

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL



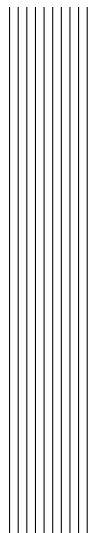
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL:
"SIMULACIÓN HIDRÁULICA COMPUTACIONAL DEL
ROMPIMIENTO DE LA PRESA TOMACUCHO"

PRESENTADO POR EL BACHILLER:
NOÉ SALAZAR POMA

ASESOR:
M.Sc. ING. EDMUNDO CANCHARI GUTIÉRREZ

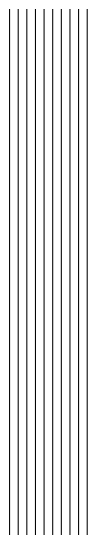
AYACUCHO - PERÚ

2016



Dedicatoria

Dedico de manera especial a mi madre Alidia y padre Juvenal, ya que ellos fueron las personas que me brindaron su apoyo para alcanzar mis objetivos, sentaron en mi las bases de responsabilidad y deseos de superación.



Agradecimientos

A todos los docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por su contribución durante mi desarrollo académico.

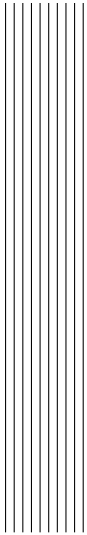
A mis padres, quienes con sacrificio hicieron posible mi formación profesional, ya que me brindan el apoyo, la alegría y me dan la fortaleza necesaria para seguir adelante.

A mis hermanas y hermanos, por su ayuda incondicional y apoyo durante toda mi vida universitaria.

A la comunidad campesina de Querobamba, por la información y las facilidades brindadas para realizar esta investigación.

Noé Salazar Poma
noesalazar2020@gmail.com
UNSCH
Ayacucho, Julio de 2016

Noé Salazar



Resumen

En los últimos años los modelos matemáticos han tenido un impresionante desarrollo en todas las áreas del conocimiento humano, científico y de los recursos naturales en general.

La importancia de los modelos radica, entre otros aspectos, en la simulación y predicción de los fenómenos físicos a corto, mediano y largo plazo. Asimismo a través de los modelos podemos obtener relaciones causa-efecto, sin haber realizado cambios en los sistemas reales. Las capacidades de simulación varían en términos de tiempo y espacio algunos modelos observan los pasos o escalas de tiempo, mientras que otros pueden usar medidas de corto tiempo y simular un periodo de tiempo relativamente corto, como en el caso de una inundación repentina.

Es por esta razón que en el Perú son necesarias formular normas que tengan como fin establecer unas condiciones mínimas de seguridad para las personas y bienes que se encuentran en el area de influencia de las presas, ya que en el caso del rompimiento de la presa se tenga un plan de seguridad y mapas de riesgo, que se pueden realizar gracias a la tecnología actual, mediante una simulación del rompimiento de la presa y el comportamiento de la onda de agua a lo largo del rio aguas abajo.

PALABRAS CLAVES:

Rompimiento de presas, Simulación hidráulica, Mapas de riesgo, Tomacucho, IBER.

Summary

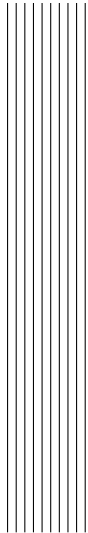
In recent years mathematical models have had an impressive development in all areas of human knowledge, scientific and natural resources in general.

The importance of the models is, inter alia, in the simulation and prediction of physical phenomena in the short, medium and long term. Also through the models we can obtain cause-effect relationships, without making changes in real systems. Simulation capabilities vary in terms of time and space patterns observed some steps or time scales, while others may use measures simulate short time and a relatively short time, as in the case of a sudden flood.

It is for this reason that in Peru are required to formulate rules that are intended to establish minimum conditions of safety for people and goods that are in the area of influence of dams, as in the case of breaking of the dam have a safety plan and maps of irrigation, which can be performed by current technology, by simulating the breaking of the dam and the behavior of the wave of water along the river downstream.

KEY WORDS:

Dam break, hydraulic simulation, risk maps, Tomacucho, IBER.



Índice

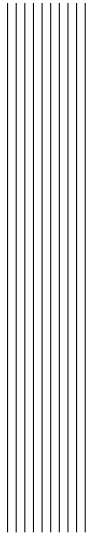
Portada	I
Dedicatoria	I
Agradecimientos	II
Resumen	III
Índice General	V
Índice de Figuras	X
Índice de Cuadros	XIV
Lista de Siglas y Símbolos	XVI
Introducción	1
1. GENERALIDADES.	3
1.1. Antecedentes bibliográficos.	3
1.2. Formulación del problema.	4
1.2.1. Problema principal.	4
1.2.2. Problemas secundarios.	4
1.3. Justificación e importancia de la investigación.	4

1.3.1.	Justificación de la investigación	4
1.3.2.	Importancia de la investigación	5
1.4.	Objetivos de la investigación.	6
1.4.1.	Objetivos Generales.	6
1.4.2.	Objetivos Específicos.	6
1.5.	Hipótesis de la investigación.	6
1.5.1.	Hipótesis global.	6
1.5.2.	Hipótesis secundarias.	6
1.6.	Variables e indicadores.	7
1.6.1.	Definición de las variables.	7
1.6.2.	Clasificación de las Variables.	7
1.7.	Unidad de análisis.	8
1.8.	Tipo y nivel de investigación.	8
1.8.1.	Tipo de investigación.	8
1.8.2.	Nivel de investigación.	8
1.8.3.	Diseño de investigación.	8
2.	ESTADO DEL ARTE.	10
2.1.	HIDRÁULICA FLUVIAL.	10
2.1.1.	Ríos y Aluviones	11
2.1.2.	Lecho de ríos y secciones para flujos	12
2.1.3.	Iniciación del Movimiento.	12
2.1.3.1.	Criterio de SHIELDS	13
2.1.4.	Sedimentación.	16
2.2.	DISEÑO DE PRESAS EN EL PERÚ.	16
2.2.1.	Comité Peruano de Grandes Presas (COPEGP).	17
2.2.2.	Tipología de las presas peruanas.	18
2.2.3.	Instrucciones para Proyectos, Construcción y Explotación de Grandes Presas.	21
2.2.4.	Elementos de una Presa.	21
2.2.5.	Sedimentación en los embalses.	22
2.2.5.1.	Problema de sedimentación en embalses	22
2.3.	ROMPIMIENTO DE PRESAS DE TIERRA.	23

2.3.1.	Mecanismo potencial de falla en presas	23
2.3.2.	Criterios básicos para el análisis de las roturas potenciales.	24
2.3.2.1.	Rotura individual de presas	24
2.3.2.2.	Rotura encadenada de presas (efecto dominó)	25
2.3.3.	Forma y dimensiones de la brecha. Tiempos de rotura	26
2.3.4.	Caudal pico y tiempo equivalente a partir de la rotura de presas.	27
2.3.4.1.	Fórmula de SMPDBK para el cálculo del caudal pico	27
2.3.4.2.	Tiempo equivalente para el cálculo del caudal pico.	29
2.4.	MODELOS NUMÉRICOS	30
2.4.1.	De la modelación física y/o numérica a la modelación híbrida	31
2.4.2.	Dimensionalidad de un Flujo	31
2.4.3.	Esquemas Bidimensionales	32
2.4.4.	Modelos numéricos para flujo de agua en lamina libre	33
2.4.5.	Ecuaciones de flujos bidimensionales en lamina libre o ecuaciones de Saint Venant	33
2.4.6.	Ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones	38
2.5.	SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG)	39
2.5.1.	Componentes de un SIG	40
2.5.2.	Modelos para la información geográfica	41
2.5.2.1.	Modelo ráster	42
2.5.2.2.	Modelo vectorial	43
2.5.2.3.	Interpolación	44
2.5.3.	Modelo Digital de Elevación - MDE	46
2.6.	MODELO NUMÉRICO IBER	48
2.6.1.	Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas (IBER)	48
2.6.2.	Características	49
2.6.3.	Capacidades de cálculo del Iber	49
2.6.4.	Organización del programa Iber en el entorno GID.	50
2.6.4.1.	Aspectos Generales	50
2.6.4.2.	Interfaz de Usuario del Iber.	51
2.6.5.	Metodología de trabajo del Iber	53

2.6.5.1.	Preproceso	54
2.6.5.2.	Proceso o Cálculo.	58
2.6.5.3.	Postproceso	60
2.6.6.	Modelos comerciales	61
2.7.	APLICACIÓN DEL PROGRAMA IBER.	62
3.	MODELACIÓN HIDRÁULICA.	73
3.1.	Area de estudio.	73
3.1.1.	Características de la zona de estudio	75
3.1.2.	Información Hidrológica, Hidráulica y Meteorológica.	76
3.1.2.1.	Cuenca del Rio Cabracancha.	76
3.1.3.	Aspectos Técnicos de Diseño de la Presa	79
3.1.3.1.	Topografía del área de estudio	79
3.1.3.2.	Volumen de sedimento en la presa	79
3.1.4.	Diseño Hidráulico de las Estructuras	80
3.1.4.1.	Parámetros del diseño de la Presa.	80
3.1.4.2.	Borde libre o resguardo	82
3.1.4.3.	Diseño del Aliviadero	83
3.1.4.4.	Determinación de la cota de coronamiento de la presa.	89
3.2.	MODELAMIENTO.	94
3.2.1.	Georeferenciación de una Ortofoto.	94
3.2.2.	Modelo Digital de Elevación	96
3.2.3.	Clasificación de la superficie a simular	98
3.2.4.	Definición de la Sección de falla.	100
3.2.5.	Condiciones Iniciales para la simulación	101
3.2.6.	Discretización espacial o malla de cálculo	102
3.2.7.	Simulación con el programa IBER	102
4.	RESULTADOS.	107
4.1.	Simulación Hidráulica del Rompimiento de la Presa Tomacucho.	107
4.1.1.	Estimación del Hidrograma de Salida del Embalse por el Rompimiento de la Presa.	107

4.1.2.	Análisis de Sensibilidad del Caudal Pico Generado por el Rompimiento de la Presa.	108
4.1.3.	Onda de Avenida.	109
4.1.4.	Calados Producto de la Simulación.	112
4.1.4.1.	Iniciación del Movimiento.	117
4.1.5.	Análisis de las Causas del Rompimiento de la Presa.	122
4.1.5.1.	Deficiencias Constructivas en la Obra.	122
4.1.5.2.	Deficiencia en la construcción de la pantalla impermeabilizante	124
4.1.5.3.	Deficiencias del enrocado en cuerpo de la presa	126
4.1.5.4.	Deficiencias en la construcción de la tubería de servicio	127
4.1.6.	Simulación de la zona denominada Chanlalayoc.	129
4.2.	Conclusiones.	135
4.3.	Recomendaciones.	138
	Referencias Bibliográficas	139
	A. APÉNDICES.	142



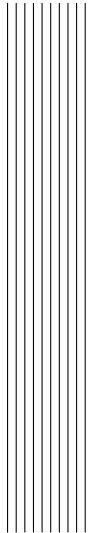
Lista de Figuras

- 2.1. Sección típica del lecho del río. 12
- 2.2. Diagrama de SHIELDS para la Iniciación del Movimiento. 15
- 2.3. Elementos de una Presa. 22
- 2.4. Falla registrados a nivel mundial por el ICOLD. 24
- 2.5. Geometría de la formación de brecha SMPDBK 28
- 2.6. Dimensionalidad del flujo. 33
- 2.7. Elementos que forman el sistema SIG. 41
- 2.8. Distintas formas de representar una capa con información altitudinal. 42
- 2.9. Distintas formas de representar una capa con información sobre una red viaria. 42
- 2.10. Celdas de una malla ráster con sus valores asociados. 43
- 2.11. Primitivas geométricas en el modelo de representación vectorial y ejemplos
particulares de cada una de ellas con atributos asociados. 44
- 2.12. Modelos Digitales de elevación. 47
- 2.13. Modelo Digital de Superficie o terreno y Elevación. 47
- 2.14. Interfaz gráfica de usuario del Iber. 51
- 2.15. Top menu de Iber. 52
- 2.16. Toolbars de Iber. 53
- 2.17. Barra de comandos Iber. 53
- 2.18. Procesos de calculo en el Iber. 54
- 2.19. Importación de MDT al Iber. 55
- 2.20. Importación de MDT al Iber. 55

2.21. Hidrogramas de salida del embalse por el rompimiento de las presas	67
2.22. Hidrogramas de salida del embalse por el rompimiento de las presas	68
2.23. Hidrogramas de salida del embalse por el rompimiento de las presas	69
2.24. Hidrogramas de salida del embalse por el rompimiento de las presas	70
2.25. Avance del frente de onda para diferentes instantes de tiempo de simulación.	71
3.1. Ubicación de la Provincia de Sucre.	74
3.2. Ubicación del distrito de Querobamba.	75
3.3. Ubicación y extensión del área de estudio.	76
3.4. Curva hipsométrica.	77
3.5. Vista del espejo de agua de la presa Tomacucho.	81
3.6. Vista en planta de la presa Tomacucho.	81
3.7. Vista en perfil de la presa Tomacucho.	82
3.8. Borde libre para presas flexibles (Fuente: Expediente técnico).	83
3.9. Descripción del vertedero.	84
3.10. Secuencia de cálculo del longitud del vertedero.	85
3.11. Determinación del caudal máximo vertido.	87
3.12. Determinación del caudal específico (q) en el canal vertedero.	88
3.13. Sección del vertedero (Expediente técnico).	93
3.14. Vista de la obtención de la ortofoto.	95
3.15. Vista de la georeferenciación de la ortofoto en ArcGis 10.3	96
3.16. Vista de la página web, de donde se realizo la descarga del raster.	96
3.17. Vista de la página web, de donde se realizo la descarga del raster.	97
3.18. Vista del software Global Mapper.	97
3.19. Vista de la georeferenciación de la ortofoto y raster en ArcGis 10.3.	98
3.20. Clasificación No Supervisada con ArcGis 10.3.	99
3.21. Sección de falla de la presa Tomacucho.	101
3.22. Detalle de la malla de cálculo en IBER.	102
3.23. Vista de la ortofoto en el software IBER.	103
3.24. Discretización en IBER del área de estudio.	104
3.25. Velocidades máximas obtenidas en la simulación.	104
3.26. Vista de la ortofotografía en el software IBER.	105
3.27. Discretización del area a modelar.	105

3.28. Malla de la discretización del area a modelar.	106
4.1. Hidrograma de salida del embalse por el rompimiento de presa.	108
4.2. El caudal pico producto de la rotura.	109
4.3. Tiempos de simulación $t = 0$ s y $t = 240$ s.	110
4.4. Tiempos de simulación $t = 840$ s y $t = 1260$ s.	110
4.5. Tiempos de simulación $t = 1680$ s y $t = 2100$ s.	111
4.6. Tiempos de simulación $t = 2520$ s y $t = 2940$ s.	111
4.7. Tiempos de simulación $t = 3360$ s y $t = 3780$ s.	112
4.8. Tiempos de simulación $t = 4200$ s y los calados máximos.	112
4.9. Vista de las huellas dejadas producto de la falla.	113
4.10. Calados máximos de la simulación.	113
4.11. Regresión lineal.	114
4.12. Calados en la trayectoria del rio de 0+000 al 0+500.	116
4.13. Imágenes de los agrietamiento sellados en la presa Tomacucho.	123
4.14. Vista de los restos de la pantalla impermeable.	124
4.15. Vista de las fisuras en la pantalla impermeable.	125
4.16. Uso de water stop y relleno asfáltico en forma parcial en las juntas de dilatación.	126
4.17. Vista actual del cuerpo de la presa.	127
4.18. Vista de los restos de la tubería de servicio.	128
4.19. Máximos calados obtenidos de la simulación.	129
4.20. Velocidades máximas obtenidos de la simulación.	130
4.21. Cota máxima de calados obtenidos de la simulación.	130
4.22. Inundación en el instante $t = 60$ s, de la simulación.	131
4.23. Inundación en el instante $t = 180$ s, de la simulación.	131
4.24. Inundación en el instante $t = 540$ s, de la simulación.	132
4.25. Inundación en el instante $t = 780$ s, de la simulación.	132
4.26. Inundación en el instante $t = 1020$ s, de la simulación.	133
4.27. Inundación en el instante $t = 2100$ s, de la simulación.	133
4.28. Inundación en el instante $t = 2700$ s, de la simulación.	134
A.1. Vista del rompimiento de la presa TOMACUCHO.	142
A.2. Brecha formada por el rompimiento de la presa TOMACUCHO.	143

A.3. Restos del cuerpo de la presa TOMACUCHO.	143
A.4. Haciendo las mediciones de la corona de la presa.	144
A.5. Haciendo las mediciones del aliviadero de la presa.	144
A.6. Vista del canal afectado.	145
A.7. Vista del recorrido de la crecida.	145
A.8. Velocidades máximas obtenidas en la simulación.	146
A.9. Velocidades máximas obtenidas en un punto.	146
A.10.Cotas de inundación obtenidas con IBER.	147
A.11.Deslizamiento producto del rompimiento de la presa Tomacucho.	147
A.12.Vista del deslizamiento de tierra en Ayaqchiri.	148
A.13.Colapso de pavimento económico en la carretera puente Cayhua - Chonta - Querobamba.	148
A.14.Acumulación del deslizamiento de tierra en la unión del rio Querobamba y Sondondo.	149
A.15.Inundación en el Centro Poblado de Cayhua.	149



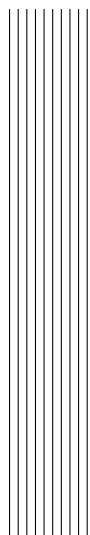
Lista de Tablas

- 2.1. Presas de acuerdo a su tipología 19
- 2.2. Número de presas por departamento 20
- 2.3. Resumen de los principales modelos comerciales para la simulación numérica del flujo en ríos. 61
- 2.4. Características de las presas que se simularon en la tesis [1]. 64
- 2.5. Resultados del caudal, volumen y tiempo al pico del hidrograma obtenidos con IBER y HEC-RAS 65
- 2.6. Resultados del caudal, volumen y tiempo al pico del hidrograma obtenidos con IBER y HEC-RAS 66

- 3.1. Parámetros geomorfológicos. 78
- 3.2. Datos hidrológicos para diseño de la presa Tomacucho. 79
- 3.3. Datos del embalse. 82
- 3.4. Velocidades máximas en suelos empastados (French, 1993) 88
- 3.5. Borde libre normal y mínimo según Fetch (Bureau of Reclamation, 1987) 90
- 3.6. Valores de Coeficientes de Rugosidad n 100
- 3.7. Coordenadas de la línea de falla en el dique. 100
- 3.8. Condiciones Iniciales de la simulación 102

- 4.1. Diferencias encontradas entre los resultados de caudal pico con IBER y lo calculado con las ecuaciones 2.3.7, 2.3.1, 2.3.2. 108
- 4.2. Valores de calados. 114

4.3. Resumen de resultados obtenidos con IBER.	116
4.4. Iniciación del movimiento, producto de la rotura de presa.	121
4.5. Iniciación del movimiento, con las formulas iterativas.	121



Lista de Siglas y Símbolos

<i>ICOLD</i>	International Commission on Large Dams
<i>COPEGP</i>	Comité Peruano de Grandes Presas
<i>CA</i>	Concreto Armado
<i>GRA</i>	Gobierno Regional de Ayacucho
m^3	Metros Cúbicos
<i>INADE</i>	Instituto Nacional de Desarrollo
<i>Q</i>	Flujo neto de agua
<i>SIG</i>	Sistema de Información Geográfico
<i>Km</i>	Kilómetro
<i>m</i>	Metro
<i>q</i>	Flujo del agua en estado estacionario
<i>t</i>	Tiempo por unidad de distancia



INTRODUCCIÓN

La rotura de una presa hidráulica es un fenómeno ocasional, pero cuando ocurre causa pérdidas de vidas humanas, económicas, infraestructura, etc.; esto sucede por que la población no está preparada para afrontar esta situación, y menor aun, si no se dispone de un documento de gestión que ayudara a reducir la vulnerabilidad de los pobladores.

