UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Generación de mapas de peligro producido por la simulación del vertido de
relaves de la rotura de la presa N° 4 en el distrito de Carmen de Atrato en el
departamento de Chocó – Colombia

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Castillo Vargas, Luis Arturo (0000-0001-6047-9445)

Castillo Vargas, Italo Boris (0000-0001-6852-2540)

ASESOR

Castillo Navarro, Leonardo (0000-0001-9061-8696)

Lima, 14 de noviembre del 2019

DEDICATORIA

Agradecemos a nuestros padres, Irma Vargas y Boris Castillo

Se merecen esto y mucho más.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a nuestro asesor Leonardo Castillo, por los consejos, lecciones y la confianza compartida.

A nuestros compañeros de trabajo que aportaron en cada uno de los capítulos con su experiencia.

A nuestros familiares por ser nuestro apoyo.

RESUMEN

La presente investigación se centra en la generación de mapas de peligro por la simulación del vertido de relaves por rotura de la presa del depósito de relaves en estado pulpa ubicada en el distrito de Chocó, en Colombia mediante un modelo hidrológico – hidráulico, y la posterior clasificación de los mapas de inundación y velocidad en niveles de peligrosidad.

Este tipo de simulaciones requieren de un modelo numérico capaz de analizar y desarrollar el comportamiento de un flujo hiperconcentrado en la llanura de inundación aguas abajo. Las ecuaciones que controlan el movimiento de estos tipos de flujos son las aplicadas para fluidos no newtonianos, los cuales están controlados por los parámetros reológicos, como: viscosidad dinámica, esfuerzo de fluencia y la tasa de corte. Es por ello que se ha escogido el software FLO-2D el cual cuenta con facilidad de ingreso de datos y geometría, estabilidad de rutina computacional y la facilidad de lectura de archivos de salida.

Los resultados obtenidos de la simulación en el distrito de Chocó muestran de manera didáctica la delimitación de zonas de riesgo de acuerdo a la clasificación de peligro en torno a velocidades y tirantes máximos. Eso nos permitió reconocer las estructuras que comprendidas en las zonas de alto riesgo.

Estos mapas de peligro servirán como herramientas para evaluaciones de alcance social, ambiental y económico y la consideración y elección de medidas a corto, mediano y largo plazo, y de carácter tanto estructural, como no estructural.

Palabras clave: gestión de riesgo; mapas de peligro; simulación numérica; rotura de presas.

Generation of hazard maps produced by simulation of tailings spill from N° 4 tailing dam break in Chocó – Colombia

Abstract

This research focuses on the generation of hazard maps by simulating the discharge of tailings due to breakage of the dam of the pulp tailings deposit located in the Chocó district, in Colombia, using a hydrological-hydraulic model, and the subsequent classification of the flood and speed maps in danger levels.

These types of simulations require a numerical model capable of analyzing and developing the behavior of a hyperconcentrated flow in the downstream floodplain. The equations that control the movement of these types of flows are those applied for non-Newtonian fluids, which are controlled by the rheological parameters, such as: dynamic viscosity, creep stress and the shear rate. That is why the FLO-2D software has been chosen which has ease of data entry and geometry, computational routine stability and ease of reading output files.

The results obtained from the simulation in the Chocó district didactically show the delimitation of risk areas according to the hazard classification around maximum speeds and braces. This allowed us to recognize the structures included in high risk areas.

These hazard maps will serve as tools for evaluations of social, environmental and economic scope and the consideration and choice of short, medium and long-term measures, both structural and non-structural.

Keywords: risk management, hazard mapping; numerical simulation, dam break.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN.....	13
1.1	ANTECEDENTES	13
1.2	PROBLEMÁTICA	16
1.3	HIPÓTESIS.....	18
1.4	OBJETIVOS.....	19
1.4.1	Objetivo general	19
1.4.2	Objetivos específicos.....	19
2	MARCO TEÓRICO.....	20
2.1	ECUACIONES GENERALES DE FLUJOS NO PERMANENTES	20
2.1.1	Ecuación de continuidad.....	20
2.1.2	Ecuación de cantidad de movimiento.....	20
2.2	ESTABILIDAD NUMÉRICA EN FLUJOS NO PERMANENTES	22
2.2.1	Criterio de Courant	22
2.2.2	Criterio de estabilidad de la onda dinámica.....	23
2.3	DEPÓSITO DE RELAVES	24
2.4	TIPOS DE FALLA EN UN DEPÓSITO DE RELAVES	26
2.4.1	Tubificación.....	27
2.4.2	Desbordamiento.....	28
2.4.3	Sismo en presas	29
2.4.4	Diagrama de falla en presas de relaves.....	30
2.5	MODELO REOLÓGICO.....	32
2.6	CONCENTRACIÓN VOLUMÉTRICA DE LOS FLUIDOS HIPERCONCENTRADO	34
2.7	MEDICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE USUARIO	36
2.8	RELAVE MINERO	38
2.8.1	Tipos de relaves mineros	39
2.9	ROTURA DE PRESAS	40
2.10	PARÁMETROS DE ROTURA DE PRESA	41
2.10.1	Geometría de la brecha.....	41
2.10.2	Hidrograma de rotura.....	43
3	PARÁMETROS DE CARACTERIZACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.....	48

3.1	VOLUMEN LIBERADO POR LA ROTURA	50
3.2	BALANCE VOLUMÉTRICO	51
3.3	ESTIMACIÓN DE TIEMPO DE FALLA.....	53
3.4	HIDROGRAMA DE ENTRADA	54
3.5	MAPAS DE PELIGRO	56
3.6	CARACTERIZACIÓN DE ACUERDO AL PELIGRO	61
3.7	SÍNTESIS DE LA METODOLOGÍA	63
4	INGENIERÍA BÁSICA Y ANTECEDENTES DE SITIO	66
4.1	DEPÓSITO DE RELAVES N°4	66
4.2	UBICACIÓN	66
4.3	TOPOGRAFÍA.....	68
4.4	GEOLOGÍA	70
4.5	HIDROLOGÍA DE LA CUENCA DEL DEPÓSITO DE RELAVES.....	71
4.5.1	Geomorfología de la cuenca	71
4.5.2	Máximas avenidas	74
4.6	HIDRÁULICA DEL CAUCE DE RÍO	81
4.7	HIDROLOGÍA DEL RÍO ATRATO	83
4.8	REOLOGÍA	84
5	ELECCIÓN Y DESARROLLO DE ESCENARIOS	89
5.1	CASO DE ESTUDIO: DEPÓSITO DE RELAVES N° 4.....	89
5.2	PROPUESTA Y ELECCIÓN DE MODELO DE SIMULACIÓN	90
5.3	ELECCIÓN Y DEFINICIÓN DE ESCENARIOS.....	92
5.3.1	Escenario I – Sismo/Estático	94
5.3.2	Escenario II – Desbordamiento	94
5.4	ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS POR ESCENARIO	95
5.5	DESARROLLO DE ESCENARIOS	95
5.5.1	Escenario I.....	96
5.5.2	Escenario II.....	100
6	DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	106
6.1	DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO	106

6.2	RESUMEN FINAL DE CADA ESCENARIO	108
6.2.1	Escenario I.....	108
6.2.2	Escenario II.....	108
6.3	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	114
6.3.1	Metodología aplicada	114
6.4	RESULTADOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.....	124
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	126
7.1	CONCLUSIONES	126
7.2	RECOMENDACIONES	128
8	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131
9	ANEXOS	134

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Documentos técnicos referenciales por organización	16
Tabla 2.1 Tipos de ondas en flujos no permanentes según Ponce (2015)	21
Tabla 2.2 Diagrama de falla en depósitos de relave según Carrillo (2001).....	30
Tabla 2.3 Comportamiento del flujo en función del Cv según el Manual de Referencia de FLO-2D (2018).....	35
Tabla 2.4 Propiedades de los suelos estudiados por O'Brien y Julien (1988).....	37
Tabla 2.5 Esfuerzo de cedencia y viscosidad en función de la concentración de sedimentos según O'Brien y Julien (1988)	38
Tabla 2.6 Clasificación de relaves mineros según Oyola (2016)	40
Tabla 2.7 Tipos de rotura en función del material de construcción según la Guía Técnica Española para la clasificación de presas en torno a su riesgo (1996).....	41
Tabla 2.8 Formulas para calcular los parámetros de la brecha según Wahl (1998)	42
Tabla 2.9 Tiempo de formación de falla según ICOLD (2001)	44
Tabla 2.10 Formulas para hallar el caudal pico de acuerdo a Pierce et al. (2010)	45
Tabla 2.11 Volumen de vertido en una rotura de presa de relaves.....	47
Tabla 3.1 Literatura de volumen de relaves en los últimos 50 años.....	51
Tabla 3.2 Literatura de tiempo de falla en los 50 años.....	53
Tabla 3.3 Cuadro de intensidades vs Caracterización de peligro según Buwal et al. (1997)	58
Tabla 3.4 Caracterización de peligro de acuerdo al manual de mapeo de FLO-2D (2017)	60
Tabla 3.5 Clasificación de las presas en función del peligro de acuerdo a la Asociación Canadiense de Presas (2014)	61
Tabla 4.1 Hitos para levantamiento topográfico	69
Tabla 4.2 Parámetros geomorfológicos de la cuenca aportante al depósito N° 4	74
Tabla 4.3 Precipitación máxima en 24 horas de la estación Carmen de Atrato	75
Tabla 4.4 Caudales máximos para diferentes periodos de retorno	80
Tabla 4.5 Cuadro de rugosidad de Manning en el centro del río.....	81
Tabla 4.6 Cuadro de rugosidad de Manning en la margen del río.....	82
Tabla 4.7 Caudales de diseño para diferentes eventos (m ³ /s) de acuerdo a Geoservice (2017)	83
Tabla 4.8 Parámetros reológicos de los relaves de acuerdo a los ensayos elaborados por Aguas, Suelos y Lodos (2016).....	85

Tabla 4.9 Coeficientes exponenciales de caracterización reológica según O'Brien (1988)	85
Tabla 4.10 Valores de esfuerzo de fluencia y viscosidad obtenidos para cada muestra	86
Tabla 4.11 Estimación de los coeficientes para la ecuación de O'Brien.....	87
Tabla 5.1 Características del depósito N°4.....	89
Tabla 5.2 Resumen de escenarios.....	95
Tabla 5.3 Datos básicos de la presa.....	96
Tabla 5.4 Volumen liberado por rotura de presa	97
Tabla 5.5 Tiempo de desarrollo de la rotura de la presa.....	97
Tabla 5.6 Datos iniciales del depósito de relaves	101
Tabla 5.7 Tiempo de desarrollo de la rotura de la presa.....	102
Tabla 6.1 Cuadro resumen de escenario N° 1	108
Tabla 6.2 Cuadro resumen de Escenario N° 2.....	108
Tabla 6.3 Definición de peligro de inundación de acuerdo al Manual de Usuario de FLO-2D (2019)	115
Tabla 6.4 Caracterización de peligro de acuerdo a Flo-2D Handout (2019).....	116
Tabla 6.5: Resumen de escenarios.....	125

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: Reología

ANEXO 2: Hidrograma de río Atrato

ANEXO 3.1: Hidrograma de Escenario I

ANEXO 3.2: Hidrograma de Escenario II

ANEXO 4: Planos de resultados

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1.1 Producción total de minerales por año en América Latina, presentado por el Congreso Mundial de Minería (2018)	13
Figura N° 1.2 Cantidad de fallas en presas de relaves en los últimos años según Rico et.al (2008)	17
Figura N° 2.1 Diagrama de flujo del Criterio de estabilidad de FLO-2D según el Manual de referencia FLO-2D (2009).....	24

Figura N° 2.2 Método de construcción aguas arriba según Ordoñez (1984)	25
Figura N° 2.3 Método de construcción de aguas abajo según Ordoñez (1984)	26
Figura N° 2.4 Método de construcción de línea central según Ordoñez (1984)	26
Figura N° 2.5 Causas de Rotura de depósitos de Relave según ICOLD (1995)	27
Figura N° 2.6 : Generación de falla por tubificación de acuerdo a Foster et al. (2000).....	28
Figura N° 2.7 Falla de la presa de Merriespruit por sobrepaso según Blight y Fourie (2003)	29
Figura N° 2.8 Primer deslizamiento de la presa de relaves de Bafokeng en Sudafrica, por Blight (1997)	30
Figura N° 2.9 Esfuerzo cortante en función de la velocidad de corte para los modelos de deformación de fluidos según el Manual de Referencia de FLO-2D (2018)	33
Figura N° 2.10 Viscosidad dinámica vs Concentración de volumen (Cv) según ICOLD (2001)	36
Figura N° 2.11 Esfuerzo de fluencia vs Concentración de volumen (Cv) según ICOLD (2001)	37
Figura N° 2.12 Tipos de Relave según Lara (2013).....	39
Figura N° 2.13 Volumen liberado de relaves por ICOLD (2001).....	46
Figura N° 3.1 Caso Presa Teton, hidrograma de rotura. Resultado en modelos: BREACH, ANN, y valores observados según Fread (1998).....	49
Figura N° 3.2 Distribución de volúmenes de acuerdo a Oyola (2017)	52
Figura N° 3.3 Forma de hidrograma triangular (Soil Conservation Service) vs hidrograma de presa Tetón (Idaho, 1976).....	55
Figura N° 3.4 Tipos de hidrogramas generados por el aplicativo de FLO-2D Group	56
Figura N° 3.5 Criterio de mapeo de peligro austriaco. Plomo claro: Bajo Peligro, Plomo oscuro: Alto Peligro según Faber (2006).....	57
Figura N° 3.6 Matriz de lineamientos de niveles de peligro en la metodología suiza donde la escala gris es adoptada en vez de la original según Buwal et al. (1997).....	58
Figura N° 3.7 El nivel de amenaza se hallará de acuerdo al nivel de ocurrencia y la intensidad del evento. Relación de probabilidad-intensidad-amenaza de acuerdo al manual de mapeo de FLO-2D.....	60
Figura N° 3.8 Esquema teórico para la elaboración de mapas de riesgo de daños por inundación según Ribera (2004).....	65

Figura N° 3.9 a) Flujo ordinario del río Ebro b) Flujo extraordinario(avenidas) del río Ebro, según SNCZI (2011).....	65
Figura N° 4.1 Ubicación del Depósito de Relaves N° 4.....	68
Figura N° 4.2 Vista aérea del depósito de relaves N°4	69
Figura N° 4.3 Resultado de parámetros de distribución de frecuencias.....	77
Figura N° 4.4 Precipitaciones máximas anuales para diferentes periodos de retorno.....	78
Figura N° 4.5 Precipitaciones máximas de río Atrato	79
Figura N° 4.6 Precipitaciones máximas de río Atrato por hora	79
Figura N° 4.7 Hidrograma de caudales máximo m ³ /s Tr 1,000 años	81
Figura N° 4.8 Hidrograma de caudales TR-1000 años, rio Atrato de acuerdo a Geoservice (2017)	84
Figura N° 5.1 Sección típica del depósito de relaves N° 4.....	89
Figura N° 5.2 Curva Altura-Volumen del Depósito de Relaves N° 4 de acuerdo a SVS Ingenieros (2013).....	90
Figura N° 5.3 Metodología para el modelamiento de simulación de rotura de presas de acuerdo a COPEGP (2016).....	91
Figura N° 5.4 Condiciones iniciales hidrológicas de acuerdo a SANCOLD (1990)	92
Figura N° 5.5 Árbol de eventos-falla sísmica	93
Figura N° 5.6 Árbol de eventos-falla hidrológica	94
Figura N° 5.7 Hidrograma liquido + Cv (Vol. 30%).....	99
Figura N° 5.8 Hidrograma relaves (Vol=30%)	99
Figura N° 5.9 Hidrograma liquido + Cv (Tr=150 años).....	100
Figura N° 5.10 Hidrograma liquido + Cv (Vol.=45%)	103
Figura N° 5.11 Hidrograma relaves (Vol = 45%)	104
Figura N° 5.12 Hidrograma liquido + Cv (Tr=1000 años).....	105
Figura N° 6.1 Topografía de la zona de estudios en el software FLO-2D	106
Figura N° 6.2 Definición de grillas 5.00 x 5.00 m en el software FLO-2D	107
Figura N° 6.3 tirantes máximos (Escenarios N° 1)	109
Figura N° 6.4 Velocidades máximas (Escenario N° 1)	110
Figura N° 6.5 Tirantes Maximos (Escenario N° 2)	109
Figura N° 6.6 Velocidades Maximas (Escenario N° 2).....	110
Figura N° 6.7 Intensidad de mapas de peligro de acuerdo al Manual de usuario de FLO-2D (2019)	117

Figura N° 6.8 Huella de Tirantes Escenario I.....	118
Figura N° 6.9 Mapa de riesgo Escenario I	119
Figura N° 6.10 Huella de velocidad Escenario I	120
Figura N° 6.11 Huella de tirantes Escenario II.....	121
Figura N° 6.12 Mapa de peligro Escenario II.....	122
Figura N° 6.13 Huella de velocidad Escenario II.....	123

1 INTRODUCCIÓN

Los depósitos de relaves son una de las estructuras de gran envergadura que son parte de los procesos de almacenamiento de los desechos mineros.

Una eventual rotura de las estructuras de contención de estos reservorios de relaves desencadenaría una gran inundación de desechos que podrían ser o no tóxicos, pero que presentarían un considerable daño en las poblaciones aguas abajo.

1.1 Antecedentes

La minería a nivel mundial ha tenido un crecimiento notable desde que comenzó, consolidándose como una de las actividades de mayor inversión que rige el desarrollo de muchos países.

En Latinoamérica, países como Colombia, Perú, Chile, México, entre otros, están pasando por un período en el cual la minería representa un alto grado de influencia en el PIB de cada país. Este rubro actualmente se encuentra en crecimiento constante desde hace más de 3 años a nivel mundial, y en especial en Latinoamérica (Banco Mundial, 2019)

A continuación, se expondrá los datos de producción minera a lo largo de los años previos (República de Austria, 2018).

Figura N° 1.1 Producción total de minerales por año en América Latina, presentado por el Congreso Mundial de Minería (2018)

En el caso de Colombia, la minería cuenta con un índice de atracción de inversión de aproximadamente 62%, encontrándose por encima de países como Brasil, Bolivia,

Venezuela, etc. (Fraser Institute, 2018). Ello quiere decir que aún existe una tendencia al crecimiento en torno a la inversión minera y a la cantidad de extracción que hay actualmente.

Como consecuencia, la cantidad de infraestructura minera aumentará y con ello, el número de plantas de tratamiento de mineral, depósito de relaves, botaderos de material residual (desmontes), plantas de tratamiento de agua, vías de acceso, plantas de beneficio, etc.

Actualmente las empresas mineras utilizan nuevos métodos de disposición de relaves, como relleno subterráneo, método de descarga espesada y relaves filtrados. Sin embargo, la disposición de relaveras en pulpa sigue vigente. Estas actúan como depósitos residuales de aquellos materiales que no pueden ser reprocesados ni reutilizados en las etapas productivas, por lo cual, su disposición es la única opción viable para su manejo. (Huaña, 2015)

Estos depósitos de relaves logran alcanzar dimensiones similares a las de las grandes presas de agua, alcanzando volúmenes de almacenaje de millones de metros cúbicos.

Las relaveras, a pesar de contar con un estricto control de monitoreo y mantenimiento a corto, mediano y largo plazo, (Canadian Dam Association, 2001) son susceptibles a fallar y ocasionar daños severos.

Una catástrofe como la rotura de una presa, ya sea de almacenamiento de relaves o agua, es objeto de interés social, ambiental y económico debido a las graves consecuencias que este conlleva.

Se estima que alrededor del 40% de la población mundial es vulnerable de manera directa a este tipo de desastres y cerca de un 80% por los daños colaterales, dentro de los que se incluyen los cortes de vías de comunicación, de servicio eléctrico y de agua potable, además de las pérdidas en cultivos e infraestructura. (Padrino, 2018)

Casos como el de la presa Brumadinho, Fundão, Santarém (Brasil, 2015 y 2019), Hidroituango (Colombia, 2018) y el derrame de relaves en Recuay, Áncash (2018) representan un claro ejemplo de la importancia de una evaluación a fondo de las posibles consecuencias y escenarios que se puedan originar producto de un manejo inadecuado de los desechos de procesos de producción de minerales.

En la actualidad, existe un gran número de documentación relacionada a los aspectos de diseño, construcción, operación y cierre de instalaciones de deposición de relaves en la forma de manuales, artículos técnicos, procedimientos de conferencias y libros (Anglo, 2005). Sin

embargo, en cuanto a la guía y dirección de la gestión de relaves y su disposición se reconocen a 3 países como los precursores de estos tipos de documentos. Estos son Canadá, Australia y Sudáfrica, los cuales tienen industrias mineras muy activas y un gran número de almacenes de relaves. De acuerdo a Davies (2001) se reporta que en Quebec aproximadamente 65 instalaciones mineras, en Columbia Británica 130, Australia Occidental 350 y Sudáfrica 400. Cabe resaltar que este número ha crecido con el pasar de los años, hasta la actualidad.

En el caso de Canadá, las regulaciones de mina son controladas por la Asociación Minera de Canadá (MAC) y la Asociación de Presas de Canadá (CDA), las cuales tienen manuales y guías que intentan complementar las regulaciones estatales y promover la debida diligencia del operador de mineral (Anglo 2005). En el caso de este país, se publican boletines técnicos todos los años, los cuales contienen información referencial con todos los ámbitos de la operación de una presa de relaves, desde su construcción hasta su condición de cierre, como es el caso del boletín técnico Aplicación de Pautas de Seguridad de Presas en Depósitos de relaves.

Para el caso de Australia, se encuentra al Departamento de Minerales y Energía (DME) que administra y suministra de actas y regulaciones mineras para todo el país. En la región de Victoria, se encuentra la División de Minerales y Petróleo (MPD). En la región de Tasmania se encuentra el Comité de Asesoramiento de Construcción de Presas (ACDC). Estos organismos también publican boletines que asesoran toda actividad de manejo de relaves, como es el caso del boletín: Pautas en el Diseño seguro y Estándares de Operación para el Almacenamiento de Relaves (DME, 2000), entre otros.

