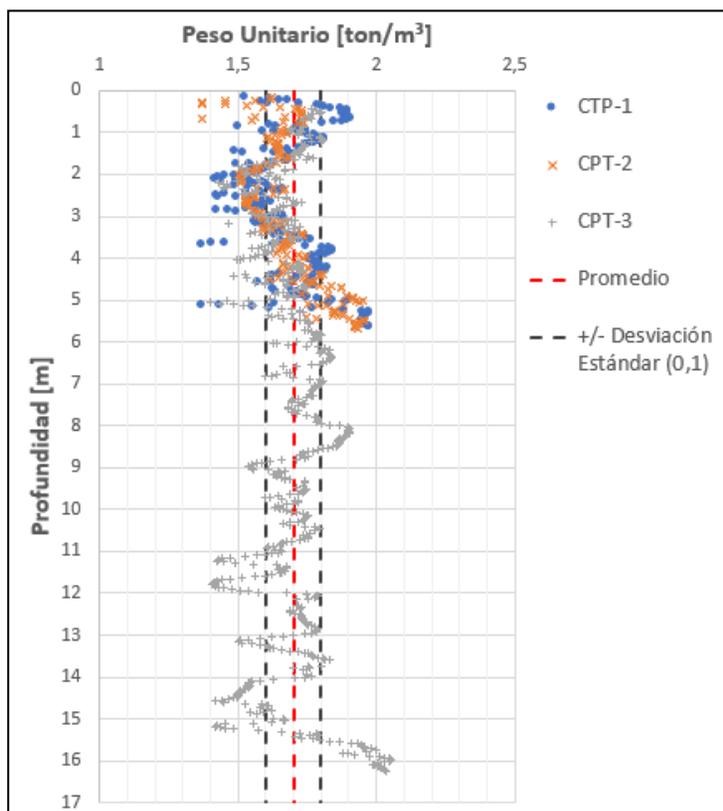


Figura IV-6: Densidad Relave – CPeT-IT

A partir de los datos graficados en la Figura IV-6, se obtiene una densidad promedio “ $\gamma$ ” de 1,7 ton/m<sup>3</sup> con una desviación estándar de  $\sigma=0,1$ . En el presente estudio se consideró la densidad promedio y la densidad promedio +/- la desviación estándar, de manera de estimar a partir de dicho parámetro la concentración volumétrica de sedimentos ( $C_v$ ) mediante las siguientes expresiones.

Concentración de Sólidos en Peso ( $C_p$ ):

$$C_p = \frac{G_s \cdot C_v}{\rho_m} \quad (3.22)$$

Con  $G_s$  = densidad de partículas sólidas.

$$\rho_m = 1 - C_v \cdot (G_s - 1) \quad (3.23)$$

Concentración de Sólidos en Volumen ( $C_v$ ):

$$C_v = \frac{C_p}{[G_s \cdot (1 - C_p) + C_p]} \quad (3.24)$$

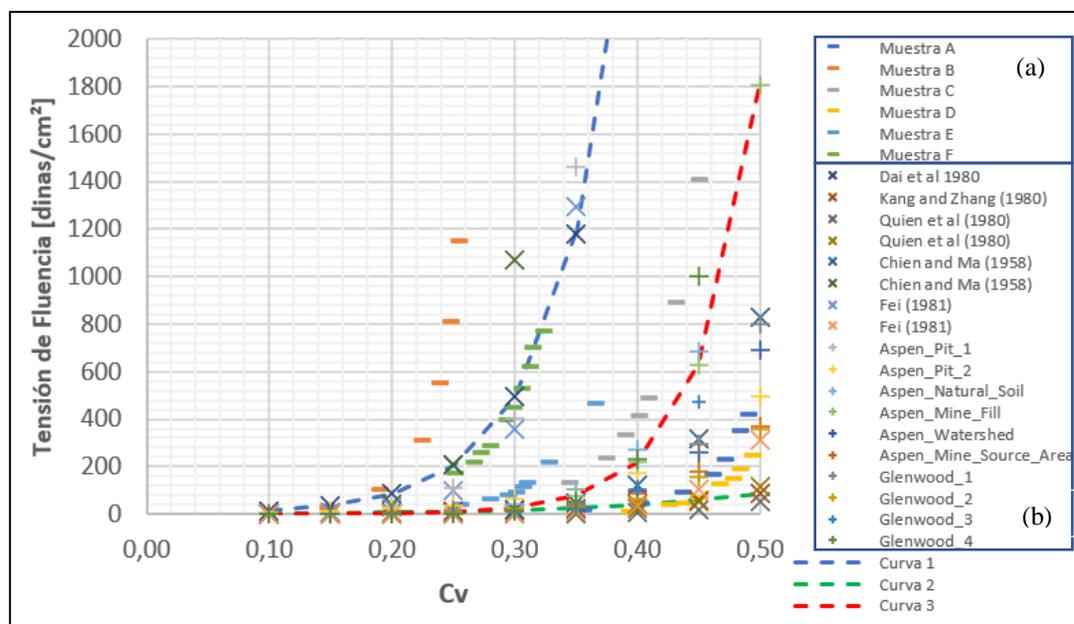
De las ecuaciones (3.22, 3.23 y 3.24) se obtienen los siguientes resultados:

Tabla IV-1: Concentración de Sólidos en Peso y en Volumen

Densidad (ton/m <sup>3</sup> )	$G_s$	$C_p$	$C_v$
1,60	2,7 (DICTUC, 2012)	0,60	0,36
1,70		0,65	0,41
1,80		0,71	0,48

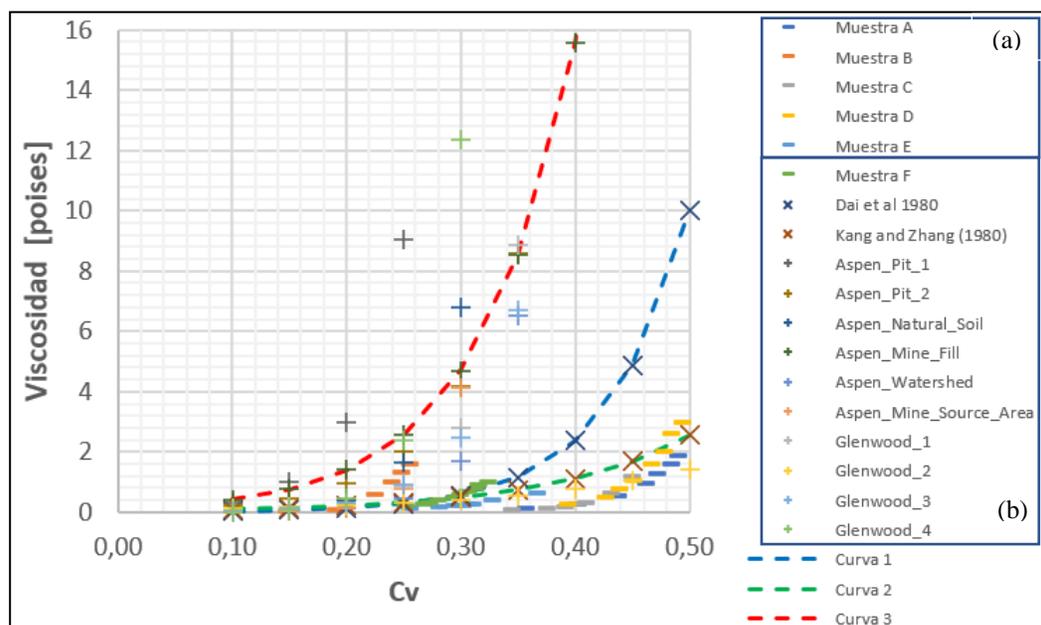
### IV.3 Antecedentes Reológicos

El Tranque de Relaves Las Palmas corresponde a un depósito de relaves de oro, del cual no fue factible conseguir datos reológicos de los relaves depositados en su cubeta. A causa de lo anterior, para efectos de análisis, se consultó la base de datos del software FLO-2D (ver Tabla III-3) y datos reológicos de seis (6) muestras de relaves de oro disponibles en Tonderai (2016), de manera de adoptar parámetros de tensión de fluencia ( $\tau_y$ ) y viscosidad dinámica ( $\mu$ ) del modelo de Bingham. En la Figura IV-7 y Figura IV-8 se presentan las curvas de tensión de fluencia y viscosidad, respecto a la concentración de sólidos en volumen, generadas a partir de la revisión de antecedentes indicada previamente, donde se definen preliminarmente tres (3) curvas representativas de la variabilidad de la data disponible (Curva 1, 2 y 3).



(a) Data Tonderai, 2016. (b) Data Manual FLO-2D, 2018.

Figura IV-7: Cv v/s Tensión de Fluencia



(b) Data Tonderai, 2016. (b) Data Manual FLO-2D, 2018.

Figura IV-8: Cv v/s Viscosidad

A partir de los datos presentados en la Figura IV-7 y Figura IV-8, y considerando los valores de Cv presentados en la Tabla IV-1, se obtienen los siguientes valores de tensión de fluencia y viscosidad:

Tabla IV-2: Tensión de Fluencia y Viscosidad – Curva 1

Densidad (ton/m <sup>3</sup> )	C <sub>v</sub>	Tensión de Fluencia		Viscosidad	
		(dinas/cm <sup>2</sup> )	(kPa)	(poises)	(kPa·s)
1,60	0,36	1.406	0,14	1,33	0,0001
1,70	0,41	3.369	0,34	2,74	0,0003
1,80	0,48	11.452	1,15	7,50	0,0007

Tabla IV-3: Tensión de Fluencia y Viscosidad – Curva 2

Densidad (ton/m <sup>3</sup> )	C <sub>v</sub>	Tensión de Fluencia		Viscosidad	
		(dinas/cm <sup>2</sup> )	(kPa)	(poises)	(kPa·s)
1,60	0,36	29	0,003	0,80	0,0001
1,70	0,41	43	0,004	1,21	0,0001
1,80	0,48	75	0,007	2,17	0,0002

Tabla IV-4: Tensión de Fluencia y Viscosidad – Curva 3

Densidad (ton/m <sup>3</sup> )	C <sub>v</sub>	Tensión de Fluencia		Viscosidad	
		(dinas/cm <sup>2</sup> )	(kPa)	(poises)	(kPa·s)
1,60	0,36	94	0,009	9,62	0,0010
1,70	0,41	270	0,027	17,54	0,0018
1,80	0,48	1.184	0,118	40,62	0,0041

#### IV.4 Hidrogramas

Como se mencionó en capítulos previos, en el presente estudio se considera la generación de hidrogramas tipo campana gaussiana, donde para su generación se requiere conocer al menos dos (2) de las tres (3) variables de diseño (el caudal peak, tiempo de formación de brecha y el volumen asociado). Dentro de las tres (3) variables ya conocemos el volumen derramado, del orden de  $231.660 \text{ m}^3$  (Moss et al., 2019), por lo que se requiere conocer el caudal peak o el tiempo de formación de la brecha para generar los respectivos hidrogramas. En este caso se optó por determinar el tiempo de formación de la brecha a partir Peng & Zhang (2012), donde a partir de una recopilación de 182 casos de estudio de presas de tierra y enrocado para el almacenamiento de agua, se relacionó la altura de las presas con los respectivos tiempos de formación de brecha.

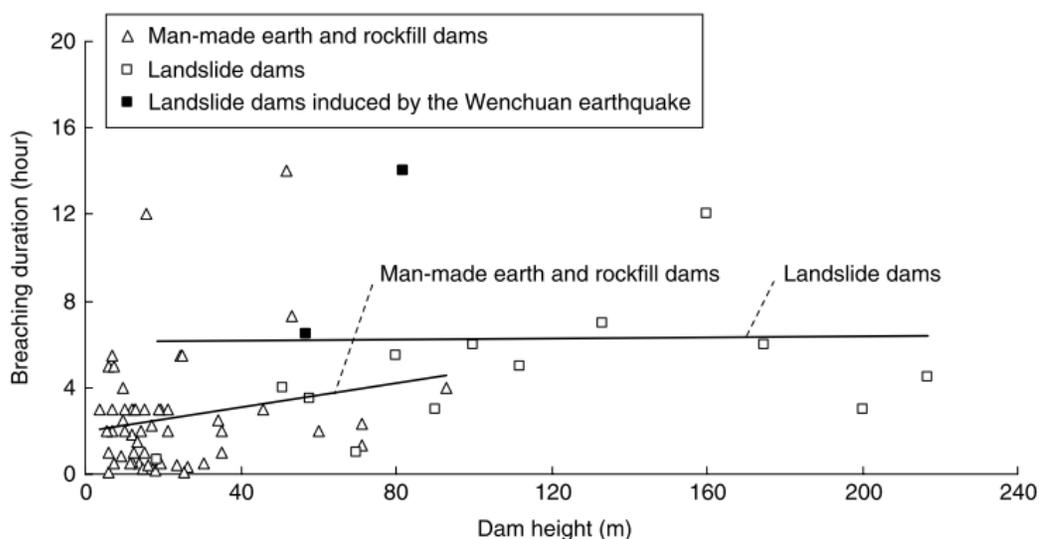


Figura IV-9: Tiempo de Formación v/s Altura de Presas (Peng & Zhang, 2012)

A partir de la Figura IV-9 y considerando una altura máxima de muro del orden de 28 m, se obtiene un tiempo de generación de brecha de aproximadamente 3 horas. Para efectos de la modelación y definición de los hidrogramas de descarga, se considera un tiempo de iniciación de la brecha de 4 horas, el cual para efectos prácticos es imperceptible físicamente y afecta principalmente a los tiempos de llegada del escurrimiento a las obras aguas abajo de los muros, obteniendo los siguientes hidrogramas (ver Figura IV-10 a Figura IV-12).

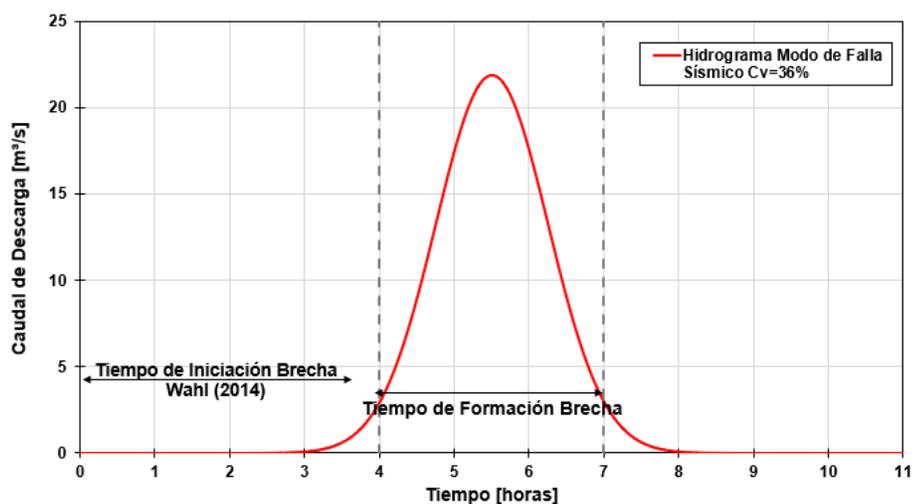


Figura IV-10: Hidrograma con  $C_v=0,36$

Tabla IV-5: Resumen Hidrograma –  $C_v = 0,36$

Volumen Agua ( $m^3$ )	Caudal Peak $Q_p$ ( $m^3/s$ )	Bulking Factor	Volumen Total ( $m^3$ )
148.262	22	1,56	231.660

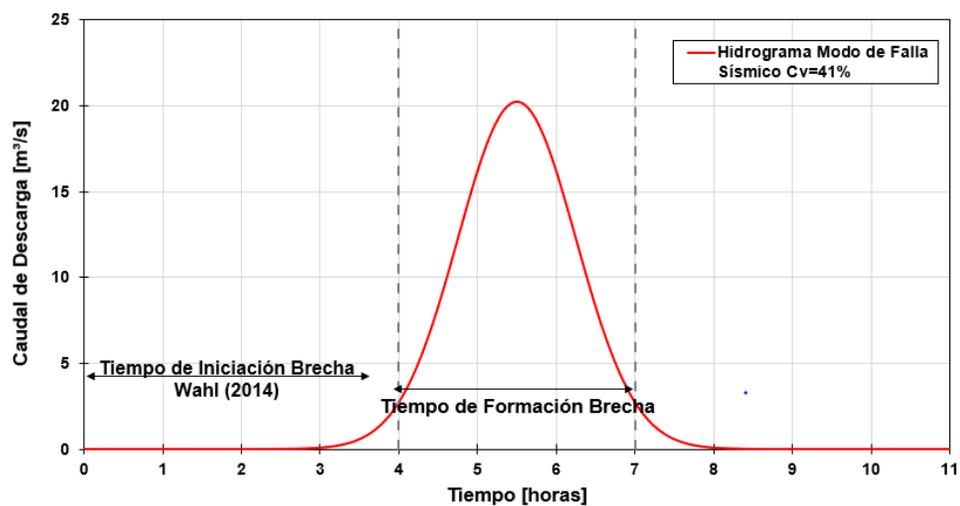


Figura IV-11: Hidrograma con  $C_v=0,41$

Tabla IV-6: Resumen Hidrograma –  $C_v = 0,41$

Volumen Agua (m <sup>3</sup> )	Caudal Peak $Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	Bulking Factor	Volumen Total (m <sup>3</sup> )
136.679	20	1,69	231.660

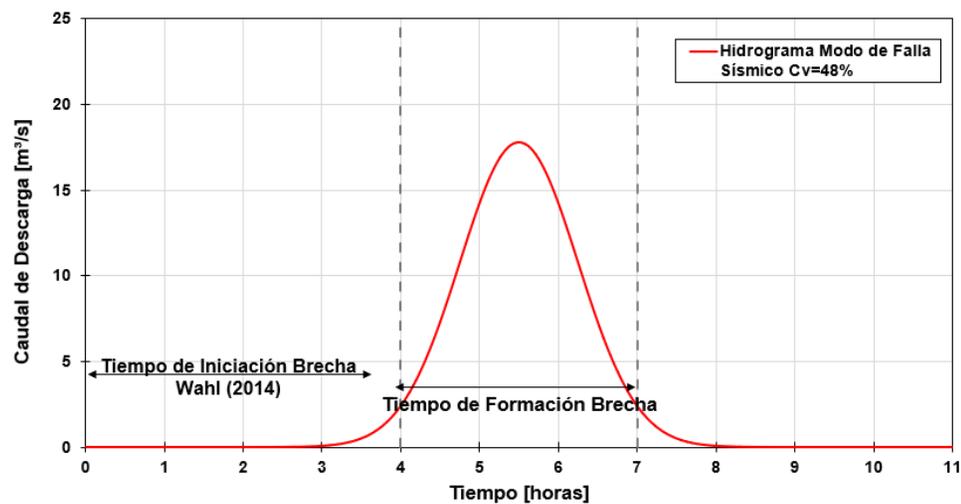


Figura IV-12: Hidrograma con  $C_v=0,48$

Tabla IV-7: Resumen Hidrograma –  $C_v = 0,48$ 

Volumen Agua ( $m^3$ )	Caudal Peak $Q_p$ ( $m^3/s$ )	Bulking Factor	Volumen Total ( $m^3$ )
120.463	18	1,92	231.660

En la Figura IV-13 se evalúa cual sería el volumen de derrame que se obtendría hipotéticamente en caso de considerar la data de Rico et al. (2008) y Small et al. (2017), para el modo de falla sísmico.