En la actualidad varias instituciones se dedican a investigar todo lo relacionado a la rotura de presas y de las características de la onda de propagación producida. Para este tipo de estudios la modelización numérica es la opción más utilizada hoy en día, pues, gracias al avance de la tecnología informática y la velocidad de respuesta de los ordenadores que facilitan enormemente el cálculo, es posible simular este tipo de evento y tener un escenario detallado tanto espacial como temporal, desde la rotura de la presa hasta simular todo el recorrido de la onda de avenida y el aluvión formado en el valle aguas abajo.

Las presas y sus embalses, como estrategia de prevención a la escasez del agua han sido elementos esenciales durante el desarrollo de la humanidad para el mejoramiento de la calidad de vida. Desafortunadamente en la construcción, puesta en carga y explotación de las presas y embalses supone un riesgo para la seguridad de las personas, bienes y medio ambiente aguas abajo de la presa.

Es por esta razón que en el Perú son necesarias formular normas que tengan como fin establecer unas condiciones mínimas de seguridad para las personas y bienes que se encuentran

en el area de influencia de las presas, ya que en el caso del rompimiento de la presa se tenga un plan de seguridad y mapas de riego, que se pueden realizar gracias a la tecnología actual, mediante una simulación del rompimiento de la presa y el comportamiento de la onda de agua a lo largo del rio aguas abajo.



1 GENERALIDADES.

1.1. Antecedentes bibliográficos.

En el Perú, pocos fueron los aluviones formados por roturas de presas artificiales, nada en comparación con los registros ocasionados por lluvias, deshielo, etc. En una publicación realizada por el INGEMMET (1989), se menciona la ocurrencia de aproximadamente 5200 aluviones para un periodo de 65 años (1925/1989), con grandes pérdidas económicas y numerosas vidas humanas.

En aluvión (Huayco en quechua) es un fenómeno que genera destrucción por la caída de una gran cantidad de agua acompañado de otros materiales como arena, limo, roca, etc. Formando un río de barro que a su paso inunda todo. Algunos casos muy sonados y estudiados en el mundo son: St. Francis (EE.UU., 1928, 450 muertos), Vega de Tera (España, 1959, 144 muertos), Malpasset (Francia, 1959, 421 muertos), Vaiont (Italia, 1963, 2600 desaparecidos), Frias (Argentina, 1970, 42 muertos), Teton (EE.UU., 1976, 14 muertos), y en Perú una de los más lamentables fue el aluvión en Yungay (Huaraz-Peru, 1970), con más de 80000 muertos y 20000 desaparecidos.

A pesar del riesgo que trae una rotura de presa, se siguen construyendo debido a su importancia al ser generadoras de energía y abastecimiento de agua a la población. Debido a esto, muchas entidades científicas se dedican al desarrollo de modelos computacionales a

fin de simular la rotura de presa y evaluar el recorrido del flujo de agua y así generar mapas de inundación orientadas a la gestión del riesgo.

En este estudio, netamente académico, se realizará un ensayo de simulación de rotura de presa e inundación aplicado a la presa de Tomacucho.

1.2. Formulación del problema.

Es importante realizar una investigación de este tipo de presas y corroborar las zonas inundadas por producto del rompimiento de la presa con un modelo matemático (volúmenes finitos), ya que en la actualidad existe muchas presas de este tipo en el país, en construcción u operativas.

1.2.1. Problema principal.

1. ¿Son equivalentes los fundamentos de la falla y las inundaciones registradas del rompimiento de la presa **Tomacucho**, con las obtenidas mediante simulación computacional?

1.2.2. Problemas secundarios.

- 1) ¿Cómo es el comportamiento de la presa frente a diferentes condiciones iniciales de rompimiento?.
- 2) ¿Cómo varía el hidrograma de salida producto del rompimiento de la presa Tomacucho?.
- 3) ¿Qué intensidad tuvo la onda de avenida generada por la rotura de la presa?.

1.3. Justificación e importancia de la investigación.

1.3.1. Justificación de la investigación

Son diversos los aspectos a partir de los cuales es posible justificar el porque de este estudio. En primer termino, esta investigación se justifica por el hecho que su temática es actual,

dado que hace unos meses atrás se dio el lamentable rompimiento de la presa TOMACUCHO, mediante esta tesis es comprobar las zonas de inundación que se dieron, haciendo una simulación hidráulica del rompimiento de la presa y corroborar todo el daño que produjo. Así mismo, porque en nuestro país son numerosas las presas de este tipo que se encuentran en construcción u operativas.

Es importante realizar una simulación y evaluación de la falla de esta presa, por medio de un análisis de rompimiento de presa y la generación de manchas de inundación utilizando métodos numéricos; para que pueda servir de guía en futuros estudios en otras presas.

1.3.2. Importancia de la investigación

Si bien esta investigación se limita a estudiar de forma básica y preliminar el rompimiento de la presa, las consecuentes inundaciones y las zonas de afectación, con la finalidad de generar información de tipo referencial; este trabajo puede llegar a ser de gran utilidad, tanto para la elaboración de nuevos estudios y el diseño de algunos planes de emergencia; como para la revisión y reordenamiento del uso del suelo en las zonas con mayor probabilidad de afectación detectadas.

En países como Perú que carecen de legislaciones y normativas que controlen la seguridad de las presas y que exijan la elaboración de planes de emergencia ante la eventual falla de cualquiera de ellas, la realización de este tipo de estudios preliminares y de corto alcance pueden llegar a ser de gran utilidad al momento de presentarse una situación de falla y la necesidad de lanzar las señales de alerta a tiempo y tomar decisiones claves para salvaguardar la vida de las personas durante la ocurrencia del evento.

1.4. Objetivos de la investigación.

1.4.1. Objetivos Generales.

1. Simular el rompimiento de la presa mediante un esquema numérico bidimensional para verificar los motivos y contrastar los fundamentos de falla, y las regiones de inundación registradas del rompimiento de la presa tomacucho.

1.4.2. Objetivos Específicos.

- 1) Obtener las condiciones iniciales del rompimiento de la presa.
- 2) Obtener los hidrogramas de salida producto de la rotura de la presa, utilizando la simulación computacional.
- 3) Obtener y analizar la onda de avenida como resultado de la simulación computacional.

1.5. Hipótesis de la investigación.

1.5.1. Hipótesis global.

Al simular el rompimiento de la presa en un esquema numérico bidimensional se obtendrá los motivos de la falla y las regiones inundables, que son equivalentes a los registros existentes producto de la rotura de la presa tomacucho.

1.5.2. Hipótesis secundarias.

- 1) Al obtener las diferentes características de las condiciones iniciales del rompimiento, será equivalente el motivo de falla por tubificación de dicha presa.
- 2) Al obtener el hidrograma de salida, se podrán obtener las variaciones en los caudales pico producto del rompimiento de la presa.

- 3) Al obtener la onda de avenida mediante la simulación hidráulica computacional se realizará una comparación con la onda de avenida producto del rompimiento de la presa (real).

1.6. Variables e indicadores.

1.6.1. Definición de las variables.

Para realización de la investigación es necesario delimitar y definir las variables presentes en la misma. Para la presente investigación, la variable del estudio se ha denominado *el caudal pico generado por el rompimiento de la presa* que se definirá a partir de los elementos que surjan del análisis de las bases conceptuales.

1.6.2. Clasificación de las Variables.

- *Variables independiente:* El caudal pico.
- *Variables dependiente:* El tiempo.

1.7. Unidad de análisis.

La unidad de análisis será la presa Tomacucho y las áreas aguas abajo que sufrieron inundación debido al rompimiento de la presa.

1.8. Tipo y nivel de investigación.

1.8.1. Tipo de investigación.

El tipo de investigación se refiere a la profundidad con la que un investigador ha decidido abordar el objeto de su estudio. De acuerdo a lo expresado, el tipo de investigación se encuentra ligado a los objetivos que se plantean en el trabajo, puesto que estos determinan las finalidades o logros a los que se desean alcanzar, y que a su vez se expresan en los resultados que se obtienen al finalizar el proceso de investigación. En esta investigación titulado *Simulación hidráulica computacional del rompimiento de la presa Tomacucho*, esta dentro de la modalidad de investigación denominada *investigación activa*.

El objeto de esta investigación es simular el rompimiento de la presa mediante un esquema numérico bidimensional y contrastar las regiones de inundación registradas por el rompimiento de la presa Tomacucho.

1.8.2. Nivel de investigación.

El nivel de investigación que se realizó en este trabajo es una investigación correlacional, ya que relacionaremos el caudal y tiempo en el cual alcanzara su máximo pico.

1.8.3. Diseño de investigación.

De acuerdo a las necesidades de esta investigación, los criterios que se consideran pertinentes para dar cumplimiento a los objetivos planteados se muestran seguidamente:

1. *Tipo de investigación:* En este caso, se decidió abordar la presente investigación con los criterios correspondientes al de una *investigación activa*, puesto que se desea, obtener lo

expresado en los objetivos específicos, es determinar el alcance preliminar de las inundaciones sobre las poblaciones e infraestructura ubicadas aguas abajo de la presa.

2. *Número de eventos o variables de estudio:* En esta investigación, el criterio se corresponde al de un solo evento o variable, que se denomina *caudal pico generado por el rompimiento de la presa*.
3. *Manipulación de variables:* Ya que para esta investigación no hubo manipulación de variables, puesto que la situación del evento de estudio ya se ha dado en la realidad y el investigador no ha intervenido en el, este criterio corresponde al de una *investigación no experimental*.
4. *Temporalidad:* Es este criterio alude a dos perspectivas; en la primera, se refiere a la duración del estudio, que la cual es el de una investigación de tipo activa, puesto que el estudio se realizara en un periodo de tiempo definido y corto; en la segunda perspectiva, se refiere al momento en el que se realiza la investigación y que, en este caso, corresponde al momento actual o contemporáneo.
5. *Fuentes de información:* Este criterio se refiere a cual es el contexto en el que se desarrollara el estudio, y de donde surgirán los datos que darán cuenta de los eventos o variables que son investigados. En este caso se recurrirá a fuentes documentales, que aportaran los datos a los que se harán referencia.

Entonces, el diseño de investigación de este trabajo corresponde al de una investigación activa, no experimental, transeccional contemporánea, de fuente documental.



2 ESTADO DEL ARTE.

2.1. HIDRÁULICA FLUVIAL.

Hay tres grandes ideas que debemos tener presentes al enfrentarnos al estudio de los ríos. Las tres ideas son fases de un mismo problema.[2]

En primer lugar debemos mirar a los ríos como riqueza, como recursos naturales, como fuentes de vida; es decir, como posibilidades de aprovechamiento en beneficio de la humanidad.

En segundo lugar debemos mirar a los ríos como elementos naturales de los cuales tenemos que defendernos. Las avenidas son fenómenos naturales, producto de la aparición de determinadas condiciones hidrometeorológicas. Una inundación, en cambio, es el desbordamiento de un río por la incapacidad del cauce para contener el caudal que se presenta.

La tercera idea que debemos tener presente con relación a un río es su protección. Debemos proteger al río de la agresión humana.

2.1.1. Ríos y Aluviones

Podríamos definir que los ríos son corrientes de agua continua y más o menos caudalosas que va a desembocar en otra, en un lago o en el mar¹.

Para nuestra investigación definimos ríos como un elemento de drenaje de la cuenca. Sin embargo, un río no solo transporta agua si no también materiales sólidos de gran tamaño, es por esta razón que los ríos más caudalosos tienen un fondo móvil, debido a la fuerza cortante que tiene genera socavamiento en suelos de baja cohesión.[2]

Entonces podemos definir como río a todo canal que se encarga de transportar flujos líquidos o sólidos, los ríos se caracterizan por recorrer grandes tramos sobre lechos móviles o rígidos, para el presente estudio solo nos referiremos a ríos sobre lechos móviles, debido a que los ríos que transportan lodos y escombros son ríos que tienen grandes fuerzas cortantes τ en toda la sección, otra de las características encontradas en este tipo de ríos es de que no tienen trayectorias definidas, calificándose como ríos meandricos, al final de las quebradas se observa la formación de conos de deyección o abanicos aluviales, que terminan perpendicular a otro río o simplemente en el mar que son por consecuencia de ríos meandricos y de las socavaciones que se generan sobre el lecho del río.

Los aluviones corresponden a un tipo de movimiento brusco de tierra mezclado con agua. Se caracterizan por sus flujos rápidos y violentos capaces de arrastrar rocas y otros materiales que descienden por una quebrada o lecho de río. Estos ocurren cuando el agua se acumula rápidamente en el suelo a causa de lluvia intensa o deshielos repentinos, convirtiendo el terreno en un caudaloso río de lodo o barro.[3]

Estas corrientes fluyen rápidamente por una quebrada, destruyendo todo a su paso con poca o nula advertencia. Pueden extenderse varios kilómetros desde su punto de origen, aumentando considerablemente de tamaño a medida que arrastran árboles, rocas, y otros materiales que encuentren en su recorrido.

¹Diccionario de la Lengua Española

2.1.2. Lecho de ríos y secciones para flujos

El lecho del río se caracteriza por tener una sección transversal variable y una pendiente de fondo variable en el tiempo y espacio, estos canales son irregulares y la sección varia casi siempre de una forma parabólicas a secciones trapezoidales. Para corrientes sujetos a crecientes frecuentes, el canal puede constar de una sección principal del canal que conduce los caudales normales y una o mas secciones laterales de canal para acomodar los caudales de desborde.

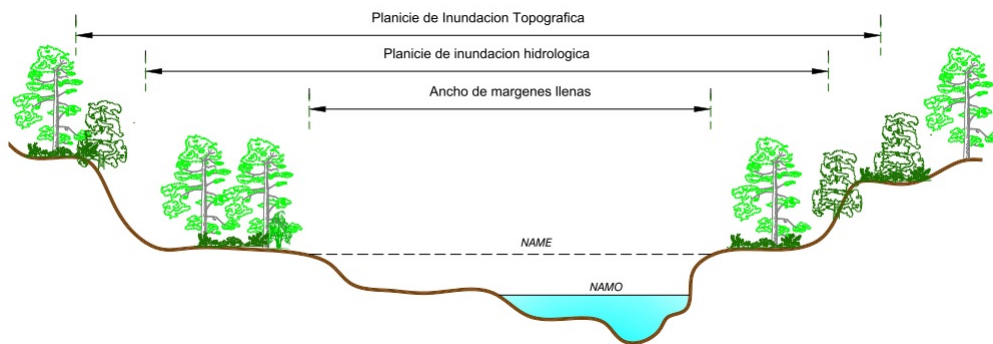


Figura 2.1: Sección típica del lecho del río.

2.1.3. Iniciación del Movimiento.

El conocimiento de las condiciones de iniciación del movimiento permite calcular el gasto sólido de fondo (el arrastre), así como dimensionar canales estables, diseñar sistemas de protección contra la erosión y resolver numerosos problemas de Hidráulica Fluvial[2].

Existen dos formas de aproximarse al estudio de la iniciación del movimiento. Una de ellas, que ya hemos mencionado, se refiere a la acción del esfuerzo de corte, o fuerza tractiva. El movimiento de las partículas del fondo empieza cuando la fuerza actuante τ_0 (es decir, la fuerza tractiva) es igual a la fuerza tractiva crítica τ_C , o con mayor precisión $(\tau_0)_C$, que es propia de cada material constituyente del fondo. La otra forma es la determinación de la velocidad crítica V_C . Se denomina velocidad crítica de arrastre a la velocidad media de la corriente a la cual empieza el movimiento (el arrastre) de las partículas constituyentes del lecho. El gasto correspondiente a la iniciación del movimiento se denomina gasto crítico de iniciación del movimiento, o gasto crítico de arrastre, y se designa como Q_0 . Es igual al producto del área de la sección transversal por la velocidad crítica V_C [2].

La iniciación del movimiento no sólo es difícil de determinarse, sino también de definirse. En un lecho natural hay partículas de la más diversa granulometría. En principio, cada partícula tiene su propia velocidad crítica. En un lecho constituido por un material de granulometría uniforme todas las partículas no son exactamente iguales, ni sufren de la misma forma la acción de la turbulencia. En consecuencia, la iniciación del movimiento es un fenómeno esencialmente probabilístico.

2.1.3.1. Criterio de SHIELDS

Se demuestra, como consecuencia de diversas investigaciones teóricas y experimentales, que la iniciación del movimiento de una partícula sólida de diámetro d puede describirse, cuando hay influencia de la subcapa laminar, como la relación entre los dos parámetros adimensionales siguientes[2].

1. Parámetro de SHIELDS

$$\tau_C^* = \frac{(\tau_O)_C}{(\gamma_S - \gamma)d} = \frac{\rho V_*^2}{(\gamma_S - \gamma)d} = F_{cr}^* \quad (2.1.1)$$

2. Índice de Inestabilidad

$$\text{Re}_* = \frac{V_* d}{\nu} = 11.6 \frac{d}{\delta} \quad (2.1.2)$$

Donde:

$(\tau_O)_C$: es la fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de la iniciación del movimiento. Se puede designar también como τ_C .

V_* : es la velocidad de corte $V_* = \sqrt{\frac{\tau_O}{\rho}} = \sqrt{gRS}$

Re_* : es un Número de Reynolds calculado con la velocidad de corte y el diámetro de la partícula.

δ : es el espesor de la subcapa laminar.

En el diagrama de SHIELDS (Figura 2.2) se presenta gráficamente la función

$$\frac{(\tau_0)_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = \varphi(\text{Re}_*) \quad (2.1.3)$$

como consecuencia de los trabajos experimentales realizados por él mismo y otros investigadores.

El primer miembro de la ecuación 2.1.3 corresponde al parámetro adimensional de la Fuerza Tractiva Crítica (Parámetro de SHIELDS) y se designa como τ_c^* o también como F_{cr}^* (Ec. 2.1.1). El segundo miembro es el Índice de Inestabilidad. Se le designa también con el nombre de Número de Reynolds corte referido al diámetro. Se designa como Re_* (Ec. 2.1.2).

El diagrama de SHIELDS se basa en los resultados de numerosos investigadores, quienes trabajaron con materiales diversos (arena, ámbar, granito, vidrio, grava, etc.) El diagrama muestra la línea divisoria entre movimiento y reposo de una partícula en zonas de influencia viscosa.

El diagrama de SHIELDS mostrado en la Figura 2.2 tiene unas líneas rectas auxiliares para el diámetro y la velocidad de corte, las que permiten calcular las condiciones de iniciación del movimiento cuando se trata partículas de cuarzo ($\gamma_s = 2.65t/m^3$) y la temperatura del agua es de 12°C . Así por ejemplo, para una partícula de cuarzo de 0,5 mm se lee inmediatamente que la velocidad de corte V_* necesaria para la iniciación del movimiento es 0,0165 m/s (se verifica que el Número de Reynolds es de 6,6 y que el Parámetro de SHIELDS es 0,034)[2].