Tanto como para Canadá y Australia, ambos países se rigen por diferentes normas dependiendo de la zona en la cual está ubicada la instalación minera.

Finalmente, en el caso de Sudáfrica, la minería se encuentra regulada por actas nacionales, como son: Water Act 1998, Minerals Act 1991 y Mine Health and Safety Act 1996. Su departamento nacional de minerales y energía es responsable de la implementación y provisión de estas actas (Anglo, 2005). La guía principal de gestión de disposición e instalaciones de relaves en Sudáfrica es el Código de Práctica para Depósitos de Residuos Mineros publicado por la Oficina de Normas de Sudáfrica (SABS), en 1998.

Los manuales y guías previamente mencionados constituyen las principales guías para establecer un marco de trabajo universal para la disposición de relaves. De la misma forma, se encuentran otras guías técnicas desarrolladas por otras organizaciones mundiales independientes de sus gobiernos.

A continuación, se expondrá las organizaciones y sus respectivos documentos técnicos.

Tabla 1.1 Documentos técnicos referenciales por organización

País	Organizaciones
Canadá	Asociación Minera de Canadá (MAC)
	Asociación de Presas de Canadá (CDA),
Australia	Departamento de Minerales y Energía (DME)
	División de Minerales y Petróleo (MPD)
	Comité de Asesoramiento de Construcción de Presas (ACDC)
Sudáfrica	Oficina de Normas de Sudáfrica SABS)
Otros	Servicio de Minas del Estado (Chile)
	Agencia de Protección del Medio Ambiente (EE.UU.)
Organizaciones Independientes	Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD)
	Programa Ambiental de las Naciones Unidas (UNEP)
	Consejo Internacional de Metales y el Medio Ambiente (ICME)
	Instituto Internacional para el Medio Ambiente y el Desarrollo (IIED)
	Organización Internacional de Estandarización (ISO)

1.2 Problemática

Las presas de relaves son algunas de las estructuras de materiales variados más grandes que, para su construcción y diseño, requieren de una gran cantidad de campos de la ingeniería, como: hidráulica, hidrología, geotecnia, estructural, ambiental, entre otros. Estos terraplenes a menudo se construyen con fuertes pendientes utilizando la fracción gruesa de los relaves, lo que ahorra costos. Mantener en operación y mantenimiento estos reservorios es una de las tareas más desafiantes en la gestión de desechos mineros.

De acuerdo al inventario mundial de depósitos de relaves, existe un total de 18,401 en instalaciones mineras, la tasa de fallas en los últimos cien años se estima que alcanza aproximadamente al valor de 1.2% de este total. Esto es un valor muchísimo más alto que el de presas de agua, considerando que este último es de 0.01% (ICOLD, 2001).

En general, estas instalaciones de contención son vulnerables a fallas debido a las siguientes razones: (i) construcción de diques con materiales residuales de las operaciones mineras; (ii) aumento secuencial de la presa junto con un aumento en los efluentes; (iii) falta de regulaciones sobre los criterios de diseño, especialmente en los países en desarrollo; y (iv) alto costo de mantenimiento después del cierre de la mina (Rico et al., 2007)

Los depósitos de relaves representan un gran riesgo para las poblaciones ubicadas en zonas aledañas ante una posible rotura del dique de contención. En la última década, la cantidad de fallas en presas de relaves se ha mantenido a pesar del constante aumento de exigencias ambientales y de mantenimiento.

Figura N° 1.2 Cantidad de fallas en presas de relaves en los últimos años según Rico et.al (2008)

Actualmente, ¿de qué manera localizamos, cuantificamos y evaluamos las zonas y estructuras en peligro ante una posible rotura de la presa de un depósito de relaves?

Existe precedente suficiente en la última década para caracterizar estos desastres como fenómenos de carácter nacional. Como es el caso de Mina Germano-Mariana, de Minas Gerais, Brasil en el que, el 5 de noviembre del 2015 se produjo la rotura del dique Fundão,

suceso que provocó al vaceado de relave tóxico que arrasó con el pueblo de Bento Rodríguez y ocasionó la pérdida de 19 vidas humanas. El volumen estimado de salida alcanzó los 60 millones de metros cúbicos de material contaminado, los cuales llegaron al Océano Atlántico, transitando por varios parques naturales y áreas de alto valor ecológico.

Otro caso que conmocionó el mundo, fue el de la Mina Mount Polley-Cariboo, en Canadá. Al fallar el dique de contención, se contaminaron con aproximadamente 25 millones de metros cúbicos ríos de la región, como Cariboo, Hazeltine y los lagos Polley y Quesnel.

1.3 Hipótesis

Generar los mapas de peligro por la rotura de la presa de un depósito de relaves permitiría conocer las áreas y estructuras en peligro por el vertido liberado de la brecha, así como permitiría proponer medidas de prevención y reducción de riesgos.

Para ello, se propone la simulación de un modelo numérico bidimensional mediante una metodología por simulación hidrológica-hidráulica de los posibles escenarios de inundación producto de una posible rotura de presa y la liberación de flujo hiperconcentrado. Esta simulación permitiría obtener mapas de tirante y velocidades máximas que nos permitan caracterizar la inundación en torno al nivel de peligro de la onda de relaves. Finalmente, estos servirán como herramientas para evaluaciones de consecuencias negativas de alcance social, ambiental y económico y la consideración y elección de medidas a corto, mediano y largo plazo.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Identificar y clasificar las zonas de peligro, producto de los mapas de inundación generados de acuerdo a la metodología por simulación hidrológico - hidráulico, resultado del vertido de relaves generado por la rotura del dique de contención del depósito de relaves N° 4 sobre el río Atrato ubicado en Chocó – Colombia.

1.4.2 Objetivos específicos

- Generar y/o obtener los datos hidrológicos, hidráulicos, reológicos e ingeniería básica del depósito de relaves N°4 ubicado en Choco-Colombia.
- Generar un modelo numérico bidimensional para los diferentes escenarios del flujo hiperconcentrado producto de la rotura del depósito de relaves N°4, usando el modelo FLO-2D.
- Generar mapas de tirantes y velocidades en la llanura de inundación aguas abajo del depósito de relaves N° 4 en Choco-Colombia bajo la metodología PREVENE.
- Definir la peligrosidad en sus respectivos grados en función de las velocidades y tirantes para el caso del depósito de relaves N°4 en Choco-Colombia.

2 MARCO TEÓRICO

En cuanto a este tipo de fenómenos, se requiere de un alto nivel de conocimiento respecto a la mecánica de fluidos y el comportamiento en específico de fluidos no newtonianos. Por otro lado, es necesario un recuento de la literatura y de las definiciones básicas en cuanto a la rotura de presas, ya sea que estas almacenen agua o relaves, así como de los mecanismos desencadenantes de estas roturas. Un gran número de rotura de presas de aguas, y un número menor en el caso de relaves, representan el repertorio de casos históricos y brinda un listado de fórmulas y modelos numéricos que se aplicaran para representar las condiciones presentes en la rotura de presa de relaves.

2.1 Ecuaciones generales de flujos no permanentes

Las ecuaciones de Saint-Venant son ecuaciones diferenciales que gobiernan el flujo no permanente que modelan el cambio de caudal y nivel de un líquido a lo largo de un espacio unidimensional y el tiempo. Las ecuaciones del fluido incluyen las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento (ecuación de la onda dinámica).

2.1.1 Ecuación de continuidad

Es la expresión del principio de conservación de la masa líquida. Para el caso de un flujo no permanente el caudal cambia con la distancia el volumen cambia con el tiempo teniendo como resultado un cambio en el almacenamiento. A razón que el agua es incompresible la masa es constante teniendo como resultado la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} dx dt + T \frac{\partial y}{\partial t} dx dt = 0$$

Esta fórmula simplificada se puede resumir de la siguiente forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

2.1.2 Ecuación de cantidad de movimiento

Las fuerzas que actúan sobre el volumen de control son la fuerza de gravedad, la fuerza de gradiente y fuerza de fricción. Esta ecuación está definida por la siguiente ecuación:

$$F_{\Delta} + F_g + F_p + F_f = F_m$$

F_{Δ} = volumen de control

$$F_{\Delta} = \rho \left\{ u(uh) - \frac{\partial}{\partial x} \left[u(uh) \frac{\Delta x}{2} \right] \right\} - \rho \left\{ u(uh) - \frac{\partial}{\partial x} \left[u(uh) \frac{\Delta x}{2} \right] \right\}$$

F_g =fuerza de gravedad

$$F_g = \rho gh \Delta x S_0$$

F_p =fuerza gradiente

$$F_p = \frac{1}{2} \rho gh^2$$

F_f =fuerza de fricción

$$F_f = -\rho gh \Delta x S_f$$

F_m = tasa de acumulación de movimiento

$$F_m = \frac{\partial}{\partial t} (\rho u h) \Delta x$$

Esta ecuación cuando es remplazada con da uno de sus valores correspondientes dan como resultado simplificado la siguiente ecuación:

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t}$$

Esta ecuación es un balance de gradientes que en algunos casos una o más pendientes pueden reducirse a cero o pueden ser insignificante. Esta simplificación da lugar a diferentes tipos de onda que se muestran en el siguiente cuadro:

Tabla 2.1 Tipos de ondas en flujos no permanentes según Ponce (2015)

No	Tipo de onda	Gradientes					Nombre común
		Sa	Sc	Sp	Sf	So	
1	Onda cinemática sin difusión				x	x	Onda cinemática
2	Onda cinemática con difusión			x	x	x	Onda de difusión
3	Onda dinámica	x	x	x			Onda de gravedad
4	Onda dinámica permanente		x	x	x	x	Onda dinámica permanente

No	Tipo de onda	Gradientes					Nombre común
		Sa	Sc	Sp	Sf	So	
5	Onda cinemática-dinámica mixta	x	x	x	x	x	Onda dinámica

Las ondas cinemáticas - dinámicas mixta son las que se producen en una rotura de presa o en canales de pendiente muy baja. La adición en la fórmula de la onda dinámica completa de la pendiente gradiente permite una mejor simulación en terrenos con topografía compleja y zonas de depresiones topográficas.

2.2 Estabilidad numérica en flujos no permanentes

Las ecuaciones que son base para los cálculos de flujos no permanentes, no son fáciles de resolver y se requieren de métodos numéricos para obtener soluciones aproximadas. Se habla de estabilidad numérica cuando independientemente de las iteraciones o tiempo calculado, las soluciones obtenidas no presentan valores cercanos, es decir divergen. Entre los métodos más usados por los programas de simulación hidráulica, uno de los más usados son el criterio de Courant-Friedrich-Lewy (CFL) y el criterio de estabilidad de la onda dinámica.

2.2.1 Criterio de Courant

La condición del CFL o criterio de Courant relaciona la celeridad de la onda de la avenida con los incrementos espaciales y temporales del modelo, es decir que la partícula fluida no puede viajar más allá del incremento espacial en un intervalo de tiempo.

$$\Delta t = C\Delta x / (v + c)$$

C es el número de Courant ($C \leq 1.0$)

Δx es el ancho del elemento de malla cuadrada

V es la velocidad promedio de la sección transversal calculada.

C es la celeridad de onda calculada.

El coeficiente de C puede variar de 0.3 a 1, dependiendo del tipo de esquema numérico explícito aplicado en el tránsito.

Este dependerá en primera instancia del especialista y el nivel de detalle que este requiera para la simulación, dependiendo de la calidad de resultado que se desee. Este será más bajo en caso se requiera un análisis más exhaustivo.

Separación entre secciones transversales

- Condición del Dr.Fread

Uno de los parámetros que requiere el criterio de CFL es el espaciamiento entre secciones transversales.

$$\Delta x \leq \frac{c(T_p)}{20}$$

C: celeridad de onda de inundación (m/s)

T_p : Tiempo de pico

- Condición de Samuels

$$\Delta x \leq \frac{0.15D}{S_o}$$

Donde:

D: Tirante promedio durante la inundación (m)

S_o : Pendiente de fondo promedio (m/m)

Dentro de los factores que tienen mayor impacto dentro de la estabilidad numérica, se encuentra el valor del coeficiente de Manning, ya que una subestimación de este generaría flujos críticos o supercríticos, mientras que una sobrestimación generaría una mayor atenuación del hidrograma.

2.2.2 Criterio de estabilidad de la onda dinámica

Este método de estabilidad numérica fue elaborado por Ponce y Theurer que está representada en la siguiente formula:

$$\Delta t < \zeta S_o \frac{\Delta x^2}{q_0}$$

Δt =diferencial de tiempo

ζ =coeficiente empírico ($0.25 < \zeta < 1$)

S_0 =pendiente del lecho

Δx =elemento de malla

q_0 = descargar específica del canal

Por un lado, con el criterio de estabilidad de la onda dinámica se evalúa la estabilidad numérica del modelo, mientras que con el criterio de Courant se evalúa la condición de convergencia de las ecuaciones que controlan la simulación.

Según la metodología usada en el FLO-2D, se siguen los pasos que se presentan en el siguiente diagrama para el criterio de la estabilidad numérica:

Figura N° 2.1 Diagrama de flujo del criterio de estabilidad de FLO-2D según el manual de referencia FLO-2D (2009)

2.3 Depósito de relaves

Los depósitos de relaves por lo general son hechos con materiales locales como suelos derivados localmente, residuos de roca y los mismos relaves (Younger y

Wolkersdorfer,2004; Bussiere et al; 2007; Dixon-Hardy y Engels ,2007). Por lo general, los depósitos de relaves se construyen hasta cierta altura y a medida que la demanda de almacenamiento crece se recrecerá también el dique (Lottermoser, 2007).

Estos depósitos son construidos mediante tres métodos constructivos:

- Método Aguas Arriba: Este método consiste en levantar un depósito inicial y elevar periódicamente la fracción gruesa del relave hacia el interior del relave. Este tipo de recrecimiento no es recomendado ya que, al estar en un país altamente sísmico y contar con capas saturadas y no compactadas, este material puede licuar y podría generar la falla del dique y el derramamiento del vaso.

Figura N° 2.2 Método de construcción aguas arriba según Ordoñez (1984)

- Método Aguas Abajo: En el método de crecimiento del dique hacia aguas abajo, la presa se levanta en dirección opuesta al depósito. A diferencia del método de aguas arriba, la presa se puede construir con material seleccionado y compactado. Además, se puede realizar un sistema de drenaje en cada etapa generando una mejor estabilidad. Por otro lado, se puede colocar una geomembrana para evitar filtraciones y se puede colocar en cada una de las etapas.

Figura N° 2.3 Método de construcción de aguas abajo según Ordoñez (1984)

- Método de la Línea Central: consiste en la elevación del dique manteniendo la berma de coronamiento bajo un mismo eje.

Figura N° 2.4 Método de construcción de línea central según Ordoñez (1984)

2.4 Tipos de falla en un depósito de relaves

Según la ICOLD en el boletín N°121 titulado “Tailing Dams.Risk of Dangerous Ocurrences.Lessons Learnt From Practical Experiences” que recopila 221 casos históricos de fallas, las principales causas de falla de los depósitos de relave propuestos en el boletín, son las que se muestran en la figura N° 2.5.

Figura N° 2.5 Causas de Rotura de depósitos de Relave según ICOLD (1995)

Posteriormente, se procederá a detallar los tipos de fallas más comunes.

2.4.1 Tubificación

Es originado por filtraciones de agua que ejercen una fuerza de arrastre sobre las partículas. En el caso que la filtración aflore, genera que las partículas no se encuentren sujetas y en el caso que se tenga una gradiente pronunciada podría arrastrar las partículas interiores hacia el exterior. Esto conduce a un fenómeno de aguas abajo a arriba, creando huecos tubulares y cavernas que generen el fallo del depósito. Según Millán, la peligrosidad del fenómeno de tubificación crece al disminuir el tamaño de las partículas, a razón que el aumento de las fuerzas de arrastre superficiales aumenta en relación con el peso de las partículas. En el caso de los limos y arcillas, las partículas tienden a flocular, formando grupos entre sí y se comportan como partículas de mayor tamaño.

Figura N° 2.6 : Generación de falla por tubificación de acuerdo a Foster et al. (2000)

2.4.2 Desbordamiento

Ocurre cuando el volumen del fluido es superior a la capacidad máxima de almacenamiento como se puede observar en la figura N°2.7 provocando la erosión de la misma presa y generando que esta falle. Entre las razones que menciona Zabala et al. (2010), esto ocurre por causas hidrológicas producto de una mala elección de la avenida de diseño o por efectos antrópicos a causa de problemas durante la operación o mantenimiento. La posición del nivel freático se da por diferentes razones que desencadenan la inestabilidad del freático causada por diferentes razones como:

- Elevación del nivel de agua por lluvias intensas o la obstrucción del drenaje de la tubería.
- Infiltración de agua de lluvia.
- Presencia de mantos finos que provoquen la ocurrencia de niveles freáticos no controlados. En casos extremos pueden aflorar por la superficie del talud.

Figura N° 2.7 Falla de la presa de Merriespruit por sobrepaso según Blight y Fourie (2003)

2.4.3 Sismo en presas

Según la experiencia del autor de “Geotecnia de los suelos peruanos”, una de las razones más importantes de los graves daños que han ocurrido en las presas de nuestro país han sido generadas por los sismos que producen fallas por efecto de las ondas sísmicas o desarrollo de licuación de suelos.

En caso de licuación de materiales (no plásticos) se pueden entender, si primero se comprende la tendencia de estos materiales a reducir su volumen de poros cuando se les somete a deformaciones de corte cíclicas.

Cuando un material granular tiene sus poros llenos de agua (condición saturada), esto genera cambios de volumen que en función de la permeabilidad del material puede llegar a tomar tiempos variables.

Si la permeabilidad es baja y la distancia entre fronteras drenantes es grande o las deformaciones ocurren rápidamente, llegaría a ocurrir un aumento en la presión del agua

haciendo disminuir la resistencia cortante entre partículas haciendo que el material fluya como un líquido viscoso de alta densidad.

Figura N° 2.8 Primer deslizamiento de la presa de relaves de Bafokeng en Sudafrica, por Blight (1997)

2.4.4 Diagrama de falla en presas que almacenan relaves

A continuación, se muestran los tipos de diagrama de falla que pueden presentarse en un depósito de relaves:

Tabla 2.2 Diagrama de falla en depósitos de relave según Carrillo (2001)

Tipos de falla	Características	Diagrama de falla
1) Inestabilidad del apoyo (Falla estructural)	Falla de talud aguas abajo por deslizamiento
	Hundimientos en pie de dique
2) Desbordamiento (Overtopping)	Erosión regresiva en el talud externo del dique

Tipos de falla	Características	Diagrama de falla
3) Desordenes por flujos de agua o filtraciones descontroladas	Socavación del talud aguas abajo por tubificación
4) Diques y muros de arranque inadecuado	Movimiento de finos a través de un dique de estériles gruesos
	Inestabilidad de taludes iniciales
	Erosión regresiva
4) Desordenes por mal funcionamiento del sistema de deposición	Deslizamiento catastrófico
	Flujo rápido de agua que produce sifonamiento en la arena de dique
5) Desordenes por mal funcionamiento de disposición	Deslizamiento de talud aguas abajo

Tipos de falla	Características	Diagrama de falla
6) Vibraciones y otros	Licuación de arenas saturadas que originan falla total de la presa

Este tipo de fallas se relaciona directamente con las funciones básicas como fallas hidráulicas debido a la erosión de la superficie, filtraciones que pasan a través de la presa o la cimentación. Las fallas por lo general suceden tiempo después de que las razones que la desencadenaron suceden dando como causa un diseño defectuoso, una mala construcción y mantenimientos inapropiados.

2.5 Modelo reológico

Según la revista Iberoamericana de Polímeros define a la reología como el estudio de la deformación y flujo de la materia, por ende, su campo de aplicación está ligado a los fluidos. Esta se divide en los modelos reológicos dilatantes, Bingham, Pseudoplastiscos y Newtonianos como se presenta en la siguiente figura. En el caso del fluido de Bingham, el aumento del esfuerzo de corte producto y de la velocidad de corte o deformación se da de forma lineal.

Figura N° 2.9 Esfuerzo cortante en función de la velocidad de corte para los modelos de deformación de fluidos según el Manual de Referencia de FLO-2D (2018)

Según los estudios realizados por O'Brien y Julien (1988), Major y Pierson (1990) y Julien y Lan (1991) realizaron estudios con flujos hiperconcentrados que se comportaron como un fluido de Bingham como baja tasa de corte. Los esfuerzos hiperconcentrados se calculan de la suma de:

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d$$

τ_c = esfuerzo limite cohesivo

τ_{mc} =esfuerzo de Morh Coulumb

τ_v = esfuerzo cortante viscoso

τ_t = esfuerzo cortante turbulento

τ_d = esfuerzo dispersivo

Esta fórmula da como resultado el siguiente modelo cuadrático propuesto por O'Brien y Julien:

$$\tau = \tau_y + n \left(\frac{d_v}{d_y} \right) + C \left(\frac{d_v}{d_y} \right)^2$$

Donde:

$$\tau_y = \tau_c + \tau_{mc}$$

$$C = \rho_m l^2 + \alpha_i \rho_s \lambda^2 d_s^2$$

Donde:

ρ_m = densidad de masa de mezcla

l = longitud de Prandtl

ρ = densidad de masa de sedimentos

d_s = tamaño del sedimento

λ = concentración de sedimentos

2.6 Concentración volumétrica de los fluidos hiperconcentrados

Se le conoce como flujo hiperconcentrado a aquellos fluidos con altas concentraciones de sólidos. Este tipo de flujos son usuales en avenidas con alto contenido de transporte de sedimentos y en huaycos en quebradas los cuales transportan detritos, escombros y bolonería. La concentración de sólidos se puede medir con la siguiente formula:

$$C_v = \frac{\text{volumen de sedimentos}}{\text{volumen de aguas + sedimentos}}$$

En función de la concentración de sedimentos los fluidos hiperconcentrados, se dividen en:

- **Mudflood:** Dominan los esfuerzos turbulentos, tienen alta fluidez y predominan los elementos cohesivos. Teniendo una concentración de sólidos que varía de 20% a 45%.
- **Mudflows:** Dominan los esfuerzos viscosos y de cedencia. Concentración alta de limo y arcillas. Teniendo una concentración de sólidos que varía de 45% a 55%.
- **Debrisflow:** Dominan los esfuerzos dispersivos. Mezcla de rocas y materiales vegetales que colisionan como mecanismos para la disipación de energía.