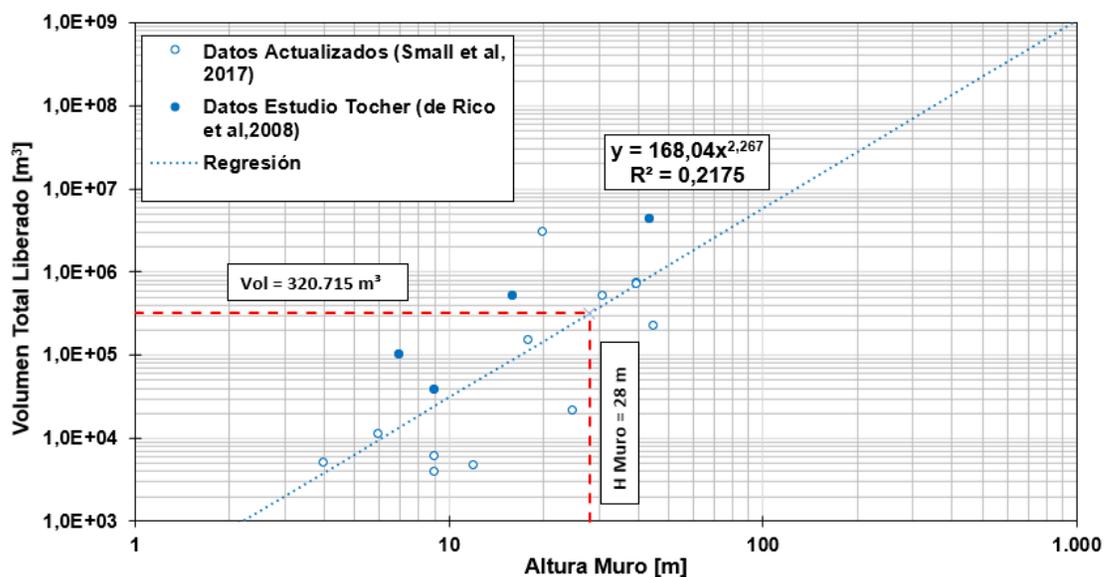


Figura IV-13: Verificación Volumen Liberado

A partir de lo presentado en la Figura IV-13, se observa que para una altura de muro de 28 m se tiene un volumen de  $320.715 m^3$ , lo cual equivale a un volumen del orden de un 40% superior respecto al volumen real de  $231.660 m^3$ .

#### **IV.5 Análisis y Resultados Preliminares**

Definidos los valores preliminares de concentración de sólidos en volumen, tensión de fluencia y viscosidad, se procede a trabajar en el software FLO-2D ingresando la topografía y el Shape correspondiente que delimita la zona baja del cauce. Posteriormente se procede a mallar el área de estudio, generando grillas de 5 m x 5 m, a las cuales se les asigna la elevación topográfica correspondiente y el Coeficiente de Manning respectivo.

Para efectos del presente estudio, de acuerdo a lo establecido en la Tabla III-1, se adoptó para la zona alta del modelo un coeficiente de rugosidad de  $n=0,05$  y para el cauce un coeficiente de rugosidad de  $n=0,035$ , el cual está asociado a campos abiertos sin escombros (open ground, no debris). En la Figura IV-14 se presenta una imagen ilustrativa de la fase inicial de creación del modelo de flujo en FLO-2D.

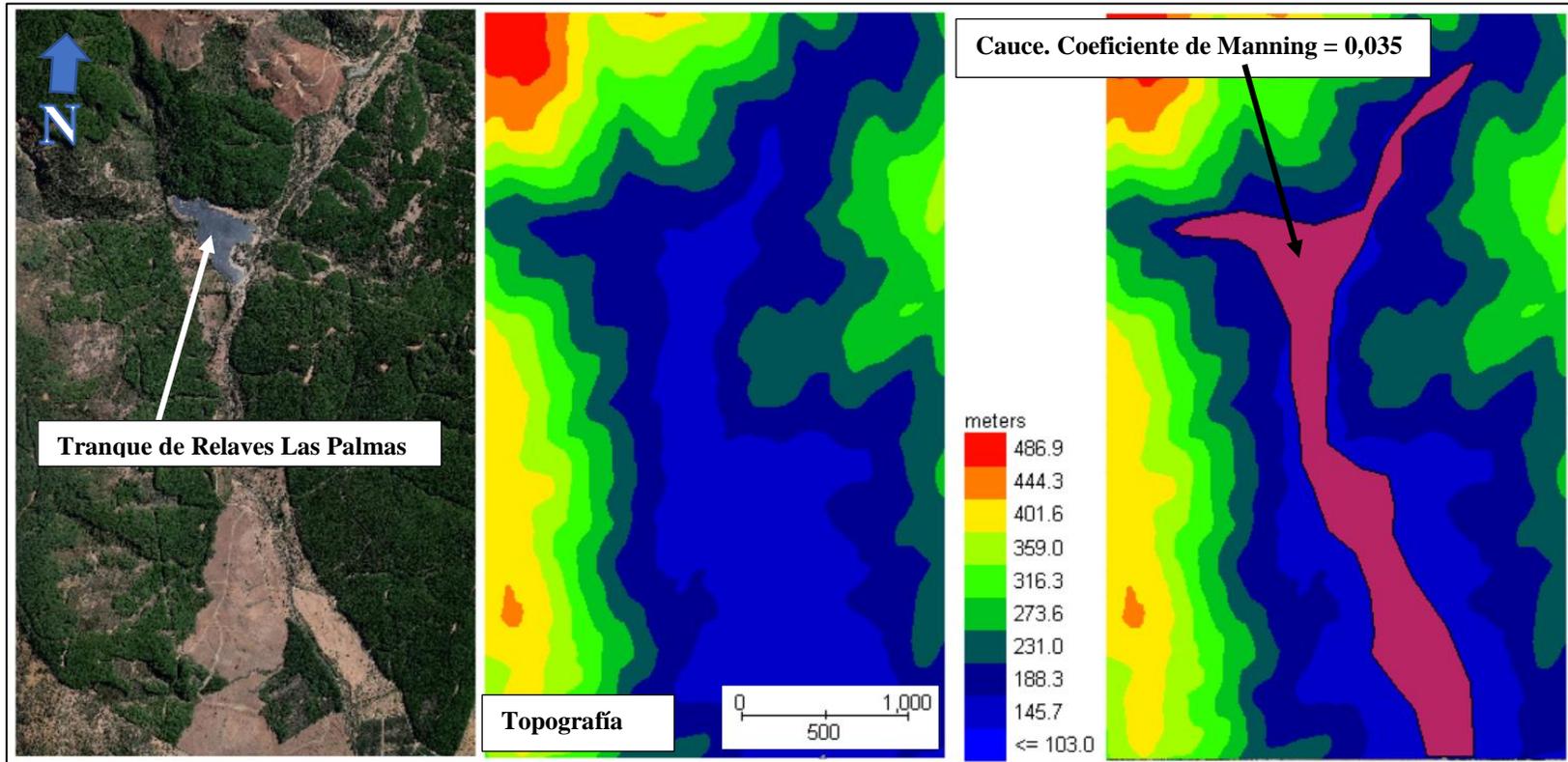


Figura IV-14: Topografía y Shape de Cauce para Manning Diferenciado

Posteriormente se cargan los respectivos hidrogramas de entrada y se asigna el punto de descarga del flujo al modelo, el cual se adoptó en la zona central del muro de la Etapa 3 de crecimiento. En la Figura IV-15 se presenta, a modo de ejemplo, el ingreso del hidrograma para un Cv de 0,36.

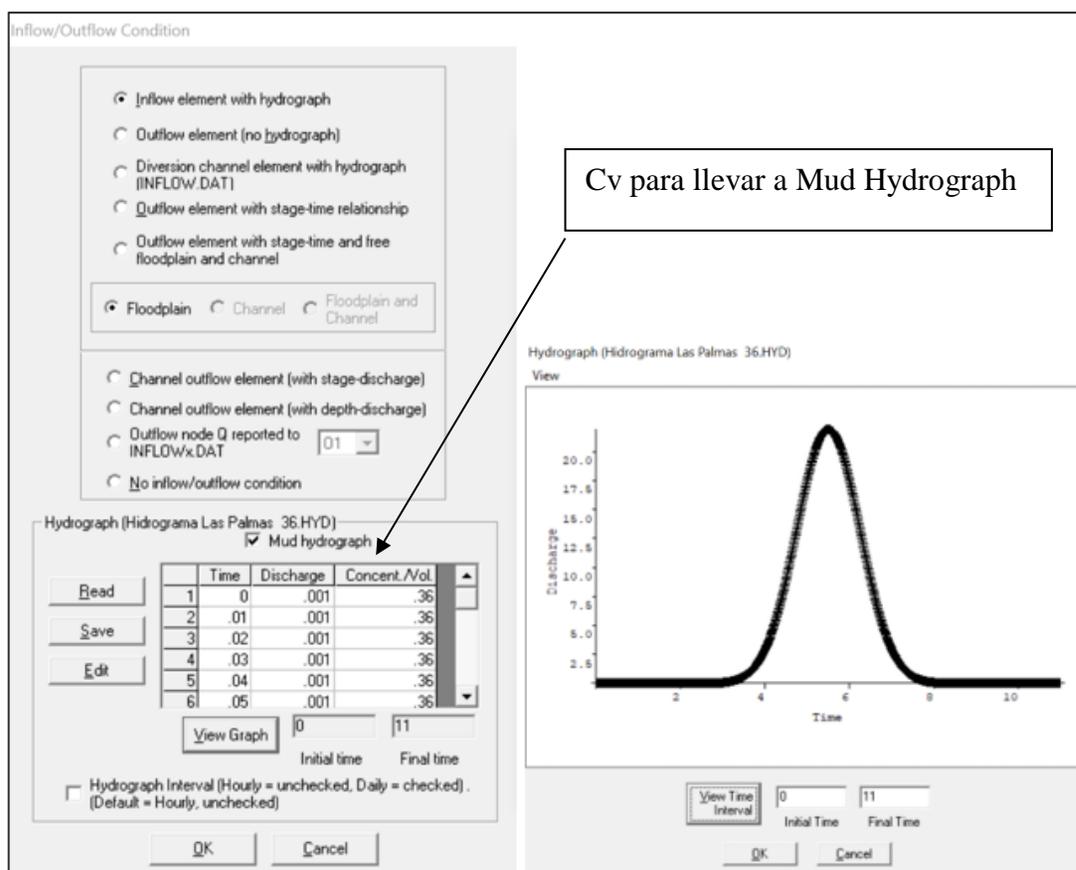


Figura IV-15: Ejemplo Ingreso Hidrograma en FLO-2D



Figura IV-16: Punto de Descarga del Flujo

Los análisis se corrieron considerando un tiempo de simulación de 30 horas. En este apartado se presentan los resultados asociados al área de impacto y altura final de depositación, de manera de verificar si concuerdan con evidenciado en el colapso del Tranque Las Palmas.