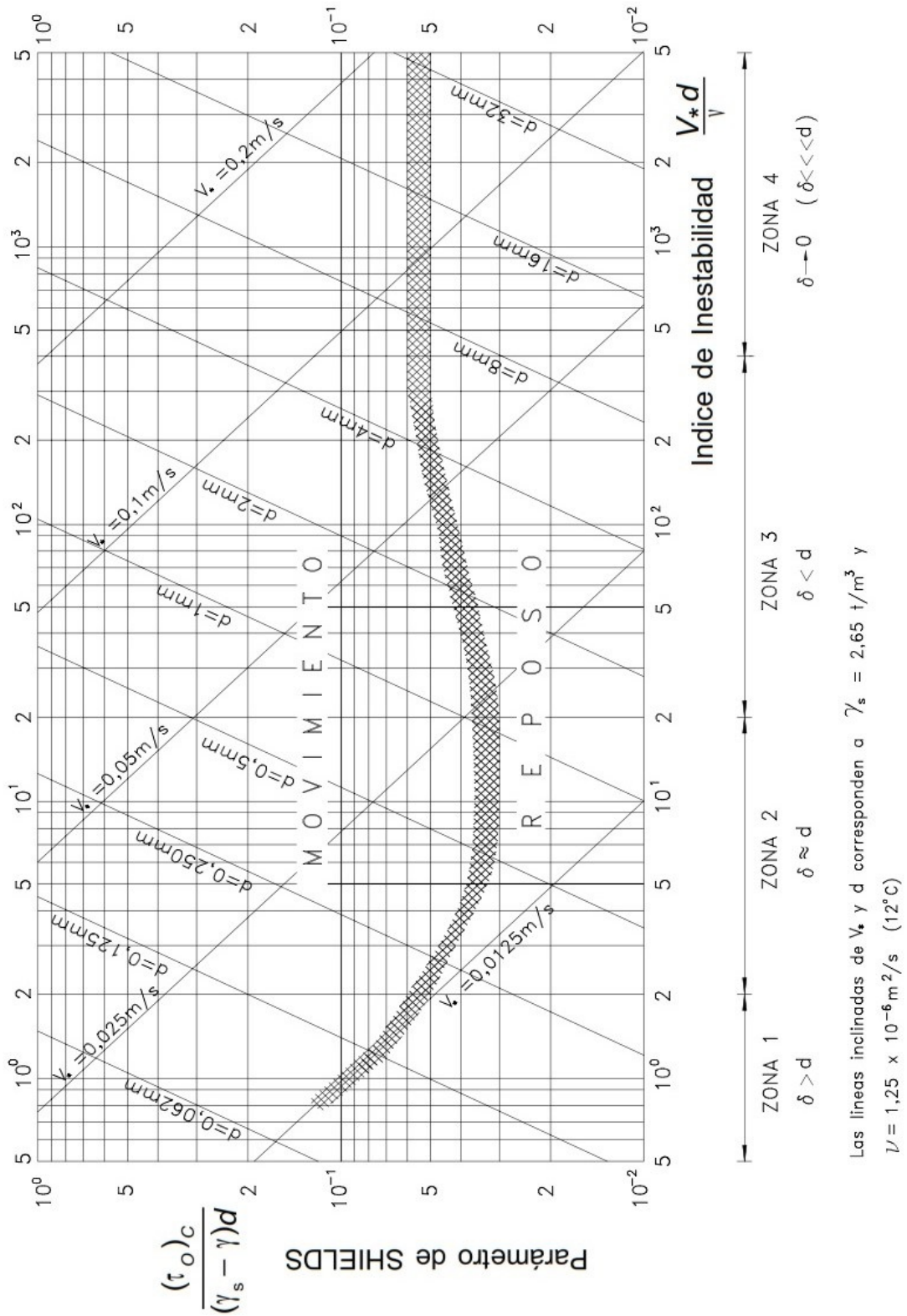


Figura 2.2: Diagrama de SHIELDS para la Iniciación del Movimiento.

Fuente: [2]

2.1.4. Sedimentación.

Se denomina sedimentación el proceso mediante el cual se asientan los sólidos suspendidos en un fluido, bajo la acción de la gravedad.

La sedimentación puede ser **simple** cuando las partículas que se asientan son discretas, o sea partículas que no cambian de forma, tamaño o densidad durante el descenso en el fluido.

La sedimentación se denomina **inducida** cuando las partículas que se sedimentan son aglomerables, es decir que durante la sedimentación se aglutinan entre sí cambiando de forma y tamaño y aumentando de peso específico.

2.2. DISEÑO DE PRESAS EN EL PERÚ.

Debido al crecimiento en la ingeniería de presas sin tener en cuenta el normamiento mínimo para la construcción de estas obras; surge la necesidad de crear una organización capaz de regir y controlar aspectos generales para el diseño y proceso constructivo de presas, a consecuencia de la necesidad descrita, el 6 de julio de 1928 se crea la Comisión Internacional de Grandes Presas ICOLD.²

La ICOLD, se define como organización internacional no gubernamental que proporciona un foro para el intercambio de conocimientos y experiencia en la ingeniería de presas. La organización tiene como interés garantizar que las presas se construyen de manera segura, eficiente, económica y sin efectos perjudiciales sobre el medio ambiente. Su objetivo original era fomentar los avances en la planificación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de grandes presas y sus obras civiles asociadas, mediante la recopilación y difusión de información relevante y mediante el estudio de las cuestiones técnicas relacionadas.³

Desde finales de los años sesenta, el interés fue puesto en temas de actualidad tales como la seguridad de las presas, el monitoreo del desempeño, análisis de presas mayores y vertederos,

²International Commission on Large Dams

³<http://www.icold-cigb.org/>

los efectos en el tiempo de funcionamiento y el impacto ambiental, mas recientemente, los nuevos temas incluyen estudios de costos en las etapas de planificación y construcción, aprovechamiento de los ríos internacionales, la información para el publico en general, y la financiación.

Principales intereses de la ICOLD.

- Llevar la profesión en el establecimiento de normas y directrices para asegurar que las represas se construyen y operan de manera segura, eficiente, económica, y son ambientalmente sostenible y socialmente equitativa.
- Ser la organización profesional líder en el mundo, dedicada a promover el arte y la ciencia de la ingeniería de presas y promover el desarrollo racional y sostenible de los recursos de agua y de la energía hidroeléctrica del mundo.
- Ayudar a los países a prepararse para afrontar los problemas del recurso hídrico.

2.2.1. Comité Peruano de Grandes Presas (COPEGP).

El Comité Peruano de Grandes Presas - COPEGP, es una asociación civil de beneficio público de acuerdo a las leyes peruanas y constituye una rama de la Comisión Internacional de Grandes Presas - ICOLD⁴.

Sus objetivos se fundamentan en la necesidad de apoyar el correcto desarrollo de las presas, en base a la buena planificación, diseño, construcción, operación y mantenimiento.

Es importante que estas obras tengan un correcto desarrollo, preservando los derechos de las poblaciones y el medio ambiente, constituyéndose en una tarea importante del COPEGP el orientar a los técnicos peruanos en el desarrollo de este campo de la ingeniería con el aporte y las experiencias obtenidas a nivel mundial por el ICOLD.

Funciones.

Las funciones establecidas por el COPEGP son las siguientes⁵:

⁴<http://copegp.com/>

⁵<http://copegp.com/>

- Promover la capacitación de los especialistas con técnicas más actualizadas de planeamiento, diseño, construcción, mantenimiento y explotación de las grandes presas, teniendo en consideración sus efectos sobre la población, el medio ambiente y el desarrollo sostenido.
- Motivar el interés de sus asociados hacia la búsqueda de soluciones a los problemas planteados por el diseño, construcción, operación y mantenimiento de las grandes presas con el apoyo de los Comités Técnicos del ICOLD.
- Obtener documentación y ponerla a disposición de los interesados sobre temas que se relacionen con las presas en todos sus aspectos.
- Dar a conocer y debatir los resultados de las soluciones dadas a los problemas de las grandes presas, ya sea del país o del extranjero.
- Colaborar con los estudios y trabajos del COPEGP y del ICOLD, participando en la difusión de los temas relacionados con sus objetivos.
- Abogar por la actualización y creación de leyes, reglamentos y normas que gobiernen y mejoren esta actividad en todas las etapas de su desarrollo, buscando la satisfacción y seguridad de sus usuarios.
- Participar en los asuntos relacionados con la seguridad de presas, tanto públicas como privadas, en apoyo a todos los sectores involucrados en la operación y mantenimiento de presas.

2.2.2. Tipología de las presas peruanas.

En cuanto a los tipos de presa identificados, se concluye que en el Perú, predominan las presas de tipo gravedad y luego las presas de materiales sueltos, dentro de las cuales existen algunas presas mixtas con tramos de tipologías distintas. El Tabla N° 2.1 resume el número de presas según su tipología. En este cuadro también se pueden visualizar un número importante (113) de presas de relaves[4].

N°	Tipología	N° de presas
1	Presas de gravedad de concreto o mampostería. Se incluyen las presas arco - gravedad y las de concreto armado.	294
2	Presas de materiales sueltos (homogéneas, zonificadas, con núcleo de material impermeable).	249
3	Presas de enrocado y/o materiales sueltos con pantalla de concreto o de acero.	29
4	Presas de contrafuertes.	5
5	Presas mixtas (de gravedad y dique de material suelto).	3
6	Presas de arco - gravedad.	4
7	Presas de bóveda.	1
8	Otros.	45
9	Presas de relaves.	113

Tabla 2.1: Presas de acuerdo a su tipología

Fuente: [4]. Pag. 179

En cuanto a la distribución de las presas inventariadas en las distintas regiones del país; en el Tabla N° 2.2, se observa que el departamento de Ancash concentra la mayor cantidad de presas, seguida de Lima y Cusco[4].

N°	Departamento	N° de presas
1	Ancash	143
2	Lima	115
3	Cusco	86
4	Junin	72
5	Ayacucho	48
6	Pasco	49
7	Huancavelica	48
8	Arequipa	37
9	Cajamarca	30
10	Puno	28
11	La Libertad	25
12	Apurimac	23
13	Huánuco	10
14	Lambayeque	10
15	Tacna	8
16	Moquegua	7
17	Piura	3
18	San Martín	1

Tabla 2.2: Número de presas por departamento

Fuente: [4]. Pag. 180

Cabe mencionar, que estas presas de enrocado con pantalla de impermeabilización de concreto tienen mayor aceptación en la construcción de presas en el Perú, la cual se hace posible debido a la disponibilidad de material de roca de canteras que abarata el costo de construcción de dichas presas.

2.2.3. Instrucciones para Proyectos, Construcción y Explotación de Grandes Presas.

En 1962 se aprobó la primera versión de la instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas que fue sustituida posteriormente en 1967 por una versión ligeramente modificada de la anterior y que aun sigue vigente en la actualidad. El objetivo de estas Normas es brindar a la Comunidad Técnica Nacional, un documento que sirve para el diseño de presas, en todo el tiempo del proceso constructivo, teniendo en cuenta acciones recíprocas que cada uno de los elementos y componentes que ejerce sobre los demás, en orden a la seguridad del conjunto orgánico, además de la seguridad específica de cada uno de ellos[5].

Estas normas son aplicables a todas las presas de más de 15 metros de altura, o las presas entre 10 y 15 metros de altura que respondan a una, al menos, de las condiciones siguientes:

- Capacidad de embalse superior a 100.000 metros cúbicos.
- Características excepcionales de cimientos o cualquier otra circunstancia que permita calificar la obra como importante para la seguridad o economía pública.

2.2.4. Elementos de una Presa.

Los principales elementos de una presa están definidos de la siguiente manera:

- *El embalse:* es el volumen de agua que queda retenido por la presa.
- *El vaso:* es la parte del valle que se inunda y contiene el agua embalsada.
- *La cerrada:* es el punto concreto del terreno donde se construye la presa.
- *La presa:* es el muro que debe soportar el empuje del agua y no permitir la infiltración del agua hacia abajo.

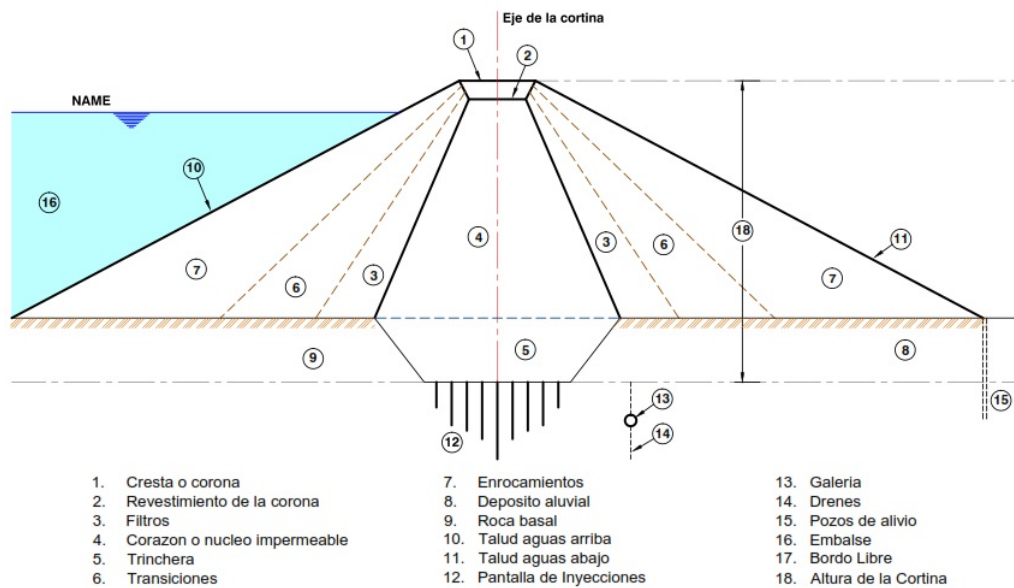


Figura 2.3: Elementos de una Presa.

2.2.5. Sedimentación en los embalses.

Uno de los principales problemas que a menudo afectan a los embalses, es su pérdida de capacidad debido al depósito de sedimento en su interior. Independientemente del diseño de embalses, esta el disponer de un volumen para almacenar dichos azolves, muchas veces es rápidamente rebasado, con la consecuente pérdida de volumen útil en el embalse, aunque el volumen reservado para azolves no haya sido sobrepasado, la velocidad con que se pierde, hacen prever que el embalse perderá capacidad de almacenamiento antes de lo previsto. En algunos casos extremos el embalse puede ser inutilizado totalmente[6].

Se considera que los costos para evitar la erosión de las cuencas son elevados y con resultados a largo plazo, también lo son los costos de extracción del material depositado, entonces se entenderá porque en muchas ocasiones es mejor construir un nuevo embalse que extraer el azolvado.

2.2.5.1. Problema de sedimentación en embalses

El problema para calcular la sedimentación en un embalse es un proceso secuencial que se detalla a continuación:

1. Determinar el aporte de sedimentos, cuantificar el azolve que entrara al vaso.
2. Calcular la eficiencia de atrape.

3. Análisis de las características del material sedimentado.
4. Determinación de las variables correlacionadas.
5. Ubicación del sedimento dentro del vaso.
6. Determinación de las corrientes de densidad.
7. Ajuste de los métodos empíricos.
8. Compactación del material dentro del embalse.
9. Técnicas de desazolve.
10. Evaluación económica.
11. Medidas del embalse.
12. Estudios adicionales causadas por la sedimentación.

2.3. ROMPIMIENTO DE PRESAS DE TIERRA.

Las presas se proyectan y se construyen siguiendo distintos criterios relacionados estrechamente con la seguridad y el buen funcionamiento de las mismas, es por ello que el rompimiento de una presa es considerada un evento de poca probabilidad de ocurrencia. Sin embargo, el riesgo que representa la amenaza de una eventual falla es real y esta presente en todo momento durante la vida útil del embalse. Según la ICOLD, el 4% de las presas construidas antes de 1900 fallaron y aproximadamente el 1% de las 4103 presas construidas entre 1900 y 1974 desarrollaron problemas que terminaron en grandes desastres[7]. Por lo tanto, el hecho de que la probabilidad de ocurrencia de una falla sea muy baja no es suficiente razón para desestimar las consecuencias de la misma, debido a la magnitud de los daños y a la cantidad de pérdidas humanas que se pueden generar.

2.3.1. Mecanismo potencial de falla en presas

Existen diferentes causas que pueden ocasionar un eventual rompimiento de la presa que contiene el embalse, entre las cuales se pueden mencionar los terremotos, las crecidas

extremas, las filtraciones a través del cuerpo de la presa, el desplazamiento diferencial de las fundaciones y las fallas provocadas por ataques de guerra o atentados terroristas. Según los registros de fallas de presas a nivel mundial, la causa mas común de un rompimiento de presa es el sobrevertido, principalmente debido a la inadecuada capacidad de las obras de alivio a la hora de transitar una creciente excepcional[7].

Los mecanismos de falla mas potenciales se deben a la vida útil que presenta la presa y el buen diseño y ejecución del proyecto, estos dos aspectos pueden definir muy bien el potencial de falla que pueda presentar una presa.

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) reporta que de todos los casos de falla registrados a nivel mundial, un 38% se le atribuye al rebose de la presa, otro 33% a la erosión interna del cuerpo de la presa o por tubificación, un 23% a la falla de fundación y el 6% restante a esas causas como terremotos, deslizamientos, ataques de guerra, etc[7].



Figura 2.4: Falla registrados a nivel mundial por el ICOLD.

Fuente: [7]

2.3.2. Criterios básicos para el análisis de las roturas potenciales.

2.3.2.1. Rotura individual de presas

Se considera que la presa en estudio no tiene relación con otras posibles presas ubicadas aguas arriba o aguas abajo. Se deben considerar distintos escenarios de posibles roturas, identificando en cada uno los daños potenciales y clasificando la presa de acuerdo al escenario más desfavorable.

Los diferentes escenarios están relacionados con la situación del embalse y con las condiciones hidrológicas (caudales entrantes en el embalse) en el momento en que se produce la falla. La consideración del caso de rotura no coincidente con avenidas (embalse llenos hasta su máximo nivel normal de explotación) y la rotura con situación de avenida (embalse lleno hasta la cota de coronación de la presa) son los dos casos extremos que en general son suficientes para realizar una buena clasificación. La situación de avenida considerada corresponde a la avenida de proyecto de la presa, o en su caso, la avenida extrema[1].

2.3.2.2. Rotura encadenada de presas (efecto dominó)

Se considera que la presa en estudio tiene relación con otras posibles presas ubicadas aguas arriba o aguas abajo y que por lo tanto se puede producir una rotura encadenada de presas (efecto dominó), en el que la rotura de una de las presas puede provocar las roturas de las presas de aguas abajo. Para la clasificación de este tipo de presas (presas en un mismo río) se puede seguir el siguiente esquema:[1]

Para la rotura de la presa de aguas arriba se suponen los dos escenarios de rotura tradicionales (rotura con embalse a nivel normal y rotura en situación de avenida) calculándose las ondas de rotura y su propagación hasta el embalse de aguas abajo. Los efectos sobre la presa de aguas abajo pueden agruparse en dos situaciones:

1. El embalse de aguas abajo puede absorber la onda de rotura en condiciones similares para las que fue diseñada para la avenida de proyecto, y aún hasta la proximidad de la coronación si no es probable que se presenten avenidas de manera simultánea en ambas presas. En este caso no se produciría la rotura encadenada de la presa de aguas abajo, y cada presa se clasificaría atendiendo únicamente a sus propias afecciones potenciales de forma independiente.
2. El embalse de aguas abajo no puede absorber la onda de rotura que le llega de la presa de aguas arriba, vertiendo sobre su coronación, por lo que se debe considerar que se produce la rotura simultánea con el desagüe de la onda de llegada al embalse. Ello da lugar al planteamiento de un nuevo escenario que es el correspondiente a la rotura con

nivel de embalse en coronación pero con la concomitancia de la presentación de la onda de rotura de la presa de aguas arriba.