Tabla 2.3 Comportamiento del flujo en función del Cv según el Manual de Referencia de FLO-2D (2018)

Descripción del Tipo de Flujo	Concentración de sedimentos (Cv)		Características del Flujo
	En Volumen	En Peso	
Deslizamientos	0,65 – 0,80	0,83 – 0,91	No hay flujo; falla por deslizamiento de bloques
	0,55 – 0,65	0,76 – 0,83	Derrumbe de bloques con deformación interna durante el deslizamiento, movimiento paulatino del terreno antes de fallar.
Flujos de lodo (Mudflow)	0,48 – 0,55	0,72 – 0,76	Flujo evidente; deslizamiento lento sostenido por el flujo de lodo; deformación plástica bajo su propio peso; cohesivo; no se expande en la superficie.
	0,45 – 0,48	0,69 – 0,72	Flujo se extiende sobre la superficie; flujo cohesivo; algo de mezcla.
Avenida de lodo (Mudflood)	0,40 – 0,45	0,65 – 0,69	El flujo se mezcla fácilmente; muestra las propiedades fluidas en la deformación; distribuido en la superficie horizontal, pero mantiene una superficie fluida inclinada; partículas grandes se depositan (peñones); aparecen ondas, pero se disipan rápidamente.
	0,35 – 0,40	0,59 – 0,65	Deposición marcada de gravas y cantos rodados; se expande casi completamente sobre la superficie horizontal; aparece la superficie líquida con dos fases del fluido; las olas viajan en la superficie.
	0,30 – 0,35	0,54 – 0,59	Separación del agua en la superficie; las olas viajan fácilmente; la mayoría de las arenas y gravas se han sedimentado y se mueven como arrastre de fondo
	0,20 – 0,30	0,41 – 0,54	Se distinguen claramente las olas y ondas; todas las partículas descansando en el fondo en condición inmóvil.
Inundación de agua	< 0,20	< 0,41	Inundación de agua con carga suspendida convencional y arrastre de fondo.

2.7 Medición de los parámetros de usuario

La viscosidad y el esfuerzo de cedencia de mezcla agua-sedimentos son parámetros reológicos necesarios para el cálculo de modelos de flujos de alta concentración de sedimentos que se define de la siguiente manera:

- La viscosidad dinámica es la propiedad de transporte que representa resistencia que ofrecen los fluidos al ser deformados cuando son sometidos a un esfuerzo dado.

Figura N° 2.10 Viscosidad dinámica vs Concentración de volumen (C_v) según ICOLD (2001)

- Esfuerzo de fluencia es el valor crítico del esfuerzo de corte, debajo del cual el material no fluye. Una vez este esfuerzo es pasado, el fluido comienza a fluir.

Figura N° 2.11 Esfuerzo de fluencia vs Concentración de volumen (Cv) según ICOLD (2001)

O'Brien y Julien realizaron ensayos con depósitos naturales de flujos de lodo de las ciudades de Aspen y Glenwood. Estos consistieron en ensayarse en un viscosímetro, de 10 a 15 mediciones de esfuerzos cortantes vs tasa de deformación:

Tabla 2.4 Propiedades de los suelos estudiados por O'Brien y Julien (1988)

Muestra	Porcentaje de arcilla	D16(mm)	D50(mm)	D84(mm)	Limite liquido	Índice de plasticidad
Glenwood Original	4.8	0.01	0.034	0.062	-	-
Glenwood Sample 1	6.8	0.009	0.023	0.05	-	-
Glenwood Sample 2	3	0.016	0.035	0.061	-	-
Glenwood Sample 3	4.8	0.011	0.025	0.053	-	-
Glenwood Sample 4	7.6	0.001	0.018	0.032	-	-
Aspen pit 1	31.3	0.001	0.011	0.032	0.32	0.11
Aspen Natural Soil	27	1.001	0.012	0.028	0.25	0.06
Aspen Mine Fill	27.8	0.001	0.013	0.03	0.24	0.06
Aspen Natural Source	31.6	0.001	0.016	0.039	-	-
Aspen Mine Fill Source	25.2	0.001	0.018	0.061	-	-

Producto de estos ensayos se concluyó que la viscosidad y el esfuerzo de cedencia se incrementan potencialmente con la concentración de sedimentos dando como resultado las siguientes formulas:

$$n = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v}$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v}$$

Donde α y β son coeficientes empíricos resultado de los ensayos realizados por O'Brien y Julien y C_v es la concentración volumétrica de los sedimentos. A continuación, se muestran los resultados del α y β para cada uno de los escenarios propuestos por Obrien y Julien:

Tabla 2.5 Esfuerzo de cedencia y viscosidad en función de la concentración de sedimentos según O'Brien y Julien (1988)

Fuente	$\tau_y = \alpha e^{\beta C_v}$		$n = \alpha e^{\beta C_v}$	
	α	β	α	β
Correlaciones de mediciones de campo				
Aspen Pit 1	0.181	25.70	0.036	22.10
Aspen Pit 2	2.72	10.40	0.0538	14.50
Aspen Natural Soil	0.152	18.70	0.00136	28.40
Aspen Mine Fill	0.0473	21.10	0.128	12.00
Aspen Watershed	0.0383	19.60	0.000495	27.10
Aspen Mine Source Area	0.291	14.30	0.000201	33.10
Glenwood 1	0.0345	20.10	0.00283	23.00
Glenwood 2	0.0765	16.90	0.0648	6.20
Glenwood 3	0.000707	29.80	0.00632	19.90
Glenwood 4	0.00172	29.50	0.000602	33.10
Correlaciones disponibles de la literatura				
lida (1983)	-	-	0.0000373	36.60
Dai et al. (1980)	2.60	17.48	0.0075	14.39
Kang and Zhang (1980)	1.75	7.82	0.0405	8.29
Qian et al. (1980)	0.00136	21.20	-	-
	0.05	15.48	-	-

2.8 Relave Minero

El relave es definido por el Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile como un sólido finamente molido producto de las operaciones mineras que está compuesto por roca, minerales y agua. Según su estado, este puede presentarse como un material con propiedades

parecidas al suelo o un lodo, que dependiendo del contenido de sólidos se puede presentar como un lodo líquido o pastoso.

Los relaves son materiales tóxicos, que al estar en contacto con el agua solubilizan ciertas sustancias químicas como el arsénico, cianuro, cobre, zinc, cromo, etc; que son elementos tóxicos para los seres humanos. Por esta razón, el manejo de relaves es una operación crucial en el proceso de recuperación de agua y evitar filtraciones a suelos y napas subterráneas, por lo que la única forma de retenerlos es a través de su almacenamiento.

2.8.1 Tipos de relaves mineros

Existen diferentes tipos de relaves que están en función del tipo de roca, variación del contenido de sólidos y variación de la reología de los relaves. Estos factores ayudan a definir el mejor tipo de tecnología para poder obtener el relave que tendrá como resultado los diferentes tipos de relave con diferentes propiedades.

Figura N° 2.12 Tipos de Relave según Lara (2013)

Por un lado, se tiene al relave en pulpa, estos son los relaves a los cuales se les remueve un porcentaje de agua, teniendo una concentración de sólidos que va de 30% a 65% mediante el uso de un espesador convencional.

También se tiene al relave espesado. Son relaves a los cuales se les remueve un gran porcentaje de agua, teniendo una concentración de 65% a 75% de sólidos, esto se logra a través de un espesador de alta compresión.

Por otro lado, está el relave en pasta, los cuales son relaves que presentan un porcentaje de sólidos que va de 75% a 85%, que pueden ser obtenidos por espesamiento de pulpa diluidas o por la combinación de relave filtrado con agua.

Finalmente se tiene también al relave filtrado, mezcla heterogénea de un fluido y las partículas de un sólido, a causa de la colocación de un medio filtrante que permite el paso del fluido y retiene el sólido con una concentración mayor a 85%.

En el siguiente cuadro se aprecian los parámetros reológicos para cada uno de los tipos de relave antes mencionados.

Tabla 2.6 Clasificación de relaves mineros según Oyola (2016)

Tipo de relave	Cv	n(Pa-s)	ty(Pa)
Pulpa	0.30-0.65	0.001-0.150	01-35
Espesado	0.65-0.75	0.150-0.200	35-150
Pasta	0.75-0.85	0.200-mas	150-1600
Filtrado	0.85-más	--	1600-mas

2.9 Rotura de presas

La rotura de la presa genera una brecha de rotura que se define como vacío o hueco formado por la erosión en el dique durante la rotura. En el siguiente cuadro se muestran los tipos de rotura y el tiempo de rotura según el tipo de presa según la guía técnica española.

Tabla 2.7 Tipos de rotura en función del material de construcción según la Guía Técnica Española para la clasificación de presas en torno a su riesgo (1996)

Tipo de presa	Tiempo de rotura	Forma de rotura
Bóveda	Instantánea (5 a 10 min)	Rotura completa, siguiendo forma cerrada, admitiéndose geometría trapezoidal.
Gravedad	Instantánea (5 a 10 min)	Geometría rectangular, profundidad hasta contacto con el cauce, un ancho igual al mayor valor entre 1/3 de la longitud de la corona y 3 bloques de construcción.
Materiales sueltos	$T(h)=4.8 V^{0.5}/h$; V en Hm^3 y h en m (Si $T>5h$, revisar con detenimiento)	Geometría trapecial con talud de 1:1 (V:H), profundidad hasta contacto con el cauce, un ancho b en metros calculado con: $b = 20(Vh)^{0.25}$, V en Hm^3 y h en m.

La rotura de presas tiene consecuencias devastadoras como el vertido de relaves por medio de la abertura generada. Esto puede generar daño físico o mortal en la población y eventualmente generaría una inundación que afectaría centros poblados, áreas agrícolas, campamentos, puentes e infraestructura localizada en el curso del relave liberado. Además, el relave liberado genera un impacto negativo en el medio ambiente porque genera contaminación en los suelos de cultivo, daño a la flora y fauna.

2.10 Parámetros de rotura de presa

2.10.1 Geometría de la brecha

En la siguiente tabla se muestra los parámetros para hallar los parámetros geométricos de la brecha de rotura publicado en la Revista de ingeniería hidráulica en el 2004.

Tabla 2.8 Formulas para calcular los parámetros de la brecha según Wahl (1998)

Autor y fecha	N° de casos estudiados	Variables	Relaciones
Johnson & Illes (1976)	-	h_d	$0.5h_d \leq B \leq 3h_d$
Singh and Snorrason (1984)	20	h_d	$0.5h_d \leq B \leq 3h_d$ $0.25h \leq tr \leq 1h$
FERC (1987)	-	h_d	$2h_d \leq B \leq 4h_d$ $0.25 \leq z \leq 1$ $0.25h \leq tr \leq 1h$
Froelich (1987)	43	Modo de falla	Sobrepaso
		S, h_b	$S = S/h_b^3$
		K_0, S	$B = 0.47k_0(S)^{0.25}$
		Presa:	$h_w = 0.47 K_0(S)^{0.25}$
		h_w, h_b	Con Núcleo
		W_c, W_f, h_b	$h_w = \frac{h_w}{h_b}$ $W = (W_c + W_f)/(2h_0)$
		k_c, h_w, W	$tr = 79(S)^{0.47}$ $t_r = 0.011B$
Reclamation (1988)	--	h_w	$B_{avg} = 3 \cdot h_v$
		B	$T_f = 0.011(B_{avg})$
Froelich(1995)	64	Modo de falla:	Sobrepaso
		k_0, V_w, h_b	$B = 0.1803k_0V_w^{0.32}h_b^{0.19}$
		V_w, h_b	$t_r = 0.000254V_w^{0.53}h_b^{0.90}$

B: Ancho de la brecha

h_b : Altura de la brecha

h_d : Altura de la presa

h_w : Altura del agua en el embalse al momento de la rotura, medida desde el nivel de piso de la brecha final

k_0 : Coeficiente que vale 1.4 para el caso de sobrepaso y es igual a 1 en otros casos

k_c : Coeficiente que vale 0.6 para presas con mucho y es igual a 1 para presas sin nucleo

S: Máxima capacidad de almacenamiento del embalse

Tr: Tiempo de formación de la brecha

V_w : Volumen de embalse al momento de la falla.

W_c : Ancho de la cresta de la presa

W_f : Ancho del fondo de la presa

Z: Talud de la brecha

2.10.2 Hidrograma de rotura

El hidrograma de rotura es definido como los distintos caudales producidos en un periodo de tiempo equivalente al volumen de agua en un periodo de tiempo producto de la brecha de rotura del dique. En los hidrogramas de rotura de presa hay que tener en cuenta, que el volumen que se vierte, está asociado a la máxima avenida probable en caso sea igual a la avenida de diseño de la presa más el volumen almacenado en la presa.

Los hidrogramas de rotura de presa por lo general poseen menores tiempos, debido a que los eventos de rotura de presas tienen mayores flujos de volumen que los hidrogramas típicos, en un menor tiempo.

A continuación, se expondrá los principales parámetros que controlan y definen el hidrograma de vertido de relaves por la rotura de la presa.

2.10.2.1 Tiempo de falla

Se ha recopilado fórmulas empíricas para estimar el desarrollo de la brecha por una falla gradual de las presas que almacenan relaves. Estas se han desarrollado de acuerdo a una muestra de presas que juntas, reúnen suficiente consistencia de datos para desarrollar una fórmula que aplique para un caso similar.

Tabla 2.9 Tiempo de formación de falla según ICOLD (2001)

Nombre (fecha)	Ecuación
McDonald & Landridge-Monopolis (1984)	$t_f = 0.0179V_{er}^{0.364}$ $V_{er} = 0.0261(V_w h_w)^{0.769} \text{ (earth dams)}$
FERC (1987)	0.1 < tf < 1 hr (engineered, compacted earth dam) 0.1 < tf < 0.5 hr (non-engineered, poorly compacted)
Reclamation (1988)	$t_f = 0.033h_w$
Von Thun & Gillette (1990)	$t_f = 0.020h_w + 0.25 \text{ (erosion resistant)}$
Fread & Harbaugh (1973)	$t_f = 0.59(V_w^{0.47})(h_w^{-0.9})$ <p>Donde:</p> <p>Vw: Volumen del embalse al momento de la falla en acre-ft</p> <p>hw: Altura del relave medida desde el nivel del fondo de la brecha final en ft</p> <p>tf: Tiempo de falla</p>

2.10.2.2 Caudal pico

Se puede definir como el caudal máximo observado en el hidrograma de rotura. Para hallar el caudal pico y el desarrollo de la brecha se han desarrollado gran cantidad de fórmulas empíricas por distintos autores que llegan a ser aproximaciones dada la poca data que se tiene. Cabe resaltar que las formulas mostradas serán para presas de agua, ya que con se cuenta con información ni data histórica suficiente para la obtención de caudal pico para depósitos de relave.

Entre las características del embalse que se puede medir fácilmente y que tienen influencia en el caudal pico de una presa fallada están el volumen y la altura del agua en el embalse al comienzo de la formación de la brecha, ambas cantidades medidas desde la elevación del fondo de la brecha final.

Tabla 2.10 Formulas para hallar el caudal pico para presas de agua de acuerdo
a Pierce et al. (2010)

Autor y Fecha	Variable	Ecuación
Froehlich(1995)	V_w, h_w	$Q_p = 0.607(V_w^{0.295} h_w^{1.24})$
McDonal y Langridge-Monopolis (1982)	V_w, h_w	$Q_p = 3.85(V_w h_w)^{0.411}$
McDonal y Langridge-Monopolis (1984)	V_w, h_w	$Q_p = 1.154(V_w h_w)^{0.412}$
Kirkpatrick(1977)	h_w	$Q_p = 1.268(h_w + 0.3)^{2.5}$
SCS(1981)	h_w	$Q_p = 16.6(h_w^{1.85})$
U.S.B.R.(1982)	h_w	$Q_p = 19.1(h_w^{1.85})$
Hagen(1982)	s, h_d	$Q_p = 1.205(V_w \times H_w)^{0.48}$
Costa (1985)	$V_w \times H_w$	$Q_p = 0.763(V_w \times H_w)^{0.42}$
Evans(1986)	s, h_d	$Q_p = 0.72(V_w)^{0.53}$
Singh and Snorrason(1984)	S	$Q_p = 1.776(S)^{0.47}$
Singh and Snorrason(1982)	h_d	$Q_p = 13.4(h_d^{1.89})$

2.10.2.3 Volumen liberado

El volumen de relaves liberados al momento de producirse la brecha está establecido por el nivel más bajo que genera un plano inclinado de estabilidad del relave depositado que está en función del grado de consolidación del relave.

Según la ICOLD, en su boletín 121 presenta un rango de fallas de presas de relaves que nos da como resultado un rango de fallas para determinar el volumen liberado (V_l) y el volumen almacenado (V_a), que tiene como resultado la siguiente ecuación:

$$V_l = 0,3086 \times (V_a)^{1,0276}$$

Esta ecuación tiene una correlación de 0.8873. De acuerdo al análisis probabilístico, para el análisis estadístico, se considera que el primer análisis de rotura de la presa de relaves se puede considerar un volumen de relave liberado de 40%.

Figura N° 2.13 Volumen liberado de relaves por ICOLD (2001)

A continuación, se desarrolló una tabla resumen de la literatura existente para la estimación de volumen de vertido ante una rotura de presa de relaves.

Tabla 2.11 Volumen de vertido en una rotura de presa de relaves

Fuente	Muestra	Altura de Presa	Relaves liberados	
			Rango	Promedio
Lucia (1981)	11	15 a 46 m	14% a 100%	40%
USCOLD (1995)	16	20 a 61 m	1% a 100%	29%
Garga y khan (1995)	19	-	3% a 100%	28%
ICOLD (2001)	-	-	1% a 100%	30%
Rico et al. (2007)	28	12 a 61 m	3% a 100%	33%
Azam y Li (2010)	72	-	-	20%

3 PARÁMETROS DE CARACTERIZACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

A pesar de aún no existir un proceso estandarizado de modelación de rotura de presa, existe literatura suficiente que estudia, describe y desarrolla de manera experimental y matemática el comportamiento de los parámetros que afectan a los modelos de simulación. Los casos históricos estudiados por autores como Seed, Lucia, Azam, Rico, entre otros; son una gran fuente de análisis del comportamiento de estos parámetros, como: la cantidad de volumen liberado por la rotura, el tiempo de rotura, hidrograma de la rotura, entre otros.

Existen casos altamente estudiados y que cuentan con valores generados por modelos físicos y computacionales los cuales han sido validados con valores tomados en la práctica. Casos como el de la presa Teton (Nourani et al. 2012) en Idaho y Malpasset en Francia validan muchas de las hipótesis empíricas que se han llevado a cabo por autores como Singh and Snorrason (1984), MacDonald and Monopolis (1984), Costa (1985), Froehlich (1995), and Singhand Scarlatos (1988).

También se desarrollaron modelos predictivos computacionales que permitieron obtener un gran número de datos para la posterior simulación hidrológica en algún software de tránsito de flujo, como es HEC1, en los tiempos donde estos softwares comenzaron a tener un alto grado de impacto en estos tipos de estudios. Por ejemplo, el modelo BREACH y el modelo ANN tuvieron un alto grado de confiabilidad al verificar satisfactoriamente datos obtenidos en casos estudiados, como fue la simulación de la falla por el sobre vertimiento en un dique naturalmente formado en el río Mantaro (Fread, 1984), así como la simulación del dique Lake Dawn en Colorado (Jarret y Costa, 1982)

Figura N° 3.1 Caso Presa Teton, hidrograma de rotura. Resultado en modelos: BREACH, ANN, y valores observados según Fread (1998)

Cabe resaltar que el mayor número de casos de rotura de presas registrados son los casos de presas de agua, los cuales comparten bastantes similitudes con las roturas de presas que almacenan relaves, sin embargo, justamente las características que difieren entre ambas son las que controlan los parámetros de modelación, como el comportamiento del flujo almacenado, erosión ocasionada por el fluido almacenado, formación de la brecha, etc.

Los parámetros que son diferentes en ambos casos y que ocasionan una diferencia en los modelos de simulación de ambos casos son:

- **Formación de la brecha:** el proceso de erosión de la brecha que se forma por eventos como el sobrevertimiento o la tubificación y que después se ve amplificada por el aumento en el flujo de descarga por la brecha en crecimiento es diferente cuando el flujo almacenado es agua y cuando es relave. Por ejemplo, el modelo BREACH para análisis de formación de brecha considera que el proceso de erosión está relacionado con el tamaño D50 del material de presa en su efecto por la velocidad que toma el agua al salir por la brecha. Para el caso de relaves, este proceso de erosión por altas velocidades no está referenciado al detalle.
- **Volumen de vertidos:** los volúmenes de fluidos que salen por la brecha resulta ser aún una gran incógnita en la presa de relaves por varias razones. Entre las más relevantes se encuentra el nivel de consolidación y deposición del relave por el tiempo que este se encuentra en el vaso y por el nivel de concentración que este tiene. Por ejemplo, el relave

que ha pasado por un proceso de secado, y lleva en el vaso ya varios años, tendrá un comportamiento distinto al de un relave recién liberado que no ha pasado por un proceso de filtración. A diferencia del agua, en el cual todo el fluido tiene el mismo comportamiento.