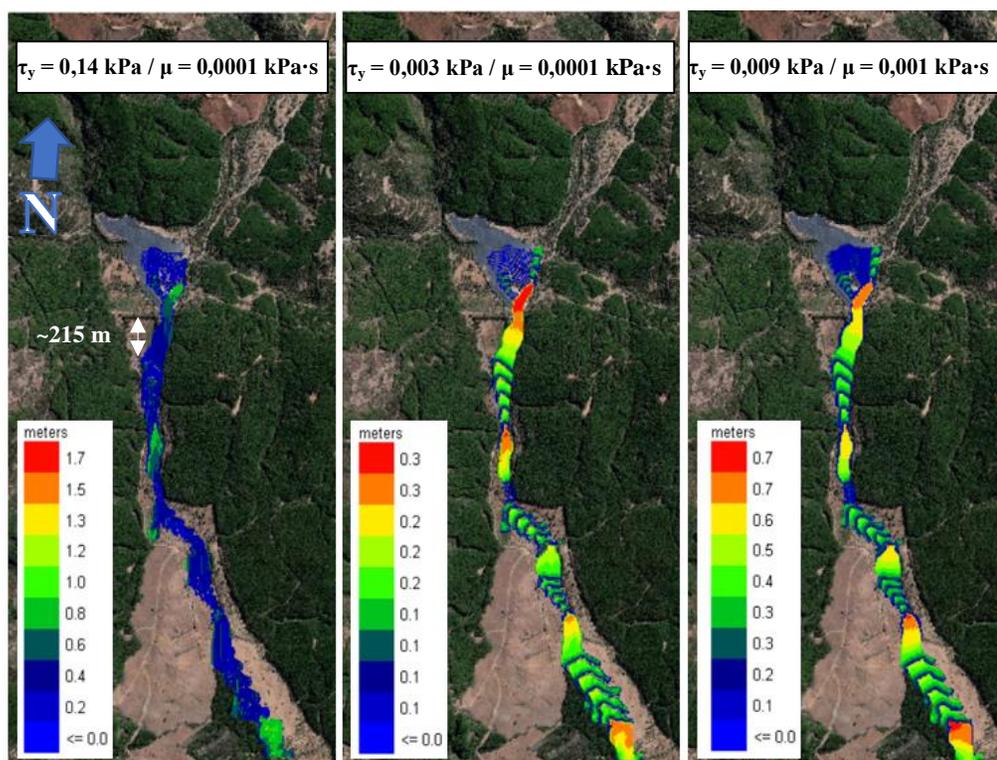


Figura IV-17: Distancia Peligrosa con  $C_v = 0,36$

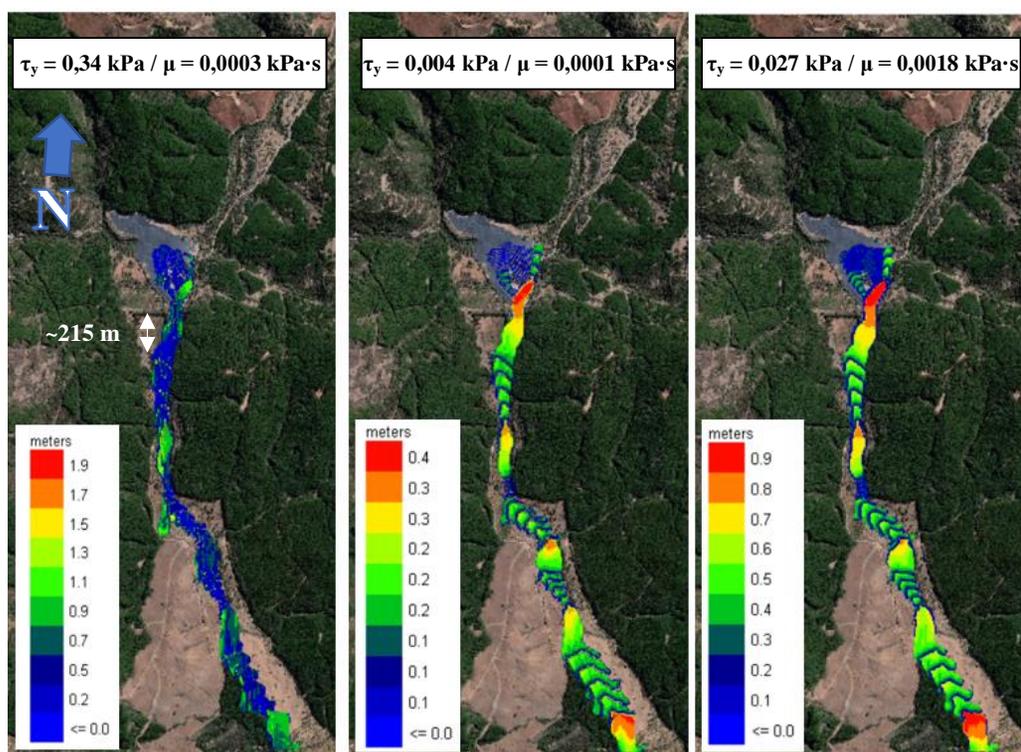


Figura IV-18: Distancia Peligrosa con  $C_v = 0,41$

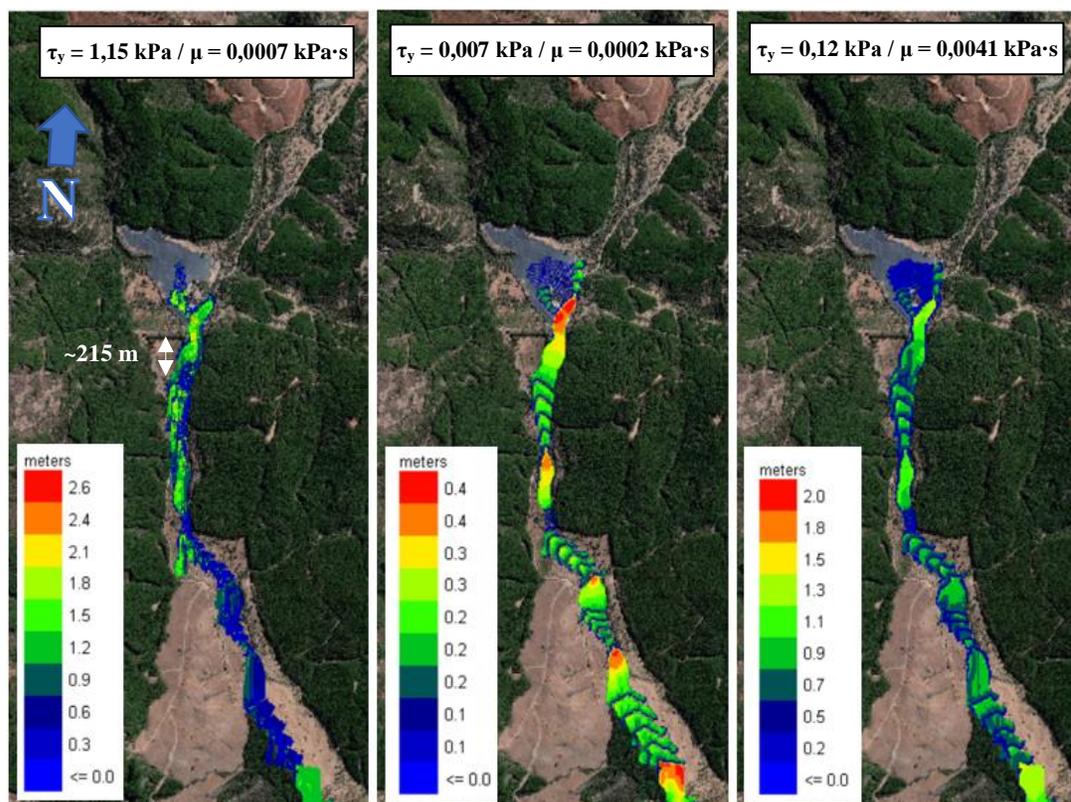


Figura IV-19: Distancia Peligrosa con  $C_v = 0,48$

En la Figura IV-17 a Figura IV-19, para los parámetros preliminares previamente definidos, se puede observar que a mayor  $C_v$  los espesores de relaves en la depositación final aumentan. Lo anterior es consistente con lo esperado, atendiendo a que deberían ser menos fluidos y por lo tanto recorrer una distancia menor. Lo mismo ocurre con la tensión de fluencia y viscosidad del flujo. Se debe tener en consideración que el modelo está cortado en el límite inferior que se ve en las figuras, por lo que los flujos eventualmente podrían continuar aguas abajo de este límite. Del mismo modo, se observa que ninguna de las nueve (9) modelaciones con distinto set de parámetros reológicos cumple con lo realmente ocurrido, recorriendo más de 3 km aguas abajo del depósito.

En vista de lo anterior, en el acápite siguiente se procede a calibrar los parámetros reológicos de manera de que el derrame se ajuste a lo evidenciado en terreno. Mayor detalle de los análisis efectuados se presenta en el Anexo A, donde se presentan las gráficas de alturas máximas de flujo y velocidades máximas de escurrimiento.

#### IV.6 Calibración de Modelo FLO-2D

A partir de los resultados de los análisis previos, se procedió a efectuar una serie de análisis buscando un set de parámetros reológicos que se ajusten a lo ocurrido en el Tranque Las Palmas, considerando los distintos  $C_v$  presentados en la Tabla IV-1 y los respectivos parámetros reológicos obtenidos de la Figura IV-7 y Figura IV-8, para dichos valores de  $C_v$ .

Al concluir el proceso iterativo se llegó al siguiente set de parámetros, de manera que el modelo se ajuste a lo evidenciado en terreno. En la Figura IV-20 se contrasta la modelación con un registro fotográfico del colapso del tranque.

Tabla IV-8: Parámetros Reológicos Finales

Densidad (ton/m <sup>3</sup> )	$C_v$	Tensión de Fluencia		Viscosidad	
		(dinas/cm <sup>2</sup> )	(kPa)	(poises)	(kPa·s)
1,8	0,48	41.223	4,12	1.456,46	0,15

Nota: Parámetros estimados mediante datos de Aspen\_Pit\_1 (ver Tabla III-3).

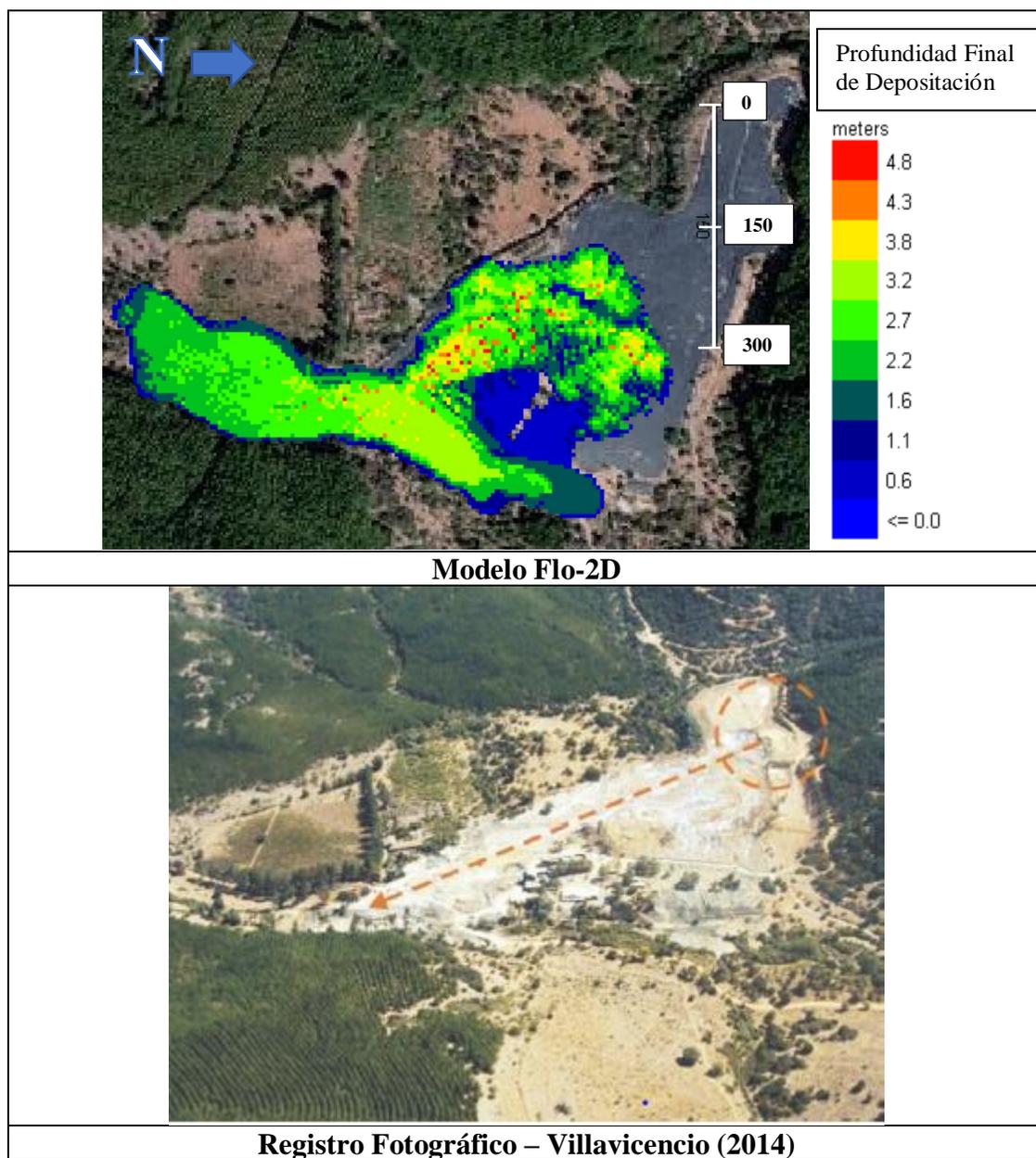


Figura IV-20: Comparación Modelo FLO-2D vs Registro de Terreno

Cabe mencionar que los parámetros reológicos adoptados, en términos de tensión de fluencia, son consistentes con lo informado por Norambuena et al. (2018). En dicho trabajo se presenta un modelo del colapso del Tranque Las Palmas en DAN3D, donde se llegó a una tensión de fluencia de 4 kPa y una viscosidad de 0,0001kPa·s.

En la Figura IV-21 se presenta una gráfica ilustrativa de la distancia recorrida por el relave liberado en el colapso del Tranque Las Palmas.

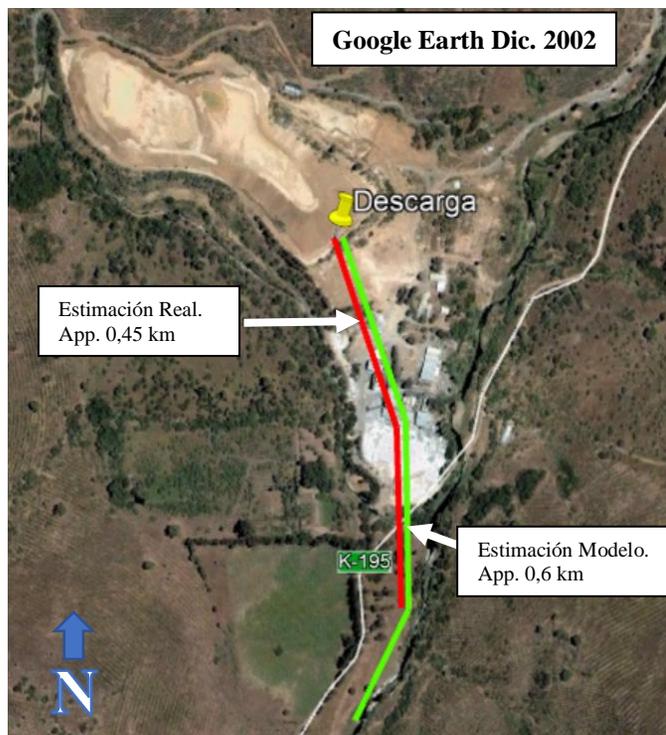


Figura IV-21: Comparación Distancia Recorrida Modelo vs Registro de Terreno

Desde el punto de descarga el relave recorre aproximadamente 0,6 km, mientras que lo evidenciado en terreno corresponde a una distancia aproximada de 0,45 km (25% menos). Las diferencias evidenciadas en la Figura IV-21 se consideran razonables frente a los resultados iniciales presentados en la Figura IV-17 a Figura IV-19, la precisión de la caracterización disponible de los relaves y la topografía gratuita utilizada (del orden de 20 a 25 m). En las figuras siguientes se presenta una secuencia de avance y altura máxima de flujo para el tiempo de análisis especificado.