Así, en este caso, además de contemplarse los dos escenarios usuales y de manera independiente de la presencia de las otras presas, la clasificación debe de realizarse con una visión conjunta y contemplando este nuevo escenario de rotura encadenada.

Para la clasificación de la presa, en general si la rotura de una presa situada aguas arriba puede provocar la rotura de otras aguas abajo, la categoría de la presa de aguas arriba será como mínimo la misma que la mayor de las categorías de las presas de aguas abajo.

2.3.3. Forma y dimensiones de la brecha. Tiempos de rotura

De acuerdo con la Guía Técnica[8], el modo de rotura y la forma y evolución de la brecha dependen del tipo de presa, siendo la hipótesis más común que en las presas de concreto armado o mampostería la rotura es prácticamente instantánea, y total o parcial. Usualmente total en las presas bóvedas y parcial por bloques en las presas de gravedad o contrafuertes. En cambio en las presas de materiales sueltos la rotura es progresiva en el tiempo y con evolución desde formas geométricas iniciales hasta la práctica totalidad de la presa[1].

Para determinar la formación y progresión de la brecha la Guía Técnica[8] se basa en el Modelo de Progresión Lineal, en el que se adoptan los siguientes modos de rotura y parámetros:

- **Presas bóveda.**

Tiempo de rotura: 5 a 10 minutos (instantánea).

Forma de rotura: Completa, siguiendo la forma de la cerrada, admitiéndose la geometrización a trapecial.

- **Presas de gravedad y contrafuertes.**

Tiempo de rotura: 10 a 15 minutos (instantánea).

Forma de rotura: Rectangular.

Profundidad de la brecha: hasta el contacto con el cauce en el pie.

Ancho: el mayor de los dos valores siguientes: 1/3 de la longitud de coronación y 3 bloques de construcción.

■ **Presas de enrocado.**

Tiempo de rotura:

$$T(\text{horas}) = 4.8 * \frac{V^{0.5} (Hm^3)}{h(m)} \quad (2.3.1)$$

En caso que la aplicación de la expresión anterior (1), conduzca a un resultado superior a 5 horas, el tiempo de rotura deberá ser evaluado con especial detenimiento.

Forma de rotura: Trapecial.

Profundidad de la brecha: hasta el contacto con el cauce en el pie.

Ancho medio de la brecha:

$$b(m) = 20 * (V (Hm^3) * h(m))^{0.25} \quad (2.3.2)$$

Taludes: 1 Horizontal : 1 Vertical.

Donde:

V: volumen del embalse (Hm^3)

h: altura de la presa (m)

2.3.4. Caudal pico y tiempo equivalente a partir de la rotura de presas.

2.3.4.1. Fórmula de SMPDBK para el cálculo del caudal pico

Fread desarrollo una fórmula simplificada para el cálculo del caudal pico de rotura de presas, la misma que esta implementada en el Modelo del National Weather Service (NWS) de los Estados Unidos SMPDBK (Wetmore y Fread 1984). En esta fórmula se supone que la brecha de rotura es de forma rectangular, definiéndose el caudal instantáneo a través de la brecha a partir de la conocida ecuación para un aliviadero de pared gruesa[9]:

$$Q = c.b.H^{1.5} \quad (2.3.3)$$

En donde b es el ancho de la brecha (m), H carga sobre la brecha (m), c el coeficiente de descarga y Q caudal a través de la brecha (m^3/s), figura 2.5.

Si la brecha se forma en un tiempo finito τ , y se supone que la superficie del embalse permanece constante durante este intervalo de tiempo, el volumen de agua que sale del embalse esta dado por la integral del caudal instantáneo. Este volumen también debe ser igual al producto de la superficie del embalse A , por la integral del descenso del nivel instantáneo y_d sobre el cambio total en el nivel del embalse y_f ; así:

$$c.b. \int_0^{\tau} H^{1.5} dt = A_s \cdot \int_0^{y_f} dy_d \quad (2.3.4)$$

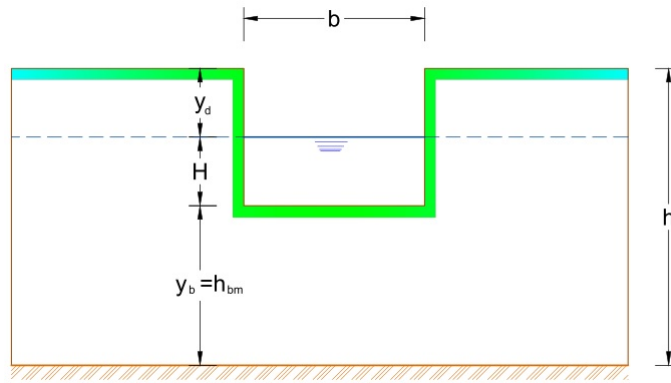


Figura 2.5: Geometría de la formación de brecha SMPDBK

La evaluación de la carga instantánea sobre la brecha se puede expresar en términos del descenso instantáneo del nivel $H = (h - y_b) - y_d$, en donde y_b es la altura instantánea del fondo de la brecha alcanzando el valor h_{bm} al final del proceso y h la altura de la presa. Del reemplazo directo de esta expresión en la ecuación anterior, se obtiene una expresión que no fue integrada en forma analítica. Wetmore y Fread 1981, propusieron que la carga instantánea sobre la brecha sea calculada por la siguiente relación[9]:

$$H = \frac{1}{\Gamma} (h - y_d) \quad (2.3.5)$$

Donde Γ es un coeficiente empírico adimensional que define la carga equivalente sobre la brecha y que producirá el caudal máximo de rotura. A partir de comparaciones entre los caudales calculados con dicha simplificación y los obtenidos con el DAMBRK, asumieron que $\Gamma = 3$.

Reemplazando la ecuación 2.3.5 en la ecuación 2.3.4, resolviendo y reordenando se obtiene la expresión para la carga máxima sobre la brecha:

$$H_{\text{máx}} = h - y_f = \left\{ \frac{F}{\tau + \frac{F}{\sqrt{h}}} \right\}^2 \quad (2.3.6)$$

En donde $F = 2\Gamma A_s / cb$. Si en la ecuación del caudal máximo de salida de la brecha (1), se expresa el tiempo de fallo τ en segundos, b y h en metros y A_s en metros cuadrados y se asume que el caudal máximo se alcanza en el momento en que se ha desarrollado por completo la brecha, entonces el coeficiente de descarga será $c = 1.7$ (en el Sistema Internacional de unidades) y el caudal máximo sería:

$$Q_{(\text{máx})} = cb \left\{ \frac{F}{\tau + \frac{F}{\sqrt{h}}} \right\}^3 \quad (2.3.7)$$

2.3.4.2. Tiempo equivalente para el cálculo del caudal pico.

Con el propósito de tener acotado el problema y de disponer de un método general, se desarrollo la tercera via de solución a partir del tiempo de rotura de presa. Despejando de la ecuación 2.3.7 el valor de τ y denominándole como tiempo equivalente de rotura t_e , obtenemos[9]:

$$t_e = \frac{\left\{ \left(\frac{c \cdot b \cdot h^{3/2}}{q} \right)^{1/3} - 1 \right\} \cdot F}{\sqrt{h}} \quad (2.3.8)$$

Si en la ecuación anterior se sustituye los valores de altura de embalse h , superficie del embalse A_s , coeficiente de desagüe c , ancho de brecha b , $\Gamma = 3$ y los caudales q del DAMBRK obtenidos para casos análogos, se obtienen los valores del tiempo de rotura que debemos considerar, para igualar los caudales con los obtenidos por el SMPDBK.

2.4. MODELOS NUMÉRICOS

La modelación de la propagación de avenidas en ríos requiere resolver las ecuaciones del flujo variable del agua en lámina libre o ecuaciones de Saint Venant. Estas ecuaciones se deducen a partir de las leyes físicas de conservación que rigen el flujo de un fluido en general. Para un fluido incompresible e isótropo, como el agua, se obtienen las ecuaciones de Navier Stokes para el movimiento instantáneo, y de ellas se deducen, considerando variables medias en el tiempo, las ecuaciones de Reynolds. Su resolución exigiría una discretización tridimensional del dominio de estudio y el esquema numérico sería complejo, pero sobre todo muy costoso computacionalmente.

Las características del flujo de agua en cauces naturales permite simplificar estas ecuaciones generales, de modo que de las ecuaciones de Reynolds, integrando en la profundidad y por lo tanto eliminando la dimensión vertical, se obtienen las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones, validas cuando el flujo que se quiere analizar presenta carácter bidimensional, con velocidades verticales pequeñas, pendientes del fondo del cauce suaves y en general predominio de las dimensiones horizontales sobre la vertical[10].

Cuando el movimiento del flujo en cauces naturales o artificiales presenta un marcado carácter unidimensional, se pueden obtener las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión. Dichas ecuaciones representan correctamente el movimiento no permanente en lámina libre en este tipo de cauces[10].

Para el análisis de las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones, se han desarrollado los esquemas bidimensionales. En estos se hacen diferentes aproximaciones de acuerdo al tipo de problema a estudiar, es decir de acuerdo al tipo de fuerzas determinantes del movimiento del agua y a las variables que interese conocer[11].

2.4.1. De la modelación física y/o numérica a la modelación híbrida

Esta modelación híbrida físico matemática en la hidráulica fluvial se ve potenciada además en los últimos años de manera muy intensa con trabajos de calibración y toma de datos de forma directa y del prototipo en estudio, lo que permite calibrar de manera mucho más precisa los resultados de los modelos físicos o matemáticos con la realidad simulada. Esto es posible en buena medida gracias al abaratamiento y simplificación de las técnicas de instrumentation, toma de datos y posterior tratamiento y almacenamiento de la información registrada, lo que facilita enormemente el uso de los modelos físicos o numéricos en el campo de la ingeniería del agua[12].

Con estos antecedentes se concluye que la mejor opción para entender un fenómeno y poder solucionar un problema es el modelo híbrido, combinado modelos físicos y numéricos y calibrando los resultados con una gran cantidad de datos registrados en el estudio.

2.4.2. Dimensionalidad de un Flujo

Existen tres maneras de entender las variables hidráulicas para secciones naturales o artificiales, los modelos Unidimensionales (1D) donde una de sus dimensiones prevalece sobre las otras dos. Esta dimensión es la longitudinal a lo largo del eje del río o canal. La información topográfica e hidráulica se introduce mediante secciones transversales, es decir toda la sección es representada por un único valor medio de velocidad, no considerándose variaciones en la distribución de velocidades tanto horizontales como verticales[1].

Los modelos Cuasi-Bidimensional Cuasi-2D con el objetivo de incorporar la llanura de inundación de una manera simplificada pero efectiva, en la década de los 70 se desarrollo un método para considerar las áreas cercanas al cauce principal como una serie de celdas o depósitos conectados entre si. El flujo de agua entre estos depósitos se calcula con ecuaciones simplificadas. Esta simplificación resulta efectiva cuando en la zona de llanura no se requiere el detalle del campo de velocidades, sino que el objetivo es conocer únicamente los niveles de la lamina de agua y conocer las llanuras de inundación[1].

Los modelos Bidimensionales (2D) consideran las variaciones en las dos dimensiones del plano horizontal. Las variaciones de velocidad de interés en la columna vertical de agua se promedian y se asumen como un único valor. Estos modelos son especialmente útiles en flujos muy extendidos (como estuarios, lagos, etc.) donde la variación vertical de velocidad es pequeña, por eso suelen llamarse modelos de aguas someras o poco profundas. estrictamente no son aplicables a casos en que la variación vertical de la velocidad es apreciables, como por ejemplo el flujo sobre vertederos o a través de un orificio sumergido; sin embargo mediante uso de expresiones empíricas o similares pueden incorporarse estas singularidades dentro de los modelos[1].

Los modelos Tridimensionales (3D) representan el estado mas avanzado de la modelación numérica. Estos modelos son capaces de calcular las tres componentes espaciales de la velocidad por tanto aplicables a cualquier caso práctico.

2.4.3. Esquemas Bidimensionales

Los modelos numéricos consisten en predecir los valores que toman las variables hidráulicas (velocidades, caudal, tirante, etc.) a partir de la resolución mediante métodos numéricos de unas ecuaciones obtenidas con una serie de hipótesis. Para el estudio de los efectos de la propagación de avenidas en ríos se pueden utilizar modelos bidimensionales. La necesidad de estudiar cada vez fenómenos mas complejos, y la observación que en la naturaleza se encuentran muchas situaciones donde el flujo parece ser efectivamente bidimensional es decir predominan las dimensiones horizontales sobre la vertical, para esta solución se tiene como principios básicos la conservación de masas, conservación de energía y impulso-cantidad de movimiento: conservación de momentum.[1].

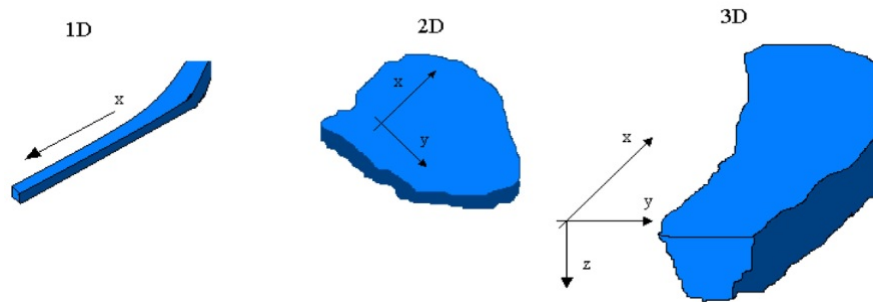


Figura 2.6: Dimensionalidad del flujo.

2.4.4. Modelos numéricos para flujo de agua en lamina libre

Los modelos numéricos de un flujo en lamina libre han evolucionado paralelamente a la capacidad de los ordenadores. Los softwares para el desarrollo de estos modelos numéricos se inician como trabajos de investigación en universidades o centros de investigación, haciendo difícil la comercialización de estas herramientas debido al poco diseño del interfaz gráfico, sin embargo a la actualidad estos trabajos se han mejorado y hasta ha surgido la fusión de algunos programas con un entorno gráfico más amigable para el usuario.

En el pasado los modelos numéricos han simplificado para reducir el tiempo y capacidad de cálculo, con la necesidad de estudiar fenómenos más complejos donde la hipótesis de una dimensión se aleja demasiado de la realidad, y la similitud que tiene con la realidad a un flujo bidimensional; esto condujo al desarrollo de los esquemas bidimensionales. Para ello se pueden hacer distintas aproximaciones según se trate de estudiar un problema, según cuales sean las principales fuerzas determinantes del movimiento del agua, y según que variables nos interesa conocer.

2.4.5. Ecuaciones de flujos bidimensionales en lamina libre o ecuaciones de Saint Venant

Las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales se obtienen a partir de las leyes físicas de conservación de la masa y la cantidad de movimiento, junto con la primera y segunda leyes de la termodinámica. De ellas, para un fluido newtoniano e isótropo se obtienen las ecuaciones de Navier-Stokes, que particularizadas para describir las variables promediadas en un pequeño

incremento de tiempo y se concretan en las ecuaciones de Reynolds[13].

En este trabajo se estudia el comportamiento del flujo fluvial donde el valor de las variables varía en los ejes horizontales en comparación a la variable vertical. Esta consideración permite pensar en una simplificación de las ecuaciones de Reynolds a dos dimensiones mediante un promedio vertical de las ecuaciones tridimensionales. Para poder hacer esta simplificación se consideran las hipótesis siguientes:

1. Tirante del flujo es pequeño con relación al espejo.
2. Distribución hidrostática de presiones en la vertical es mínima.
3. Pendiente de solera reducida.

Es importante que esta relación de hipótesis este presente en el problema para reducir y asumir un modelo numérico bidimensional, asumiendo que las variables en el eje Z sean mínimas *ecuaciones de Saint Venant bidimensionales*:

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial (hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial (hu_2)}{\partial x_2} = 0 \quad (2.4.1)$$

$$\frac{\partial (hu_1)}{\partial t} + \frac{\partial (hu_1^2)}{\partial x_1} + \frac{\partial (hu_1u_2)}{\partial x_2} = -gh \frac{\partial (h+z_0)}{\partial x_1} - \frac{\tau_{ox_1} + \tau_{sx_1}}{\rho} + fhu_2 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial (hT_{x_1x_2})}{\partial x_1} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial (hT_{x_1x_2})}{\partial x_2} \quad (2.4.2)$$

$$\frac{\partial (hu_2)}{\partial t} + \frac{\partial (hu_1u_2)}{\partial x_1} + \frac{\partial (hu_2^2)}{\partial x_2} = -gh \frac{\partial (h+z_0)}{\partial x_2} - \frac{\tau_{ox_2} + \tau_{sx_2}}{\rho} + fhu_1 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial (hT_{x_1x_2})}{\partial x_1} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial (hT_{x_2x_2})}{\partial x_2} \quad (2.4.3)$$

Donde u_1, u_2 ; son las componentes de la velocidad (media en el sentido de Reynolds) integrada en la profundidad según x_1 y x_2 , τ_o y τ_s son los tensores de tensiones (de segundo orden) contra el fondo y la superficie libre respectivamente, f el coeficiente de Coriolis para tener en cuenta la rotación de la tierra. El eje de coordenadas verticales z_0, x_3 y h es la profundidad de la lámina de agua, mientras que $T_{x_i x_j}$ responden a la expresión.

$$T_{x_i x_j} = \frac{1}{h} \int_{z_0}^{z_0+h} \left(\rho v \left[\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right] - \overline{\rho u'_i u'_j} - \rho (\bar{u}_i - u_i) (\bar{u}_j - u_j) \right) dz \quad (2.4.4)$$

En esta última expresión u'_i, u'_j son las fluctuaciones turbulentas de Reynolds de u_i, u_j mientras que donde \bar{u}_i, \bar{u}_j son las variables según:

$$\bar{u} = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} u dt \quad (2.4.5)$$

$$u = \bar{u} + u' \quad (2.4.6)$$

Las ecuaciones 2.4.1, 2.4.2 y 2.4.3 son las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales en su expresión mas completa en forma conservativa. Introduciendo la ecuación de continuidad en las ecuaciones del movimiento, se pueden escribir estas mismas ecuaciones en forma no conservativa como:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\partial (hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial (hu_2)}{\partial x_2} = 0 \quad (2.4.7)$$

$$\frac{\partial u_1}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + g \frac{\partial h}{\partial x_1} = -g \frac{\partial z_o}{\partial x_1} - \frac{\tau_{ox_1} + \tau_{sx_1}}{\rho h} + f u_2 + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial (hT_{x_1 x_1})}{\partial x_1} + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial (hT_{x_1 x_2})}{\partial x_2} \quad (2.4.8)$$

$$\frac{\partial u_2}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_2}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + g \frac{\partial h}{\partial x_2} = -g \frac{\partial z_o}{\partial x_2} - \frac{\tau_{ox_2} + \tau_{sx_2}}{\rho h} + f u_1 + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial (hT_{x_1 x_2})}{\partial x_1} + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial (hT_{x_2 x_2})}{\partial x_2} \quad (2.4.9)$$

De donde cada término representa:

1. **Aceleración local.** Los términos de aceleración local $\frac{\partial u_1}{\partial t}$ y $\frac{\partial u_2}{\partial t}$, representan la variación de la velocidad con el tiempo en un punto fijo. Son los responsables del carácter no permanente del flujo.
2. **Aceleración convectiva.** Son los términos, $u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1}$, $u_1 \frac{\partial u_2}{\partial x_1}$, $u_2 \frac{\partial u_1}{\partial x_2}$ y $u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_2}$, que representan el efecto del transporte con el flujo del gradiente de la velocidad. Son los responsables de la formación de vortices, y su efecto es mas importante cuanto mayor sea el número de Reynolds (relación entre fuerzas viscosas y fuerzas de inercia), como se desprende de un análisis adimensional de las ecuaciones. En presencia de altas velocidades o pequeña viscosidad, y desde el punto de vista matemático, son los responsables de la no-linealidad del sistema de ecuaciones.