- Mecanismo desencadenante de rotura: Al momento de realizar un modelo hidrológico-hidráulico de simulación de rotura de presas de agua, con su respectivo aliviadero, se puede escoger roturas por tubificación y sobre vertimiento, los cuales tienen cada uno parámetros distintos de comportamiento. Para la rotura de presas que almacenan relaves, ambas simulaciones serían diferentes ya que estos aumentos de flujo que se originan por los eventos que desencadenan la rotura por avenidas de dimensiones mayores a las esperadas se dimensionara junto con el pond de agua tienen un comportamiento diferente en el hidrograma de rotura.

La modelación numérica de rotura por cada autor es diferente. Estos son propuestos dependiendo de la experiencia del consultor y/o experto a cargo del proyecto. Asimismo, la complejidad variará dependiendo de la cantidad de especialistas inmersos en el estudio.

Para este trabajo de investigación, se considerará al fenómeno detonante de la brecha como una condicionante de los volúmenes liberados por la rotura, sin embargo, no se estudiará la brecha en específico, sino la afectación aguas abajo ocasionada por un hidrograma de rotura.

3.1 Volumen liberado por la rotura

Para el caso de la consideración de los volúmenes liberados por la rotura, no se puede considerar las mismas fórmulas que para la rotura de presas que almacenan agua. Las asunciones y la literatura histórica antes mencionada consideran la formación de una brecha que tendrá eventualmente como nivel más bajo el nivel del pie aguas abajo de la presa. Ello quiere decir que es muy probable que se evacue todo el volumen de agua almacenado, o al menos el volumen que se ajuste a la distribución de la curva altura-volumen para el nivel más bajo de la brecha.

Para nuestro caso, una presa que almacena relaves, se considerará la siguiente literatura existente, expuesta en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Literatura de volumen de relaves en los últimos 50 años

Fuente	Muestra	Altura Presa	Relaves Liberados	
			Rango	Promedio
Lucia (1981)	11	15m a 46m	14% a 100%	40%
USCOLD (1995)	16	20m a 61m	1% a 100%	29%
Garga y Khan (1995)	19	-	3% a 100%	28%
ICOLD (2001)	-	-	1% a 100%	30%
Rico et al. (2007)	28	12m a 61m	3% a 100%	33%
Azam y Li (2010)	72	-	-	20%

Estas fórmulas se obtuvieron del análisis e investigación de varios casos históricos documentados de presas de relaves. Asimismo, por el protagonismo de ICOLD y su relevancia en estos tipos de estudios como instancia mundial, se considerará la distribución que está definida por la siguiente expresión.

De acuerdo con la literatura, varios autores afirman que el volumen liberado aproximado es el 20-40% del volumen total almacenado.

Por otro lado, ICOLD (2001) Boletín N° 121 realiza un análisis estadístico del cual obtuvo la siguiente ecuación:

$$V_l = 0.3086 \times (V_a)^{1.0276}$$

V_l : Volumen liberado

V_a : Volumen almacenado

3.2 Balance volumétrico

Para los casos de rotura de presas de relaves, tal como postula Oyola en su trabajo de investigación “Propuesta para Modelación numérica de Rotura de una Presa de tierra de Contención de Relaves”, se analizarán los volúmenes que intervienen en la simulación de rotura de presas.

Se define al mecanismo de falla como una condicionante para cada escenario de falla.

Como tal, se considera que la falla por sobrevertido es la más desfavorable y la considerará una mayor cantidad de volumen que se libera por la rotura.

Figura N° 3.2 Distribución de volúmenes de acuerdo a Oyola (2017)

Donde:

Cp: Concentración de sólidos en peso

Vasp: Volumen de agua necesaria para ocasionar el sobrepaso

Vpa: volumen del pond de agua existente en la presa

Vrv: volumen de relaves que verterán debido a la rotura de la presa

Vrnv: volumen de relaves que no verterán pese a la rotura de la presa

Ver: volumen erosionado en el dique por la rotura

Hpr: altura de la presa real.

Finalmente, el volumen liberado por la rotura (Vlib) vendría dado por la siguiente expresión:

$$Vlib = Vasp + Vpa + Vrv + Ver$$

Asimismo, debido al ingreso de nuevos materiales sólidos y líquidos, la concentración volumétrica del flujo liberado (Cv) sería calculada con la siguiente expresión:

$$Cv = \frac{Cvr(Vrv) + Ver}{Vv}$$

Donde:

Cv: concentración volumétrica de sólidos del flujo liberado

Cvr: concentración volumétrica de sólidos del relave

Para el hidrograma de rotura, se consideró un hidrograma líquido que cuenta con un coeficiente de relación concentración de volumen sólidos – volumen total constante a lo largo del tiempo en el que ocurre el fenómeno. Parte de este hidrograma líquido, se considerará el pond de agua y el volumen total de precipitación que se añadiría por el fenómeno del sobre vertido.

3.3 Estimación de tiempo de falla

Se ha recopilado fórmulas empíricas para estimar el tiempo de desarrollo de la brecha por una falla gradual de la presa. Estas se han desarrollado de acuerdo a una muestra de presas que juntas, reúnen suficiente consistencia de datos para desarrollar una fórmula que aplique para un caso similar.

Tabla 3.2 Literatura de tiempo de falla en los 50 años

Nombre (fecha)	Ecuación
McDonald & Landridge-Monopolis (1984)	$t_f = 0.0179V_{er}^{0.364}$ $V_{er} = 0.0261(V_w h_w)^{0.769} \text{ (earth dams)}$
FERC (1987)	0.1 < t _f < 1 hr (engineered, compacted earth dam) 0.1 < t _f < 0.5 hr (non-engineered, poorly compacted)
Reclamation (1988)	$t_f = 0.033h_w$
Von Thun & Gillette (1990)	$t_f = 0.020h_w + 0.25 \text{ (erosion resistant)}$
Fread & Harbaugh (1973)	$t_f = 0.59(V_w^{0.47})(h_w^{-0.9})$ <p>Donde:</p> <p>V_w: Volumen del embalse al momento de la falla en acre-ft</p> <p>h_w: Altura del relave medida desde el nivel del fondo de la brecha final en ft</p>

Nombre (fecha)	Ecuación
	tf: Tiempo de falla

El tiempo de falla tiene un alto nivel de variación en casos reales a diferencia de modelos físicos. Esto se debe a que variaciones como: grado de compactación del material de dique, grado de consolidación del material de dique, tamaño del material del dique, concentración de líquido en el relave almacenado, grado de consolidación del relave, entre otros.

3.4 Hidrograma de entrada

Los hidrogramas de rotura de presa presentan un comportamiento similar a un hidrograma triangular unitario sintético, con un caudal pico muy significativo. Los hidrogramas Triangular Unitario Sintético consisten en hidrograma definido a partir de las características físicas de la cuenca y un perfil de precipitación efectiva, las cuales convergen para producir un hidrograma compuesto de la avenida; se aplica principalmente en los estudios de avenidas máximas en cuencas sin aforos, determinando los valores picos del caudal en función de la tormenta de diseño seleccionada.

Figura N° 3.3 Forma de hidrograma triangular (Soil Conservation Service) vs hidrograma de presa Tetón (Idaho, 1976)

El hidrograma de entrada de agua es reflejado como un aumento en la cantidad total de volumen que contiene el hidrograma de rotura. Es decir, el área bajo la curva de hidrograma de rotura representa el volumen total que se puede almacenar en la presa. Para los escenarios de simulación estudiados en este trabajo de investigación, se considerará las condiciones realistas de operación de la presa que almacena relaves. Para el caso de sobre vertimiento, se considera las condiciones más desfavorables de operación.

Asimismo, este hidrograma de rotura de presa tendrá comportamientos distintos dependiendo de factores como: el tipo de falla, reología del relave, concentración de sólidos en el fluido almacenado, entre otros.

Asimismo, se han definido diferentes hidrogramas de rotura de presa como se aprecia en la siguiente imagen. Sin embargo, no es alcance de este trabajo de investigación definir y analizar cada una de ellas.

Figura N° 3.4 Tipos de hidrogramas generados por el aplicativo de FLO-2D Group

El hidrograma de rotura debe considerar valores reales y adecuados de volumen de salida, caudales pico, y tiempo de hidrograma. Estos 3 valores han sido estudiados y definidos por literatura. Sin embargo, en caso de la definición del hidrograma para los parámetros calculados por fórmulas empíricas de la literatura, cuando se intenta acoplar los resultados de estas ecuaciones, estas crearían un hidrograma con valores irreales. Esto se debe a la variación de fórmulas y que estas son referenciadas de un amplio número de muestra, la cual puede no guardar similitudes con la presa en estudio.

3.5 Mapas de peligro

El entregable final propuesto en el presente estudio es el producto de la superposición de la huella de inundación estimada y el mapa de peligrosidad. También llamado “mapa final de

peligrosidad”, muestra la exposición territorial de una zona en torno a un fenómeno de inundación.

Estos mapas de peligrosidad están caracterizados por definir a través de colores la intensidad de estas inundaciones, definidas por las variables de tirantes y velocidades de flujo.

Estos mapas están regulados por un marco internacional caracterizado por 3 estándares: suizo, austriaco y japonés (Milanesi et al., 2014):

Austria

Las regulaciones austriacas proveen de diversos criterios especializados para las inundaciones fluviales y procesos torrenciales (Faber, 2006). Este presenta una subdivisión de áreas de acuerdo a su nivel de riesgo (de alto riesgo como las más oscuras, y las más bajas como el área más clara) dependiendo de la energía de flujo, el cual tiene como límite medio entre ambas secciones al valor de 1.5m. Esta metodología está diseñada para un periodo de retorno de estudios hidrológicos de 150 años, caracterizado como un periodo de retorno para modelos en condiciones cotidianas o normales. Una de las deficiencias de este tipo de caracterización de mapas de peligro es que no permite un análisis separado de los efectos de la velocidad (que puede reflejar la velocidad de arrastre de algún objeto) y el tirante del flujo.

Figura N° 3.5 Criterio de mapeo de peligro austriaco. Plomo claro: Bajo Peligro, Plomo oscuro: Alto Peligro según Faber (2006)

Suiza

La metodología suiza (Buwal et al., 1997) es usada en una gran cantidad de regiones en el área alpina. Para esta evaluación de peligro se identifica la intensidad de 3 eventos asignados a los periodos de retorno: 30,100 y 300 años, a través de relaciones velocidad-tirante, referenciados en la siguiente tabla.

Tabla 3.3 Cuadro de intensidades vs Caracterización de peligro según Buwal et al. (1997)

Intensidad	Inundación	Deposición de escombros
Alto	$h > 2\text{m}$ o $Uh > 2\text{m}^2/\text{s}$	$d > 1\text{m}$ y $U > 1\text{m/s}$
Medio	$0.5\text{m} < h < 2\text{m}$ o $0.5 < Uh < 2\text{m}^2/\text{s}$	$d < 1\text{m}$ o $U < 1\text{m/s}$
Bajo	$h < 0.5\text{m}$ o $Uh < 0.5\text{m}^2/\text{s}$	Sin condición
Notas	h =profundidad de flujo	d =profundidad de la deposición
	U =velocidad de flujo	U =velocidad de flujo de escombros

Después, la frecuencia e intensidad son superpuestas en la siguiente matriz, para establecer niveles de peligros en las áreas inundables. Los niveles de peligro son identificados por colores (en orden creciente: amarillo, azul y rojo; el amarillo pálido es para identificar peligros residuales) y se asigna restricciones de uso de las zonas de acuerdo a su nivel de riesgo.

Matriz de lineamientos de niveles de peligro en la metodología suiza donde la escala gris es adoptada en vez de la original (amarilla, azul, rojo y amarillo).

Figura N° 3.6 Matriz de lineamientos de niveles de peligro en la metodología suiza donde la escala gris es adoptada en vez de la original según Buwal et al. (1997)

Japón

En Japón, los colores identifican dos clases de peligro amarillo y rojo y asociado con diferentes restricciones (Uchida et al. 2009). El método está basado en la evaluación de la fuerza específica del flujo, definida por el término dinámico de la ecuación de momento en condiciones de flujo uniforme, F_d [N / m²] (ecuación 1).

$$F_d = \rho_f U^2$$
$$P = \frac{35300}{h(5.6 - h)}$$

Donde el ρ (kg/m³) es la densidad del flujo, U (m/s) es la velocidad del fluido y h (m) es la profundidad del flujo. En este tipo de modelo, se identifica a la zona amarilla como las áreas propensas, mientras que las rojas son las áreas donde el valor de f_d puede impedir la construcción de cualquier tipo de edificación.

Metodología escogida

Un ejemplo de este tipo de caracterización de mapas de peligro, en el ámbito latinoamericano se puede obtener de la metodología propuesta en el proyecto PREVENE (Basabe et al., 2000) para el cual se utilizó la siguiente configuración:

Amenaza Alta (Color Rojo)

- Las personas están en peligro tanto dentro como fuera de las viviendas o edificios.
- La zona de amenaza alta debe ser una zona sujeta a reglamentación.

Amenaza Media (Color Naranja)

- Las personas están en peligro fuera de las viviendas o edificios.
- Las edificaciones pueden sufrir daños, pero no destrucción repentina, siempre y cuando su estructura sea adaptada a las condiciones del lugar.
- La zona de amenaza media debe ser una zona sujeta a reglamentación.

Amenaza Baja (Color Amarillo)

- El peligro para las personas es débil o inexistente.
- Las edificaciones pueden sufrir daños leves, pero puede haber daños graves en el interior.

- La zona de amenaza baja es de sensibilización.

El nivel de amenaza se hallará de acuerdo al nivel de ocurrencia y la intensidad del evento.

Relación de probabilidad-intensidad-amenaza

Figura N° 3.7 El nivel de amenaza se hallará de acuerdo al nivel de ocurrencia y la intensidad del evento. Relación de probabilidad-intensidad-amenaza de acuerdo al manual de mapeo de FLO-2D

También, para definir el nivel de intensidad del fenómeno, se definen los siguientes parámetros de tirante y velocidad, para el caso del flujo de escombros.

Tabla 3.4 Caracterización de peligro de acuerdo al manual de mapeo de FLO-2D (2017)

Intensidad de evento de inundación de flujos hiperconcentrados			
Intensidad de inundación de lodos y residuos.	Máxima profundidad (h)		Producto de las máximas profundidades con la profundidad máxima
Alto	$h > 1.0 \text{ m}$	O	$vh > 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$
Medio	$0.2 \text{ m} < h < 1.0 \text{ m}$	Y	$0.2 \text{ m}^2/\text{s} < vh < 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$
Bajo	$0.2 \text{ m} < h < 1.0 \text{ m}$	Y	$vh < 0.2 \text{ m}^2/\text{s}$

3.6 Caracterización de acuerdo al peligro

El riesgo, de acuerdo a la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), se puede definir como “la incertidumbre” que un suceso pueda suceder y causar pérdidas o daños sea personas, infraestructura, etc. Para poder realizar la evaluación del riesgo es necesario tener conocimientos sobre la ubicación, ámbito geográfico, procesos de producción, vecinos colindantes a la zona de trabajo y facilidades de acceso al área de trabajo.

Según la CDA (Canadian Dam Association), dentro del “Dam Safety Guidelines” nos menciona ciertos lineamientos para la clasificación de los depósitos de relaves y presas en función del peligro latente que pudiera tener la estructura, nivel de pérdidas humanas, daños al ambiente y zonas culturales y por último pérdidas a nivel económico y de infraestructura. A continuación, se presenta una tabla con los grados de peligro en función de lo antes mencionado.

Tabla 3.5 Clasificación de las presas en función del peligro de acuerdo a la Asociación Canadiense de Presas (2014)

Clase de Presa	Población de Riesgo (1)	Pérdidas Incrementales		
		Pérdida de Vida (2)	Los valores ambientales y culturales	Infraestructura y ciencias económicas
Bajo	Ninguna	Cero	Mínima pérdida a corto plazo sin pérdidas a largo plazo.	Pérdidas económicas bajas; área contiene infraestructuras o servicios limitados.
Significativo	Solo Temporal	Sin especificar	No hay pérdida o deterioro significativo del hábitat de los peces o la vida silvestre Sólo pérdida del hábitat marginal Restauración o compensación en especie muy posible.	Las pérdidas de instalaciones recreativas; los lugares de trabajo de temporada, y con frecuencia utilizadas como vías de transporte.

Alto	Permanente	10 o menos	Pérdida o deterioro significativo de importantes hábitats de peces o vida silvestre. Restauración o compensación en especie altamente posible.	Pérdidas económicas elevadas de infraestructura que afecta, transporte público, e instalaciones comerciales.
Muy Alto	Permanente	100 o menos	Pérdida o deterioro significativo del hábitat crítico de peces o vida silvestre. Restauración o compensación en especie posible pero poco práctica.	Muy altas pérdidas económicas que afectan a infraestructuras o servicios importantes (por ejemplo: carreteras, instalaciones industriales, instalaciones almacenamiento de sustancias peligrosas).
Extremo	Permanente	Más de 100	Pérdida importante de peces crítica o la fauna. Restauración de hábitats o compensación en especie imposible.	Pérdidas externas que afectan a infraestructuras o servicios críticos (por ejemplo: hospitales, grandes complejos industriales, grandes instalaciones de almacenamiento de sustancias peligrosas).

(1): Definiciones para la población de riesgo

Ninguna: No existe una población en riesgo identificable, por lo que no hay posibilidad de pérdida de la vida que no sea a través de una desventura imprevisible.

Temporal: Las personas habitan solo de forma temporal en la zona de inundación de la presa como casa de campo, vías de transporte y de comunicación y actividades recreacionales.

Permanente: Las personas habitan de forma permanente en la zona de inundación de la presa (residentes permanentes). Se proponen 3 clases (alto, muy alto y extremo) de consecuencia referidas a las pérdidas de vida. (para ayudar en la toma de decisiones si el análisis adecuado se lleva a cabo).

(2): Implicaciones para la pérdida de la vida

Sin especificar: El nivel adecuado de seguridad requerido en una presa estará en función de la cantidad de personas que se encuentran temporalmente en riesgo, el tiempo de exposición, entre otras condiciones. Una clase más alta podría ser apropiada, dependiendo de los requisitos. Sin embargo, el requisito de inundación de diseño, por ejemplo, no podría ser mayor si la población temporal no esta se presente durante la temporada de inundaciones.

3.7 Síntesis de la metodología

Para el presente trabajo de investigación, se adoptó una serie de criterios que definen los lineamientos a seguir, desarrollados y expuestos previamente en el proyecto Ávila (IMF, 2002):

1. Se optó por el modelo bidimensional FLO-2D para la simulación del comportamiento del flujo hiperconcentrado (relave), utilizando las ecuaciones que gobiernan el movimiento en su expresión más completa (onda dinámica).
2. La topografía obtenida a través de un proceso de fotogrametría por dron se ingresó al software a través de puntos (archivo. PTS) y su posterior discretización para formar una malla formada por elementos cuadrados. Se asignó un tamaño de malla en relación al ancho del cauce del río, y se procedió a caracterizar cada cuadrado de la malla con la elevación de la topografía y un coeficiente de Manning. Para nuestro caso, se tuvo una malla de 2.5 x 2.5 m.
3. En el caso de los escenarios a simular, se tomó en consideración los dos más recurrentes de acuerdo a la literatura. Estos fueron:
 - a. Sobre vertimiento.
 - b. Pérdida de resistencia en el cuerpo del dique.
4. Se omitió el estudio por tubificación ya que el cuerpo de la presa contenía geomembrana impermeabilizante.
5. Se definió para la simulación matemática los hidrogramas de salida de la brecha de caudales líquidos pertenecientes a cada escenario.
 - a. Se definió el valor de concentración volumétrica de sedimentos para cada escenario como el de 45% de acuerdo a al informe de reología con el que se contaba para ambos casos. Cabe resaltar que, para el hidrograma final, este

valor puede cambiar ya que existirá un ingreso de agua por parte de la cuenca, y este podrá variar.

6. Se definió para la simulación matemática los caudales de diseño para diferentes eventos. Y de acuerdo a estos caudales, se definió un hidrograma líquido en el cual, el pico del hidrograma del río coincida con el de la rotura de la presa. Ello se debe a que, en este tipo de estudios, es preferible hacer una sobrevaloración del fenómeno de rotura para ser más conservadores. Ello debido a falta de datos de evaluación de este tipo de casos y a cuan imprevisible es este fenómeno.
7. Se hizo un reconocimiento de campo para la identificación de posibles fallas geológicas que se activen y aporten volumen al momento de presentarse una inestabilidad por el paso de los flujos.
8. Se analizó los estudios correspondientes a la definición de la reología del relave almacenado para la fijación de las características del flujo. Luego esta se caracterizó de acuerdo a la clasificación de O'Brien (1993).
9. Para la elaboración de los mapas de peligro, se aplicaron los criterios y la metodología definida en PREVENE (Basabe et al. 2001). Se hizo referencia también a normativa internacional.

De acuerdo con Piñeiro (2016), los mapas de riesgo son la principal herramienta en la prevención, control y gestión de medidas ante un fenómeno, ya sea natural o no, que pueda afectar el normal funcionamiento de los elementos expuestos a dicho evento. Estos mapas se definen como la delimitación de la huella de inundación generada por el flujo liberado. Es decir, permite conocer el número de elementos afectados en un mapa con coordenadas y muestra el grado de exposición de las diferentes estructuras y/o elementos caracterizados en los mismos.

Las inundaciones son los desastres más comunes y costosos. Además, que el riesgo que estos suponen puede cambiar con el tiempo debido a la disposición de nuevas edificaciones (FEMA, 2019).

Para el caso de Estados Unidos, la Agencia Federal de Gestión de Emergencias usa mapas de peligro de inundación para una mejor evaluación del riesgo de inundación; y proporcionar planeamiento y soporte a las comunidades y gobiernos en la toma de decisiones para reducir el riesgo de daños.