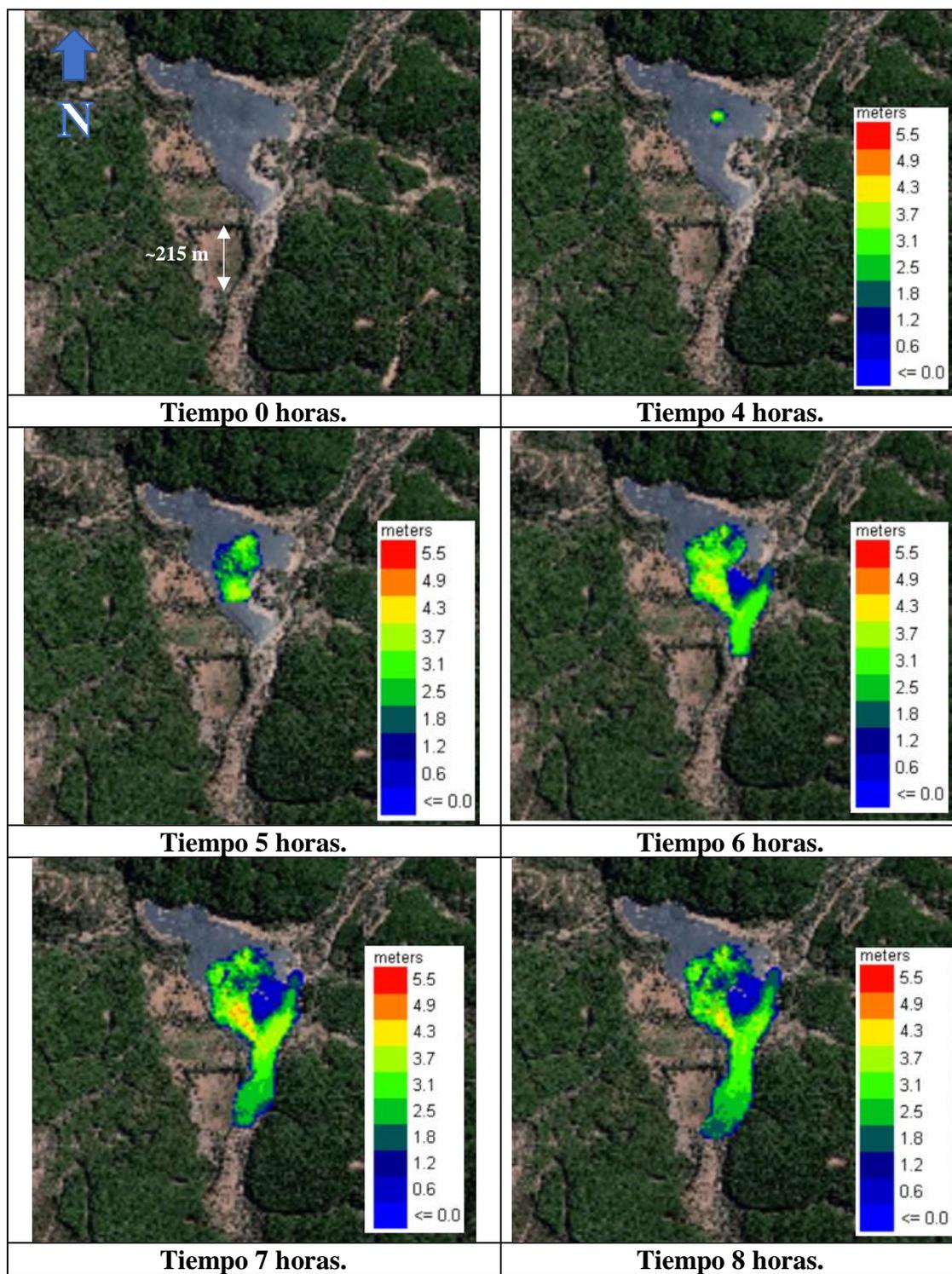


Figura IV-22: Evolución del Flujo t = 0 horas a t = 8 horas

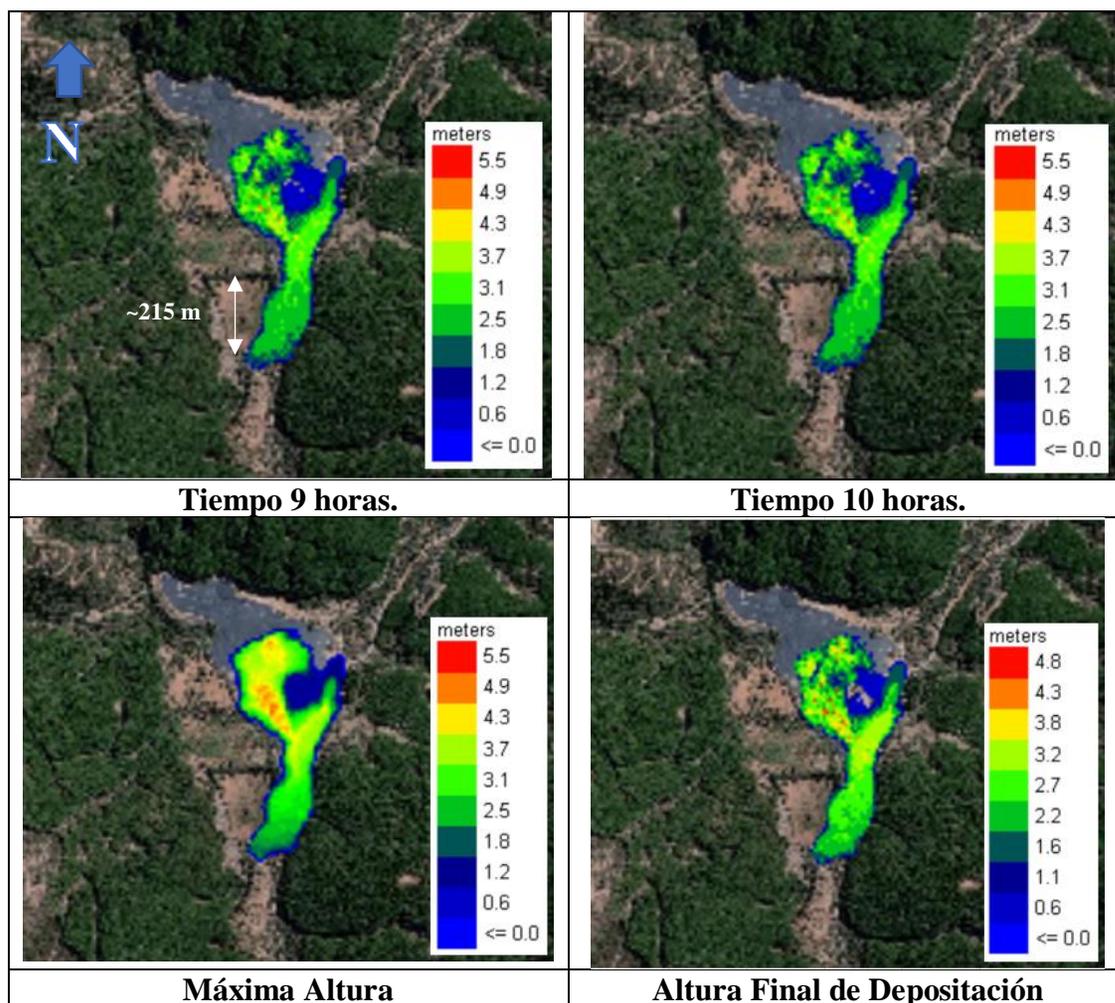


Figura IV-23: Evolución del Flujo  $t = 9$  horas a  $t = 10$  horas, Altura Máxima y Final

El flujo se inicia a las 4 horas, consistente con el tiempo de iniciación de la brecha asignado al hidrograma, donde a las 2 horas. de iniciado el flujo se evidencia que éste ya compromete todas las instalaciones existentes aguas abajo del depósito. Del mismo modo, en el registro de la Figura IV-22 y Figura IV-23, se observa que después de transcurridas 4 horas. las variaciones en área y altura máxima de flujo son menores. Finalmente se observa que la altura máxima de flujo registrada es alrededor de 5,5 m y la altura final máxima de depositación es del orden de 4,8 m.

En la Figura IV-24 se presentan las velocidades máximas de flujo, en cualquier instante de tiempo, y la velocidad final, de manera de corroboración de la estanqueidad final del flujo en el tiempo de simulación.

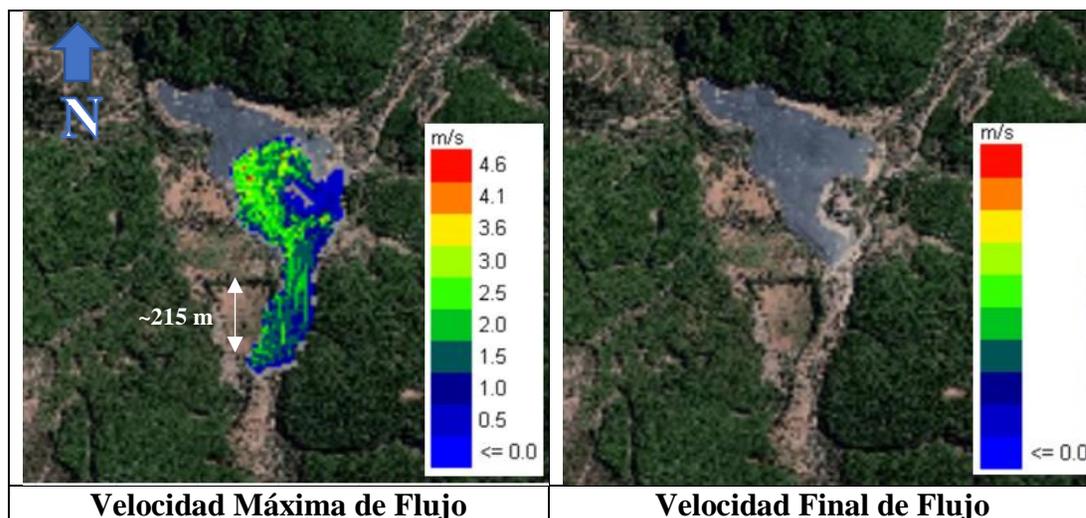


Figura IV-24: Velocidad Máxima y Final de Flujo

En cuanto a las velocidades de flujo, de acuerdo a la Figura IV-24, se identifican velocidades máximas puntuales en torno a los 4,6 m/s y en general velocidades máximas entorno a los 3 m/s. La velocidad final de flujo es 0 m/s, lo cual confirma la estanqueidad del flujo y que el tiempo de simulación abarcó todo el proceso.

A modo ilustrativo se generaron secciones de control transversales al sentido del flujo (ver Figura IV-25), de manera de evidenciar la altura máxima de flujo que se genera en el valle aguas abajo del depósito.



Figura IV-25: Secciones de Control de Altura Máxima de Flujo

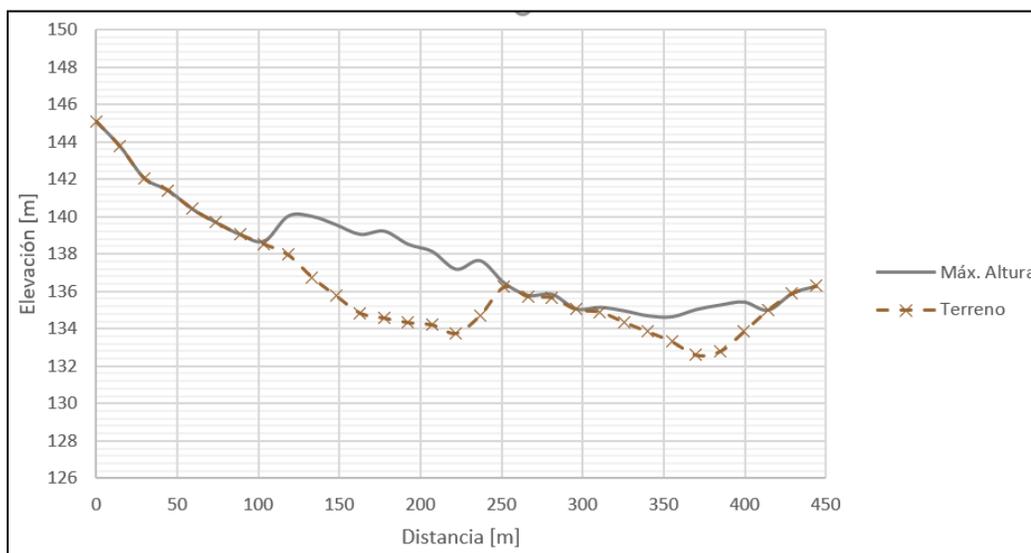


Figura IV-26: Secciones de Control – Tramo N°1

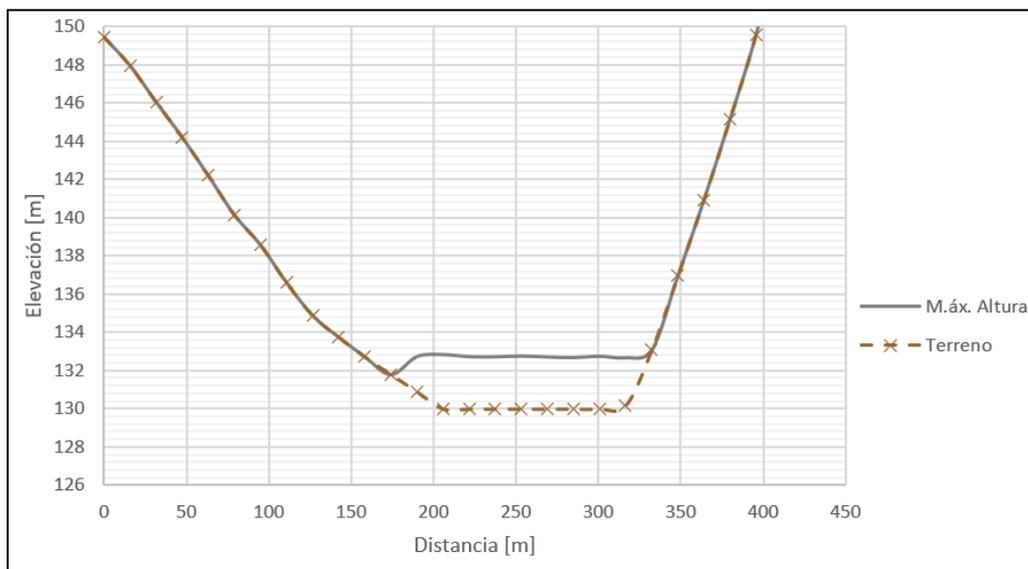


Figura IV-27: Secciones de Control – Tramo N°2

#### IV.7 Sensibilidad Coeficiente de Manning

Como medida de sensibilización, adicional a los análisis efectuados, se varió el Coeficiente de Manning de manera de evaluar su impacto en los resultados del modelo.

La sensibilización efectuada consideró los siguientes casos:

- Coef. Manning 1: Caso original, zona alta: 0,05 - cauce: 0,035.
- Coef. Manning 2: zona alta: 0,1 - cauce: 0,1.
- Coef. Manning 3: zona alta: 0,05 - cauce: 0,05.
- Coef. Manning 4: zona alta: 0,07 - cauce: 0,07.
- Coef. Manning 5: zona alta: 0,025 - cauce: 0,025.
- Coef. Manning 6: zona alta: 0,035 - cauce: 0,035.

En la Figura IV-28 a Figura IV-30 se presentan las secciones de control y la variación en el área de impacto con la altura final de depositación. Mayor detalle se presenta en el Anexo B de este estudio.

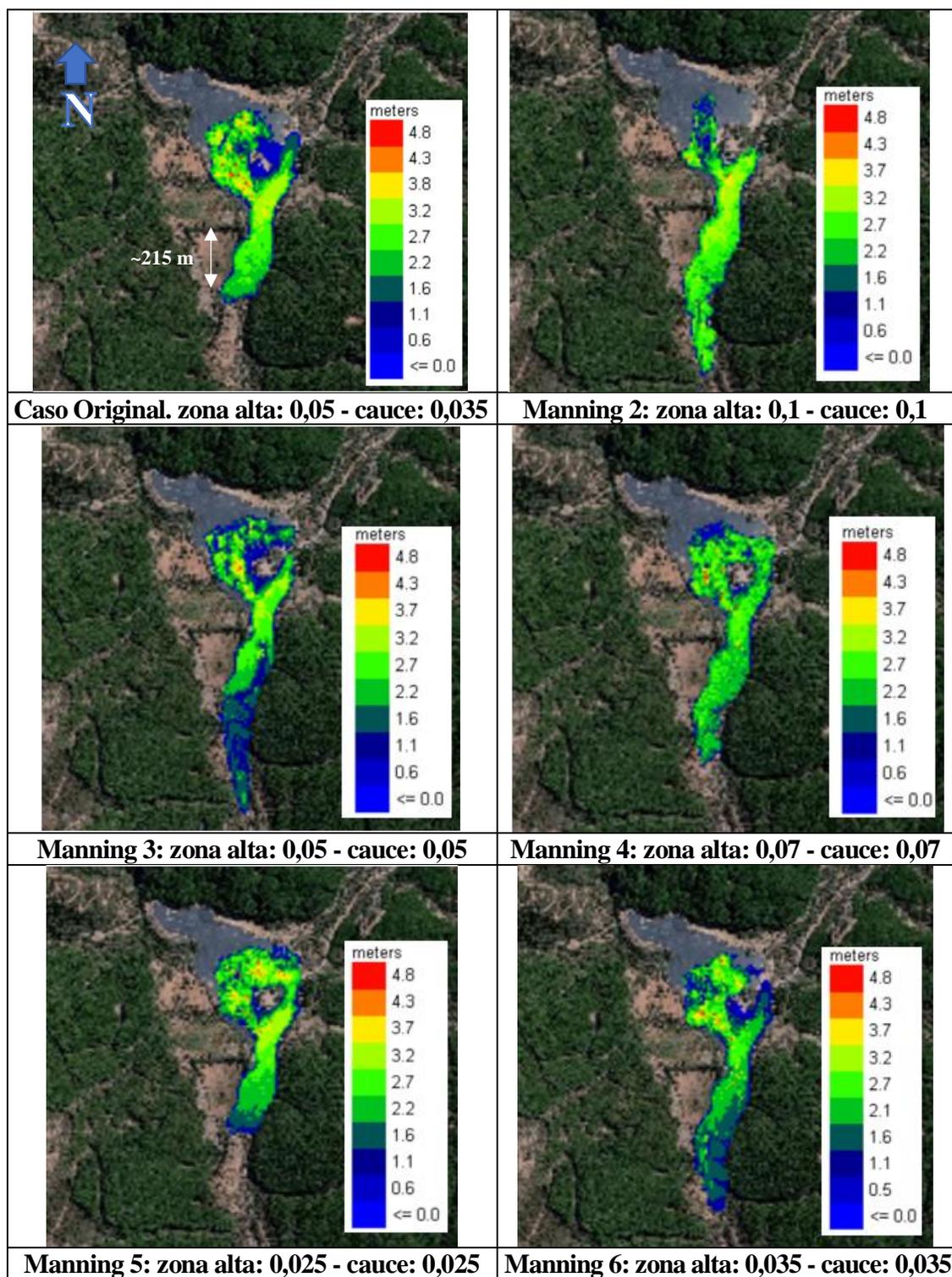


Figura IV-28: Altura Final de Depositación - Sensibilización Coeficiente de Manning

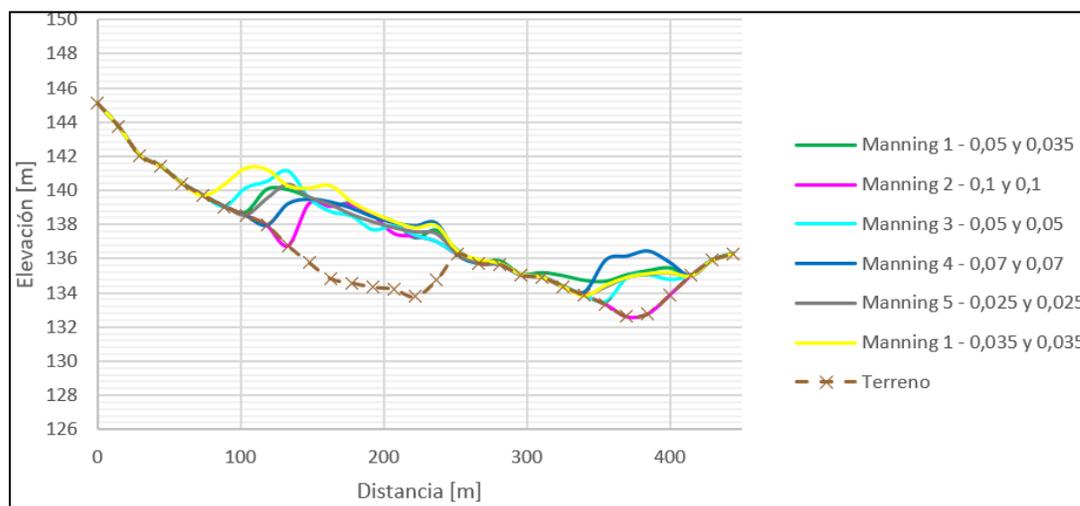


Figura IV-29: Sección de Control Tramo 1 - Sensibilización Coeficiente de Manning

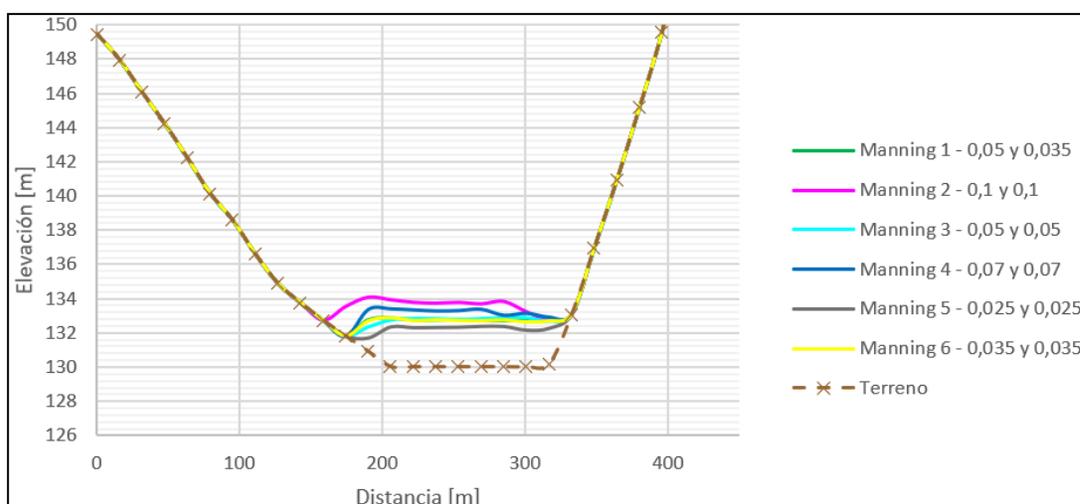


Figura IV-30: Sección de Control Tramo 2 - Sensibilización Coeficiente de Manning

De acuerdo con lo expuesto en la Figura IV-28, para este caso particular de análisis, se observa que en general al aumentar el Coeficiente de Manning el flujo se concentra en el cauce central, aumentando la distancia recorrida en el peor de los casos en aproximadamente 400 metros lineales de cauce. Por otro lado se observa que con el

Coeficiente de Manning constante (zona alta y cauce) de 0,025 se mejoran los resultados presentados en la Figura IV-20, cubriendo de mejor forma el área realmente impactada y ajustándose mejor a lo evidenciado post colapso del tranque.