La aceleración total viene a ser la suma de la aceleración local y aceleración convectiva.

3. **Pendiente de la superficie libre.** Es el termino $\frac{\partial(h+z_o)}{\partial x_i}$, que multiplicado por la aceleración de la gravedad g , representa la acción de las fuerzas gravitatorias, y se ha obtenido integrando en la vertical el término $-\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i}$ de las ecuaciones de Reynolds utilizando la hipótesis de presión hidrostática. Este término se puede descomponer en la suma de la pendiente del fondo ($S_{ox_1} = \frac{-\partial z_o}{\partial x_1}$, $S_{ox_2} = \frac{-\partial z_o}{\partial x_2}$) y el gradiente del calado, donde la primera es conocida ya que depende solo de la geometría del problema. La pendiente del fondo es la principal responsable de la no homogeneidad de las ecuaciones, y su presencia aumenta la complejidad de los esquemas numéricos de resolución de forma considerable.
4. **Tensiones en el fondo.** Los términos debidos a la fricción contra el fondo $\frac{\tau_o}{\rho h}$ tienen un mismo efecto no lineal de retardo del flujo. Aproximando el radio hidráulico por el calado se tiene $\tau_o = \rho gh S_f$ (Chaudhry 1993), donde S_f es la pendiente motriz. Para esta, una expresión comúnmente utilizada es la fórmula de Manning. Con ella, para el caso de flujo bidimensional, la pendiente motriz se puede calcular como:

$$S_{fx_1} = \frac{u_1 \sqrt{u_1^2 + u_2^2 n^2}}{h^{4/3}} \quad (2.4.10)$$

$$S_{fx_2} = \frac{u_2 \sqrt{u_1^2 + u_2^2 n^2}}{h^{4/3}} \quad (2.4.11)$$

Donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

Cuando no se considera ningún modelo de turbulencia, lo cual es muy común en modelación de flujo en canales y cauces naturales, la disipación de energía debida a las tensiones efectivas se puede suponer que se incluye en la pendiente motriz, es decir, mediante la fórmula de Manning no se pretende aproximar solamente el efecto de las tensiones en el fondo, sino también el efecto de todo tensiones efectivas.

5. **Tensiones tangenciales en la superficie libre.** La presencia de tensiones tangenciales en el espejo del flujo τ , puede ser importante cuando hay presencia de fuertes vientos sobre espejos de superficies grandes.

6. **Fuerza por unidad de masa.** Son fuerzas que actúan sobre el flujo de forma permanente y natural como la fuerza de gravedad y las fuerzas geofísicas o de Coriolis representados por el vector $b_c = [f_{u_2} - f_{u_1}]$, donde b_c es el vector de fuerza de Coriolis y $f = 2\omega \sin \lambda$ es el coeficiente de Coriolis, con ω la velocidad angular de la rotación de la tierra y λ la latitud.
7. **Tensiones efectivas.** Compuesto por tres términos, tensiones viscosas (relacionado a la viscosidad del flujo), tensiones turbulentas y tensiones convectivas, estos dos últimos son despreciables.
8. **Turbulencia en el flujo en lámina libre.** La turbulencia, o fluctuaciones de las partículas alrededor de una trayectoria media, se pueden describir físicamente como una serie de movimientos en forma de vórtice o torbellino que cubren un amplio rango de tamaños con su correspondiente espectro de frecuencias de fluctuación. La distribución de los vortices es altamente aleatoria y no permanente en el tiempo.

Del análisis, si no se consideran la fuerza de Coriolis, que para flujos fluviales no suele ser significativo, ni las tensiones efectivas que tienen poca importancia con respecto a los otros términos, ni las tensiones producidas por el viento en la superficie libre, se puede reducir las ecuaciones anteriores en:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (hu)}{\partial x} + \frac{\partial (hv)}{\partial y} = 0 \quad (2.4.12)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (hu) + \frac{\partial}{\partial x} \left(hu^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} (huv) = gh (S_{0x} - S_{fx}) \quad (2.4.13)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (hv) + \frac{\partial}{\partial x} (huv) + \frac{\partial}{\partial y} \left(hv^2 + g \frac{h^2}{2} \right) = gh (S_{0y} - S_{fy}) \quad (2.4.14)$$

Donde se a reemplazado los términos x_1 y x_2 por las variables x e y , así como u_1 y u_2 por u y v , usando la notación vectorial la ecuación 2.4.14 se escribiría como la ecuación 2.4.15.

$$\frac{\partial}{\partial t} U + \Delta F = H \quad (2.4.15)$$

Donde U representa al vector de variables de flujo, F es el tensor de flujo y H es el término independiente o termino fuente, de donde la ecuación resulta:

$$U = \begin{pmatrix} u \\ hu \\ hv \end{pmatrix}; F = \begin{pmatrix} hu & hv \\ hu^2 + g\frac{h^2}{2} & huv \\ huv & hv^2 + g\frac{h^2}{2} \end{pmatrix}; H = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{ox} - S_{fx}) \\ gh(S_{oy} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (2.4.16)$$

2.4.6. Ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones

Al trabajar con flujos en dos direcciones espaciales x e y , para ecuaciones de forma vectorial:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + A \frac{\partial U}{\partial x} + B \frac{\partial U}{\partial y} = H \quad (2.4.17)$$

El sistema se denomina hiperbólico en un punto $(x;y;t)$ si el sistema tiene valores propios reales y vectores propios ortogonales de la matriz $\alpha_1 A + \alpha_2 B$, de donde $\alpha_1^2 + \alpha_2^2 = 1$ módulo de un vector unitario.

Las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales se puede escribir de forma conservativa como indica la ecuación 2.4.18, y los valores propios y vectores propios de la matriz $\alpha_1 A + \alpha_2 B$ viene a ser la ecuación 2.4.20 y 2.4.21 respectivamente, que se obtienen al resolver la ecuación 2.4.19.

$$A = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -u^2 + gh & 2u & 0 \\ -uv & v & u \end{pmatrix}; B = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -uv & v & u \\ -v^2 & 0 & 2v \end{pmatrix} \quad (2.4.18)$$

$$\det(\alpha_1 A + \alpha_2 B - \lambda I) = 0 \quad (2.4.19)$$

$$\lambda_{1,3} = \alpha_1 u + \alpha_2 v \pm \sqrt{gh}; \lambda_{1,3} = \alpha_1 u + \alpha_2 v \quad (2.4.20)$$

$$e_{1,3} = \begin{pmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \pm\sqrt{gh} \end{pmatrix}; e_2 = \begin{pmatrix} \alpha_2 \\ -\alpha_1 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2.4.21)$$

2.5. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG)

En la actualidad los sistemas de Información Geográfica (SIG) o Geographic Information System (GIS) se están utilizando para resolver problemas complejos de planeación y administración. La capacidad de los SIG para obtener, procesar y presentar los resultados en forma de mapas temáticos resulta fundamental para estudios hidrológicos y en especial para el análisis de riesgo en inundaciones fluviales[14].

Un GIS es un sistema de software, hardware y procedimientos, diseñados para soportar la captura, administración, manipulación, análisis, modelamiento y graficación de datos u objetos referenciados especialmente. Es una tecnología que por medio de equipos informáticos maneja informaciones geográficas como son los datos espaciales (mapas o representaciones cartográficas de enclaves naturales o urbanos) y los datos temáticos (tablas que contienen la información alfanumérica)[14].

Los SIG son, sin lugar a dudas, la tecnología estandarte para el manejo de información geográfica, y los elementos básicos que canalizan la gestión de todo aquello que, de un modo u otro, presente una componente geográfica susceptible de ser aprovechada[15].

Así, un SIG es fundamentalmente una herramienta para trabajar con información georreferenciada, una definición en la que pueden entrar un gran número de tecnologías y de otros elementos no tecnológicos.

Gracias a la tecnología SIG, la información espacial puede ser aprovechada en mayor medida, y en muchos casos pasa de ser una información inherente a los datos pero sin una verdadera aplicación, a ser un elemento sumamente enriquecedor y clave para muchos análisis[15].

En resumen, el SIG en su concepción actual es una herramienta integradora que busca abarcar en su ámbito todas las funcionalidades que se requieren para el trabajo con variables y elementos espacialmente localizados.

2.5.1. Componentes de un SIG

Como ya hemos visto, en su concepción actual los SIG son sistemas complejos que integran una serie de distintos elementos interrelacionados. El estudio de todos y cada uno de estos elementos es el fundamento para el estudio global de los Sistemas de Información Geográfica. Una forma de entender el sistema SIG es como formado por una serie de subsistemas, cada uno de ellos encargado de una serie de funciones particulares.

Es habitual citar tres subsistemas fundamentales:[15]

- *Subsistema de datos.* Se encarga de las operaciones de entrada y salida de datos, y la gestión de estos dentro del SIG. Permite a los otros subsistemas tener acceso a los datos y realizar sus funciones en base a ellos.
- *Subsistema de visualización y creación cartográfica.* Crea representaciones a partir de los datos (mapas, leyendas, etc.), permitiendo así la interacción con ellos. Entre otras, incorpora también las funcionalidades de edición.
- *Subsistema de análisis.* Contiene métodos y procesos para el análisis de los datos geográficos.

Otra forma distinta de ver el sistema SIG es atendiendo a los elementos básicos que lo componen. Cinco son los elementos principales que se contemplan tradicionalmente en este aspecto (Figura 2.7).

- **Datos.** Los datos son la materia prima necesaria para el trabajo en un SIG, y los que contienen la información geográfica vital para la propia existencia de los SIG.
- **Métodos.** Un conjunto de formulaciones y metodologías a aplicar sobre los datos.
- **Software.** Es necesaria una aplicación informática que pueda trabajar con los datos e implemente los métodos anteriores.
- **Hardware.** El equipo necesario para ejecutar el software.
- **Personas.** Las personas son las encargadas de diseñar y utilizar el software, siendo el motor del sistema SIG.

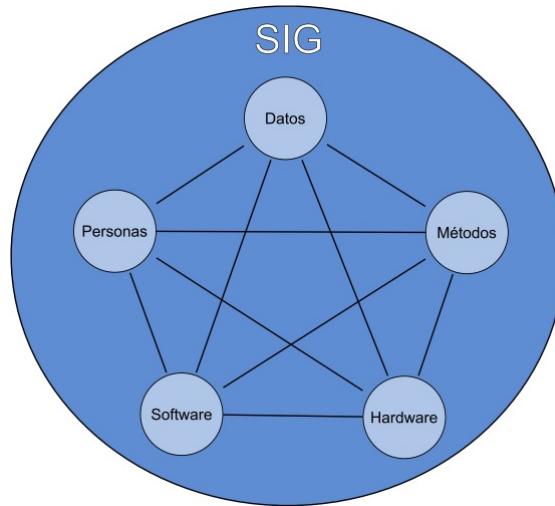


Figura 2.7: Elementos que forman el sistema SIG.

Un SIG es un sistema compuesto por cinco piezas fundamentales: datos, tecnología, análisis, visualización y factor organizativo. Cada una de ellas cumple un papel determinado dentro del sistema SIG, el cual se caracteriza fundamentalmente por su naturaleza integradora.

2.5.2. Modelos para la información geográfica

Los modelos geográficos nos ofrecen una concepción particular del espacio geográfico y sus atributos. En base a ellos, el siguiente paso es reducir las propiedades de dichos modelos a un conjunto finito de elementos, de tal modo que el registro de dichos elementos sirva para almacenar la realidad que los modelos geográficos describen. Para ello, empleamos los *modelos de representación*, también denominados *modelos de datos*.

Mediante los ejemplos de estas figuras presentaremos los modelos de datos principales.

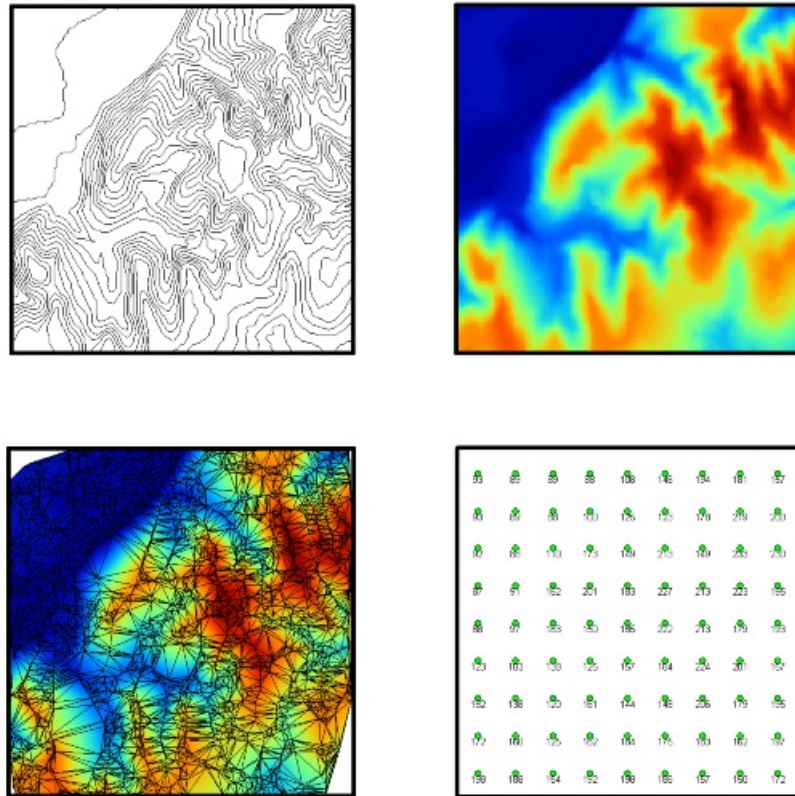


Figura 2.8: Distintas formas de representar una capa con información altitudinal.

Fuente: [15]. Pag. 83

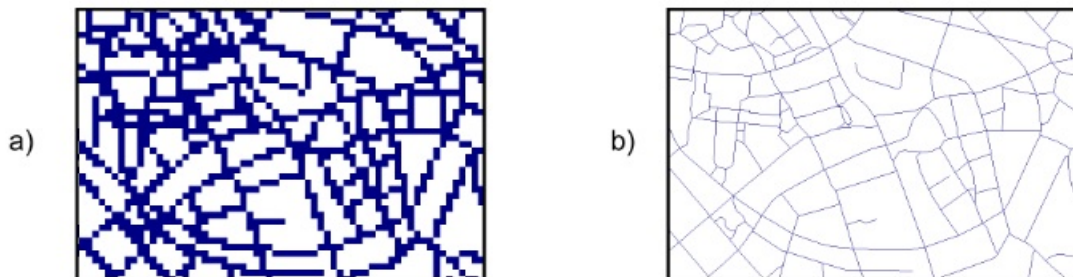


Figura 2.9: Distintas formas de representar una capa con información sobre una red viaria.

Fuente: [15]. Pag. 83

2.5.2.1. Modelo ráster

En el modelo ráster, la zona de estudio se divide de forma sistemática en una serie de unidades mínimas (denominadas habitualmente celdas), y para cada una de estas se recoge la información pertinente que la describe. Se puede ver esto en detalle en la figura 2.8, que muestra aumentada una porción la malla ráster de elevaciones de la figura 2.10, de modo

que los límites de las celdas se hacen patentes y puede además representarse en cada una de ellas su valor asociado[15].

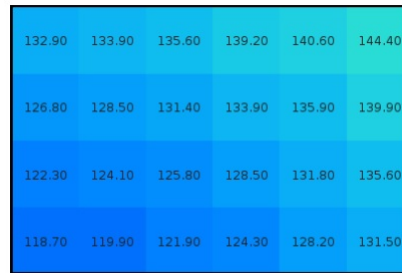


Figura 2.10: Celdas de una malla ráster con sus valores asociados.

Fuente: [15]. Pag. 86

Los modelos raster se caracteriza por que cada celda presenta un valor único para una variable, presenta una localización geográfica, y además una distancia de celda a celda, la forma mas eficiente de crear archivos raster es a través de una matriz de datos donde se identifica la variable que se asignara.

2.5.2.2. Modelo vectorial

El otro modelo principal de representación es el modelo vectorial. En este modelo, no existen unidades fundamentales que dividen la zona recogida, sino que se recoge la variabilidad y características de esta mediante entidades geométricas, para cada una de las cuales dichas características son constantes. La forma de estas entidades (su frontera), se codifica de modo explicito, a diferencia del modelo ráster, donde venía implícita en la propia estructura de la malla[15].

Si el modelo ráster era similar al modelo conceptual de campos, el vectorial lo es al de entidades discretas, pues modeliza el espacio geográfico mediante una serie de primitivas geométricas que contienen los elementos más destacados de dicho espacio. Estas primitivas son de tres tipos: puntos, líneas y polígonos.


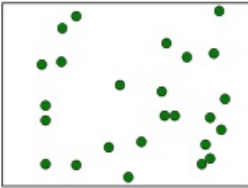



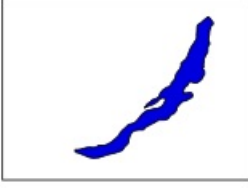
Primitiva	Entidad espacial	Representación	Atributos																					
Puntos			<table border="1"> <thead> <tr> <th>ID</th> <th>Altura</th> <th>Diámetro Normal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>17,5</td> <td>35</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>22</td> <td>45,6</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>15</td> <td>27,2</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>19,7</td> <td>36,1</td> </tr> <tr> <td>.</td> <td>.</td> <td>.</td> </tr> <tr> <td>.</td> <td>.</td> <td>.</td> </tr> </tbody> </table>	ID	Altura	Diámetro Normal	1	17,5	35	2	22	45,6	3	15	27,2	4	19,7	36,1
ID	Altura	Diámetro Normal																						
1	17,5	35																						
2	22	45,6																						
3	15	27,2																						
4	19,7	36,1																						
.	.	.																						
.	.	.																						
Líneas			<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ancho máx(m)</th> <th>Cañado máx(m)</th> <th>Longitud(km)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>15</td> <td>4,3</td> <td>35</td> </tr> <tr> <td>8,3</td> <td>3,9</td> <td>5,2</td> </tr> </tbody> </table>	Ancho máx(m)	Cañado máx(m)	Longitud(km)	15	4,3	35	8,3	3,9	5,2												
Ancho máx(m)	Cañado máx(m)	Longitud(km)																						
15	4,3	35																						
8,3	3,9	5,2																						
Polígonos			<table border="1"> <thead> <tr> <th>Superficie(km²)</th> <th>Profundidad máx(m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>31494</td> <td>1637</td> </tr> </tbody> </table>	Superficie(km ²)	Profundidad máx(m)	31494	1637																	
Superficie(km ²)	Profundidad máx(m)																							
31494	1637																							

Figura 2.11: Primitivas geométricas en el modelo de representación vectorial y ejemplos particulares de cada una de ellas con atributos asociados.