El Ministerio para la Transición Ecológica, del gobierno de España, de acuerdo con la Directiva 2007/60 estableció la elaboración de los mapas de peligrosidad de inundación (estimación de huella de inundación) y de riesgo de inundación (adición de los posibles daños esperados). Asimismo, estos deben ser actualizados cada 6 años, desde la fecha en que fue revisado por las autoridades competentes hacia adelante. Se define a estos mapas de peligro de inundación como un complemento de lo ya establecido previamente en su legislación existente en materia de aguas, protección civil y ordenación de territorio.

Figura N° 3.8 Esquema teórico para la elaboración de mapas de riesgo de daños por inundación según Ribera (2004)

El entregable final propuesto por diversidad de autores es el producto de la superposición de la huella de inundación estimada y el mapa de peligrosidad. También llamado “mapa final de peligrosidad”, muestra la exposición territorial de una zona en torno a un fenómeno de inundación. Asimismo, abarca otros factores derivados de la onda de inundación como la velocidad del flujo, la permanencia de las ondas de avenida y el tiempo que esta onda tomará en llegar (Piñeiro, 2016). Estimar el mayor número de incógnitas que un fenómeno como este resuelve, tendrá como producto una mejor gestión de los planes de manejo de población y bienes para la reducción de daños.

Figura N° 3.9 a) Flujo ordinario del río Ebro b) Flujo extraordinario(avenidas) del río Ebro, según SNCZI (2011)

a)

b)

4 INGENIERÍA BÁSICA Y ANTECEDENTES DE SITIO

A continuación, se expondrá la ingeniería básica a la que se recurrió para desarrollar los escenarios requeridos para el presente trabajo.

Esta permitirá reconformar los escenarios y sus parámetros que complementaran el modelo, lo cual permite que los modelos sean los más reales posibles.

4.1 Depósito de Relaves N°4

El caso del depósito N° 4 ubicada en Chocó - Colombia, está compuesto por un dique de tierra, como estructura de contención, y un muro de suelo reforzado en la corona que amplía su cantidad de almacenamiento. El material que se tiene almacenado en el vaso es relave en estado pulpa, producto de la extracción de minerales. El vaso de almacenamiento se encuentra ubicado en el margen derecho del río Atrato. También, aproximadamente a 500 metros aguas abajo, se encuentra ubicada la localidad de Carmen de Atrato, una localidad que cuenta con aproximadamente 13,819 habitantes, los cuales se verían directamente afectados en caso una rotura de presa suceda

4.2 Ubicación

El depósito N°4 se encuentra en el Departamento del Chocó, cercano a la frontera con el Departamento de Antioquia.

Las instalaciones de la mina y los depósitos de relaves están ubicadas en el flanco derecho del valle del río Atrato y quebrada El Roble.

Cabe mencionar que dicho depósito se ubica adyacente al municipio de El Carmen de Atrato.

Al municipio de El Carmen de Atrato se accede vía terrestre desde Medellín por la carretera 60, en un recorrido de 142 km aproximadamente. La carretera está asfaltada en casi todo su recorrido, encontrándose en el camino zonas con trabajos de mantenimiento y reparación. El recorrido dura de 3 ½ a 4 horas.

En la Figura N° 4.1 se muestra la ubicación del depósito de relaves N° 4 las componentes cercanas a esta, como ciudades y poblados.

Figura N° 4.1 Ubicación del Depósito de Relaves N° 4

4.3 Topografía

El levantamiento consistió en realizar una poligonal enlazada geodésicamente al sistema UTM – WGS 84 – 18N. A esta poligonal se referencian 11 vuelos a 120 metros de altura. Estos vuelos aportan 1260 fotografías con las que se hicieron los modelamientos y así, se plasmó el resultado en planos topográficos que permitieron hacer los diseños y estudios respectivos. Los puntos totales del levantamiento son 147 millones por lo cual sólo se anexó la poligonal principal a la que se referenció el proyecto.

Asimismo, esta topografía se comparó con imágenes satelitales obtenidas por las fotos satelitales con atributos (RASTER TIFF) para corroborar la elevación de los puntos y la corrección de los posteriores.

Tabla 4.1 Hitos para levantamiento topográfico

Punto	Este	Norte	Cota	Descripción
1	373461.945	652637.706	1715.500	Losa afuera de casa Presa 4
2	373459.114	652875.543	1749.000	Centro de pozas Presa 4
3	373310.725	651994.278	1683.090	Centro puente acceso al pueblo
4	373303.770	651510.291	1664.000	Losa lote la pradera
5	373133.766	651453.369	1689.275	Centro monumento barrio la paz
6	373287.325	651014.856	1646.100	Entrada Liceo
7	373042.796	650182.189	1616.900	Centro puente Quebrada la Anastasia
8	373080.546	649636.269	1596.200	Acceso vivienda el Siete
9	372899.265	649187.930	1588.100	Curva el Siete

Posteriormente, se corrigió la topografía generada por este medio a través de la herramienta LP360, el cual, a través del software ArcGIS trabaja como un potente gestor de tareas con una densa nube de puntos.

Figura N° 4.2 Vista aérea del depósito de relaves N°4

4.4 Geología

El depósito de relaves N°4, se encuentra emplazado sobre una terraza aluvial en la margen derecha del río Atrato. Dicho sector presenta flancos con pendientes que varían entre 20 a 50°; el río Atrato discurre de norte a sur con ligera sinuosidad.

El macizo rocoso sobre el cual se emplazada el proyecto corresponde al Grupo Cañasgordas del Cretáceo que está constituido por basalto y tobas; formación Barroso compuesto por aglomerados y la Formación Penderisco compuesto por rocas sedimentarias como chert, limolitas y calizas.

En los afloramientos naturales y cortes de carretera, próximos al área del proyecto, se observa rocas volcánicas y sedimentarias. Las rocas están completamente meteorizadas e intensamente fracturadas y afectadas por alteraciones hidrotermales.

El depósito aluvial sobre el cual se emplaza el depósito de relaves N°4 está compuesto por gravas limosas, medianamente densa a densa.

Al pie de las laderas yacen depósitos coluviales compuestos por grava limosa, medianamente densa. La mayor parte de las laderas superiores están completamente meteorizadas y parcialmente cubiertas con suelo residual (eluvial) de granulometría fina (arena, limos y arcilla).

La geodinámica en el área de estudio está caracterizada por fenómenos como deslizamientos, erosión en cárcavas, flujos de lodos (borrascas), reptación, erosión y socavamiento en el cauce del río, colmatación en el cauce, etc.

La geología local se puede apreciar en el Anexo N° 04 – Plano de geología regional.

La caracterización geológica y física del tipo de suelo que recorre la cuenca donde se encuentran los efluentes del río Atrato tienen incidencia en el análisis de inundación. Por un lado, ante una avenida milenaria se podría realizar el análisis de transporte de sedimentos. La zona de Chocó se caracteriza por un gran contenido de arcilla en los márgenes de los ríos. Ello quiere decir que, al activarse las cuencas, podrían generarse avenidas con un gran contenido de sólidos que podrían afectar los cálculos de hidráulica fluvial.

Por otro lado, se encuentra la caracterización de los materiales presentes en el lecho del río y los márgenes; y los estados de las estructuras de contención y/o taludes que podrían fallar en caso de una avenida de gran magnitud como la producida por la falla de una presa. La

subsecuente falla de estas estructuras de contención, dependiendo de la cantidad de material deslizado, podría incrementar la cantidad de material que fluye a través del terreno.

Un ejemplo del caso mencionado previamente es el de la presa Vajont, Italia, en el cual, al momento del llenado de la represa de agua, se presentó un deslizamiento de aproximadamente 700,000 metros cúbicos de rocas, lo cual generó una ola de agua que sobrepasó la represa y ocasionó la pérdida de 2,000 vidas humanas. (Nonveiller, 1987) A pesar de este no ser un caso donde se incurre en un aumento de volumen directamente, es un claro ejemplo de cómo un fallo en alguna estructura o elemento aledaño a nuestra estructura desencadena un desastre.

4.5 Hidrología de la cuenca del depósito de relaves

Se definió el caudal de entrada al depósito de relaves N° 4, para definir la cantidad de agua aportante por el pond de agua que se forma en el depósito de relaves y como esta afectaría al hidrograma de rotura.

4.5.1 Geomorfología de la cuenca

Se definió a la cuenca aportante para el depósito de relave N° 4. Esta cuenca, debido a que el depósito se encuentra encerrada por un dique que envuelve al vaso contra las faldas de una colina, es de área bastante pequeña.

Área de cuenca

La superficie de la cuenca delimitada corresponde a la superficie de la misma proyectada en un plano horizontal; y su tamaño influye en forma directa sobre las características de los escurrimientos fluviales y sobre la amplitud de las fluctuaciones. Se ha determinado la superficie en la cuenca aportante al depósito N° 4:

C. Depósito N° 4 : 0.49 km²

Perímetro de la cuenca

El perímetro de la cuenca en km, está definido por la longitud de la línea de división de aguas y que se conoce como el “parte aguas o Divortium Aquarium”, así se ha determinado la superficie en la Cuenca del Depósito N° 4, ubicación del depósito de relaves N°4 de acuerdo al planteamiento hidráulico:

Perímetro de la cuenca del Depósito N° 4: 3.77 km

Longitud de cauce principal

Es la distancia entre el extremo inicial y final del cauce principal de mayor longitud, así se ha determinado la longitud del cauce en la cuenca del Depósito N° 4, ubicación del depósito de relaves N°4 de acuerdo al planteamiento hidráulico:

Longitud de cauce principal de la cuenca del Depósito N° 4: 1.45 km

Coeficiente de Compacidad o Índice de Gravelius (k_c)

El Coeficiente de Compacidad, o Índice de Gravelius, constituye la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área es igual a la de un círculo es equivalente al área de la cuenca en estudio. Su fórmula es la siguiente:

$$K_c = P / (2 (\pi * A)^{1/2})$$

$$K_c = 0.28 * (P / A^{1/2})$$

Siendo:

K_c = Coeficiente de Compacidad;

P = Perímetro de la cuenca, en km;

A = Área de la cuenca, en km².

Se ha determinado el coeficiente de compacidad en la cuenca del Depósito N° 4, ubicación del depósito de relaves N°4 de acuerdo al planteamiento hidráulico:

Coeficiente de compacidad del Depósito N° 4: 1.51

De la expresión se desprende que K_c siempre es mayor o igual a 1, y se incrementa con la irregularidad de la forma de la cuenca. Este factor a dimensional constituye un índice indicativo de la tendencia de avenida en una cuenca, mientras $k_c < 1$ son cuencas redondeadas que tienen tiempos de concentración cortos con gastos pico muy fuerte y recesiones rápidas, mientras que las cuencas alargadas $k_c > 1$ tienen gastos pico más atenuado y recesiones más prolongadas.

De acuerdo a los resultados, para el coeficiente de compacidad del Depósito N° 4, el K_c es mayor a 1, es decir que tienen gastos pico más atenuado y recesiones más prolongadas.

Factor de Forma

El Factor de Forma de una cuenca, determina la distribución de las descargas de agua a lo largo del curso principal o cursos principales, y es en gran parte responsable de las características de las crecientes que se presentan en la cuenca, se expresa por la siguiente relación:

$$Ff = Am/L = A/L^2$$

Donde:

Ff = Factor de forma

Am = Ancho medio de la cuenca (km)

L = Longitud del curso más largo (km)

Se ha determinado el factor de forma para la cuenca del Depósito N° 4, en los siguientes puntos del planteamiento hidráulico:

Ff : 0.23

Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda, en la medida que el factor forma tiende a uno. Una cuenca con factor de forma bajo, está sujeta a menos.

Pendiente media del curso principal

Es la relación entre la diferencia de altitudes del cauce principal y la proyección horizontal del mismo. Su influencia en el comportamiento hidrológico se refleja en la velocidad de las aguas en el cauce, lo que a su vez determina la rapidez de respuesta de la cuenca ante eventos pluviales intensos y la capacidad erosiva de las aguas como consecuencia de su energía cinética, se ha determinado la pendiente del cauce principal de acuerdo al planteamiento hidráulico:

S% : 34.4 %

Tabla 4.2 Parámetros geomorfológicos de la cuenca aportante al depósito N° 4

Parámetros geomorfológicos						
Cuenca	Área (km ²)	Perímetro (km)	Longitud de Cauce Principal (km)	Pendiente de Cauce Principal (%)	Coefficiente de compacidad	Factor de forma
Deposito N° 4	0.49	3.77	1.45	34.40	1.51	0.23

4.5.2 Máximas avenidas

Se contó con la información de la estación pluviométrica llamada “Carmen de Atrato” la cual registró datos de precipitación máxima en 24 horas, información que será utilizada para determinar mediante un método probabilístico precipitaciones para diferentes periodos de retorno y haciendo uso de un modelo lluvia escorrentía su determinación de caudales máximos.

4.5.2.1 Determinación de caudales máximos para diferentes períodos de retorno

Previo al análisis de frecuencias, con la información básica en 24 horas de la estación pluviométrica “Carmen de Atrato”, y de acuerdo a lo recomendado por la OMM en su Guía de Prácticas Hidrológicas, OMM-N°168 (capítulo 28, pag. 420), que “al multiplicar las cantidades máximas anuales de lluvia diaria u horaria, para un solo intervalo fijo de observación de una a 24 horas por el factor 1,13, se producirán valores que se aproximan mucho a los que se obtendrían de un análisis de los máximos reales”, motivo por el cual la serie de máximas anuales han sido multiplicadas por este factor y que se muestra en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Precipitación máxima en 24 horas de la estación Carmen de Atrato

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm.)		
ESTACION CARMEN DE ATRATO (mm.)		
AÑO	MÁX	MÁX (*)
1981	78.0	88.1
1982	78.0	88.1
1983	78.0	88.1
1984	112.0	126.6
1985	44.0	49.7
1986	67.0	75.7
1987	41.0	46.3
1988	60.0	67.8
1989	69.0	78.0
1990	55.0	62.2
1991	74.0	83.6
1992	72.0	81.4
1993	99.0	111.9
1994	47.0	53.1
1995	56.0	63.3
1996	61.0	68.9
1997	83.0	93.8
1998	73.0	82.5
1999	76.0	85.9
2000	51.0	57.6
2001	104.0	117.5
2002	49.0	55.4
2003	97.0	109.6
2004	50.0	56.5
2005	62.0	70.1
2006	57.0	64.4
2007	70.0	79.1
2008	56.0	63.3
2009	48.0	54.2
2010	128.0	144.6
2011	66.0	74.6
2012	71.0	80.2
2013	62.0	70.1
2014	88.0	99.4
2015	55.0	62.2
2016	53.0	59.9
PROM.	69.2	78.2
D. STD.	20.0	22.6
C. VAR.	0.3	0.3
MAX.	128.0	144.6
MIN.	41.0	46.3

4.5.2.2 Función de distribución de probabilidad

Este procedimiento consiste en adoptar un modelo probabilístico, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable. Los valores observados de precipitación máxima en 24 horas, fueron ajustados a las distribuciones teóricas Normal, Log Normal,

Log-Normal de 3 Parámetros, Extremo Tipo I – Gumbel, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III.

Un resumen de las siguientes distribuciones que se utilizaron para el análisis de frecuencias de caudales:

- Distribución Log-Normal de 2 Parámetros.
- Distribución Log-Normal de 3 Parámetros.
- Distribución Extremo Tipo I – Gumbel
- Distribución Pearson Tipo III
- Distribución Log-Pearson Tipo III

Prueba de Bondad de Ajuste de Funciones de Distribución de Probabilidad

Se ha utilizado el Test del Error Standard de los Estimados, Kite (Frequency and Risk Analysis in Hydrology. Water Resources Publications For Collins, Colorado USA, menciona la manera de obtener el error standard, esta no es sino la diferencia entre los eventos calculados y los registrados de la serie analizada, el cual se ha utilizado para seleccionar la distribución de frecuencias.

Ajuste de Funciones de Distribución de Probabilidad de los datos de Precipitaciones Máximas en 24 Horas

Las funciones teóricas de probabilidad, que se utilizaron para el análisis de precipitación máxima fueron la Distribución Log-Normal de 2 Parámetros, Distribución Log-Normal de 3 Parámetros, Distribución Extremo Tipo I – Gumbel, Distribución Pearson Tipo III y Distribución Log-Pearson Tipo III

La data fue procesada mediante el Programa FLFREQ que analiza la distribución de frecuencias de las distribuciones: Gumbel Tipo I, Log-Normal, Log-Normal III parámetros, Log-Pearson Tipo III.

Los parámetros de las funciones de distribución de frecuencias se muestran en la Figura N° 4.3.

Figura N° 4.3 Resultado de parámetros de distribución de frecuencias

PARAMETROS DE DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS			
PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES - ESTACION CARMEN DE ATRATO			
SAMPLE STATISTICS			
MEAN =	78.	S.D. =	22.6
C.S. =	1.0879	C.K. =	4.3834
SAMPLE STATISTICS (LOGS)			
MEAN =	4.3218	S.D. =	.2709
C.S. =	.4378	C.K. =	3.0821
SAMPLE MIN =	46.	SAMPLE MAX =	145.
N =	36		
PARAMETERS FOR GUMBEL I	A = .060478	U =	68.
PARAMETERS FOR LOGNORMAL	M = 4.3218	S =	.2709
PARAMETERS FOR THREE PARAMETER LOGNORMAL	A = 33.	M = 3.6910	S = .4958
STATISTICS OF LOG(X-A)			
MEAN =	3.6910	S.D. =	.4958
C.S. =	-.0751	C.K. =	2.9686
PARAMETERS FOR LOG PEARSON III BY MOMENTS	A = .0593	B = .2087E+02	LOG(M) = 3.0844
M =	.2185E+02		
PARAMETERS FOR LOG PEARSON III BY MAXIMUM LIKELIHOOD	A = .0902	B = .9019E+01	LOG(M) = 3.5087
M =	.3340E+02		
DISTRIBUTION STATISTICS	MEAN = 4.3218	S.D. = .2708	C.S. = .6660

Resultados

Las series de precipitación máxima en 24 horas se ajustaron a funciones teóricas de probabilidad (Distribución Normal de 2 Parámetros, Distribución Log-Normal de 2 Parámetros, Distribución Log-Normal de 3 Parámetros, Distribución Extremo Tipo I – Gumbel, Distribución Pearson Tipo III y Distribución Log-Pearson Tipo III), seleccionándose aquella que tenía menor error estándar, y esta correspondió a la Gumbel.

En la figura N°4.4, se presenta las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno comprendidos entre 1 y 10 000 años. De este cuadro, la distribución seleccionada correspondió a la Extremo Tipo I – Gumbel por presentar el menor error estándar.

Figura N° 4.4 Precipitaciones máximas anuales para diferentes periodos de retorno

PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO
ESTACION CARMEN DE ATRATO

RETURN PERIOD	GUMBEL TIPO I		LOGNORMAL		THREE PARAMETER LOGNORMAL		LOG PEARSON III			
							MAX. LIKELIHOOD		MOMENTS	
	RAINFALL ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	RAINFALL ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	RAINFALL ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	RAINFALL ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	RAINFALL ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT
1	40.6		37.5		44.3		44.2		41.8	
2.	74.3		75.3		73.2		73.1		73.9	
5.	93.0	5.34	94.6	5.25	93.9	6.23	93.3	6.14	93.9	5.88
10.	105.0	6.04	107.0	6.09	109.0	7.98	108.0	7.96	108.0	7.43
20.	117.0	6.64	118.0	6.93	124.0	10.10	123.0	10.20	121.0	9.63
50.	133.0	7.30	131.0	7.96	144.0	13.10	144.0	13.60	140.0	13.10
100.	144.0	7.72	141.0	8.69	160.0	15.40	161.0	16.30	154.0	16.10
200.	156.0	8.08	151.0	9.38	177.0	17.80	179.0	19.20	169.0	19.20
500.	171.0	8.50	164.0	10.20	200.0	20.90	206.0	23.20	190.0	23.60
1000.	182.0	8.76	174.0	10.90	219.0	23.30	228.0	26.40	208.0	27.10
2000.	194.0	9.00	184.0	11.50	239.0	25.50	251.0	29.50	225.0	30.50
5000.	209.0	9.28	197.0	12.20	265.0	28.40	284.0	33.70	249.0	35.10
10000.	221.0	9.47	206.0	12.70	286.0	30.50	312.0	37.00	269.0	38.70

Posteriormente, se realizó un desagregado de las precipitaciones máximas en 24 horas en tiempos de duración cortos de 30 minutos, 1 hora y otros intervalos. Se utilizó la relación de Dick & Peschke que es de la siguiente forma:

$$P_d = P_{24}(D/1440)^{0.25}$$

En donde:

P_d - Precipitación para una duración “d” (mm)

P_{24} - Precipitación máxima en 24 horas (mm)

D - Duración de la precipitación (minutos)

Los resultados de las precipitaciones de diseño para diferentes duraciones y períodos de retorno se presentan en la Figura N° 4.5, mientras que en la Figura N° 4.6 se presentan las intensidades horarias para diferentes períodos de retorno.