#### IV.8 Distancia Peligrosa Métodos Simplificados

En el presente capítulo, a modo ilustrativo, se realizan cálculos de distancia peligrosa con metodologías más simplificadas. Lo anterior, de manera de contrastar resultados.

##### • Rico et al. (2008):

- Correlación Distancia – Altura de Muro ( $r^2=0,16$ ).

$$D_{m\acute{a}x} = 0,05 \cdot H^{1,41} \rightarrow D_{m\acute{a}x} = 0,05 \cdot 28^{1,41} = 5,5 \text{ km}$$

- Correlación Distancia – Volumen ( $r^2=0,56$ ).

$$D_{m\acute{a}x} = 14,45 \cdot V_F^{0,76} \rightarrow D_{m\acute{a}x} = 14,45 \cdot \left(\frac{231.660}{10^6}\right)^{1,41} = 4,8 \text{ km}$$

- Correlación Distancia – Altura · Volumen ( $r^2=0,57$ ).

$$D_{m\acute{a}x} = 1,61 \cdot (H \cdot V_F)^{0,66} \rightarrow D_{m\acute{a}x} = 1,61 \cdot \left(28 \cdot \frac{231.660}{10^6}\right)^{0,66} = 5,5 \text{ km}$$

Los resultados obtenidos a partir del método de Rico et al. (2008), entregan valores del orden de ocho (8) a nueve (9) veces lo obtenido con el modelo calibrado en FLO-2D, por lo que obtiene una estimación bastante conservadora respecto a la distancia peligrosa.

##### • Método de Jeyapalan:

Para el método de Jeyapalan, se utilizó la aplicación pública disponible en: <http://www.wise-uranium.org/ctfs.html>. Esta aplicación pertenece al World Information Service of Energy (WISE).

La aplicación requiere de los siguientes datos de entrada:

- Altura de muro (m).
- Pendiente (%).
- Peso unitario en ( $\text{kN/m}^3$ )
- Tensión de Fluencia Bingham (kPa)
- Viscosidad Bingham (kPa).

Respecto a lo anterior, para homologar con el modelo calibrado, se consideró el peso unitario de  $18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\tau_y = 4,12 \text{ kPa}$  y  $\mu = 0,15 \text{ kPa}\cdot\text{s}$ . Respecto a la altura de muro se consideran 28 m y una pendiente variable entre 4H:1V (25%) y 15H:1V (7%) (Gebhart, 2016).

Para la pendiente 4H:1V (25%), Caso 1, se obtiene una velocidad máxima de 21,1 m/s, velocidad promedio de 16,5 m/s y máxima distancia recorrida de 0,99 km.

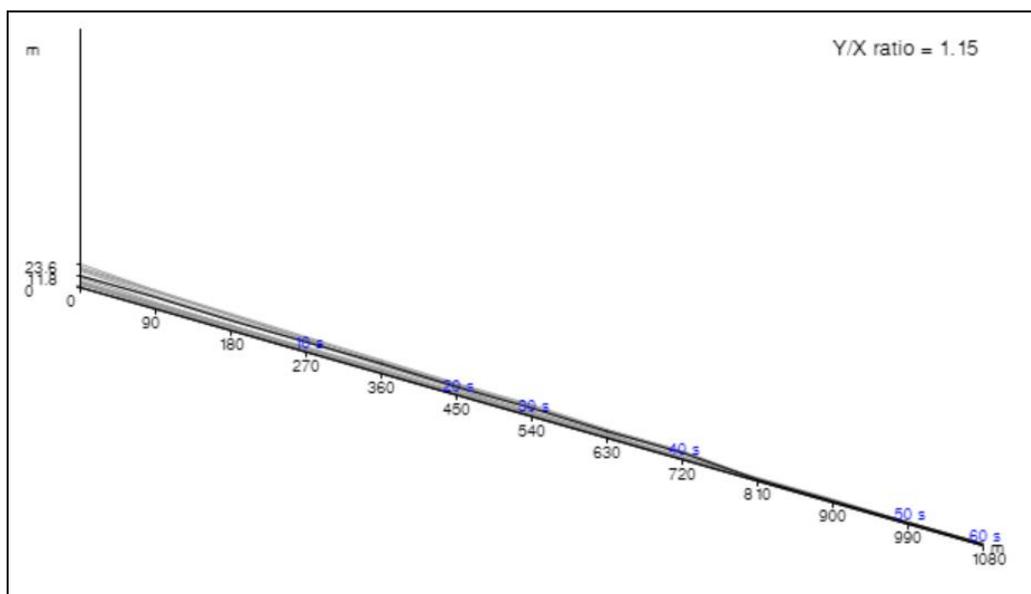


Figura IV-31: Altura v/s Distancia Recorrida, Caso 1, Wise-uranium.org

Para la pendiente 15H:1V (7%), Caso 2, Se obtiene una velocidad máxima de 26,6 m/s, velocidad promedio de 16,5 m/s y máxima distancia recorrida de 0,99 km.

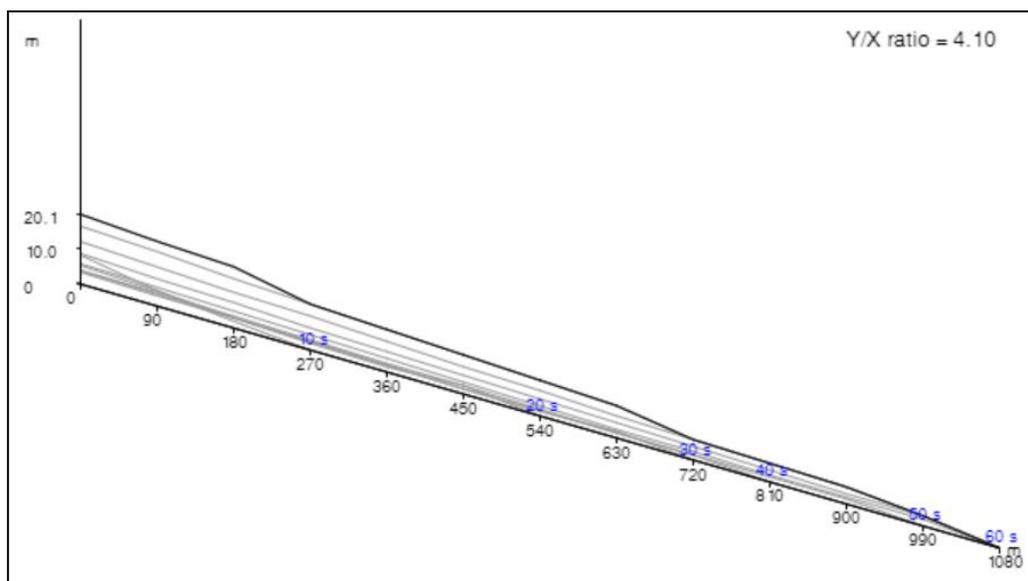


Figura IV-32: Altura v/s Distancia Recorrida Caso 2, Wise-uranium.org

Los resultados obtenidos a partir de la metodología de Jeyapalan (1982) entregan valores de distancia recorrida del orden de 1 km, los cuales se ajustan más a la realidad (del orden de 2,2 veces lo registrado) y a lo obtenido en el modelo calibrado en FLO-2D (del orden de 1,6 veces lo calculado). No obstante lo anterior, la velocidad máxima y promedio son considerablemente superiores, donde en el modelo FLO-2D se obtuvo una velocidad máxima del orden de 4,6 m/s y con la metodología de Jeyapalan se llegó a velocidades mayores a 20 m/s. Se debe tener en consideración que en este modelo no considera Coeficiente de Manning y la topografía con sus eventuales irregularidades.

## IV.9 Medidas de Mitigación

En este capítulo se presenta un primer ejercicio asociado a evaluar que hubiera implicado tratar de contener el flujo derramado, de manera de evitar que el área de impacto comprometiera la vivienda donde fallecieron sus cuatro (4) habitantes. Este ejercicio no aborda medidas directas asociadas a la construcción del muro o su tratamiento de suelo de fundación, las cuales son parte de las buenas prácticas de diseño, sino que se trata de una medida aguas abajo del muro.

Para lo anterior se consideró generar una barrera topográfica en modelo, lo cual se llevó a cabo aumentando la elevación de una serie horizontal de grillas a la cota 150 (ver Figura IV-33), de manera de contener el relave y evitar su propagación.

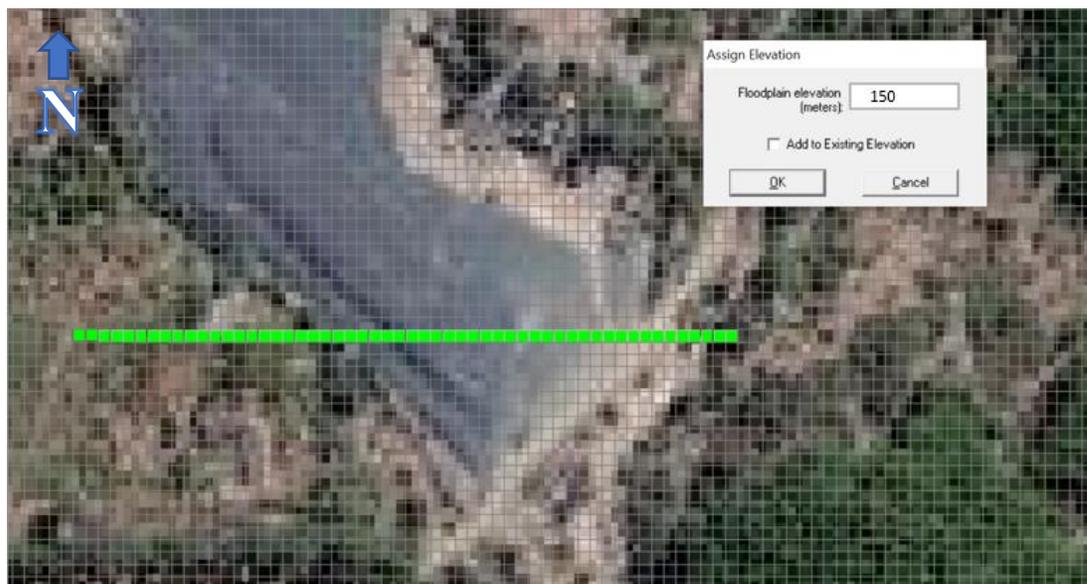


Figura IV-33: Generación de Barrera Topográfica

Los resultados obtenidos de la rotura de presa implementando la barrera son los siguientes.

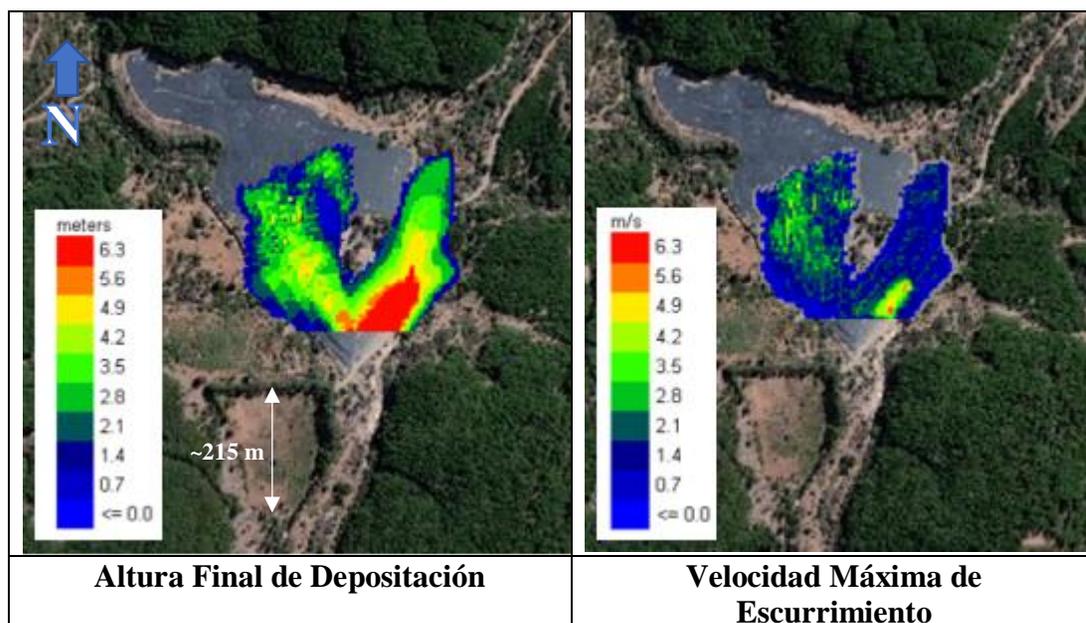


Figura IV-34: Altura Final de Depositación y Velocidad Máxima – Barrera

En la Figura IV-34 se puede observar que la barrera topográfica cumplió su objetivo, conteniendo el relave y evitando que continuara aguas abajo. Del mismo modo, al contener el relave, se evidencia un aumento en el impacto al cauce poniente, donde la altura de depositación llegó a un máximo de 6,3 m y con velocidades máximas puntuales del orden de 6,3 m/s.

A modo ilustrativo en la Figura IV-35 se presenta una gráfica con la fuerza de impacto por metro lineal de estructura de contención. Por un tema de escala, dado el amplio rango de registros, en la Figura IV-36 se presenta una gráfica que aborda sólo las grillas contenidas en la barrera, donde las fuerzas de impacto por metro lineal se grafican en la distancia media acumulada de cada grilla (de oriente a poniente).