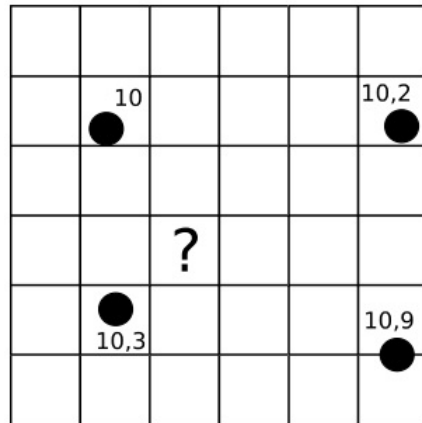
Fuente: [15]. Pag. 92

Utilizando puntos, líneas o polígonos, puede modelizarse el espacio geográfico si se asocia a estas geometrías una serie de valores definitorios. La componente espacial de la información queda así en la propia primitiva (recoge la forma, posición y otras propiedades espaciales), y la componente temática queda en dichos valores asociados (Figura 2.11).

2.5.2.3. Interpolación

Un método de interpolación permite el cálculo de valores en puntos no muestreados, a partir de los valores recogidos en otra serie de puntos[15].

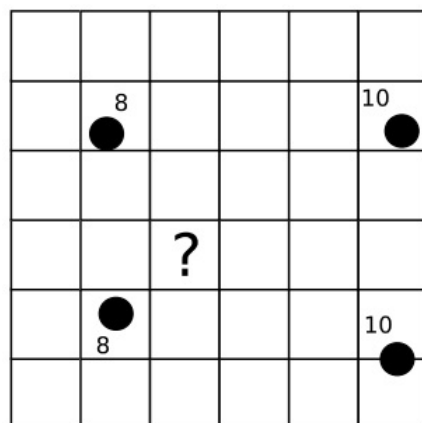
Supongamos el siguiente ejemplo sencillo:



Fuente: [15]. Pag. 314

Los cuatro puntos señalados han sido muestreados y se dispone de un valor en ellos. Adviértase que no han de encontrarse necesariamente en el centro de las celdas. Queremos estimar los valores en las celdas de la malla, en particular en la celda marcada con un interrogante. La lógica nos indica que el valor en esta celda debe estar alrededor de 10, ya que este valor sigue la tendencia natural de los valores recogidos, que tiene todos ellos un valor de esa magnitud. Si aplicamos cualquiera de los métodos de interpolación que veremos a continuación, el valor que obtengamos será con seguridad muy aproximado a esa cifra.

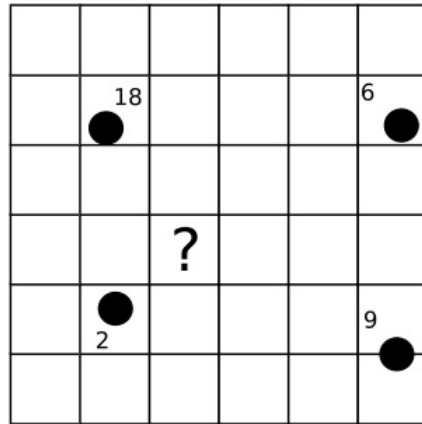
Otro ejemplo sería el siguiente:



Fuente: [15]. Pag. 315

En este caso, la lógica nos indica que el valor será inferior a 10, y también probablemente a la media de los valores muestrales (9), ya que la celda problema se sitúa más cerca de los valores inferiores que de los superiores a ese valor medio. Razonando de este modo, aplicamos el hecho de que la proximidad incrementa la semejanza de valores. Es decir, que existe autocorrelación espacial para la variable interpolada.

El caso siguiente ya es algo distinto:



Fuente: [15]. Pag. 315

En este caso, no parece tan sencillo *adivinar* el valor que corresponde. Esto es así no porque las operaciones sean más complejas, sino porque no existe de la misma forma que en los ejemplos anteriores la autocorrelación espacial de la variable, y esa lógica no resulta tan obvia. Utilizando los distintos métodos de interpolación, puede ser que estos den valores distintos, ya que se comportarán de forma diferente ante tal situación[15].

2.5.3. Modelo Digital de Elevación - MDE

Un modelo digital de elevación es una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto a un nivel de referencia, que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos u objetos presentes en un espacio de interés, como se puede apreciar en la figura 2.12 se considera la obtención de una imagen satelital asociado a una elevación digital de cada pixel[16].

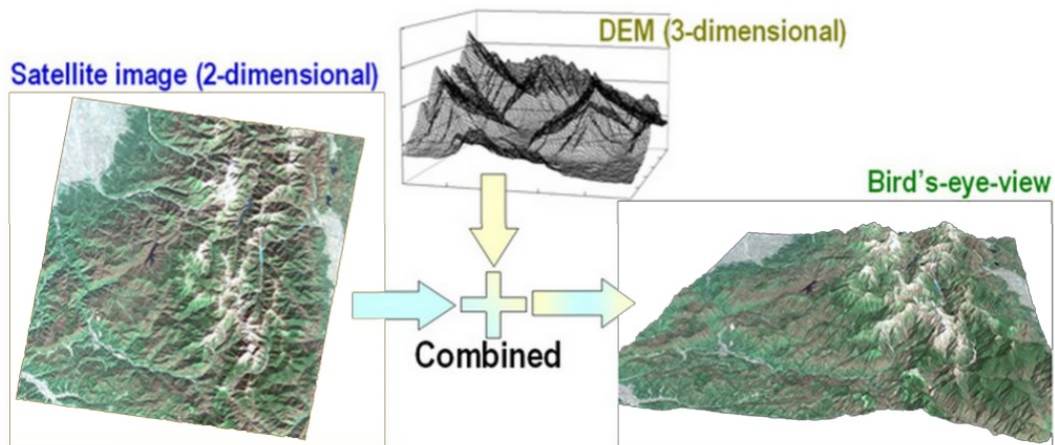
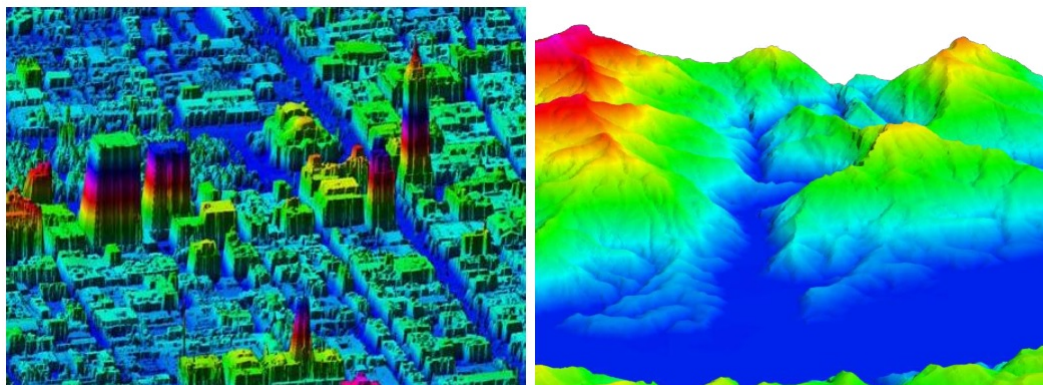


Figura 2.12: Modelos Digitales de elevación.

Fuente: <http://www.jspacesystems.or.jp/ersdac/GDEM/E/2.htmlapplication>

Estos valores están contenidos en un archivo de tipo raster con estructura regular, el cual se genera utilizando equipo de computo y software especializados. Dentro de los MDE se pueden considerar dos modelos uno referido a la elevación de forma general (Altura de objetos como plantas, edificaciones, etc), y la otra referida a la altura del terreno sin considerar otros objetos, la figura 2.13 representa esta diferencia de modelos de elevación.



(a) Modelo Digital de Superficie o terreno

(b) Modelo Digital de elevación

Figura 2.13: Modelo Digital de Superficie o terreno y Elevación.

Fuente: <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/datosrelieve/continental/queesmde.aspx>

El empleo de la palabra terreno da lugar a que, con frecuencia, MDT y MDE sean empleados erróneamente como sinónimos en el uso diario de capas de elevaciones e incluso en el ámbito mas científico. Por el contrario existe una diferencia entre ambos conceptos, aunque esta no coincide con lo anterior. Algunos autores consideran que tanto el MDT como el MDE tienen relación con la elevación como se muestra en la figura 2.13 pero, mientras que el MDT

recoge la elevación máxima en cada punto, incluyendo los elementos presentes tales como edificios, árboles, etc., el MDE recoge la información de la superficie. Esta interpretación es mas habitual por la relación asignando al MDE las características del MDT y viceversa[15].

2.6. MODELO NUMÉRICO IBER

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lamina libre en regimen no-permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el calculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios.

Iber se desarrolló a partir de 2 herramientas de modelización numérica bidimensional ya existente, Turbillon y CARPA, ambas con el método de volúmenes finitos, que fueron integrados en un único código ampliado con nuevas capacidades. Iber es un modelo de uso libre que se puede descargar de la página web www.iberaula.es[17]

2.6.1. Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas (IBER)

Iber es un modelo matemático bidimensional para la simulación del flujo y procesos de transporte sólido y en suspensión en ríos y estuarios, desarrollado en colaboración por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad da Coruña, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universidad Politécnica de Catalunya, UPC), y (Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE), en el marco de un Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua. El modelo *Iber* surge como respuesta al interés mostrado por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX en disponer de una herramienta que facilite la aplicación de la legislación sectorial vigente en materia de aguas, especialmente en los requerimientos derivados de la Directiva Marco del Agua, la Instrucción de Planificación Hidrológica, la Directiva de Inundaciones o el Plan Nacional de Calidad de las Aguas. *Iber* esta desarrollado directamente desde la administración pública española para ser especialmente útil a las necesidades técnicas de las Confederaciones Hidrográficas en la aplicación de la legislación sectorial vigente en materia de aguas[18]

De los modelos desarrollados en centros de investigación españoles, seguramente los mas relevantes en los últimos diez años han sido el modelo CARPA (elaborado por el Instituto Flumen de la Universidad Politécnica de Cataluña) y el TURBILLON (desarrollado por el Grupo de Ingeniería del Agua y de Medioambiente GEAMA de la Universidad da Coruña) que se fusionaron en el año 2010 a través del CEDEX en el conocido como modelo IBER. Los dos modelos originales (CARPA y TURBILLON) tenían en esquemas de cálculo similares basados en la técnica de los volúmenes finitos[19].

2.6.2. Características

El modelo Iber consta de 3 módulos de calculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de Iber, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D). El módulo de turbulencia permite incluir las tensiones turbulentas en el cálculo hidrodinámico, pudiéndose utilizar para ello diferentes modelos de turbulencia para aguas someras con diferente grado de complejidad.

El módulo de transporte de sedimentos resuelve las ecuaciones de transporte de fondo y transporte turbulento en suspensión, calculando a partir del balance de masa de sedimento la evolución de la cota de fondo[19].

2.6.3. Capacidades de cálculo del Iber

Iber consta de un módulo hidrodinámico que permite la simulación bidimensional de cauces consecuentemente posibilita la definición de zonas inundables, la delimitación de vías de intenso desagüe o en general la zonificación del dominio hidráulico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte sólido por arrastre de fondo y en suspensión para la cuantificación de procesos de erosión y sedimentación.

Las capacidades y características mas destacadas del modelo Iber en su versión actual son las siguientes:

- Resolución integrada de las ecuaciones de Saint Venant 2D.
- Esquemas explícitos en volúmenes finitos con mallas no estructuradas.
- Capacidad de resolver flujo subcrítico y supercrítico, incluyendo resaltos hidráulicos móviles.
- Mojado y secado del dominio con la conservación exacta del volumen de agua.
- Modelización de la turbulencia mediante modelos de diferente complejidad.
- Estructuras internas: puentes, compuertas, vertederos, alcantarillas.
- Módulo de rotura de presa.
- Delimitación de la zona de flujo preferente según RDPH (vía de intenso desagüe y zonas de grave riesgo para personas y bienes).
- Cálculo de la infiltración.
- Tensión superficial por viento.
- Evolución del lecho debido a transporte de sedimentos por carga de fondo y en suspensión.
- Interfaz amigable de pre y post-proceso.
- Integración en GIS.
- Verificado y contrastado con soluciones analíticas, con otros modelos, con ensayos de laboratorio y con medidas de campo.

2.6.4. Organización del programa Iber en el entorno GiD.

2.6.4.1. Aspectos Generales

GiD es un software para el pre y post procesamiento de simulaciones numéricas en ciencia e ingeniería. Es especialmente adecuado para el modelamiento geométrico, generación de mallas y análisis de resultados que ocurren en el campo de los elementos finitos.

GiD es una interfaz de usuario gráfica (GUI) utilizada para la determinación, la preparación y la visualización de todos los datos relacionados con la simulación numérica. Estos datos incluyen la definición de la geometría, los materiales, las condiciones, la información solución y otros parámetros. El programa puede generar una malla adecuada para varios métodos numéricos (elementos finitos, volumen finito o diferencias finitas, partícula o basado en métodos sin malla) y escribir la información de un programa de simulación numérica en su formato deseado. También es posible ejecutar estas simulaciones numéricas desde dentro de GiD y luego visualizar los resultados del análisis[20].

2.6.4.2. Interfaz de Usuario del Iber.

El interfaz de usuario nos permite interactuar con el programa Iber, la figura 2.14 muestra en la ventana principal; comprendiendo botones, ventanas, iconos, menus, entradas de texto y la representación gráfica de cierta información.

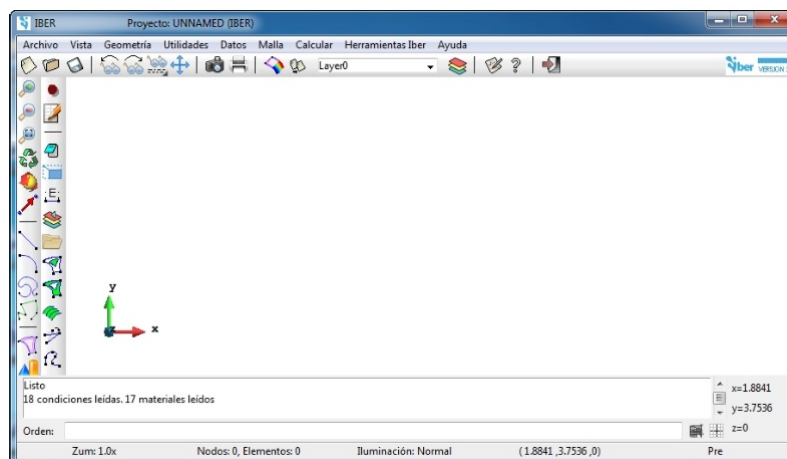


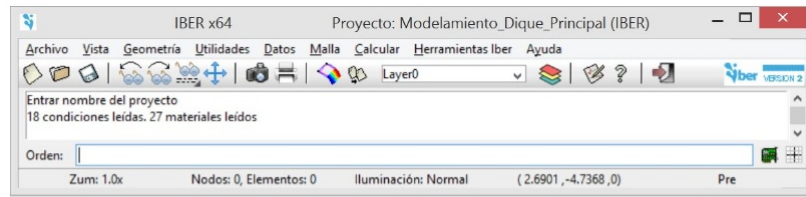
Figura 2.14: Interfaz gráfica de usuario del Iber.

Fuente: Programa IBER.

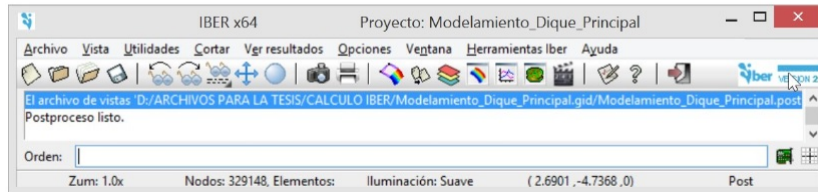
El usuario puede configurar la interfaz para mostrar las cosas de cierta manera y personalizada, y puede usar tantos menus y ventanas según sea necesario. El diseño inicial de GiD esta formado por una gran área gráfica con menus desplegables en la parte superior, una linea de comandos en la parte inferior, una ventana de mensaje por encima de ella y una barra de iconos.

1. **Top Menu:** Ofrece varios tipos de comandos; varia según el análisis que este realizando

cada usuario preproceso o de postproceso, y que las opciones necesarias en cada caso difieren también, figura 2.15, algunos menus permanecen en el análisis.



(a) Fase de preproceso



(b) Fase de posproceso

Figura 2.15: Top menu de Iber.

Fuente: Programa IBER.

2. **Toolbars:** La barra estándar tiene opciones comunes a los componentes de procesamiento pre y post, entre ellos: abrir, capturar imágenes, impresión, preferencias, ayuda, salida y otros, al igual que otras barras el toolbars también varía dependiendo de lo que se esta realizando, figura 2.16.

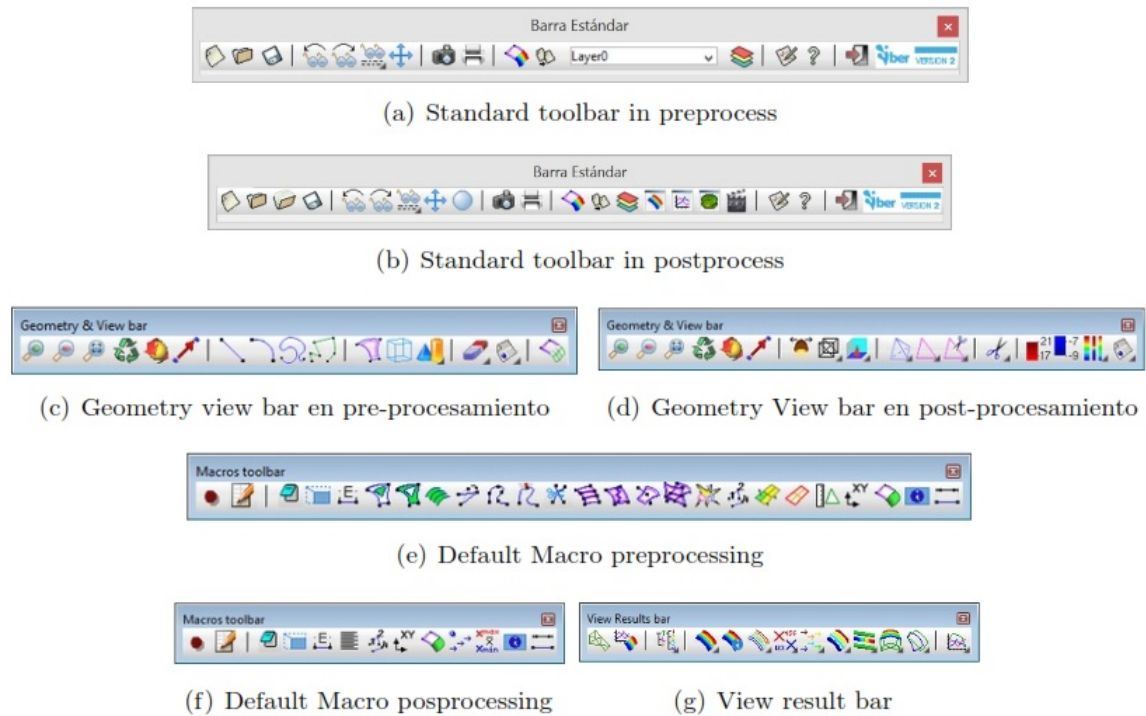


Figura 2.16: Toolbars de Iber.

Fuente: Programa IBER.