Figura N° 4.5 Precipitaciones máximas de río Atrato

PRECIPITACIONES MÁXIMAS (mm.)											
ESTACIÓN CARMEN DE ATRATO											
Duración (min)	T= 5	T=10	T= 20	T= 50	T = 100	T = 200	T = 500	T= 1000	T = 2500	T = 5000	T = 10000
	93.0	105.0	117.0	133.0	144.0	156.0	171.0	182.0	197.7	209.0	221.0
5	22.58	25.49	28.40	32.29	34.96	37.87	41.51	44.18	47.99	50.73	53.65
10	26.85	30.31	33.77	38.39	41.57	45.03	49.36	52.54	57.07	60.33	63.80
15	29.71	33.54	37.38	42.49	46.00	49.84	54.63	58.14	63.16	66.77	70.60
30	35.33	39.89	44.45	50.53	54.71	59.27	64.97	69.15	75.11	79.40	83.96
60	42.02	47.44	52.86	60.09	65.06	70.48	77.26	82.23	89.32	94.43	99.85
120	49.97	56.41	62.86	71.46	77.37	83.82	91.88	97.79	106.22	112.29	118.74
180	55.30	62.43	69.57	79.08	85.62	92.76	101.68	108.22	117.55	124.27	131.41
240	59.42	67.09	74.76	84.98	92.01	99.68	109.26	116.29	126.32	133.54	141.21
300	62.83	70.94	79.05	89.85	97.29	105.39	115.53	122.96	133.57	141.20	149.31
360	65.76	74.25	82.73	94.05	101.82	110.31	120.92	128.69	139.80	147.79	156.27
720	78.20	88.29	98.38	111.84	121.09	131.18	143.79	153.04	166.25	175.75	185.84
1440	93.00	105.00	117.00	133.00	144.00	156.00	171.00	182.00	197.70	209.00	221.00

Figura N° 4.6 Precipitaciones máximas de río Atrato por hora

PRECIPITACIONES MÁXIMAS (mm/hora)											
ESTACIÓN CARMEN DE ATRATO											
Duración (min)	T= 5	T=10	T= 20	T= 50	T = 100	T = 200	T = 500	T= 1000	T = 2500	T = 5000	T = 10000
	93.0	105.0	117.0	133.0	144.0	156.0	171.0	182.0	215.3	209.0	221.0
5	270.9	305.9	340.8	387.4	419.5	454.4	498.1	530.2	575.9	608.8	643.8
10	161.1	181.9	202.6	230.4	249.4	270.2	296.2	315.2	342.4	362.0	382.8
15	118.8	134.2	149.5	170.0	184.0	199.4	218.5	232.6	252.6	267.1	282.4
30	70.7	79.8	88.9	101.1	109.4	118.5	129.9	138.3	150.2	158.8	167.9
60	42.0	47.4	52.9	60.1	65.1	70.5	77.3	82.2	89.3	94.4	99.8
120	25.0	28.2	31.4	35.7	38.7	41.9	45.9	48.9	53.1	56.1	59.4
180	18.4	20.8	23.2	26.4	28.5	30.9	33.9	36.1	39.2	41.4	43.8
240	14.9	16.8	18.7	21.2	23.0	24.9	27.3	29.1	31.6	33.4	35.3
300	12.6	14.2	15.8	18.0	19.5	21.1	23.1	24.6	26.7	28.2	29.9
360	11.0	12.4	13.8	15.7	17.0	18.4	20.2	21.4	23.3	24.6	26.0
720	6.5	7.4	8.2	9.3	10.1	10.9	12.0	12.8	13.9	14.6	15.5
1440	3.9	4.4	4.9	5.5	6.0	6.5	7.1	7.6	8.2	8.7	9.2

Para la determinación de caudales máximos para diferentes periodos de retorno se ha visto la necesidad de la utilización de una metodología indirecta en función a las características físicas e intensidad máxima horaria para diferentes periodos de retorno, utilizándose la fórmula de Mac Math, de aplicación en zonas de altoandinas, y cuya expresión matemática es la siguiente:

$$Q = 0.001 * C * I * A^{0.58} * S^{0.45}$$

Donde:

Q = Caudal máximo (m³/s)

C = Coeficiente de Mac Math, escorrentía (0.32)

I = Intensidad máxima para un tiempo de retorno dado (mm/hora), de 60 min.

A = Área de la cuenca

S = Pendiente del curso principal

Utilizándose esta ecuación se determinó los caudales máximos anuales, cuyos resultados se presentan en la Tabla N° 4.4, para los periodos de retorno comprendidos entre 100 y 10000 para la Cuenca del Depósito N° 4.

Tabla 4.4 Caudales máximos para diferentes periodos de retorno

CAUDALES MÁXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO (m3/s)											
RELAVERA N°05											
PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS						CAUDALES MÁXIMOS (m3/s)					
CUENCA	Área (km²)	Perimetro (km)	Longitud de Cauce Principal (km)	Coefiente de escorrentía Mac Math	Pendiente de Cauce Principal(%)	TIEMPO DE RETORNO					
						TR=100	TR=500	TR=1000	TR=2500	TR=5000	TR=10000
						Pmáx:65.1	Pmáx: 77.3	Pmáx: 82.2	Pmáx: 89.3	Pmáx: 94.4	Pmáx: 99.8
QDA. S/N	0.49	3.77	1.45	0.32	34.41	2.8	3.3	3.5	3.8	4.0	4.2

De acuerdo con los resultados mostrados en tabla 4.4, el caudal pico para un periodo de retorno de 1,000 años es de 3.50m3/s, el cual con una duración de evento de 18hrs, es capaz de generar un volumen igual a 60,381.09 m3. Para estimar de dicho valor, se calculó el área bajo la curva del hidrograma, el cual en otras palabras refleja el volumen total que libera dicho hidrograma. Dicho valor deberá ser tomado en cuenta para la proyección de una obra hidráulica de desfogue ante un evento de esta magnitud, tal como un Aliviadero de Demasías.

Este volumen obtenido es el que se considerará para un escenario que considere una precipitación milenaria.

Figura N° 4.7 Hidrograma de caudales máximo m³/s Tr 1,000 años

4.6 Hidráulica del cauce de río

Asimismo, se calculó un coeficiente de rugosidad diferente para los márgenes del río mediante el método de Cowan.

Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor del coeficiente de rugosidad.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

Donde n_0 es un valor básico en función de los materiales naturales involucrados, n_1 es un valor que debe corregir el efecto de las rugosidades superficiales, n_2 es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de las secciones transversales del canal, n_3 es un valor para considerar las obstrucciones, n_4 es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo, y m_5 es un factor de correlación de los efectos por meandros en el canal. Los valores apropiados de n_0 a n_4 y m_5 pueden seleccionarse de tablas y bajo contraste de un recorrido de campo in-situ.

Tabla 4.5 Cuadro de rugosidad de Manning en el centro del río

Condiciones de canal		Valores		Adoptado
Material involucrado	Tierra	n0	0.020	0.028
	Corte en roca		0.025	
	Grava Fina		0.024	
	Grava gruesa		0.028	
	Suave	n1	0.000	0.000

Condiciones de canal		Valores		Adoptado
Grado de irregularidad	Menor		0.005	
	Moderado		0.010	
	Severo		0.020	
Variación de la sección transversal	Gradual	n2	0.000	0.005
	Ocasionalmente alternante		0.005	
	Frecuentemente alternante		0.010 - 0.015	
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n3	0.000	0.000
			0.010 - 0.015	
	menor		0.020 - 0.030	
	Apreciable		0.040 - 0.060	
Vegetación	Severo	n4		0.010
	Baja		0.005 - 0.010	
	Media		0.010 - 0.025	
	Alta		0.025 - 0.050	
Muy alta			0.050 - 0.100	
	Grado de los efectos por meandros	m5	1.000	1.000
			Apreciable	
Severo			1.300	
Coeficiente de rugosidad		0.043		

Tabla 4.6 Cuadro de rugosidad de Manning en la margen del río

Condiciones de canal		Valores		Adoptado
Material involucrado	Tierra	n0	0.020	0.020
	Corte en roca		0.025	
	Grava Fina		0.024	
	Grava gruesa		0.028	
Grado de irregularidad	Suave	n1	0.000	0.000
	Menor		0.005	
	Moderado		0.010	
	Severo		0.020	
	Gradual	n2	0.000	0.005
	Ocasionalmente alternante		0.005	

Condiciones de canal		Valores		Adoptado
Variación de la sección transversal	Frecuentemente alternante		0.010 - 0.015	
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n3	0.000	0.000
	menor		0.010 - 0.015	
	Apreciable		0.020 - 0.030	
	Severo		0.040 - 0.060	
Vegetación	Baja	n4	0.005 - 0.010	0.010
	Media		0.010 - 0.025	
	Alta		0.025 - 0.050	
	Muy alta		0.050 - 0.100	
Grado de los efectos por meandros	Menor	m5	1.000	1.000
	Apreciable		1.150	
	Severo		1.300	
Coeficiente de rugosidad		0.035		

Se usará el coeficiente de rugosidad (n) 0.035 para los márgenes laterales del río y el valor de 0.043 para el lecho del río.

4.7 Hidrología del río Atrato

Se usó como hidrología del río Atrato a la información contenida en el estudio “Sobreelevación del depósito de relaves N° 4 al nivel de cota 1,766 msnm (H=7m)” elaborado por Geoservice (2017), referenciado también en el Anexo N° 2. En este estudio, se estimaron previamente las avenidas máximas para diferentes periodos de retorno. En la Tabla N° 4.7 se muestra los caudales máximos utilizados para la simulación hidráulica en el río Atrato.

Tabla 4.7 Caudales de diseño para diferentes eventos (m³/s) de acuerdo a Geoservice (2017)

Río/Quebrada	Atrato
TR100	76.18
TR500	82.67
TR1000	85.2

Figura N° 4.8 Hidrograma de caudales TR-1000 años, rio Atrato de acuerdo a Geoservice (2017)

4.8 Reología

Se cuenta con los resultados de ensayos realizados a una muestra de relave sedimentado. Estos ensayos permitirán realizar la caracterización de los parámetros reológicos del relave. Para el caso de la presente tesis, los ensayos más importantes y relevantes fueron:

- Concentración de sólidos en peso de los relaves.
- Análisis granulométrico de partículas
- Sedimentación de partículas.
- Yield stress
- Viscosidad.

Posteriormente se obtuvo los siguientes parámetros de los ensayos mencionados (Ver Anexo N° 1).

Tabla 4.8 Parámetros reológicos de los relaves de acuerdo a los ensayos elaborados por Aguas, Suelos y Lodos (2016)

Parámetro	Relave
Densidad de pulpa	1,658 kg/l
Contenido de sólidos en peso	58%
Rango Esfuerzo de cedencia (Pa)	1 - 35
Rango Viscosidad Dinámica (Pa.s)	0,001 – 0.150

Como se mencionó previamente, de acuerdo al modelo reológico de O'Brien Julien (1988), este requiere de ajustes reológicos, en el cual se caracteriza los parámetros reológicos en torno a funciones de tipo exponencial con las variables de viscosidad dinámica y el esfuerzo de fluencia en torno a las variables " α " y " β ".

Se mencionó previamente que, de acuerdo a los cuadros de ajustes reológicos exponenciales, O'Brien (1988) caracteriza con los siguientes coeficientes a cada tipo de flujo hiperconcentrado analizado.

Tabla 4.9 Coeficientes exponenciales de caracterización reológica según O'Brien (1988)

Fuente	$\tau_y = \alpha e^{\beta C_v}$		$\eta = \alpha e^{\beta C_v}$	
	α	β	α	β
Correlaciones de mediciones en Campo				
Aspen Pit 1	0.181	25.7	0.036	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
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

Fuente	$\tau_y = \alpha e^{\beta C_v}$		$\eta = \alpha e^{\beta C_v}$	
	α	β	α	β
Glenwood 2	0.0765	16.9	0.0648	6.2
Glenwood 3	0.000707	29.8	0.00632	19.9
Glenwood 4	0.00172	29.5	0.000602	33.1

De acuerdo a los valores de clasificación anterior, se obtienen los siguientes resultados de viscosidad y esfuerzo de fluencia para cada tipo de muestra reemplazando los valores de “ α ” y “ β ”.

Tabla 4.10 Valores de esfuerzo de fluencia y viscosidad obtenidos para cada muestra

Fuente	$\tau_y = \alpha e^{\beta C_v}$	$\eta = \alpha e^{\beta C_v}$
Aspen Pit 1	527.50	24.86
Aspen Pit 2	17.43	1.78
Aspen Natural Soil	26.94	11.67
Aspen Mine Fill	21.89	1.56
Aspen Watershed	9.73	2.53
Aspen Mine Source Area	8.87	11.30
Glenwood 1	10.70	2.80
Glenwood 2	6.60	0.08
Glenwood 3	10.62	1.81
Glenwood 4	22.92	33.86

Como se expresó previamente se cuenta con ensayos reológicos realizados al relave sedimentado, sin embargo, estos ensayos se realizaron únicamente en una muestra con un valor de concentración volumétrica de sólidos. En tal sentido, de acuerdo al Servicio

Nacional de Ingeniería de Chile, el comportamiento como flujo hiperconcentrado del relave variará y dependerá mucho del valor de concentración volumétrica (C_v). A mayor concentración volumétrica de sólidos, mayor viscosidad.

A pesar de que la superficie del vaso está impermeabilizada y ello indica que no habrá una infiltración del agua contenida en el relave, es muy difícil determinar con exactitud cuál será el comportamiento del relave en el tiempo debido a que existen muchos mecanismos vigentes que ocasionarían esta pérdida de agua (por ejemplo: la evaporación).

Para términos prácticos y considerando que se está un modelando un fenómeno bastante peligroso y riesgoso, se realizará un modelo con valores bastante conservadores. Esto se traduce en el uso de los valores que representen su condición más saturada, de menor viscosidad y de menor C_v . Esto tendrá como consecuencia en la simulación de que el flujo liberado fluya mucho más.

Asimismo, para el modelo se consideró un único valor de C_v en los hidrogramas, como se aprecia en las Figuras N°5.10 y Figura N°5.12, ya que no hay ningún aporte de sólidos considerable que haga que este valor aumente.

De acuerdo a los resultados iniciales mencionados en la Tabla 4.8 y referenciados también en el Anexo N° 1, los valores de esfuerzo de fluencia y viscosidad dinámica son:

Viscosidad 0.062 pa.s

Esfuerzo de cedencia 5.999 pa

Estos valores son muy cercanos al material de comportamiento Glenwood 2, reemplazando el valor de C_v , utilizando los siguientes valores de los coeficientes:

Tabla 4.11 Estimación de los coeficientes para la ecuación de O'Brien

Coeficiente	Valor estimado
C_v	0.45
$\alpha_{\text{Viscosidad}}$	0.0765
$\beta_{\text{Viscosidad}}$	16.9
$\alpha_{\text{Esfuerzo de cedencia}}$	0.0648
$\beta_{\text{Esfuerzo de cedencia}}$	6.2

Consecuentemente, se procede a clasificar el relave almacenado en el Depósito N°4 de acuerdo con la categorización que propone O'Brien (1986), como un material de comportamiento similar a la muestra Glenwood 2, de acuerdo a los valores expresados previamente.

Por ende, la matriz del flujo de barro tendría la siguiente relación de parámetros:

$$\eta = 0.0648e^{6.2Cv}$$

$$\tau_y = 0.0765e^{16.9Cv}$$

El porcentaje de concentración de sedimentos en volumen (Cv) es de aproximadamente 45%. De acuerdo a los valores de clasificación de O'Brien, mencionados en la tabla N° 4.10, la mezcla tendrá un esfuerzo de cedencia aproximado de 6.60 Pa y viscosidad dinámica de 0.077 Pa.s.

Los resultados con los que se cuenta se obtuvieron con el relave sedimentado, mediante floculante para considerar un aumento de densidad, previo a la deposición en el depósito de relaves. Por ello, frente a diversos factores, es muy probable que los parámetros reológicos de este material hayan variado con el tiempo. Considerando que estos residuos ya llevan ubicados en el depósito aproximadamente 2 años, es muy probable que estas propiedades hayan cambiado. Se recomienda realizar algún tipo de ensayo de reconocimiento de parámetros mecánicos y/o físicos que permita la caracterización del material a largo plazo, para caracterizar de manera adecuada al material de estudio.

Este valor variará de acuerdo con la cantidad de agua que tenga el fluido analizado. Por ejemplo, el pond de agua será mucho mayor en lugares lluviosos y puede alcanzar volúmenes considerables dependiendo del manejo de la minera o del organismo encargado. Cabe resaltar que un manejo inadecuado de este pond y/o de cualquier masa de agua que pueda saturar el relave pasar esta infiltración a la estructura de contención, puede conllevar al aumento de la cota del nivel freático en la zona cercana.

5 ELECCIÓN Y DESARROLLO DE ESCENARIOS

Posteriormente, se procedió al desarrollo de los escenarios escogidos y a la fundamentación de los parámetros que los caracterizan.

5.1 Caso de estudio: Depósito de relaves N° 4

La presa de tierra que compone al depósito de relaves N° 4 tiene las siguientes características:

Tabla 5.1 Características del depósito N°4

Características	Depósito de relaves N° 4
Cota máxima	1,766.00 msnm
Altura de muro de suelo reforzado	7.00 m
Cota de corona	1,759.00 msnm
Ancho de corona	6.50 m
Talud aguas arriba	1.5 H: 1.0 V
Talud aguas abajo	2.0 H: 1.0 V

Figura N° 5.1 Sección típica del depósito de relaves N° 4

En la siguiente figura, se puede apreciar la curva ALTURA-VOLUMEN para el depósito de relaves N° 4 hasta la cota 1760.00 msnm.

Figura N° 5.2 Curva Altura-Volumen del Depósito de Relaves N° 4 de acuerdo a SVS Ingenieros (2013)

Inicialmente, en las cotas inferiores a 1,745 m.s.n.m. se contaba con dos pozas que componían el depósito de relaves, que a medida que se iba llenando el vaso del depósito de relaves, estas dos se unían para comprender una sola.

Asimismo, se cuenta con los valores de volumen por recremento que Geoservice S.A.C. generó para su estudio, en el año 2017, en el cual se menciona que el volumen de almacenamiento adicional que otorgará este recremento es de 264 291.90 m³.

El volumen total almacenado de relave que se tomará en cuenta para el presente estudio es de 694 292 m³ aproximadamente.

5.2 Propuesta y elección de modelo de simulación

En la actualidad, se han desarrollado modelos matemáticos para predecir la rotura de presas y el tránsito de la avenida resultante en el cauce natural de un río, pero estos modelos presentan aún limitaciones para predecir con aceptable confiabilidad el proceso real de la rotura de presa y sus mecanismos de colapso. Sin embargo, con una apropiada conceptualización del problema, el buen juicio y criterio práctico, se puede contrarrestar en parte las indicadas limitaciones y obtener soluciones razonables desde el punto de vista ingenieril.

Los modelos de simulación cuentan con un comportamiento y procedimiento muy similar al de los modelos de presas de aguas, y también importantes y significativas diferencias, las cuales cuentan con una amplia literatura a lo largo de los años (Oldecop, 2014)

A pesar del rápido crecimiento y desarrollo de las normativas y guías técnicas internacionales para una buena gestión de este tipo de residuos, aún no existe un método establecido y validado para el desarrollo de los modelos de inundación.

Se propone realizar una caracterización de escenarios a los que obedezcan cierto lineamiento de comportamientos a modelar que se asemejen a la realidad, es decir, describir un conjunto de condiciones que ocasionen una probable rotura de presa y que estas controlen los aspectos a modelar, como comportamiento de la falla, cantidad de fluido que corre aguas abajo, entre otros.

Figura N° 5.3 Metodología para el modelamiento de simulación de rotura de presas de acuerdo a COPEGP (2016)

La guía técnica desarrollada por la Asociación Canadiense de Presas (CDA, 2007) recomienda que las evaluaciones de rotura de presas consideren dos condiciones iniciales hidrológicas (Martin, et. al., 2015)

- Falla de día soleado: se refiere a una falla súbita de la presa que ocurre bajo condiciones normales de operación, el cual puede ser causado por erosión interna, tubificación, sismos, errores de operación u otro evento.
- Falla por lluvias inusuales: se refiere a una falla ocasionada por una inundación natural ocasionada por una lluvia de una magnitud mayor a la prevista por los márgenes de seguridad usados en el diseño de la presa.

Figura N° 5.4 Condiciones iniciales hidrológicas de acuerdo a SANCOLD (1990)

SANCOLD menciona dos modos de falla (SANCOLD, 1990):

- ❑ **Falla en un día soleado:** "una falla repentina de la presa que ocurre durante las operaciones normales", que puede ser "causada por erosión interna, tuberías, terremotos, mal funcionamiento que conduce a un derrumbe u otro evento".

- ❑ **Falla inducida por inundación o día lluvioso:** "una falla de la presa resultante de una inundación natural de una magnitud que es mayor de lo que la presa puede pasar de manera segura". Estas condiciones hidrológicas iniciales se aplican tanto a los niveles de embalses como a las condiciones de flujo en la instalación y la red de drenaje aguas abajo que se verá afectada.

Brecha en Unidad minera Cadia, NSW, Australia (2018)

Brecha en presa Merriespruit, Sudáfrica (1994)

5.3 Elección y definición de escenarios

Se reconoció escenarios de simulación para los cuales se define las variables que dominan los resultados de simulación (volumen liberado, volumen de agua, entre otros).

De acuerdo a los fenómenos que controlen cada escenario, se definirá la magnitud de cada variable, es decir, para los casos donde se reconozca un fenómeno más impetuoso y rápido, se asignará valores mayores que intenten reflejar la realidad. Cabe resaltar que este tipo de desastres presenta un grado muy alto de incertidumbre respecto a lo que podría o no ocurrir. En los resultados y la muestra que usan investigadores como Lucía et. al. (1981), Rico et. al. (2007), Azam y Li (2010) se presentan rangos de descarga de residuos desde $1\% \pm 2\%$ - 100%.

Asimismo, la estimación de posibles escenarios está basada en la probabilidad de falla expresado como un análisis de árbol de eventos (Event tree analysis) con ciertas

ramificaciones que exponen todos los posibles escenarios de acuerdo a su relevancia, probabilidad y grupo asociado.

Un análisis de árbol de eventos es un diagrama analítico que usa la lógica Boolean para examinar series de eventos cronológicos (ramificaciones) al trazar una cadena de eventos causales dependiendo de las condiciones.

Esta metodología es usada por US Bureau of Reclamation, así como la US Army Corps of Engineers en lo que respecta a análisis de riesgo por rotura de presas.

Para el presente caso, se evaluará de acuerdo a las condiciones posibles y los escenarios más críticos que pueden suscitar como son eventos hidrológicos y eventos sísmicos.

Figura N° 5.5 Árbol de eventos-falla sísmica

Figura N° 5.6 Árbol de eventos-falla hidrológica

5.3.1 Escenario I – Sismo/Estático

Como Escenario I – Sismo/Estático, se modelará el tránsito de la inundación generada por la rotura de presa producto de un evento sísmico y/o rotura de la presa producto de algún otro factor que ocasione una falla en el dique de contención.