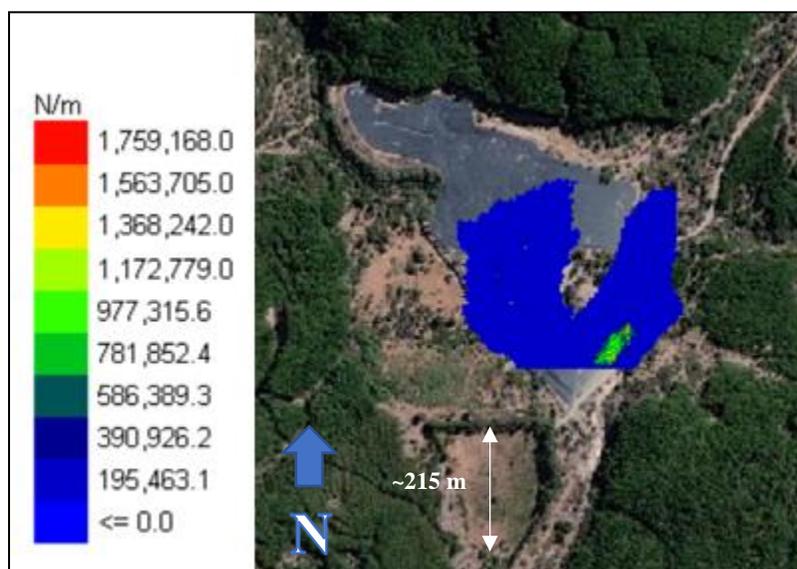


Figura IV-35: Fuerza de Impacto General

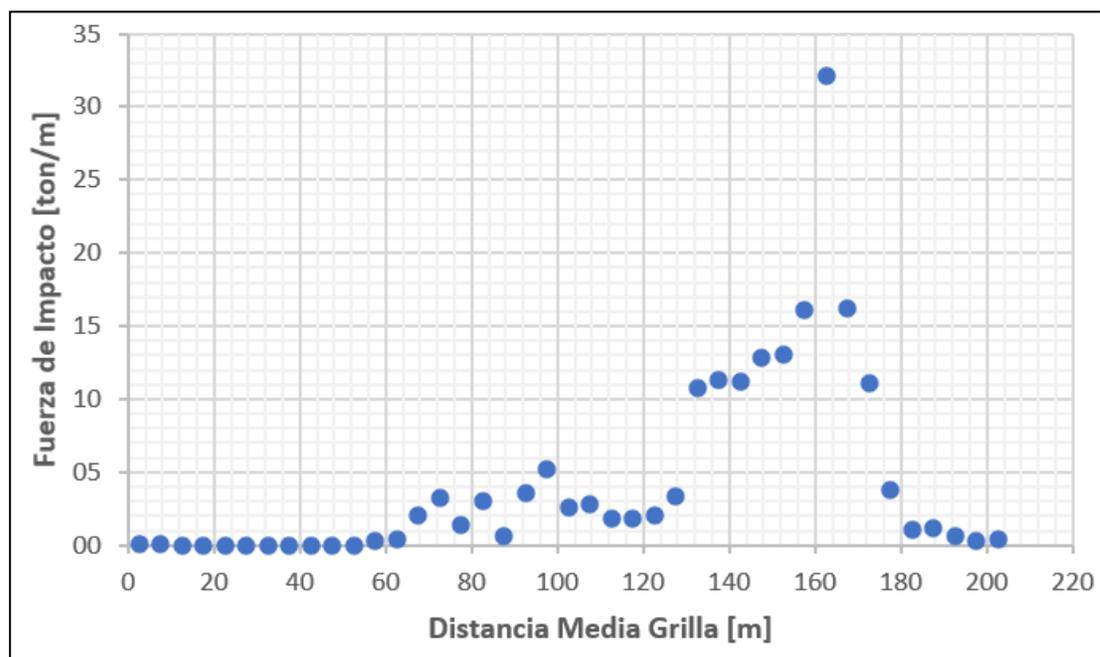


Figura IV-36: Fuerza de Impacto en la Barrera

En la Figura IV-36 se identifica que la barrera debe soportar una fuerza de impacto por metro lineal máxima de 32 ton/m.

Como ejercicio preliminar, se considerará un muro de gaviones de 7 m de altura por 7 m de ancho (de acuerdo a los 6,3 m de altura de relave), con los siguientes parámetros:

- Peso Unitario Gavión (1x1x1): 2 ton/m<sup>3</sup>
- $\phi$  Gavión: 35°
- $\phi$  Suelo Fundación: 30°
- Coeficiente de roce suelo- gavión:  $\mu=0,58$  (considerando menor  $\phi$ ).

Considerando comportamiento monolítico, el muro tendría un peso “W” de 98 ton/m. Luego se tiene:

- Fuerza resistente:  $Fr = \mu * W = 56,6$  ton/m.
- Fuerza solicitante:  $Fs = 32$  ton/m.
- FS al deslizamiento =  $Fr/Fs = 1,8$ .

Adoptando el punto de aplicación de la fuerza de impacto a la mitad de la altura final del relave, se tiene:

- Momento solicitante,  $Ms = Fs * 6,3/2 = 101,3$  ton\*m
- Momento resistente:  $Mr = W * 7/2 = 343,0$  ton\*m
- FS al volcamiento =  $Mr/Ms = 3,4$ .

A partir de lo anterior, en primera instancia, se estima que es viable materializar una obra que pudiese contener el flujo. Lo anterior se debe corroborar con análisis más completos y sofisticados.

## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente estudio cumple con el objetivo de evaluar la distancia peligrosa asociada al fenómeno de rotura de presa, ocurrido en el Tranque de Relaves Las Palmas, mediante la implementación de herramientas computacionales utilizadas en la actualidad. Lo anterior, considerando las limitaciones de información reológica del relave depositado en el tranque, para lo cual se tuvo que consultar la literatura técnica de manera de contar con una primera aproximación, para luego calibrar el modelo de manera de obtener una respuesta acorde a lo registrado post el colapso del tranque.

Del análisis efectuado se obtuvo que los parámetros reológicos que permitieron lograr una buena aproximación respecto a lo ocurrido, en términos de área de impacto y distancia recorrida por el flujo, corresponden a una tensión de fluencia equivalente a 4,12 kPa y una viscosidad de 0,15 kPa·s, con los cuales se llegó a una distancia peligrosa de 0,6 km. Posteriormente, mediante un análisis de sensibilidad del Coeficiente de Manning, se identificó que al ajustar dicho parámetro a 0,025 los resultados en términos de área de impacto se ajustaron aún más a los registros post colapso.

Respecto a los modelos simplificados, se observa que sobrestiman considerablemente la distancia recorrida por los flujos, donde en el caso de Rico et al. (2008) se obtuvieron valores del orden de 8 a 9 veces lo modelado en FLO-2D y en el caso del modelo de Jeyapalan (1982) fue del orden 1,6 veces lo modelado en FLO-2D y del orden de 2,2 veces la estimación mediante registros fotográficos de lo realmente ocurrido. No obstante lo anterior, se estima que es prudente tener siempre en vista estos modelos y los que se basan en registros de fallas reales, de manera de tener una primera visión y aterrizar los modelos más complejos.

Por otro lado, se realizó un primer ejercicio de manera de ver la factibilidad de contener el relave y la viabilidad de la obra requerida, de manera de evitar que el flujo llegase a la vivienda que fue destruida por el colapso del tranque. Los resultados indican que con un muro de altura máxima 7 m se podría contener el relve, donde la fuerza de impacto máxima sería del orden de 32 toneladas por metro lineal de estructura, lo cual preliminarmente se estima que es viable dentro del contexto de este tipo de obras.

## **VI. RECOMENDACIONES**

De manera de complementar y ajustar los análisis presentados en este estudio, se recomienda efectuar una caracterización reológica del relave, considerando un rango amplio de  $C_v$ , de manera de verificar los parámetros calibrados mediante el modelo en FLO-2D. Del mismo modo, de contar con antecedentes topográficos más detallados, se recomienda incorporarlos en el análisis atendiendo que los presentes cálculos fueron efectuados con registros topográficos gratuitos con una precisión de 20 a 25 m.

Se recomienda profundizar el primer aproximamiento a una medida que pudiese haber contenido los relaves, impidiendo el impacto en la vivienda que fue destruida, mediante herramientas del programa FLO-2D para simular dicha barrera, o en estricto rigor, modelar la obra e incorporarla en la topografía de análisis. Del mismo modo, profundizar los análisis asociados al diseño de dicha obra, de manera de corroborar la viabilidad técnica-económica de su materialización.

## VII. BIBLIOGRAFIA

Bingham, E. (1914), Journal of Physical Chemistry (1914) vol 18 (2) pp. 157-165 The Viscosity of Binary Mixtures.

Carvajal, M., Pastén, C., Campos, F., Ihle, Ch., Comte, D., Campaña, J., Troncoso, J., Jara, S., Oblasser, Á. (2018). Avances en la definición de un índice de estabilidad física para depósitos de relaves: Programa Tranque. X Congreso Sociedad Chilena de Geotecnia.

CENMA (2017). Informe Final - Estudio de Riesgo Ambiental Tranque de Relaves Las Palmas, Comuna de Penciahue, Región del Maule.

CDA (2007, revised 2013), Dam Safety Guidelines.

CDA (2014), Technical Bulletin: Application of Dam Safety Guidelines to mining Dams.

CDA (2020), Draft Technical Bulletin: Tailing Dam Breach Analyses (Submitted for CDA Members Review Period).

DICTUC (2012). Estudio del colapso del tranque de relaves de la mina Las Palmas, Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

DICTUC (2010). Fase I Evaluación Preliminar de Contingencia en Tranque de Relaves Las Palmas, Sector Penciahue, Región del Maule, Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

Federal Energy Regulatory Commission (1994), Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Federal Energy Regulatory Commission (FERC) 0119-2, Washington D. C.

FLO-2D (2018). Pro Version, Two-Dimensional Flood Routing Model - Reference Manual, Build No. 18, FLO-2D Software, Inc.

FLO-2D (2017). Pro Version, Two-Dimensional Flood Routing Model - Channel Guidelines - Build No. FLO-2D Software, Inc.

Gebhart, T. (2016). Post-Liquefaction residual strength assessment of the Las Palmas, Chile tailings dam failure. Thesis presented to the Faculty of California Polytechnic State University.

GEER (2010). Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake. GEER Association Report No. GEER-022. 2010.

González C. (2014). Presentación Distancia Peligrosa – Arcadis.

Hernández, A. (2021). Colapso del Tranque de Relaves las Palmas Durante el Sismo del Maule 2010. Tesis para Optar al Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile.

Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service and National Oceanic and Atmospheric Administration (1982). Preliminary DAMBRK Users Manual.

ICMM-UN-PRI (2020). Estándar Global de Gestión de Relaves para la Industria Minera, Agosto de 2020.

ICOLD (2001), Tailings Dams - Risk of Dangerous Occurrences, Lessons Learnt from Practical Experiences. Bulletin 121. United Nations Environmental Programme (UNEP), Division of Technology, Industry and Economics (DTIE) and International Commission on Large Dams (ICOLD), Paris.

Ishihara K., Yasuda S., and Yoshida Y. (1990). Liquefaction-Induced Flow Failure of Embankments and Residual Strength of Silty Sands.

Jin M. and Fread D. (1997). One-Dimensional Routing Of Mud/Debris Flows Using NWS FLDWAV Model.

Jeyapalan J.K., Duncan J.M., ASCE, H.B. Sees (1981). Analyses Of Flow Failures of Mine Tailings Dams.

Jeyapalan J.K. (1982). Dam-Break Studies for Mine Tailings Impoundments, Estados Unidos.

Julien, P., Lan, Y. (1991), Rheology of Hyperconcentrations. Journal of Hydraulic Engineering, Vol 117, No. 3. ISSN 0733-9429/91/0003.

Julien P.Y. (2010), Erosion and Sedimentation. Cambridge University Press. ISBN: 9780511806049.

Lucia, P.C., Duncan, J.M. & Seed, H.B. (1981). Summary of research on case histories of flow failures of mine tailings impoundments", Information Circular 8857, Technology Transfer Workshop on Mine Waste Disposal Techniques, U.S. Bureau of Mines, Denver, Colorado, pp 46-53.

Martin V., Al-Mammun M. & Small A. (2019), CDA Technical Bulletin on Tailing Dam Breach Analyses. 87th Annual Meeting of the International Commission on Large Dams.

McPhail, G. (2015), Probabilistic dam break assessment and flow slide analysis for tailings storage facilities. 3rd International Seminar on Tailings Management, Tailings 2015.

Ministerio de Minería (2007), Decreto Supremo N°248: Reglamento Para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relave.

Ministerio de Obras Públicas (2015), Decreto N° 50. Reglamento para establecer las condiciones técnicas que deberán cumplir en proyecto, construcción y operación de obras hidráulicas". Dirección General de Aguas.

Moss, R. E. S., Gebhart, T. R., Frost, D. J. & Ledezma, C. (2019) *Flow-Failure Case History of the Las Palmas, Chile, Tailings Dam*. PEER Report No. 2019/01 Pacific Earthquake Engineering Research Center Headquarters at the University of California, Berkeley.

Norambuena, R., Sepúlveda, D., Barrueto, C., Santos, E., Godoy, C., y Campaña, J. (2018) Distancia Peligrosa, retroanálisis de fallas en depósitos chilenos mediante métodos numéricos. Paper X Congreso SOCHIGE, Valparaíso, Chile.

O'Brien J.S. (1986), Physical Processes, Rheology, and Modeling of Mud Flows. Ph.D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.

Peng, M. and Zhang, L.M. (2012), Breaching Parameters of Landslide Dams. *Landslides* 9 (1). 13-31. Doi: 10.1007/s10346-011-0271-y.

Tonderai, B. (2016). Bingham Yield Stress and Bingham Plastic Viscosity of Homogeneous Non-Newtonian Slurries. Master of Technology Mechanical Engineering in the Faculty of Engineering at the Cape Peninsula University of Technolog.

Topografías: <https://asterweb.jpl.nasa.gov/gdem.asp>.

Valenzuela L. (2016). Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. *Obras y Proyectos* 19, 6-22.

Villavicencio, G., Espinace, R., J.; Valenzuela, P. Fourie, A. (2014). Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal* 51(4). DOI: 10.1139/cgj-2013-014.

Villavicencio G, Fourie A. Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal*; 51: 449 – 464. 2014.

Wahl, T. L. (1998), Prediction of Embankment Dam Breach Parameters – A Literature Review and Needs Assessment, Dam Safety Rep. No. DSO-98-004. US Dept. of Interior. Bureau of Reclamation.

Wise-uranium.org (2020). Tailings Flow Slide Calculator (online) Disponible en: <http://www.wise-uranium.org/ctfs.html> (Acceso: Agosto de 2018).

Xu, Y. and Zhang, L.M. (2009), Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135(12). ASCE. pp. 1975-1970. Doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000162.

**ANEXOS**

## ANEXO A : ANÁLISIS PRELIMINAR

Los resultados complementarios a los análisis preliminares efectuados en base a la data disponible en la bibliografía consultada se presentan a continuación. Se debe tener en consideración que el modelo está cortado en el límite inferior que se ve en las figuras, por lo que los flujos eventualmente podrían continuar aguas abajo de este límite.

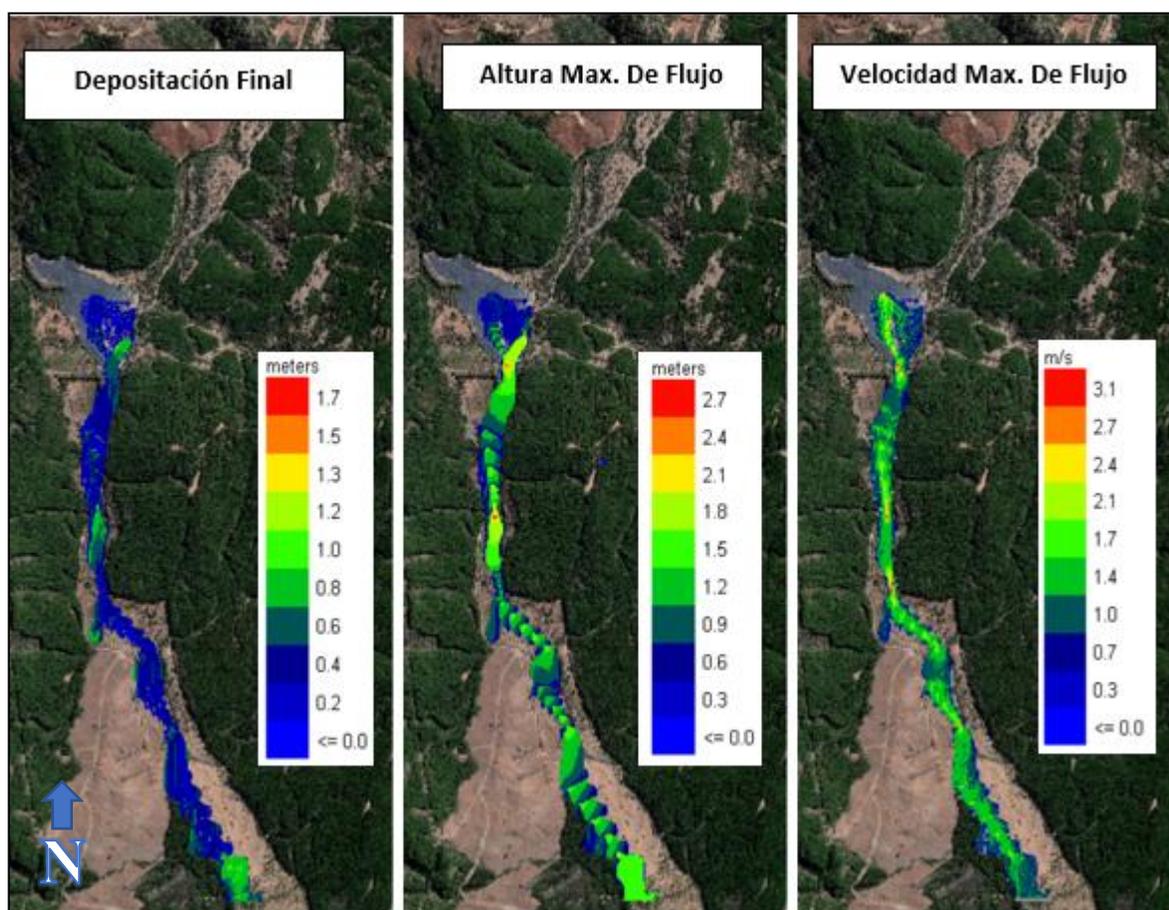


Figura A- 1: Resultados  $C_v = 0,36$ ,  $\tau_y = 0,14$  kPa y  $\mu = 0,0001$  kPa·s