3. **Command line:** Todos los comandos se pueden introducir a través de la línea de comandos (que se encuentra en la parte inferior de la ventana de GiD). Cualquier función se puede utilizar al escribir todo o parte de su nombre en la línea de comandos, figura 2.17.



Figura 2.17: Barra de comandos Iber.

Fuente: Programa IBER.

2.6.5. Metodología de trabajo del Iber

La metodología del programa Iber se define en tres procesos, como se indica en la figura 2.18.

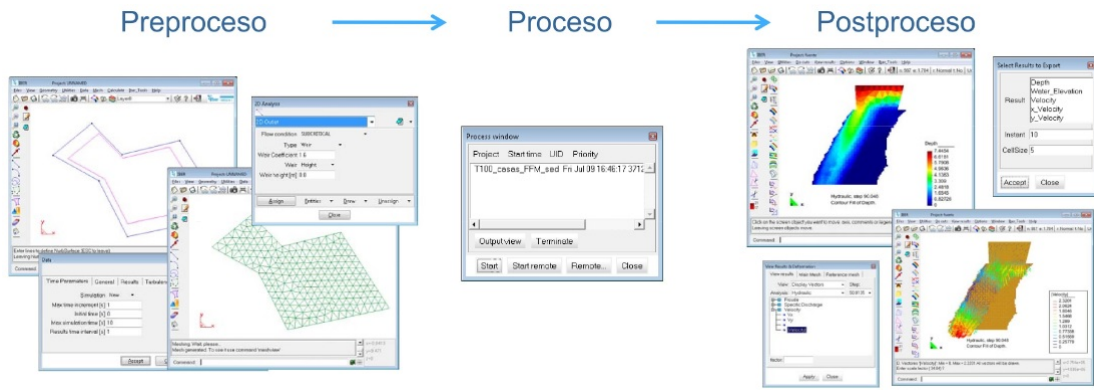


Figura 2.18: Procesos de cálculo en el Iber.

Fuente: Programa IBER.

2.6.5.1. Preproceso

1. **Introducción.** La secuencia para desarrollar los modelos con *Iber*, se detallan de la siguiente forma:

- Se deberá crear o importar una geometría.
- Asignar parámetros de entrada (rugosidad del fondo, modelo de turbulencia, etc).
- Asignar condiciones de contorno e iniciales.
- Asignar opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales).
- Construir una malla de cálculo.
- Realizar el cálculo.

2. **Crear o importar una geometría.** Iber dispone de una interfaz en la cual se puede crear una geometría desde el inicio, dibujando puntos (directamente o entrando coordenadas), líneas y superficies, también se puede importar distintos formatos estándar (dxf, shapefile, entre otros) y modelos digitales del terreno en formato ASCII de Arc/Info.

- a) **Menu > Iber > Herramientas > MDT.** Con esta sintaxis se puede crear o importar archivos en formato ASCII con extensión :txt, para el MDT (Modelo Digital de Terreno).
- b) **Menu > Iber > Herramientas > RTIN.** Con esta sintaxis se puede crear o importar archivos en formato ASCII del MDT y se crean archivos de rtin:dxf.

- c) **Iber >Herramientas >CELLS Surf.** Con este menu se crea en primer lugar (submenu Crear CELLS) una superficie para cada celda del raster del MDT. El conjunto de superficies se crea como un archivo REGMESH:dxf que se debe posteriormente importar y colapsar, con el submenu Importar Cells, como indica la figura 2.19.

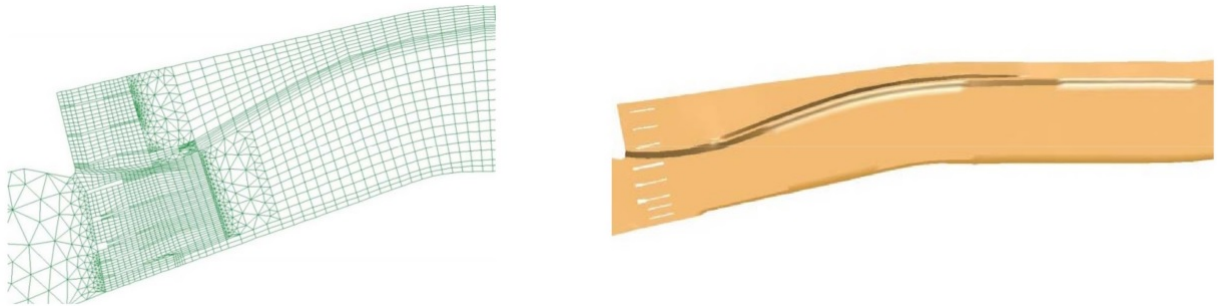


Figura 2.19: Importación de MDT al Iber.

Fuente: Programa IBER.

- d) **Importar una TIN generada con un SIG.** Otra opción para importar la geometría de un MDT, en este caso como una red de triángulos irregulares o TIN, es importar directamente la TIN generada con un GIS y exportada como shapefile, , como indica la figura 2.20.

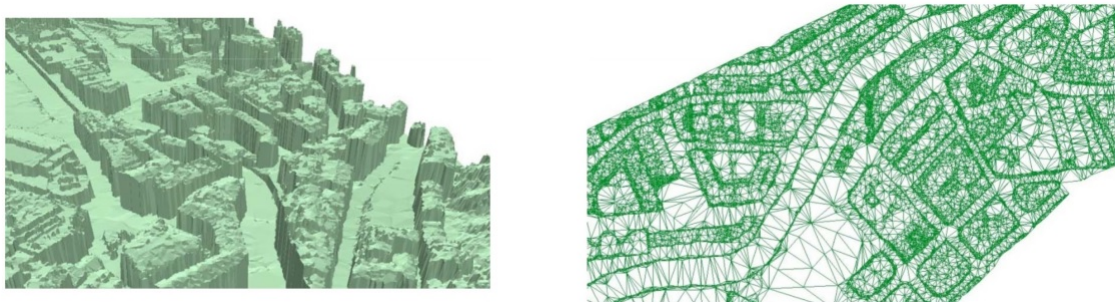


Figura 2.20: Importación de MDT al Iber.

Fuente: Programa IBER.

3. Condiciones hidrodinámicas.

- a) **Condiciones Iniciales.** Se deben asignar a todo el dominio. Se puede escoger entre asignar un calado, o una cota de agua.
- b) **Condiciones de contorno de entrada.** Asignar un caudal total, un caudal

específico o una cota de agua además de asignar si el régimen es subcrítico, crítico, o supercrítico.

- c) **Condiciones de contorno de salida.** Especificar parámetros adicionales si el régimen es subcrítico utilizara una condición tipo vertedero, una condición de nivel dado (cota o calado) o una curva de gasto. En caso de régimen supercrítico o crítico no es necesario asignar parámetros adicionales.
 - d) **Condiciones internas.** Con este menú se pueden asignar distintos tipos de condiciones internas en los lados de los elementos. Los tipos de condiciones internas consideradas son: vertedero, compuerta, combinación de vertedero y compuerta, o un coeficiente de pérdidas localizadas.
4. **Rugosidad.** En *Iber* la rugosidad se asigna a través de un coeficiente de rugosidad de Manning.
- a) **Asignación según usos del suelo.** Con el menú: *Rugosidad > Usos del suelo*, se abre la posibilidad de escoger un uso del suelo y asignarlo a las superficies que forman la geometría (o en su caso a los elementos de la malla).
 - b) **Asignación automática con datos georeferenciados.** La asignación automática del coeficiente de rugosidad se realiza desde el menú: *Datos > Rugosidad > Asignación automática*
5. **Procesos hidrológicos.** En el menú *Datos > Procesos hidrológicos* se puede asignar un hietograma y distintas funciones de pérdidas por infiltración sobre las superficies de la geometría o los elementos de la malla.
- a) **Lluvia.** La lluvia se asigna en forma de hietograma.
 - b) **Pérdidas por infiltración.** La versión actual de *Iber* permite considerar tres modelos distintos de pérdidas por infiltración: el modelo de Horton, el modelo lineal, y el modelo de Green-Ampt. Con el menú *Datos > Procesos hidrológicos > Pérdidas* se accede a la introducción de los distintos parámetros de cada modelo, y a su asignación a superficies o elementos de la malla.
6. **Transporte de sedimentos.** través del menú *Datos > Transporte de sedimentos*, se accede a los submenús que permiten asignar condiciones a la geometría o a la malla

para el cálculo del transporte de sedimentos. La activación de los distintos módulos de cálculo y la declaración de los parámetros generales se debe hacer desde el menú *Datos > Datos del problema*.

- a) **Capa no erosionable.** Con el submenú Posición capa de roca se puede fijar una cota o profundidad del lecho no erosionable. Sirve tanto para transporte de fondo como para transporte en suspensión.
 - b) **Sedimentograma para transporte de fondo.** Con el submenú *Condición de Contorno > Transporte Sedimentos > Fondo* se accede a la condición de contorno aguas arriba para caudal sólido por arrastre de fondo. La condición se asigna a las líneas del contorno, o lados de elementos del contorno. Se puede escoger entre:
 - **Agua limpia:** Caudal sólido nulo en la entrada.
 - **Capacidad de arrastre:** El caudal sólido de entrada corresponde a la capacidad de arrastre del flujo en dicha entrada, que a su vez depende del modelo de transporte de fondo escogido en *Datos > Datos de problema*.
 - **Dependiente del tiempo:** Permite asignar un sedimentograma.
 - c) **Entradas de sedimento en suspensión.** El submenú Entrada Sed Suspensión asigna una concentración de sedimento en suspensión (puede ser variable en el tiempo) a una entrada de caudal.
 - d) **Fuente de sedimento en suspensión.** El submenú Fuente Sed Suspension permite asignar un aporte de caudal con una determinada concentración de sedimento, a cualquier superficie o elemento de la malla.
 - e) **Concentración inicial de sedimento en suspensión.** El submenú *CondInicial > SedSuspension* permite asignar una concentración inicial de sedimento en suspensión.
7. **Viento.** En el menú *Datos > Viento*, se pueden asignar las dos componentes de la velocidad del viento en el dominio de cálculo.
 8. **Condiciones de contorno e iniciales para el modelo de turbulencia k-e.** Al igual que con las otras condiciones de contorno e iniciales ya mencionadas, con el menú *Datos > Turbulencia*, se pueden asignar distintas condiciones de contorno (de régimen uniforme o valores impuestos) para k y e , así como sus condiciones iniciales.

9. **Vía de intenso desagüe.** A través del menú *Iber > herramientas > Vdeintensodesague*, es posible delimitar el área ocupada por el flujo para la obtención de la vía de intenso desagüe.
10. **Formación de Brecha en Presas.** Existe la opción de simular la formación de la brechas cuando se produce la rotura de una presa, en el menú *Datos > DatosdelProblema*, se abre la ventana Datos donde se selecciona la pestaña Brecha. La formación de la brecha se puede definir de acuerdo con los criterios de la Guía Técnica Española o siguiendo el criterio de formación trapezoidal de la brecha. En opción *Formación de la brecha* se elige el criterio.
11. **Mallado.** La malla de cálculo es un elemento fundamental para conseguir buenos resultados. Iber dispone de multitud de maneras de obtener una buena malla de cálculo, y en función de las características del problema un tipo de malla será mejor que otro. Iber puede trabajar tanto con elementos triangulares como con cuadriláteros, o con mallas mixtas de triángulos y cuadriláteros. Las mallas de cálculo pueden ser a su vez regulares o irregulares, así como estructuradas o no estructuradas.
12. **Modificar la cota de la malla a partir de un MDT.** Una vez se ha generado una malla, es posible modificar la cota de los vértices de la malla interpolando las cotas leídas de un archivo correspondiente a un modelo de terreno en formato ASCII de Arc Info. Esto es de utilidad tanto para poder generar una malla a cota cero (por ejemplo utilizando una fotografía georreferenciada de fondo), y luego asignarle cota a los vértices, como para modificar una geometría existente. El modelo de terreno puede abarcar todo el dominio cubierto por la malla, o solo una parte. El archivo con las cotas de los vértices se carga con *Iber > herramientas > Editar malla > Mover nodos*.

2.6.5.2. Proceso o Cálculo.

1. **Ejecución de un cálculo.** Para comenzar el cálculo, en primer lugar se deben fijar los parámetros de cálculo, o datos del problema, mediante las distintas pestañas del menú *Datos > Datos del problema*.

El cálculo comenzara con el menú Calcular. A través de dicho menú es posible iniciar directamente (*Calcular > Calcular*) o acceder a la ventana de cálculo, (*Calcular > Ventana de cálculo*). Esta segunda opción permite tener un mejor control del proceso

de cálculo, o acceder al archivo que muestra el estado del proceso (Botón Ver salida), mientras el cálculo se está ejecutando, , figura 3.12 (a). La ventana de información del proceso también se abre, durante el proceso o cuando este ha finalizado, con el menú *Calcular > Ver información del proceso*. Es puede consultar dicha información para detectar posibles avisos de errores, figura 3.12 (b)

2. **Parámetros del cálculo.** Se accede a través del menú *Datos > Datosdelproblema*.

- a) **Parámetros de tiempo:** Simulación que se puede escoger entre una simulación nueva o continuar una que ya se ha ejecutado hasta un cierto instante, con un incremento de tiempo máximo, a partir de un instante inicial de tiempo hasta una tiempo máximo de simulación con un intervalo de resultados, fijando el incremento de tiempo entre instantes de escritura de resultados.
- b) **Parámetros de cálculo (Pestaña General).** Con esta pestaña se fijan algunos parámetros de cálculo y del esquema numérico.
 - *Función limitadora de flujo:* Permite escoger entre un esquema numérico de primer orden, o uno de segundo orden con diferentes limitadores de flujo: Minmod, Superbee o Van Leer.
 - *CFL:* Valor del número de Courant-Friedrichs-Levy para conseguir un esquema numérico. estable
 - *Límite seco-mojado:* Umbral para considerar que un elemento esta seco y no se realice ningún calculo hidrodinámico en él.
 - *Método de secado:* **Normal;**Cuando en un instante de tiempo un elemento tiene un calado negativo, Iber por defecto lo considera seco. **Estricto;**se impide que exista el calado negativo mencionado. Con ello se ganará precisión en el proceso de mojado y secado, pero se reducirá el incremento de tiempo de cálculo y aumentará, por lo tanto, el tiempo de calculo total. **Hidrológico;** los calados pueden ser muy peque nos, del orden del milímetro o menos. Por ello el método normal, en un cálculo de transformación lluvia efferentia puede producir inestabilidades en el hidrograma.
 - *Fricción en las paredes:* Permite decidir si se considera, o no, la rugosidad en las paredes verticales del contorno, así como el valor de dicha rugosidad.

- c) **Selección de resultados.** Iber sólo creara archivos de resultados para los resultados seleccionados.
- d) **Elección del modelo de turbulencia.** Permite elegir algún modelo de turbulencia, o ninguno, y los parámetros generales del mismo
- e) **Selección de un modelo de transporte de sedimentos.** La pestaña Sedimentos permite activar o desactivar los módulos de cálculo de transporte de sedimentos por arrastre de fondo y en suspensión, así como fijar los parámetros de los mismos.
- f) **Vía de Intenso desagüe.** Con esta pestaña se puede activar el cálculo para la estimación de la vía de intenso desagüe, una vez creado se debe indicar que definen la vía de intenso desagüe con el menu *Iber Herramientas > Via de intenso desagüe*.

2.6.5.3. Postproceso

Una vez finalizado el cálculo, o durante el mismo, se puede acceder al post-proceso para visualizar y analizar los resultados. El cambio entre las interfaces de pre-proceso y post-proceso se realiza mediante el menu *Archivo > postproceso* y *Archivo > preproceso*, o mediante los botones correspondientes de la barra de herramientas.

1. **Visualización de resultados.** Iber dispone de multitud de opciones para visualizar y analizar los resultados, personalizar los colores, las leyendas, mostrar etiquetas de valores, etc. Una opción para visualizar resultados es mediante el menu *Ventana > ver resultados*. La ventana que se abre permite acceder a los distintos grupos de resultados (o Análisis) que se pueden visualizar en cada instante de tiempo, como áreas coloreadas, áreas coloreadas suavizadas, o vectores.
2. **Creación de gráficos.** Con los distintos botones de creación de gráficos de la barra de visualización de resultados (botones evolución de punto, gráfico de línea, gráfico punto y gráfico de borde) es posible crear gráficos de utilidad para el análisis de resultados. Los gráficos creados se pueden gestionar con la ventana de gráficos (*Ventana > ver gráficos*) y se pueden exportar para abrirlos, por ejemplo, en Excel con *Archivo > Exportar > Gráfico*.

3. **Exportar resultados en formato raster.** Iber permite exportar la mayoría de resultados en formato ASCII grid de Arc Info a través del menú *Iber Herramientas > Resultados en Grid*. Solo se debe seleccionar un resultado, introducir el valor de un instante de tiempo y un tamaño de celda. Iber creará una carpeta dentro de la carpeta del proyecto actual (carpeta Grids of results), y dentro de la misma los archivos en formato ASCII de los resultados seleccionados en el instante de tiempo mas próximo al solicitado.

2.6.6. Modelos comerciales

El uso de modelos unidimensionales comerciales son muy extendidos en la actualidad, siendo los más comunes, HEC-RAS (USACE), DAMBRK (USA National Weather Service), MIKE 11 (Danish Hydraulic Institute), entre otros.

A continuación se presenta un cuadro resumen de los modelos de más uso en la actualidad.

Tabla 2.3: Resumen de los principales modelos comerciales para la simulación numérica del flujo en ríos.

Modelo	1D en RP	1D en RV	2D	Integración SIG	Estructuras hidráulicas	Esquema numérico
HEC-RAS	SI	SI	NO	SI	SI	DF
MIKE FLOOD	SI	SI	SI	SI	SI	DF
SOBEK	SI	SI	SI	SI	SI	DF
ISIS FLOW	SI	NO	NO	SI	SI	DF
ISIS PRO	SI	SI	SI	SI	SI	DF - VF
INFWORKS	SI	SI	SI	SI	SI	DF - EF
TELEMAC	NO	NO	SI	NO	NO	EF
SMS RMA2	NO	NO	SI	SI	NO	EF
SMS HVEL 2D	NO	NO	SI	SI	SI	EF
GUAD 2D	NO	NO	SI	SI	NO	VF
IBER	SI	SI	SI	SI	SI	VF

Fuente: E.Bladé, M. Sánchez - Juny. Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Pág.

Donde:

DF : Diferencias finitas

VF : Volmenes finitos

EF : Elementos finitos

RP : Regimen permanente

RV : Regimen variable

Estos modelos comerciales, unidimensionales o bidimensionales, son muy prácticos y fáciles de utilizar, a pesar que sus esquemas numéricos, han evolucionando poco en los últimos años. Poseen una amigable entrada y salida de datos. Se presentan como modelos capaces de resolver prácticamente cualquier tipo de problema de hidráulica fluvial, hidrodinámicos, transporte de contaminantes, transporte solido de materiales sueltos y cohesivos, calidad de aguas e inclusión de cualquier tipo de estructuras, etc. Sin embargo, la mayoría de estos fenómenos son todavía muy desconocidos, incluso en casos sencillos, por lo que estos modelos hacen uso de ecuaciones aproximadas o extrapola el uso de esquemas numéricos simples en casos generales.

2.7. APLICACIÓN DEL PROGRAMA IBER.

Para la presente investigación se utilizo el programa IBER, debido que con este software se realizaron diversas investigaciones en rompimiento de presas, de materiales sueltos; una de estas viene a ser la tesis de Master de la *Universitat Politècnica de Catalunya* titulada: *Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos*[1].