Se reconoce al modo de falla sísmico como la consecuencia de algún evento sísmico que ocasione la falla del dique de contención y el posterior deslizamiento en la cara aguas abajo de la presa. Asimismo, se reconoce algunos otros mecanismos que detonen la falla del dique de contención, como: una incorrecta construcción, inestabilidad del dique, falla en la fundación de la presa, entre otros.

En ninguna de estas condiciones se produce un ingreso de material adicional de cualquier tipo al vaso del depósito, es por ende que se podría reconocer a este escenario como el de menor magnitud en lo que respecta a volumen vaciado y caudal de salida.

5.3.2 Escenario II – Desbordamiento

Como Escenario II - Desbordamiento, se modelará el tránsito de la inundación generada por la rotura de una presa producto de desbordamiento.

La localidad de Carmen de Atrato es caracterizada como una zona tropical lluviosa. Se reconoce al fenómeno de desbordamiento como la consecuencia de alguna lluvia inusual o una incorrecta operación de los materiales almacenados (sobrevaciado). Este es uno de los fenómenos que considera un aumento considerable del caudal de salida ya que existe un

aumento en la cantidad de volumen que se tendrá almacenado en el vaso al momento de la rotura. De acuerdo a Oldecop et. al (2014) la humedad es un factor fundamental, tanto en el comportamiento global del depósito, como en las propiedades mecánicas de los relaves. En general se puede decir que una mayor humedad de los relaves implica menor estabilidad, mayor probabilidad de rotura y peores consecuencias de la rotura. Por lo tanto, un aumento en la cantidad de agua que ingresa al vaso implicaría consecuencias más devastadoras y, por ende, condiciones más conservadoras por modelar.

El depósito de relaves N°4 no cuenta con un aliviadero de demasías que desfogue el agua en caso de una lluvia inusual que genere un caudal de entrada al depósito mayor al que este puede almacenar.

5.4 Estimación de parámetros por escenario

Con los parámetros iniciales presentes, se plantean los posibles escenarios, que son los siguientes:

- Escenario I: Falla de la presa de tierra producto de la descarga del 30% de volumen de relaves almacenados en el depósito de relaves N°4 y volumen de aporte del río Atrato para un periodo de retorno de 150 años.
- Escenario II: Falla de la presa de tierra producto de la descarga del 45% de volumen de relaves almacenados en el depósito de relaves N°4 y volumen de aporte del río Atrato para un periodo de retorno de 1,000 años.

En ambos escenarios se toma en consideración una concentración volumétrica de sólidos del 5% para el aporte del río Atrato, además se considera la mezcla de relave y agua de río que finalmente fluye aguas abajo.

Tabla 5.2 Resumen de escenarios

Escenario	Modo de falla	Volumen descargado	Cv	Aporte de Río Atrato	Caracterización reológica	Coef. de Manning
I	Sismo / Estático	30%	0.45	SI	Glenwood 2	0.043
II	Desbordamiento	45%	0.41	SI	Glenwood 2	0.043

5.5 Desarrollo de escenarios

Los parámetros para emplear en los modelos son los siguientes:

- La característica del relave corresponde a una muestra tipo Glenwood 2, según la clasificación que propone O'Brien (1986).
- La longitud de simulación es de 4.8 km aproximadamente, con una topografía exportada en formato puntos al software FLO-2D y una separación de celda en el modelo de 5x5 m2.
- Para practicidad del modelo se ha tomado en consideración un coeficiente de rugosidad de manning (n) de 0.043 a lo largo del cauce del río y 0.035 en los márgenes.
- Tiempo de simulación de 45.00 horas, considerando los caudales picos del hidrograma del río para considerar la situación más desfavorable.

Este tiempo de simulación se escogió debido a que se cuenta con un hidrograma del río de 40 horas. A este se le añade 5 horas adicionales para permitir con bastante holgura que el todo el volumen liberado por este hidrograma, fluya aguas abajo.

A continuación, se expondrá el hidrograma resumen de los volúmenes de vertimiento de los relaves producidos por la rotura de presa. Estos hidrogramas consideran valores de tiempo, volumen total de vertido y caudal pico asociado al volumen escogido. En otras palabras, contienen la información más relevante para la simulación de los escenarios.

Los valores calculados para cada escenario se encuentran en el Anexo N° 3 de la presente tesis

5.5.1 Escenario I

5.5.1.1 Hidrograma de vertimiento de relaves (Vol=30%)

Los valores que conforman el hidrograma de vertido de relaves se hallan a partir de los valores iniciales presentados en la siguiente tabla:

Tabla 5.3 Datos básicos de la presa

Datos	Valores	Unidades	Variables
Volumen del embalse en el momento de la falla	694,291.90	m3	Vw
Altura del agua desde el nivel del piso de la brecha final	35.50	ml	hw
Altura de la presa	36.00	ml	hd

Volumen liberado

El volumen liberado es definido en un hidrograma como el área debajo de la curva. En el caso del escenario I, se tomó como referencia la propuesta dada por el ICOLD, Comisión Internacional de Grandes Presas, resultado de la data histórica promedio obtenida a lo largo de los años por el ICOLD de las presas que han sufrido rotura. A continuación, en la tabla 5.4 se muestra el porcentaje promedio elegido para el Escenario I (30%):

Tabla 5.4 Volumen liberado por rotura de presa

Fuente	Muestra	Altura Presa	Relaves Liberados	
			Rango	Promedio
Lucia (1981)	11	15m a 46m	14% a 100%	40%
USCOLD (1995)	16	20m a 61m	1% a 100%	29%
Garga y Khan (1995)	19	-	3% a 100%	28%
ICOLD (2001)	-	-	1% a 100%	30%
Rico et al. (2007)	28	12m a 61m	3% a 100%	33%
Azam y Li (2010)	72	-	-	20%

Tiempo de desarrollo de la brecha de rotura

Otro de los factores del hidrograma es el tiempo de desarrollo de la generación de la brecha. Para el escenario I, se usó el promedio de las fórmulas que se muestran en la tabla 5-5 teniendo como resultado 0.77 horas. Según se aprecia en la figura 5-8, el caudal pico se ubica en la quinta parte del intervalo, es decir se ubica aproximadamente a 0.154 horas.

Tabla 5.5 Tiempo de desarrollo de la rotura de la presa

Nombre (fecha)	Ecuación	Resultado
McDonald & Landridge-Monopolis (1984)	$t_f = 0.0179V_{er}^{0.364}$ $V_{er} = 0.0261(V_w h_w)^{0.769} \quad (\text{earth dams})$	0.56 hr

Nombre (fecha)	Ecuación	Resultado
FERC (1987)	$t_f < 1$ hr (engineered, compacted earth dam) $0.1 < t_f < 0.5$ hr (non-engineered, poorly compacted)	1 hr
Reclamation (1988)	$t_f = 0.033h_w$	1.1715 hr
Von Thun & Gillette (1990)	$t_f = 0.020h_w + 0.25$ (erosion resistant)	0.96 hr
Fread & Harbaugh (1973)	$t_f = 0.59(V_w^{0.47})(h_w^{-0.9})$ Donde: Vw: Volumen del embalse al momento de la falla en acre-ft hw: Altura del relave medida desde el nivel del fondo de la brecha final en ft tf: Tiempo de falla	0.1576 hr
Promedio		0.7698 hr

Caudal pico

El último de los factores de un hidrograma es el caudal pico, que se puede definir como el caudal más alto de todo el hidrograma en un tiempo definido. Este caudal se divide en caudal líquido y caudal de la mezcla. Según O'Brien, 2000, la relación matemática entre el caudal líquido (Ql) y el caudal de la mezcla (Qt) es la siguiente:

$$Ql = 1/(1-Cv) * Qt$$

Hidrograma

Para la obtención del hidrograma, se tomó como punto de partida el volumen liberado y el tiempo de desarrollo de la rotura de la presa. El cálculo del hidrograma y los valores de entrada se muestran en el Anexo N° 3. Como resultado de esto se obtiene el caudal pico líquido de 155,40 m³/s, mientras que el caudal pico de la mezcla es de 282.54 m³/s.

Figura N° 5.7 Hidrograma liquido + Cv (Vol. 30%)

Con la fórmula antes mencionada se obtienen los caudales de la mezcla (flujo hiperconcentrado), así mismo se puede graficar el hidrograma total.

Figura N° 5.8 Hidrograma relaves (Vol=30%)

Se tiene en consideración que el cauce del río Atrato se encuentra al costado del depósito de relaves N°4, a su vez este río conduce el agua que viene de la parte alta de su cuenca; por lo tanto, es necesario considerar el aporte del caudal del mismo a diferentes periodos de retorno.

5.5.1.2 Hidrograma del río Atrato (Tr=150años)

Para la obtención del presente hidrograma se ha tomado en consideración un tiempo de flujo de 40 horas.

El tiempo de simulación será el tiempo del hidrograma total obtenido, considerando que la rotura de presa se origina al momento que ocurre la avenida pico de este hidrograma.

En la figura N°5.9 se observa un caudal pico de 76.40 m³/s y una concentración volumétrica de sedimentos de 5%.

Figura N° 5.9 Hidrograma liquido + Cv (Tr=150 años)

5.5.2 Escenario II

5.5.2.1 Hidrograma de vertimiento de relaves (Vol=45%)

Otro de los factores del hidrograma es el tiempo de desarrollo de la generación de la brecha. Para el escenario I, se usó el promedio de las fórmulas que se muestran en la tabla 5-5 teniendo como resultado 0.77 horas. Según se aprecia en la figura 5-8, el caudal pico se ubica en la quinta parte del intervalo, es decir se ubica aproximadamente a 0.154 horas.

Tabla 5.6 Datos iniciales del depósito de relaves

Datos	Valores	Unidades	Variables
Volumen del embalse en el momento de la falla	694,291.90	m3	Vw
Altura del agua desde el nivel del piso de la brecha final	35.50	ml	hw
Altura de la presa	36.00	ml	hd
Capacidad de almacenamiento del embalse	714,922.90	m3	S

Volumen liberado

En este caso se tomó el volumen total del embalse la capacidad de almacenamiento del embalse (S), ya que la falla es por desbordamiento:

$$S = Vw + A(B.l)$$

Área total del embalse=41261.9959 m^2

Borde libre del depósito=0.5 ml

Este volumen de descarga surge de la siguiente propuesta dada por el ICOLD, Comisión Internacional de Grandes Presas, resultado de la siguiente formula:

$$V_l = 0.3086 \times (S)^{1.0276}$$

$$V_l = 320060.94$$

En función del volumen liberado encontrado con la fórmula propuesta por la ICOLD, se concluye que el volumen liberado entre el volumen de falla del depósito por desbordamiento da como resultado el 45%.

Tiempo de desarrollo de la brecha de rotura

Otro de los factores del hidrograma es el tiempo de desarrollo de la generación de la brecha. Para el escenario I, se usó el promedio de las fórmulas que se muestran en la tabla 5-5 teniendo como resultado 0.77 horas. Según se aprecia en la figura 5-10, el caudal pico se ubica en la quinta parte del intervalo, es decir se ubica aproximadamente a 0.154 horas.

Tabla 5.7 Tiempo de desarrollo de la rotura de la presa

Nombre (fecha)	Ecuación	Resultado
McDonald & Landridge-Monopolis (1984)	$t_f = 0.0179V_{er}^{0.364}$ $V_{er} = 0.0261(V_w h_w)^{0.769} \text{ (earth dams)}$	0.56 hr
FERC (1987)	0.1 < tf < 1 hr (engineered, compacted earth dam) 0.1 < tf < 0.5 hr (non-engineered, poorly compacted)	1 hr
Reclamation (1988)	$t_f = 0.033h_w$	1.1715 hr
Von Thun & Gillette (1990)	$t_f = 0.020h_w + 0.25$ (erosion resistant)	0.96 hr
Fread & Harbaugh (1973)	$t_f = 0.59(V_w^{0.47})(h_w^{-0.9})$ Donde: Vw: Volumen del embalse al momento de la falla en acre-ft hw: Altura del relave medida desde el nivel del fondo de la brecha final en ft tf: Tiempo de falla	0.1576 hr
Promedio		0.7698 hr

Caudal pico

El último de los factores de un hidrograma es el caudal pico, que se puede definir como el caudal más alto de todo el hidrograma en un tiempo definido. Este caudal se divide en caudal líquido y caudal de la mezcla. Según O'Brien, 2000, la relación matemática entre el caudal líquido (Ql) y el caudal de la mezcla (Qt) es la siguiente:

$$Ql = 1/(1-Cv) * Qt$$

Hidrograma

Para la obtención del hidrograma, se tomó como punto de partida el volumen liberado y el tiempo de desarrollo de la rotura de la presa. El cálculo del hidrograma y los valores de

entrada se muestran en el Anexo N° 3. Como resultado de esto se obtiene el caudal pico liquido de 274,39 m³/s, mientras que el caudal pico de la mezcla es de 465.07 m³/s.

Hidrograma líquido + Cv (Vol.=45%).

Figura N° 5.10 Hidrograma liquido + Cv (Vol.=45%)

Con la fórmula antes mencionada se obtienen los caudales de la mezcla (flujo hiperconcentrado), así mismo se puede graficar el hidrograma total.

Figura N° 5.11 Hidrograma relaves (Vol = 45%)

Se tiene en consideración que el cauce del río Atrato se encuentra al costado del depósito de relaves N°4, a su vez este río conduce el agua que viene de la parte alta de su cuenca; por lo tanto, es necesario considerar el aporte del caudal del mismo a diferentes periodos de retorno.

5.5.2.2 Hidrograma del río Atrato ($T_r=1,000$ años)

Para la obtención del presente hidrograma se ha tomado en consideración un tiempo de flujo de 40 horas

El tiempo de simulación será el tiempo del hidrograma total obtenido, considerando que la rotura de presa se origina al momento que ocurre la avenida pico de este hidrograma.

En la figura N°5.12 se observa un caudal pico de 85.20 m³/s y una concentración volumétrica de sedimentos de 5%.

Figura N° 5.12 Hidrograma liquido + Cv (Tr=1000 años)

6 DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Una vez obtenidos los hidrogramas del vertido de relaves ocasionados por una rotura de presas, se procede a recurrir al software escogido y expuesto previamente (FLO-2D) para realizar el procedimiento correspondiente.

6.1 Desarrollo del procedimiento

El inicio de la simulación empieza con la preparación de la topografía, la cual se realiza de la siguiente manera:

- Generación de puntos X, Y, X de la topografía digitalizada en versión CAD. Se crea un archivo de puntos *.PTS.
- Importación de puntos en el pre-procesador GDS del modelo FLO-2D
- Creación de la grilla cuadrada. Para nuestro caso, la malla tiene una dimensión de 5 x 5 m. Cabe resaltar que en Flo-2d no nos permite discretizar áreas específicas, por lo que se incluye las dimensiones de 5 x 5 m a toda la topografía existente.
- Definición del dominio computacional. Se crea un polígono alrededor de las curvas de nivel que encierra nuestra área de trabajo.
- Asignación de la rugosidad de Manning. Para nuestro caso, se ingresa un $n= 0,035$ y $n=0.043$, el menor para las áreas que se encuentran fuera del cauce del río, el mayor para el interior del río.
- Interpolación de puntos. Cada grilla adquiere una numeración y cota.
- En la Figura N° 6.1 se muestra la importación de todo el tramo analizado, además, se muestra el contorno del dominio computacional.
- En la Figura N° 6.2 se muestra la asignación de numeración, cota y rugosidad de Manning por cada grilla creada.

Figura N° 6.1 Topografía de la zona de estudios en el software FLO-2D

Figura N° 6.2 Definición de grillas 5.00 x 5.00 m en el software FLO-2D

6.2 Resumen final de cada escenario

A continuación, se expondrá brevemente un resumen de los dos escenarios previamente expuestos y los factores que se está considerando para cada uno.

6.2.1 Escenario I

- La formación de la brecha se origina en la parte media de la presa de relaves N°4 adyacente al cauce del río Atrato teniendo como datos de entrada

Tabla 6.1 Cuadro resumen de escenario N° I

Escenario I	Tr	V. Descarga	Aporte Rio Atrato	Tr Rio Atrato
Sismo/Estático	1000	30%	SI	150

- Producto de la rotura, las aguas del río Atrato se mezclan con los relaves liberados en el sector medio, lo que origina el incremento del caudal y tirantes a lo largo de su curso. El caudal que se estimó asciende a 282.5 m³/s en el depósito de relaves y 76.4 m³/s en el río Atrato.
- Se generó las salidas del software FLO-2D con los cuales se consiguió los mapas de Tirantes Máximos y Velocidades Máximas a todo lo largo del tramo analizado (4.8 km)
- De acuerdo a los datos obtenidos se puede notar que los tirantes se encuentran en promedio alturas de 1.67 m.
- Se obtienen, en promedio, velocidades de 2.85 m/s debido a que el fenómeno de rotura de presa se genera muy rápido y libera una alta cantidad de relaves.
- De acuerdo a los datos obtenidos, se estima un área de inundación total de 330,650 m², que abarcan desde el depósito de relaves N° 4 hasta una longitud de 4.8 km aguas abajo.
- Para mayor detalle, ver el Anexo N° 04: Planos.

Figura N° 6.3 Tirantes máximos (Escenario N° I)

Figura N° 6.4 Velocidades máximas (Escenario N° I)

6.2.2 Escenario II

- La formación de la brecha se origina en la parte media de la presa de relaves N°4 adyacente al cauce del río Atrato teniendo como datos de entrada:

Tabla 6.2 Cuadro resumen de Escenario N° II

Escenario 2	Tr	V. Descarga	Aporte Rio Atrato	Tr Rio Atrato
Desbordamiento	1000	45%	SI	1000

- Producto de la rotura, las aguas del río Atrato se mezclan con los relaves liberados en el sector medio, lo que origina el incremento del caudal y tirantes a lo largo de su curso. El caudal que se estimó asciende a 465 m³/s en el depósito de relaves y 85.2 m³/s den el rio Atrato.
- Se generó las salidas del software FLO-2D con los cuales se consiguió los mapas de Tirantes Máximos y Velocidades Máximas a todo lo largo del tramo analizado (4.8 km).
- De acuerdo a los datos obtenidos se puede notar que los tirantes se encuentran en promedio alturas de 2.03 m.
- Se obtienen, en promedio, velocidades de 3.412 m/s debido a que el fenómeno de rotura de presa se genera muy rápido y libera una alta cantidad de relaves.
- De acuerdo a los datos obtenidos, se estima un área de inundación total de 360,825 m², que abarcan desde el depósito de relaves N° 4 hasta una longitud de 4.8 km aguas abajo.
- Para mayor detalle, ver el Anexo N° 04: Planos.

Figura N° 6.5 Tirantes Máximos (Escenario N° II)

Figura N° 6.6 Velocidades Máximas (Escenario N° II)

6.3 Análisis e interpretación de resultados

Se obtuvieron las huellas de inundación y velocidades máximas para la generación de mapas de riesgo, las cuales se encuentran en el Anexo N° 4.

El uso del software FLO-2D facilita en gran medida la generación de estos planos, junto con la elaboración de mapas con la asistencia del software libre QGIS.

Los outputs y entregables finales que genera el software FLO-2D se almacenan directamente en la carpeta de trabajo. Estos se catalogan como SHP_HEIGHT y SHP_VELOCITY, los cuales se encuentra en formato SHAPE, un formato altamente trabajable en softwares de uso bastante habitual, como: QGIS, CIVIL 3D, ARCGIS, GLOBAL MAPPER, entre otros.

6.3.1 Metodología aplicada

Para nuestro caso, como se expuso previamente, se utilizó la metodología desarrollada por García et al. (2003, 2005). Esta metodología fue inicialmente propuesta en el PREVENE, proyecto del 2001, que fue usada para caracterizar el peligro generado por la simulación del aluvión proveniente de un deslizamiento en Caracas, Venezuela y después adaptada a los abanicos aluviales en zonas urbanizadas.

Este método está sustentado en los estándares austriacos, suecos y japoneses que establecen la delineación de 3 zonas de acuerdo al nivel de tirante y la magnitud de velocidad que se consigue en la huella de inundación. En otras palabras, se caracteriza al mapa de peligro de acuerdo a la intensidad de la inundación. La cual se encuentra inversamente relacionada con la probabilidad de la inundación.

Todos los formatos previamente mencionados cuentan con un módulo de caracterización para flujo hiperconcentrado.

Los mapas de peligro generados consistirán en 3 niveles de colores diferentes que definen a rojo como amenaza alta, naranja como amenaza media y amarillo como amenaza baja.

Tabla 6.3 Definición de peligro de inundación de acuerdo al Manual de Usuario de FLO-2D (2019)

Nivel de Peligro	Color de mapa	Descripción
Alto	Rojo	Personas están en peligro dentro y fuera de sus casas. Las estructuras están en peligro de ser destruidas
Medio	Naranja	Personas en peligro fuera de sus casas. Las viviendas y otras estructuras pueden sufrir daños o hasta ser destruidas dependiendo de las características de las construcciones
Bajo	Amarillo	Personas bajo poco peligro o inexistente. Estructuras pueden sufrir pequeños daños, pero sedimentos y aguas pueden entrar al interior de las estructuras.

Amenaza Alta (Color Rojo)

- Las personas están en peligro tanto dentro como fuera de las viviendas o edificios.
- La zona de amenaza alta debe ser una zona sujeta a reglamentación.

Amenaza Media (Color Naranja)

- Las personas están en peligro fuera de las viviendas o edificios.
- Las edificaciones pueden sufrir daños, pero no destrucción repentina, siempre y cuando su estructura sea adaptada a las condiciones del lugar.
- La zona de amenaza media debe ser una zona sujeta a reglamentación.

Amenaza Baja (Color Amarillo)

- El peligro para las personas es débil o inexistente.

- Las edificaciones pueden sufrir daños leves, pero puede haber daños graves en el interior.
- La zona de amenaza baja es de sensibilización.