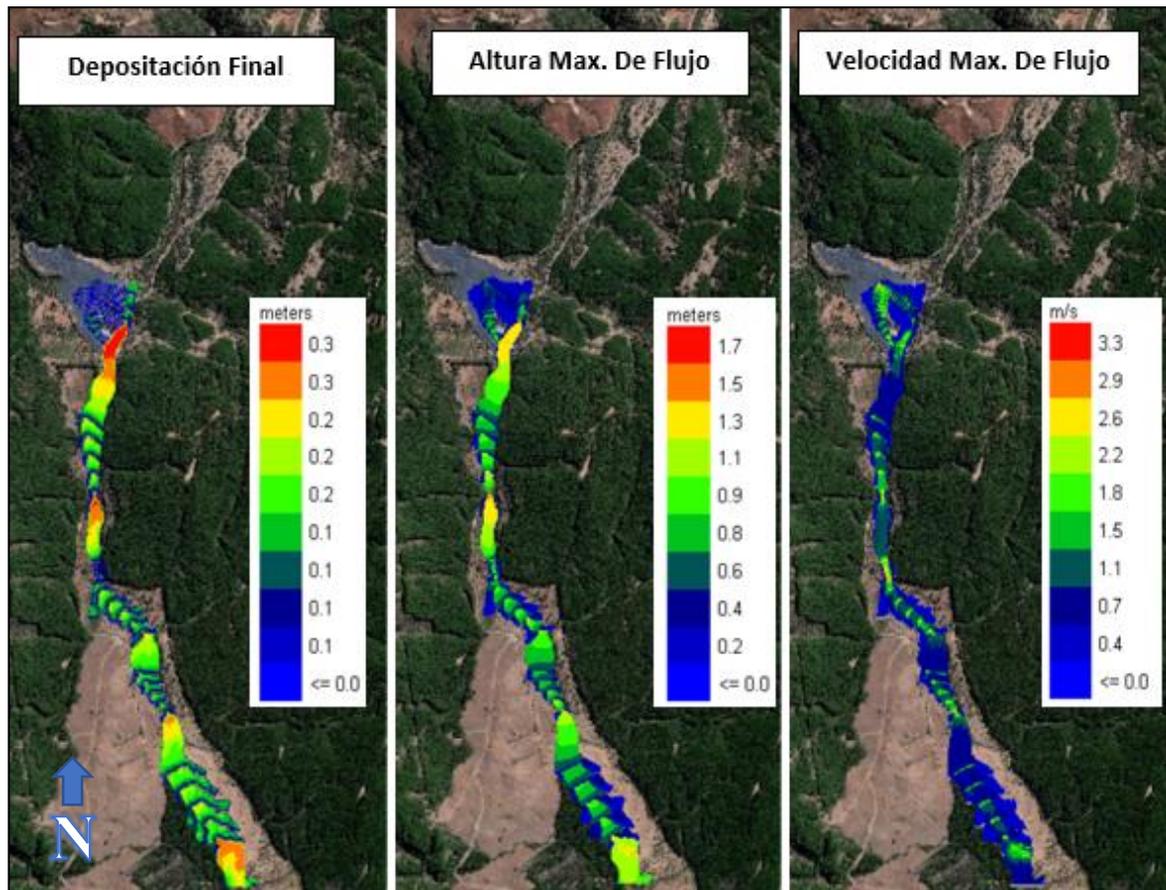


Figura A- 2: Resultados  $C_v = 0,36$ ,  $\tau_y = 0,003$  kPa y  $\mu = 0,0001$  kPa·s

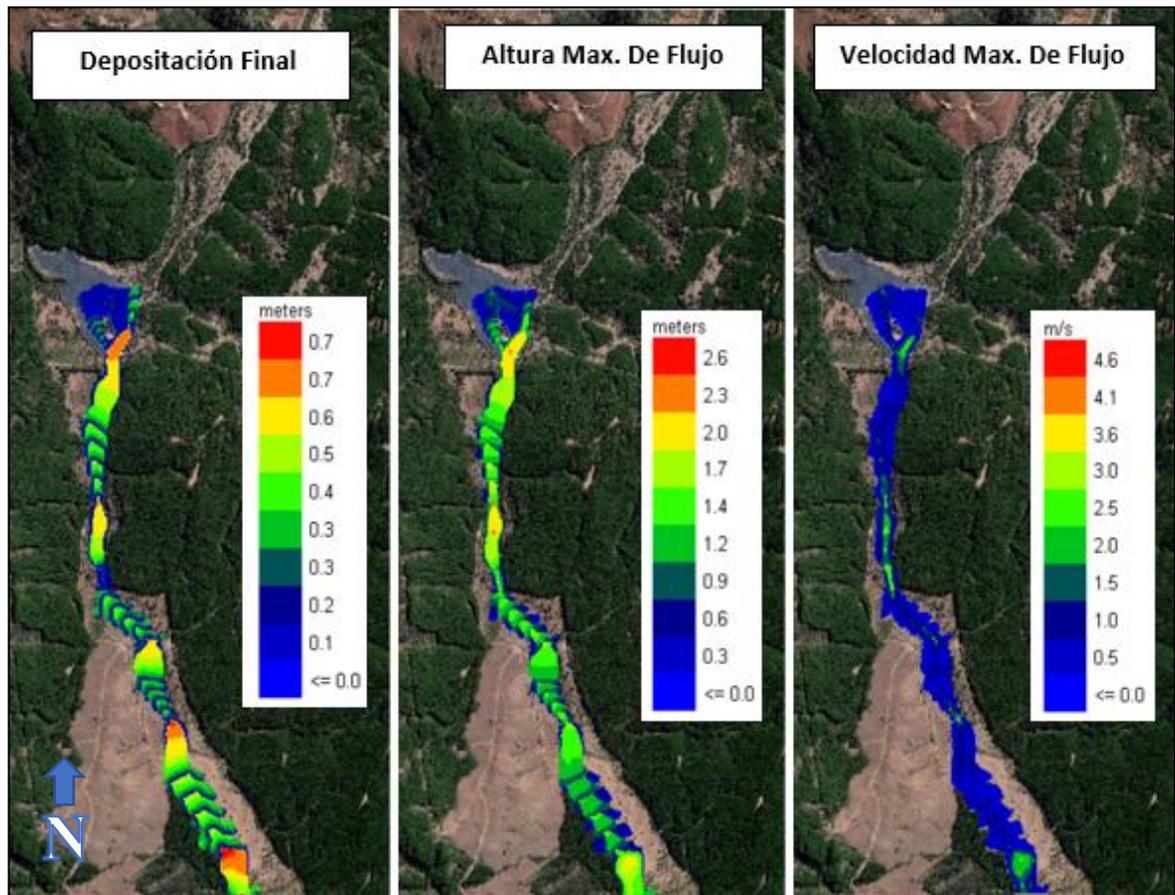


Figura A- 3: Resultados  $C_v = 0,36$ ,  $\tau_y = 0,009$  kPa y  $\mu = 0,001$  kPa·s

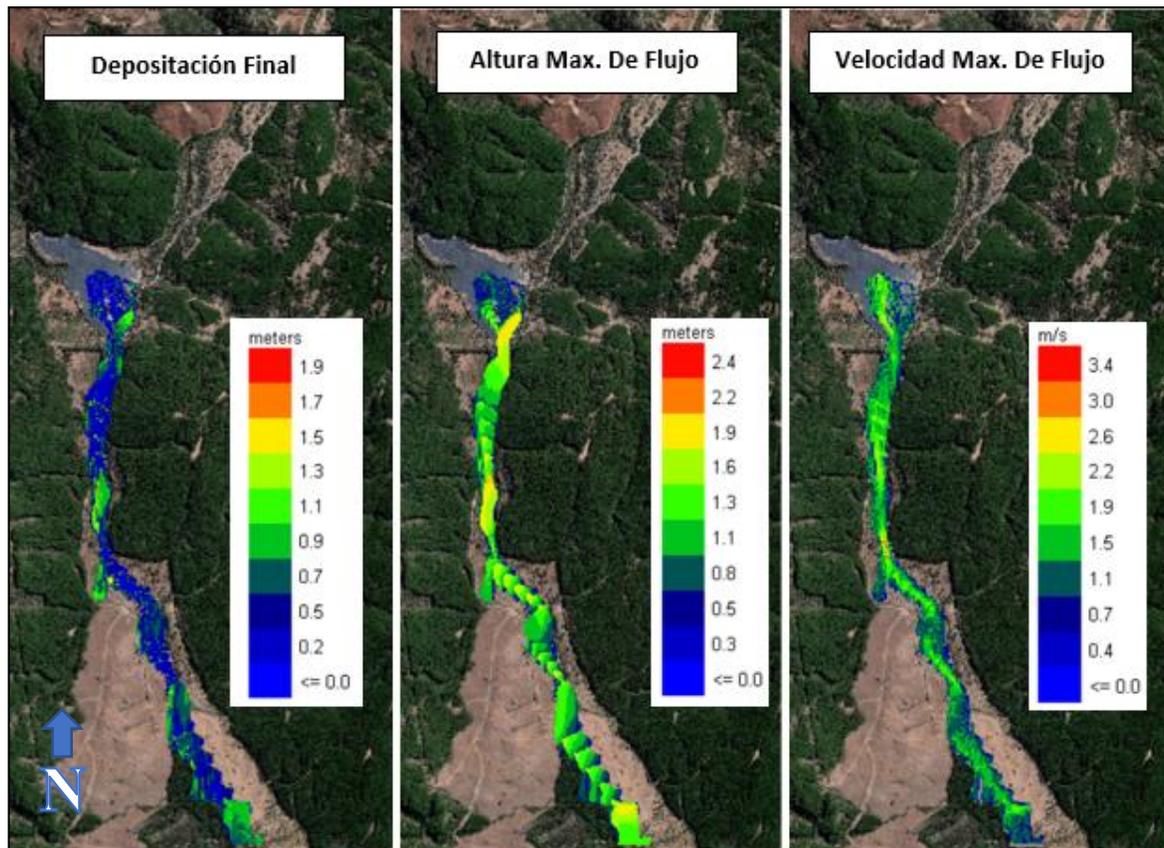


Figura A- 4: Resultados  $C_v = 0,41$ ,  $\tau_y = 0,14$  kPa y  $\mu = 0,0001$  kPa·s

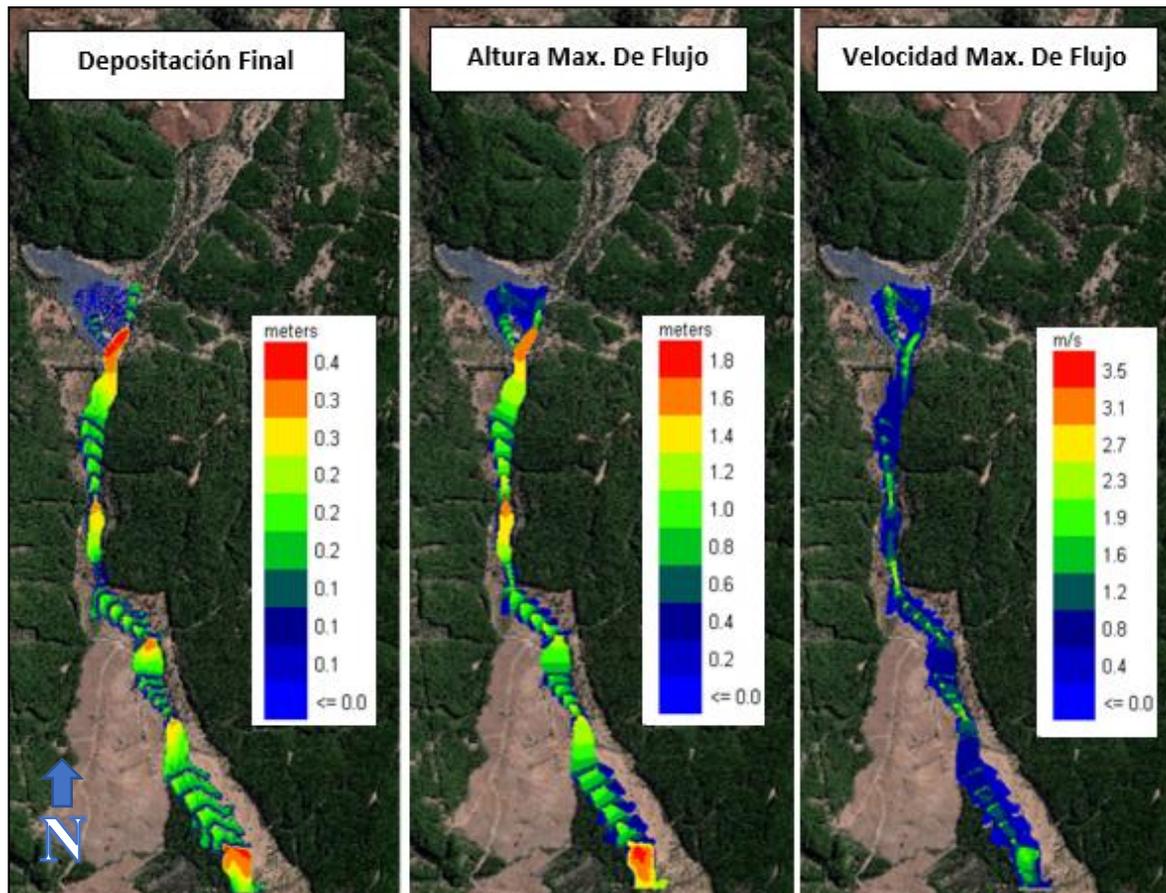


Figura A- 5: Resultados  $C_v = 0,41$ ,  $\tau_y = 0,003$  kPa y  $\mu = 0,0001$  kPa·s

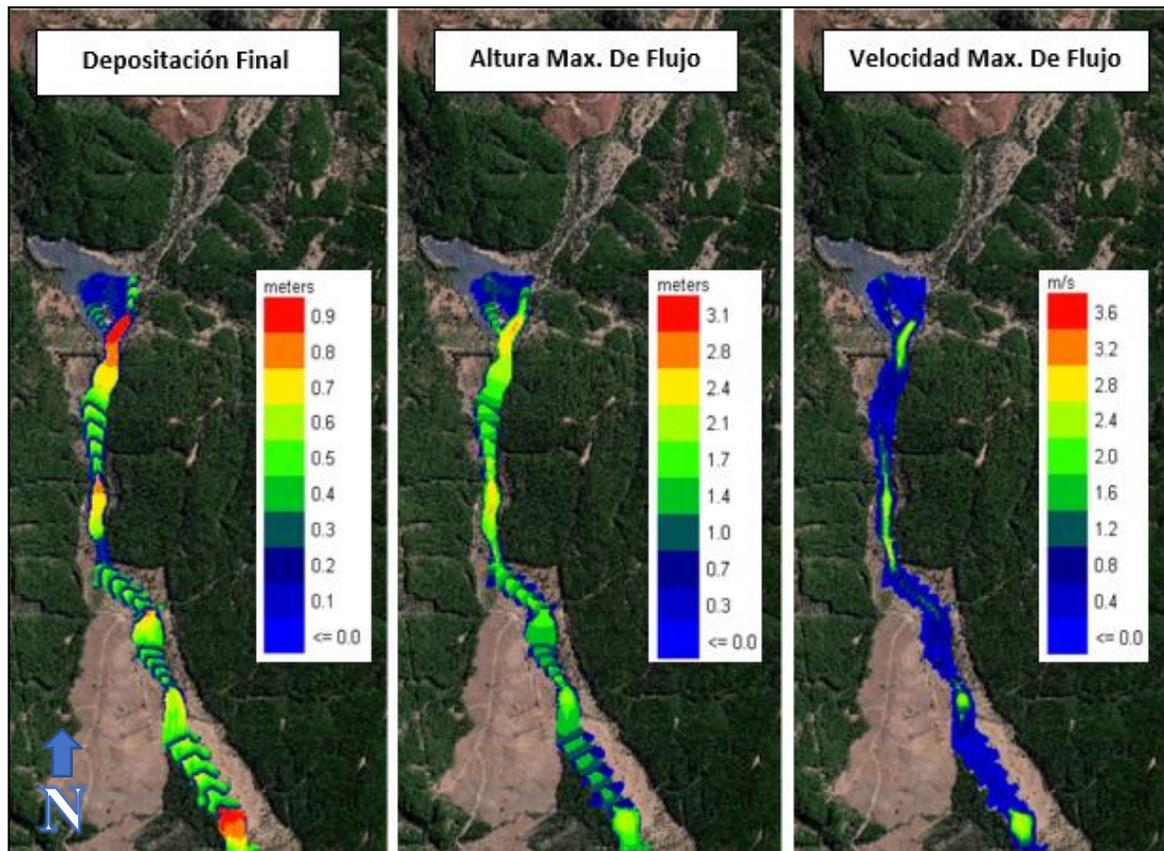


Figura A- 6: Resultados  $C_v = 0,41$ ,  $\tau_y = 0,009$  kPa y  $\mu = 0,001$  kPa·s