Para caracterizar la intensidad, se cuenta con la combinación de los dos siguientes métodos.

En primer lugar, se encuentra el método Austriaco (Fiebiger et al. 1997) el cual se basa en definir el nivel de peligro de acuerdo al total de energía del fluido.

$$H + v^2/2g$$

Donde:

H = profundidad del flujo y velocidad es velocidad y g es aceleración gravitacional

Por otro lado, el método sueco (OFEE et al. 1997) define la intensidad en términos de la combinación de la profundidad del flujo (h) y el producto de h y la velocidad (v). Este tipo de metodología permite que la alta intensidad se le asigne a un flujo de alta profundidad independiente de la velocidad. Asimismo, permite que solo en caso de que la intensidad aumente a un nivel considerable y la velocidad sea también alta, esta se considere de alto peligro.

Finalmente, para definir el nivel de intensidad del fenómeno, se definen los siguientes parámetros de tirante y velocidad, para el caso del flujo de escombros.

Tabla 6.4 Caracterización de peligro de acuerdo a Flo-2D Handout (2019)

Intensidad de evento de inundación de flujos hiperconcentrados			
Intensidad de inundación de lodos y residuos.	Máxima profundidad (h)		Producto de las máximas profundidades con la profundidad máxima
Alto	$h > 1.0 \text{ m}$	O	$vh > 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$
Medio	$0.2 \text{ m} < h < 1.0 \text{ m}$	Y	$0.2 \text{ m}^2/\text{s} < vh < 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$
Bajo	$0.2 \text{ m} < h < 1.0 \text{ m}$	Y	$vh < 0.2 \text{ m}^2/\text{s}$

Figura N° 6.7 Intensidad de mapas de peligro de acuerdo al Manual de usuario de FLO-2D (2019)

Hazard Map Intensities

Source Data

☐ Use current data

☒ Read from these directories:

Return Period (years)

10 C:\FLO-2D\2006.01\Projects\Goat_10 <

100 C:\FLO-2D\2006.01\Projects\Goat_100 <

500 C:\FLO-2D\2006.01\Projects\Goat_500 <

C:\FLO-2D\2006.01\Projects\Goat_500

Type of Event

☒ Water flooding ☐ Mud and debris flow

Water flood event intensity	Maximum depth h (feet)	Logical operation	Product of maximum depth h times maximum velocity v (feet ² /s)
High	h >= 4.92	OR	vh >= 4.92
Medium	h >= 1.64	OR	vh >= 1.64
Low	h >= 0.328	AND	vh >= 0.328

Fill Style: Solid

Compute Use Previous Cancel

Esta metodología se encuentra facilitada para el software FLO-2D, el cual cuenta con un módulo de análisis de peligro ya adherido a la plataforma.

Figura N° 6.8 Huella de Tirantes Escenario I

Figura N° 6.9 Mapa de riesgo Escenario I

Figura N° 6.10 Huella de velocidad Escenario I

Figura N° 6.11 Huella de tirantes Escenario II

Figura N° 6.12 Mapa de peligro Escenario II

Figura N° 6.13 Huella de velocidad Escenario II

6.4 Resultados del trabajo de investigación

Los alcances y resultados del presente trabajo de investigación fueron:

- El trayecto de río modelado para la simulación de rotura de presa ha considerado una longitud de 4.8km., iniciándose 100 m aguas arriba de la ubicación del depósito N°4, pasando por la ciudad El Carmen de Atrato hasta la zona cercana del Poblado El Siete.
- Se consideró dos escenarios de simulación en un modelo numérico bidimensional de flujo hiperconcentrado.
- El Escenario No. I considera la Falla de la presa de tierra por acción de un sismo de gran magnitud correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años (Intensidad VIII en la Escala de Mercalli), con lo cual se determinó que el volumen de descarga de relaves será el 30% del volumen total almacenado que corresponde a un volumen aproximado de 208,287 m³. Así mismo, en este escenario se ha incluido el tránsito de avenida del río Atrato para una de temporada muy húmeda que corresponde a un periodo de retorno 150 años.
- El Escenario No. II considera la Falla de la presa de tierra por acción de la presencia de intensas lluvias correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años lo que originaría el desbordamiento y por ende erosión del talud de la presa, facilitando la descarga de relaves en un 45% del volumen total almacenado, el cual asciende aproximadamente a un volumen de 342,847 m³. Así mismo, en este escenario se ha incluido el tránsito de avenida del río Atrato para el mismo periodo de retorno de 1000 años.
- Para el caso del escenario No. I, los caudales máximos que se han transitado por aporte del depósito de relaves ascienden a 282.5m³/s., y 76.4 m³/s por aporte del río Atrato.
- Para el caso del escenario No. II, los caudales que se han transitado por aporte del depósito de relaves ascienden a 465.0m³/s, y 85.2 m³/s por aporte del río Atrato.
- Del modelo desarrollado se determinó que el inicio de la brecha de rotura se originaría inicialmente en la parte media de la presa de relaves N°4, lado paralelo al río Atrato, incrementándose la abertura a sus lados contiguos a medida que transcurre el evento, el cual tendría una duración aproximada de 0.77 horas., periodo que se desarrolla el hidrograma de rotura de presa para los dos escenarios.
- El modelo de simulación de rotura de presa para los dos escenarios tiene las siguientes características:

Tabla 6.5: Resumen de escenarios

Escenario	Modo de falla	Volumen Descargado	Cv	Aporte Rio Atrato	Reología	"n" del Rio
I	Sismo / Estático	30%	0.45	SI	Glenwood 2	0.043
II	Desbordamiento	45%	0.41	SI	Glenwood 2	0.043

- Para el caso del Escenario I, los tirantes encontrados tienen en promedio una altura de 1.67 m., y las velocidades están en promedio de 2.85 m/s. El área de inundación total encontrada es de 330,650 m².
- Para el caso del Escenario II, los tirantes encontrados tienen en promedio una altura de 2.03 m., y las velocidades están en promedio de 3.412 m/s. El área de inundación total encontrada es de 360,825 m².
- El escenario II presentó resultados más perjudiciales debido a que presenta una mayor cantidad de volumen de flujo simulado, así como un caudal pico mayor.
- El empleo del software FLO-2D, permitió simular el modelo de inundación producto del evento de rotura de la presa de relaves N°4, tanto para el escenario I y el escenario II. De los resultados del modelo, se desarrollaron mapas y planos que muestran las áreas de inundación producto del evento, así como los Tirantes Máximos y Velocidades Máximas generados a todo lo largo de todo el tramo analizado (4.8 km).
- El modelo desarrollado con FLO-2D presentó varias ventajas al realizar las simulaciones:
 - Alta facilidad de ingreso de geometría al modelo.
 - Facilidad de ingreso de datos hidráulicos.
 - Estabilidad de rutina computacional.
 - Facilidad de validación de modelo con reportes post-simulación.
 - Facilidad de lectura de archivos de salida.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

- Se identificó y clasificó las zonas de peligro, producto de la simulación de la rotura de la presa de relaves N° 4, bajo una metodología hidrológica – hidráulica con un modelo numérico bidimensional de diferencias finitas. El nivel de peligro se designó de acuerdo a las llanuras de inundación obtenidas en la simulación y se reconoció las zonas de mayor riesgo. Esto se aprecia en el Anexo N° 04: Planos, donde por cada escenario, se desarrolló mapas de tirantes, velocidad y peligrosidad.
- Se desarrolló la ingeniería básica que se necesitó para hacer una simulación de rotura de presas, entre las cuales se encuentra: muestreo reológico del relave depositado en el vaso, hidrología de la cuenca aportante para el vaso del depósito de relaves, hidráulica de la llanura de inundación aguas abajo, topografía a escala menor de 1:500 que permita reconocer las áreas de inundación y estructuras de contención en la llanura de inundación, geología que permita reconocer los estratos erosivos a gran escala, balance volumétrico entre los fenómenos aportantes de volúmenes de sólido a la rotura de la presa, siendo esta última el parámetro que mayor literatura y conocimiento previo necesitó para ser definida adecuadamente.
- Se desarrolló un modelo numérico bidimensional para los escenarios reconocidos en la presente tesis que simulan la rotura de la presa del depósito de relaves N° 4 en distintas condiciones. La aplicación de modelos numéricos bidimensionales, como el modelo numérico FLO-2D presentó un buen desempeño al simular el comportamiento de un fluido hiperconcentrado, debido a las ecuaciones dinámicas completas empleadas asociadas a su modelo reológico. Este permitió contar con los valores de tirantes (m) y velocidad (m/s) a lo largo de la llanura de inundación.
- Se definió la peligrosidad para la llanura de inundación ubicada aguas abajo del depósito de relaves N° 4 en Chocó – Colombia, analizando dos parámetros de la inundación: tirante y velocidad.
- Se obtuvo los mapas de tirantes y velocidades en la llanura de inundación aguas abajo del depósito de relaves, el cual se clasificó bajo la metodología PREVENE. Este tipo de clasificación consiste en la identificación de valores de velocidad e inundación que permitan caracterizar el peligro. La literatura encontrada y analizada para el desarrollo de esta tesis contaba con buenos resultados aplicando esta metodología y para este proyecto de investigación tuvo los mismos efectos. A través de esta

caracterización, se definió el grado de peligrosidad o el nivel de peligro a lo largo de la llanura de inundación como se muestra en el Anexo N°4: Planos.

- Se reconoció las estructuras comprometidas ante la rotura de presa mediante la superposición de la topografía, polígonos de inundación y las ortofotos correspondientes a la zona. Estos se mostrarán en el Anexo N°4: Planos.
- De acuerdo a estos resultados, se plantearán las posibles medidas a aplicar de acuerdo a parámetros adicionales como: posibilidad de ocurrencia de fenómeno, capacidad de evacuación, importancia de las estructuras, entre otros. La evaluación de estas medidas y estos otros factores, se evaluarán en trabajos de investigación posteriores.

7.2 Recomendaciones

- Las medidas y acciones que se definan de acuerdo a este tipo de estudios de peligro serán alcance de otro tipo de investigación que tendrán un enfoque totalmente distinto.
- A nivel nacional y latinoamericano, no se encontró algún manual técnico de algún estado que permita regularizar y estandarizar los estudios de rotura de presas. Las referencias encontradas a nivel de estudios generales de ingeniería son desarrolladas por consultoras transnacionales que cuentan con experiencia en proyectos similares de minería. Estos manuales técnicos necesitarán la consideración de un manual y normas referencias internacionales para la elaboración de este tipo de estudios y de los entregables mínimos e imperativos para su análisis.
- A pesar de haber desarrollado un modelo de rotura de presa de relaves, apoyado en una metodología hidrológica – hidráulica que suele ser usado en la simulación de rotura de presas de agua, aún no es posible generalizar los estudios de rotura de presa de relaves. Como se mencionó previamente, aún existen varias incertidumbres respecto al comportamiento del relave, ya que este puede variar ampliamente dependiendo de la concentración de sólidos. El uso de modelos numéricos bidimensionales que logran simular el tránsito de flujos hiperconcentrados brindan buenos resultados siempre y cuando se tenga total certeza de los datos ingresados al programa. Estos variarán ampliamente dependiendo de la experiencia del profesional que desarrolle los escenarios y de acuerdo a los resultados del muestreo que este pueda tomar.
- Se requiere una inspección en campo de las áreas aguas abajo para el reconocimiento de estructuras que puedan ocasionar un represamiento del material, como pontones o estructuras de paso, así como la ubicación de fallas geológicas que puedan ocasionar un aumento drástico de volumen sólido.
- Se recomienda profundizar en el monitoreo del relave en las distintas etapas y realizar simulaciones con los diferentes tipos de relave que se vayan a verter en el vaso. Las pruebas de laboratorio a controlar en un estudio de este tipo deben considerar el reconocimiento de parámetros como: porcentaje de finos (arcilla y limos), la concentración volumétrica de sedimentos, viscosidad dinámica y esfuerzo de cedencia. Ello se debe a que estos son los parámetros de mayor influencia en las simulaciones que se tengan.

- De acuerdo a los resultados y la cercanía de los lugares de concentración de actividades mineras a los poblados, se recomienda formar una línea de investigación respecto a los planes de protección y mitigación, no solo de las estructuras de alta importancia como puentes y/o caminos de accesos, sino también de las instalaciones de la mina a un nivel de factibilidad. Estos tipos de estudios deben tener como principal entregable un estudio de riesgo.
- Se recomienda tener en cuenta para la simulación análisis más extensivos de la cuenca a la que pertenece el objeto de estudio. Ello se debe a que existen aún más variables a considerar para la simulación de la onda de avenida generada por la rotura del depósito de relave. Una de estas variables es la evaluación de la concentración de sedimentos presentes en la avenida milenaria del río Atrato. El departamento de Chocó, en las zonas aledañas al río y aguas abajo del depósito de relaves, presenta bastante arcilla ubicada a los márgenes del río, y esta característica se extiende a lo largo de toda la formación de la cuenca.
- La rotura de una presa pone en riesgo vidas humanas, infraestructura, zonas de cultivo, saneamiento, flora y fauna trayendo consigo grandes pérdidas económicas, sociales y medio ambientales, por ello, la evaluación de los escenarios requiere de un análisis bastante conservador. La simulación de los escenarios más críticos tendrá como consecuencia la ejecución de medidas de prevención más costosas que reduzcan en mayor medida el riesgo.
- Se recomienda que organizaciones como la Comisión Internacional de Grandes Presas o la Institución Internacional para el Medio Ambiente y el Desarrollo estandaricen este proceso de simulación, ya que aún existe una gran cantidad de estudios que difieren entre ellos, es decir, cada consultora desarrolla un proceso nuevo, para cada variante nueva que aparece por cada tipo de escenario nuevo.
- La recomendación en general de las consultoras y expuesto en congresos es la necesidad de ser conservador ya que esta sobre estimación solo contraería sobre costos, en lo que corresponde a bienes y medidas preventivas. Sin embargo, en caso se subestime este tipo de fenómenos, las consecuencias podrían abarcar pérdidas humanas y/o de mayor magnitud.
- Se recomienda incentivar la creación de un inventario de los recientes fallos de presas a lo largo de la historia por localidad. Esto tendría como objetivo un análisis regional de las causas y efectos de las fallas.

- Se recomienda un análisis alterno con algún software de simulación hidráulica-hidrológica básica (HEC-RAS, IBER, entre otros) con algún mecanismo de análisis de brecha que permita el reconocimiento previo del comportamiento de la rotura y de la hidráulica fluvial en casos en los cuales se analiza un mayor número de agentes que varían el análisis, como es nuestro caso, con el río Atrato.
- Debido a la gran cantidad de incógnitas respecto a cada escenario, se recomienda para futuras investigaciones y para casos reales de estudio, la realización de un análisis de sensibilidad de los parámetros más influyentes en el comportamiento aguas abajo de la onda de avenida de relaves.
- La literatura internacional considera un inventario de roturas de presas a nivel internacional, entre las cuales hay un número casi insignificante de presas latinoamericanas que son tomadas en cuenta. Para estudios que reflejen de manera más exacta las condiciones latinoamericanas, es necesario considerar un inventario de un escenario más local, que permita tener una mejor visión en cuanto a la realidad local. Asimismo, estas deben considerar la presencia de detalles técnicos en cuanto a la ocurrencia y desarrollo de la rotura, de esta manera, los estudios serán más exactos y con menos incógnitas.

8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alexieva, Tatyana (2011) "State of the practice." USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Amec Foster Wheeler (2017) "Tailings Dam Classification and breach Analyses, Perspectives from the Canadian Dam Association".
- Azam, Shahid; Li, Quiren (2010) "Tailings Dam Failures: A review of the last one hundred years."
- Bernedo, Carmen (2011) "Predictive Models & Available software" USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Beadenkopf, Ed (2011) "Development of Guidelines for Standard Approaches to inundation mapping of flood risk associated with dam incidents and failures." USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Browne, Russell (2011) "Tailings Dam Break Models in Nevada- A Practitioner's Perspective." USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Breitkreutz, Will (2011) "Overview of USACE Dam Break Modeling, Mapping and Consequence Analysis" USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Buwal, BWB, BRP (1997) Consideration of the risk of mass movement in activities that affect space. Recommendations. Federal Office for the Environment, Forests and Landscape SAEFL, Federal Office for Water Management BWB, Federal Office for Spatial Planning BRP, Berne, Switzerland.
- Carrillo Gil, Arnaldo "Accidentes y falla en presas de relave" Geotecnia de los suelos peruanos.
- Castillo L. Quisca S. (2007) "Manual introductorio de FLO-2D". Curso Taller: Modelamiento de la Ocurrencia, Desarrollo y Deposición de Flujos de Huaycos en Microcuencas. Ica, Perú".
- Chow V. (2007) "Hidraulica de Canales Abiertos. Traducción al español por Juan Saldarriaga."
- Cook, Richard; Timberlake, Trevor; Murphy, Davis y Stahl, Jimmy (2015) "Selecting Dam Breach Inundation Software." Revista: The Journal of Dam Safety Volumen 13 ISSUE 1, 2015
- Concha, Paulina; Lall, Upmaru (2018) "Tailings Dams Failures: Updated Statistical Model for Discharge Volume and Runout" Revista: Environments 2018, 5, 28.

- Dalpatram, Arvind (2011) “Estimation of tailings Dam Break Discharges” USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Del Castillo Piñeiro, Harold (2016) “Mapas de riesgo de inundación, análisis de daños en vehículos de la avenida del paralelo.”
- Faber, R.(2006) Flood Risk Analysis: Residual Risks and Uncertainties in an Austrian Context, Unpublished Dissertation, University of Natural Resources and Applied Life Sciences, Vienna, Austria.
- Fourie, Andy (2011) “Providing realistic data for calibration of models” USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Foster, Mark; Fell, Robin and Spannagle, Matt (2000) “The statistics of embankment dam failures and accidents.” Revista: Can. Geotech. J. 37: 1000–1024
- Garcia R., Lopez J., Noya M. Bello M., Gonzales N., Paredes G., Vivas M. y O’Brien J. (2003) “Hazard mapping for debris-flow events in the alluvial Fans of northern Venezuela”.
- Glez Haramboure, Yoermes (2017) “Las fallas en presas de tierra. Caso de Estudio: falla por estabilidad de taludes en función de las condiciones de drenaje.”
- Hegedeus, Paul (2011) “Workshop on Dambreak Analysis applied to tailings.” USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- ICOLD (2001) “Bulletin 101: Tailings Dams Risk of Dangerous Occurrences..”
- ICOLD (1995) Boletín 99 “Dam Failure Statical”.
- ICOLD (1998) Boletín 111 “Dam Break Flood Analysis”.
- International Organizing Committee for the World Mining Congresses (2019) “World Mining Data 2019.”
- Jhon F. Lupo (2011) “Tailing Properties and their effect on flow” USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Kossoff, D; Dubbin, W.E; Alfredsson, M; Edwards, S.J; Macklin, M.G; K.A. Hudson-Edwards (2014) “Mine tailings dam: Characteristics. Failures, environmental impacts, and remediation.” Revista: Applied Geochemistry 51 (2014) 229–245.
- Keaton, Jeffrey R. (2011) “Debris Flow as a failure triggering Mechanism.” USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011.
- Kunkel, Jim (2011) “Downstream modeling of tailings flow from failure of A 380-ft high tailings dam.” USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011.

- Kunkel, Jim (2011) “Modeled combined tailing/water outflows compared to experience data.” USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Kulesza, Richard (2011) “USDD Workshop on Dambreak Analysis applied to tailings Dam.” USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- LeProude, D.Chad (2015) “Examples, Statistics and Failure modes of tailings dams and consequences of failure.”
- L.Oldecop, Francisco Zabala, Roberto Lorenzo Rodriguez Pacheco, Lucas Garino Libardi(2008) “Funcionamiento hidraulico,estabilidad y mecanismos de rotura de presas de relaves minero.”
- M.Rico, G.Benito, A.R.Salg(2008) “Reported tailings dam failures. A review of the European incidents in the worldwide context.” Revista: Journal of Hazardous Materials 152 (2008) 846–852
- Martin, Fontaine, Cathcart (2015) “Challenges with conducting tailings dam breach studies. Proceeding Tailings and Mine Waste 2015.”
- Martin,Violeta; Fontaine,Daniel; Cathcart ,Jaime (2015) “Challenges with conducting tailigns dam breach studies.”
- Oyola Falconi, Víctor Daniel (2016) “Propuesta para modelación numérica de rotura de una presa de tierra de contención de relaves convencionales.” (tesis de grado en ingeniería civil) Perú: Universidad Nacional de Ingenieria
- O’Brien J. (2009) FLO-2d Software, Inc. “FLO-2D Handout: Hazard Maps”. Version 2009.Arizona, Estados Unidos.
- O’Brien J. (2009) FLO-2d Software, Inc. “FLO-2D Reference Manual”. Version 2009.Arizona, Estados Unidos.
- O’Brien J., Julien P. (1988). “Laboratory Analysis of Mudflow properties”. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114. Nueva York, Estados Unidos.
- PREVENE (2001) “Contribución para la prevención de desastres naturales en Venezuela” Reporte Técnico VT.N. OO 005.”
- Pierre Y. Julien (2011) “Rheology of hyperconcentrated flows” USSD Workshop on Dam Break Analysis, 2011
- Pierce, Michael & Thornton, Christopher & Abt, Steven. (2010). Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams. Journal of Hydrologic Engineering - J HYDROL ENG. 15. 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000197.

- Uchida, Taro & Nishimoto, Haruo & Osanai, Nobutomo & Shimizu, Takeshi. (2009). Countermeasures for Sediment-related Disasters in Japan using Hazard Maps. *International Journal of Erosion Control Engineering*. 2. 10.13101/ijece.2.46.
- Wahl, Tony. (2004). Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. *Journal of Hydraulic Engineering-asce - J HYDRAUL ENG-ASCE*. 130. 10.1061/(ASCE)0733-9429(2004)130:5(389).

9 ANEXOS