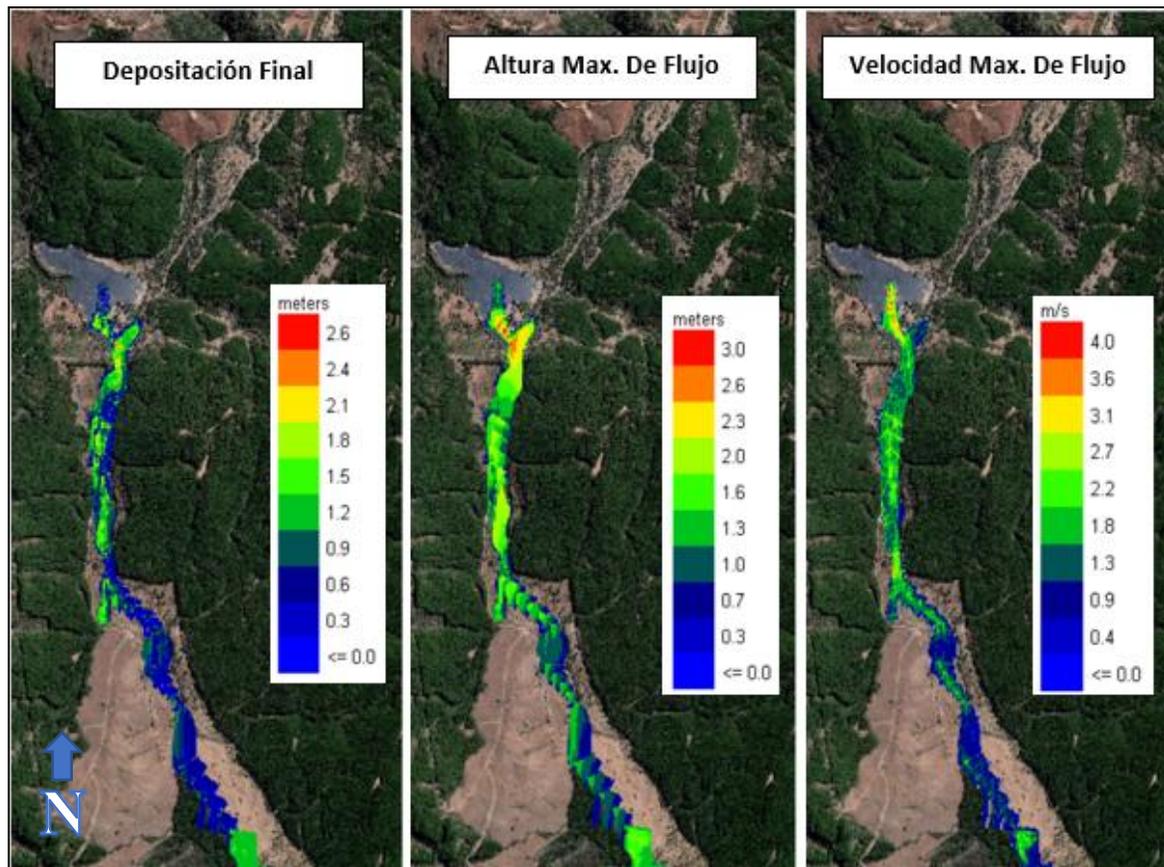


Figura A- 7: Resultados  $C_v = 0,48$ ,  $\tau_y = 0,14$  kPa y  $\mu = 0,0001$  kPa·s

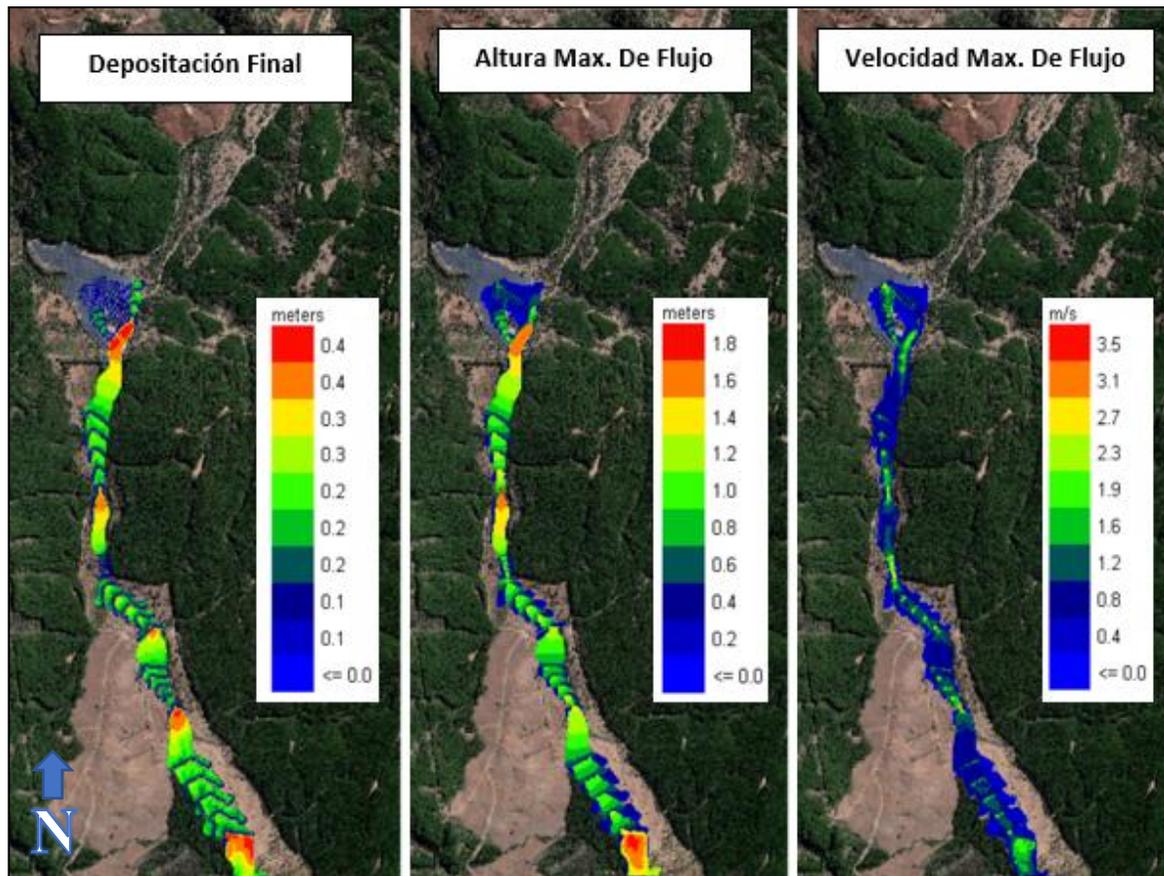


Figura A- 8: Resultados  $C_v = 0,48$ ,  $\tau_y = 0,003$  kPa y  $\mu = 0,0001$  kPa·s

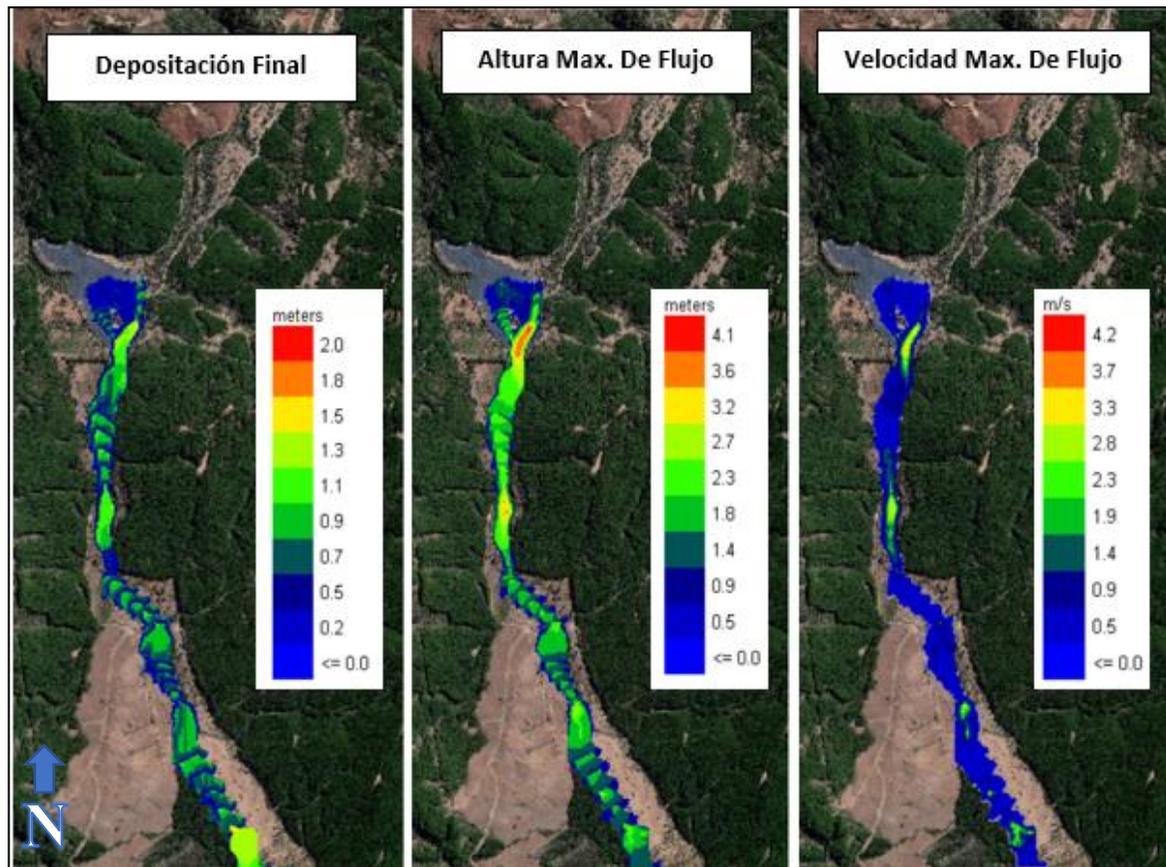


Figura A- 9: Resultados  $C_v = 0,48$ ,  $\tau_y = 0,009$  kPa y  $\mu = 0,001$  kPa·s

## ANEXO B : SENSIBILIDAD COEFICIENTE DE MANNING

En este anexo se presenta el complemento de los análisis de sensibilidad realizados variando el Coeficiente de Manning en el modelo con parámetros reológicos calibrados.

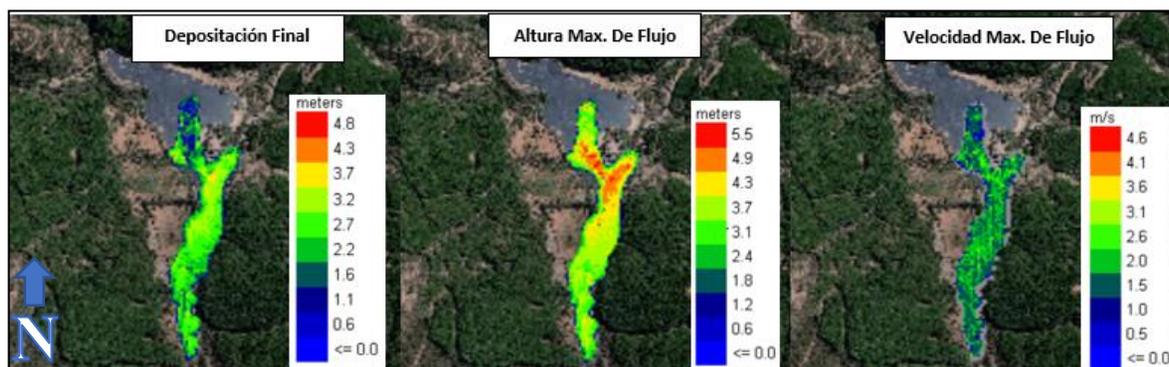


Figura B - 1: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,1 y Cauce: 0,1

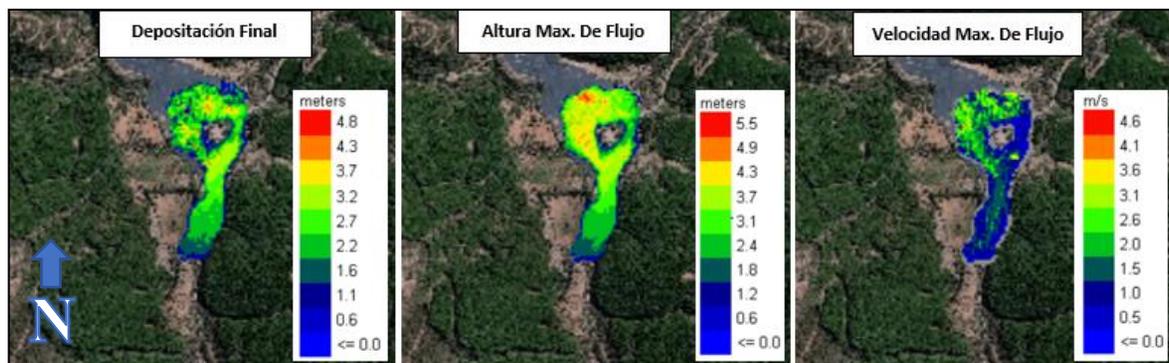


Figura B - 2: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,025 y Cauce: 0,025

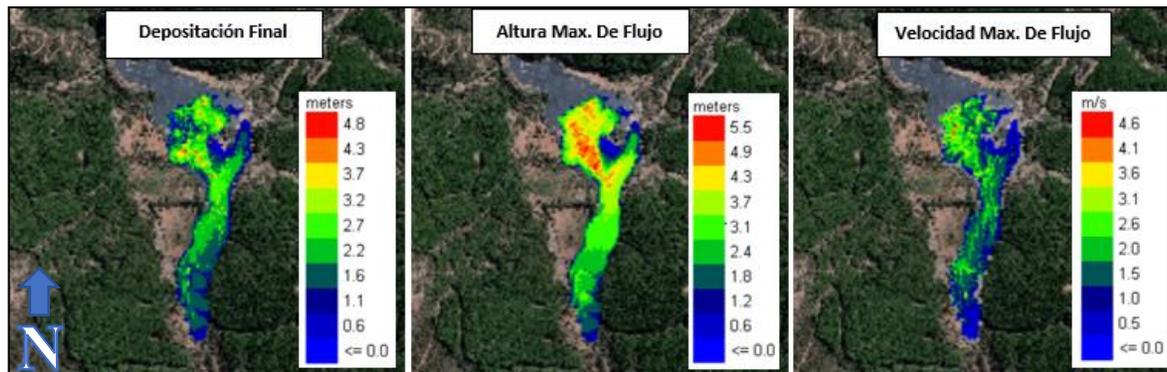


Figura B - 3: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,035 y Cauce: 0,035

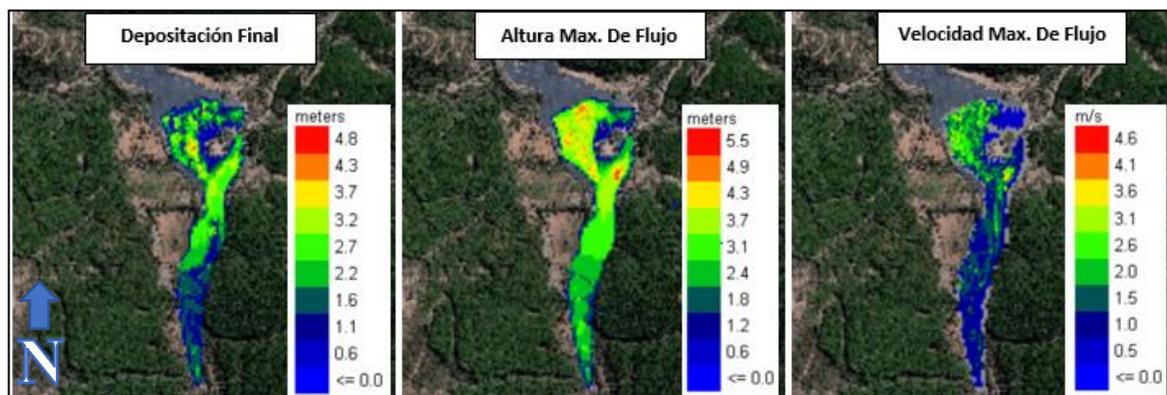


Figura B - 4: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,05 y Cauce: 0,05

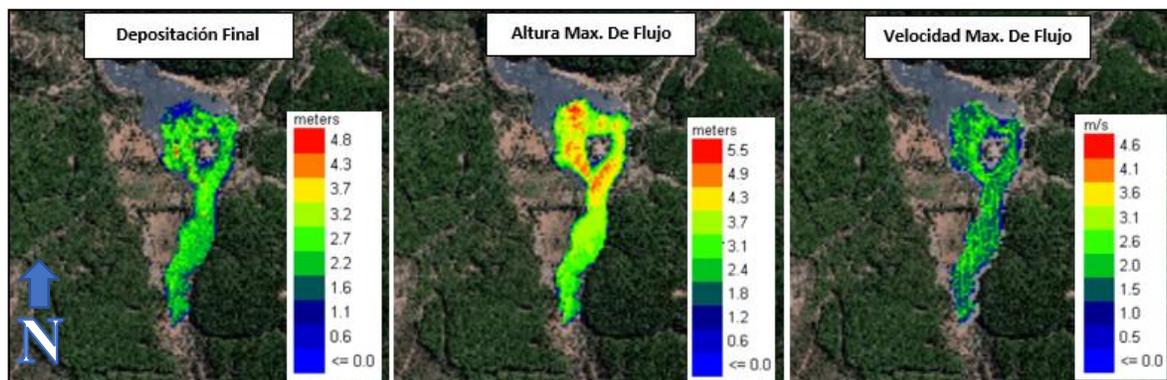


Figura B - 5: Coeficiente de Manning - Zona Alta: 0,07 y Cauce: 0,07