Se plantearon una serie de casos de estudio en los cuales las dimensiones de las presas y del embalse (alto, ancho y largo) se asumían y cambiaban modificando el volumen del embalse y por lo tanto las dimensiones de la brecha de la presa. Cada uno de los casos analizados se subdividió a su vez en varios sub-casos, en los cuales se modificaron algunas de las características físicas del embalse manteniendo constantes algunas otras, de modo que en algunos sub-casos el volumen del embalse se mantuviera constante y en otros variable (Ver tabla 2.4).

En la cual se modelaron el rompimiento de presas de materiales sueltos de diferentes dimensiones con el modelo hidráulico en dos dimensiones IBER y el modelo hidráulico en una dimension HEC-RAS, y se obtuvieron los hidrogramas de salida producto de la rotura de las presas, obteniendo los resultados que se muestra en las tablas 2.5 y 2.6.

Tabla 2.4: Características de las presas que se simularon en la tesis [1].

Caso	Presa (sub-caso)	Observaciones	Altura h (m)	Ancho embalse W (m)	Longitud embalse L (m)	Relación Largo - Ancho (L/W)	Volumen efectivo embalse V (Hm ³)
1	Presa 3 (L = 4 x W)	Altura = constante	5.0	100	400	4.00	0.12
	Presa 3 (L = W)	Volumen = constante	5.0	197.5	197.5	1.00	0.12
	Presa 3 (W = 6 * L)	Longitud = variable Ancho = variable	5.0	466.8	77.8	0.17	0.12
2	Presa 5 (L = 4 x W)	Altura = constante	7.5	142	567.0	3.99	0.45
	Presa 5 (L = W)	Volumen = constante	7.5	280.2	280.2	1.00	0.45
	Presa 5 (W = 6 x L)	Longitud = variable Ancho = variable	7.5	661.2	110.2	0.17	0.46
3	Presa 8 (H = 200 m)	Altura = variable Volumen = constante Longitud = variable Ancho = constante	200.0	1000	180.0	0.18	117.30
	Presa 8 (H = 175 m)		175.0	1000	316.2	0.32	117.29
	Presa 8 (H = 150 m)		150.0	1000	480.5	0.48	117.30
	Presa 8 (H = 125 m)		125.0	1000	690.0	0.69	117.30
	Presa 8 (H = 100 m)		100.0	1000	978.5	0.98	117.30
	Presa 8 (H = 50 m)		50.0	1000	2266.2	2.27	117.30
	Presa 8 (H = 33 m)		33.0	1000	3717.8	3.72	117.30
4	Presa 9 (H = 200 m)	Altura = variable Volumen = constante Longitud = variable Ancho = constante	200.0	4000	700	0.18	881.04
	Presa 9 (H = 150 m)		150.0	4000	1180.2	0.30	881.04
	Presa 9 (H = 100 m)		100.0	4000	2045.4	0.51	881.04
	Presa 9 (H = 50 m)		50.0	4000	4498.1	1.12	881.04
5	Presa 10 (H = 5m)	Altura = variable Volumen = constante Longitud = variable Ancho = constante	5.0	100	790.0	7.90	0.24
	Presa 10 (H = 10m)		10.0	100	280.0	2.80	0.24
	Presa 10 (H = 15m)		15.0	100	154.6	1.55	0.24
	Presa 10 (H = 20m)		20.0	100	93.4	0.93	0.24
6	Presa 11 (V = 0.3 Hm ³)	Altura = constante	10.0	150	230.0	1.53	0.30
	Presa 11 (V = 0.6 Hm ³)	Volumen = variable	10.0	150	480.0	3.20	0.60
	Presa 11 (V = 0.9 Hm ³)	Longitud = variable Ancho = constante	10.0	150	730.0	4.87	0.90
7	Presa 12 (V = 10 Hm ³)	Altura = constante	50.0	500	326.0	0.65	10.00
	Presa 12 (V = 20 Hm ³)	Volumen = variable	50.0	500	743.0	1.49	20.01
	Presa 12 (V = 40 Hm ³)	Longitud = variable Ancho = constante	50.0	500	1576.0	3.15	40.00
8	Presa 13 (V = 122 Hm ³)	Altura = constante Volumen = variable Longitud = variable Ancho = constante	50.0	500	5000.0	10.00	122.18
	Presa 13 (V = 242 Hm ³)		50.0	500	10000.0	20.00	242.18
	Presa 13 (V = 482 Hm ³)		50.0	500	20000.0	40.00	482.18
9	Presa 14 (V = 255 Hm ³)	Altura = constante Volumen = variable Longitud = variable Ancho = constante	100.0	500	5000.0	10.00	254.91
	Presa 14 (V = 500 Hm ³)		100.0	500	10000.0	20.00	499.91
	Presa 14 (V = 990 Hm ³)		100.0	500	20000.0	40.00	989.91
10	Presa 15 (H = 30 m)	Altura = variable Volumen = variable Longitud = constante Ancho = constante	30.0	500	10000.0	20.00	140.84
	Presa 15 (H = 100 m)		100.0	500	10000.0	20.00	499.91
	Presa 15 (H = 200 m)		200.0	500	10000.0	20.00	1030.83

Tabla 2.5: Resultados del caudal, volumen y tiempo al pico del hidrograma obtenidos con IBER y HEC-RAS

Caso	Presa	Qpico HecRas (m ³ /s)	Qpico Iber (m ³ /s)	Tiempo pico HecRas (min)	Tiempo pico Iber (min)	Volumen hidrograma HecRas (Hm ³)	Volumen hidrograma Iber (Hm ³)
1	Presa 3 (L = 4 x W)	81.70	59.79	27	26	0.12	0.11
	Presa 3 (L = W)	81.49	65.48	27	26	0.12	0.11
	Presa 3 (W = 6 x L)	79.5	62.88	28	26	0.12	0.10
2	Presa 5 (L = 4 x W)	271.69	208.08	32	31	0.44	0.41
	Presa 5 (L = W)	272.90	225.27	32	31	0.44	0.41
	Presa 5 (W = 6 x L)	266.13	228.08	33	31	0.44	0.41
3	Presa 8 (H = 200 m)	131886.60	127640.00	17	11	115.85	116.46
	Presa 8 (H = 175 m)	118249.00	107790.00	20	13	115.92	116.20
	Presa 8 (H = 150 m)	103245.70	89693.00	23	17	115.83	114.81
	Presa 8 (H = 125 m)	87380.00	72479.00	27	22	115.50	114.40
	Presa 8 (H = 100 m)	72096.72	56815.00	33	29	114.74	112.77
	Presa 8 (H = 50 m)	36219.40	27476.00	65	64	106.52	94.19
	Presa 8 (H = 33 m)	22151.79	16228.00	99	98	92.03	76.56
4	Presa 9 (H = 200 m)	387669.40	328940.00	45	38	865.35	861.84
	Presa 9 (H = 150 m)	293216.70	235160.00	59	57	852.86	837.64
	Presa 9 (H = 100 m)	193405.50	150850.00	89	88	801.82	758.72
	Presa 9 (H = 50 m)	86844.59	66070.00	180	179	741.16	651.27
5	Presa 10 (H = 5m)	108.35	91.78	37	36	0.22	0.20
	Presa 10 (H = 10m)	281.92	245.17	17	16	0.24	0.23
	Presa 10 (H = 15m)	434.06	394.27	12	11	0.24	0.24
	Presa 10 (H = 20m)	596.20	544.48	9	7	0.24	0.24
6	Presa 11 (V = 0.3 Hm ³)	318.85	270.31	19	18	0.29	0.27
	Presa 11 (V = 0.6 Hm ³)	446.87	357.84	26	25	0.58	0.55
	Presa 11 (V = 0.9 Hm ³)	536.13	435.58	32	31	0.85	0.78
7	Presa 12 (V = 10 Hm ³)	9901.05	8220.8	21	18	10.03	9.97
	Presa 12 (V = 20 Hm ³)	14069.56	11314	29	28	19.64	19.28
	Presa 12 (V = 40 Hm ³)	19946.29	15654	39	39	38.37	36.98

Tabla 2.6: Resultados del caudal, volumen y tiempo al pico del hidrograma obtenidos con IBER y HEC-RAS

Caso	Presa	Qpico HecRas (m ³ /s)	Qpico Iber (m ³ /s)	Tiempo pico HecRas (min)	Tiempo pico Iber (min)	Volumen hidrograma HecRas (Hm ³)	Volumen hidrograma Iber (Hm ³)
8	Presa 13 (V = 122 Hm3)	34100.34	25871	68	67	105.91	96.45
	Presa 13 (V = 242 Hm3)	46750.35	36023	95	94	209.15	191.37
	Presa 13 (V = 482 Hm3)	62461.04	48460	134	133	336.45	291.69
9	Presa 14 (V = 255 Hm3)	102640.90	79945	48	48	242.23	231.52
	Presa 14 (V = 500 Hm3)	141223.50	111880	68	67	474.70	455.11
	Presa 14 (V = 990 Hm3)	192145.90	154000	93	93	877.86	813.34
10	Presa 15 (H = 30 m)	21049.65	15184	119	119	106.24	90.30
	Presa 15 (H = 100 m)	141223.50	111880	68	67	474.70	455.11
	Presa 15 (H = 200 m)	397948.20	325120	48	48	987.54	950.86

De las Tablas 2.5 y 2.6 se puede observar que en el 100% de los casos el caudal pico obtenido con el programa HEC-RAS es mayor que el caudal pico obtenido con IBER. Además la ocurrencia de dicho caudal siempre se produce en un instante de tiempo igual o con una diferencia inferior a los 7 minutos entre los dos modelos hidráulicos. Soares y Alcrudo (1998) establecen que *generalmente los modelos unidimensionales sobreestiman la velocidad del frente de onda, mientras que los bidimensionales la subestiman*, aspecto que se asocia con la obtención de un caudal mayor con el modelo unidimensional HEC-RAS.

Las Figuras 2.21, 2.22, 2.23 y 2.24 muestra los hidrogramas de salida obtenidos por el rompimiento de las presas en estudio. Se puede observar que los hidrogramas generados por IBER y por HEC-RAS para cada caso y sub-caso tienen una forma similar, variando la altura del hidrograma y por lo tanto el volumen bajo la curva de éste, que siempre es menor para las simulaciones hechas con el modelo en dos dimensiones, excepto en el Caso 3, Presa 8 (H = 200 m) y Presa 8 (H = 175 m), en donde el volumen generado por el hidrograma en IBER es ligeramente superior al volumen del hidrograma de HEC-RAS.

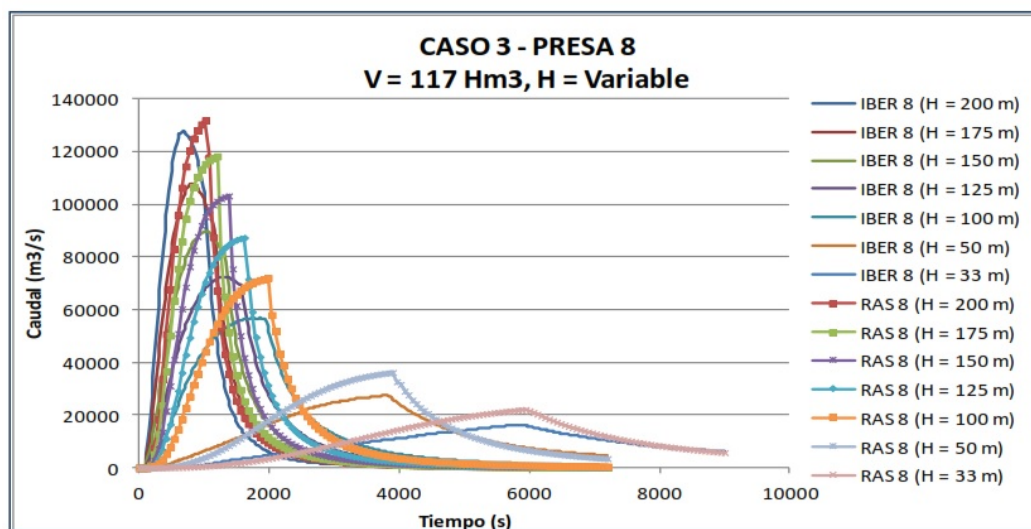
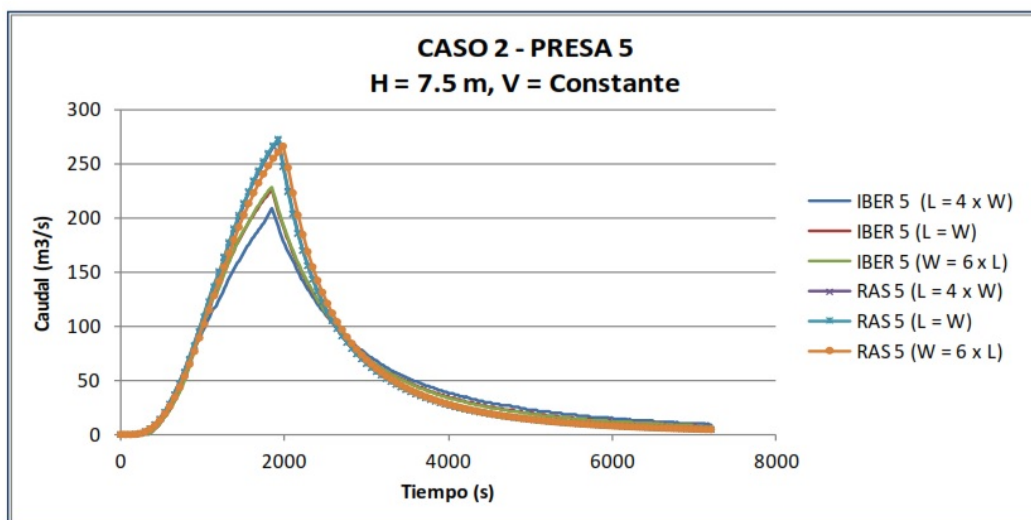
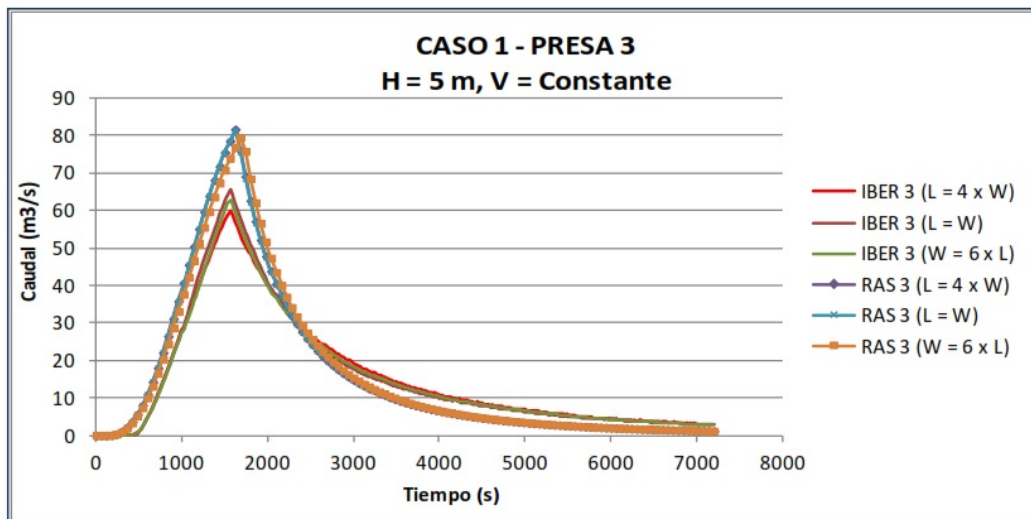


Figura 2.21: Hidrogramas de salida del embalse por el rompimiento de las presas

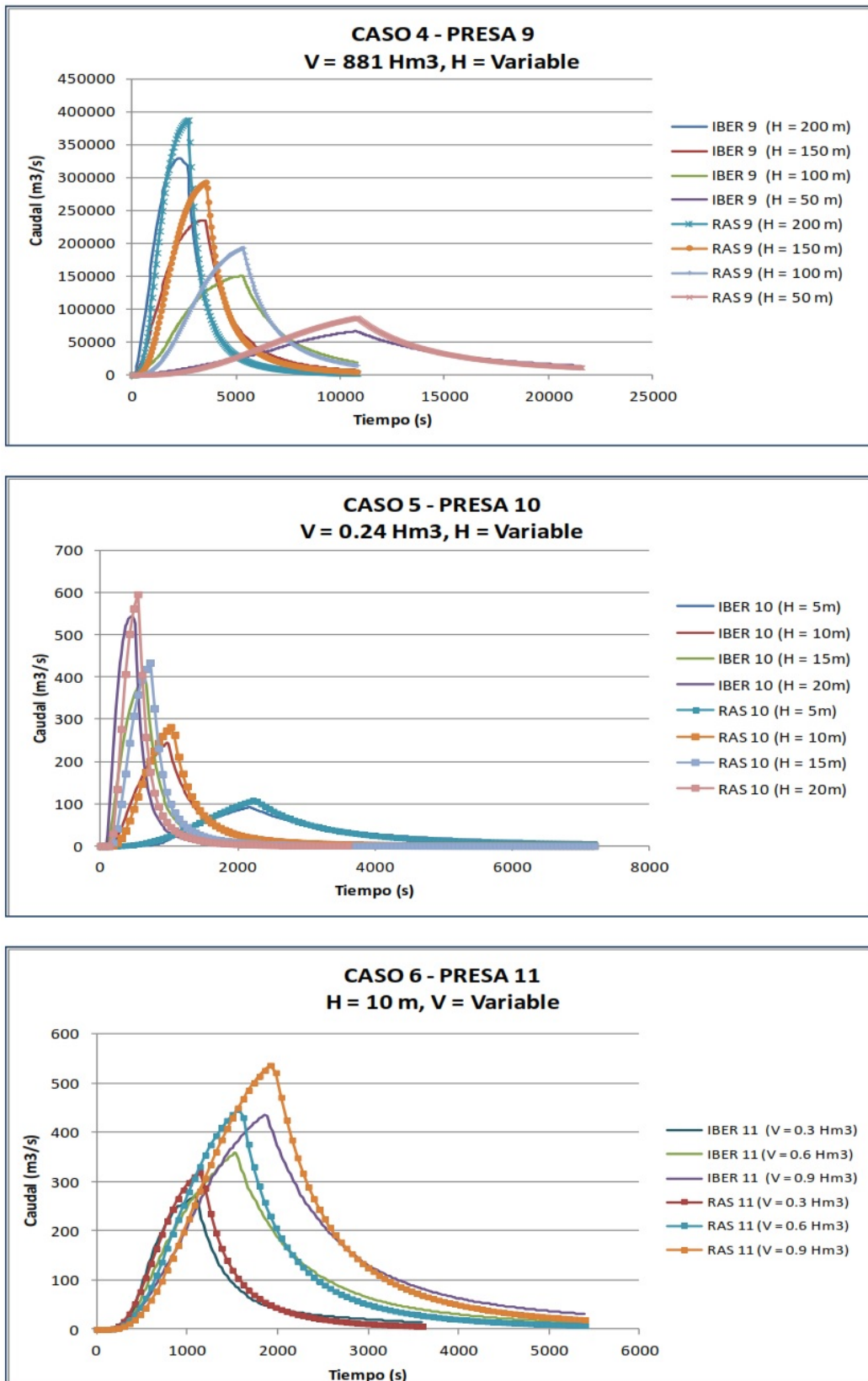


Figura 2.22: Hidrogramas de salida del embalse por el rompimiento de las presas

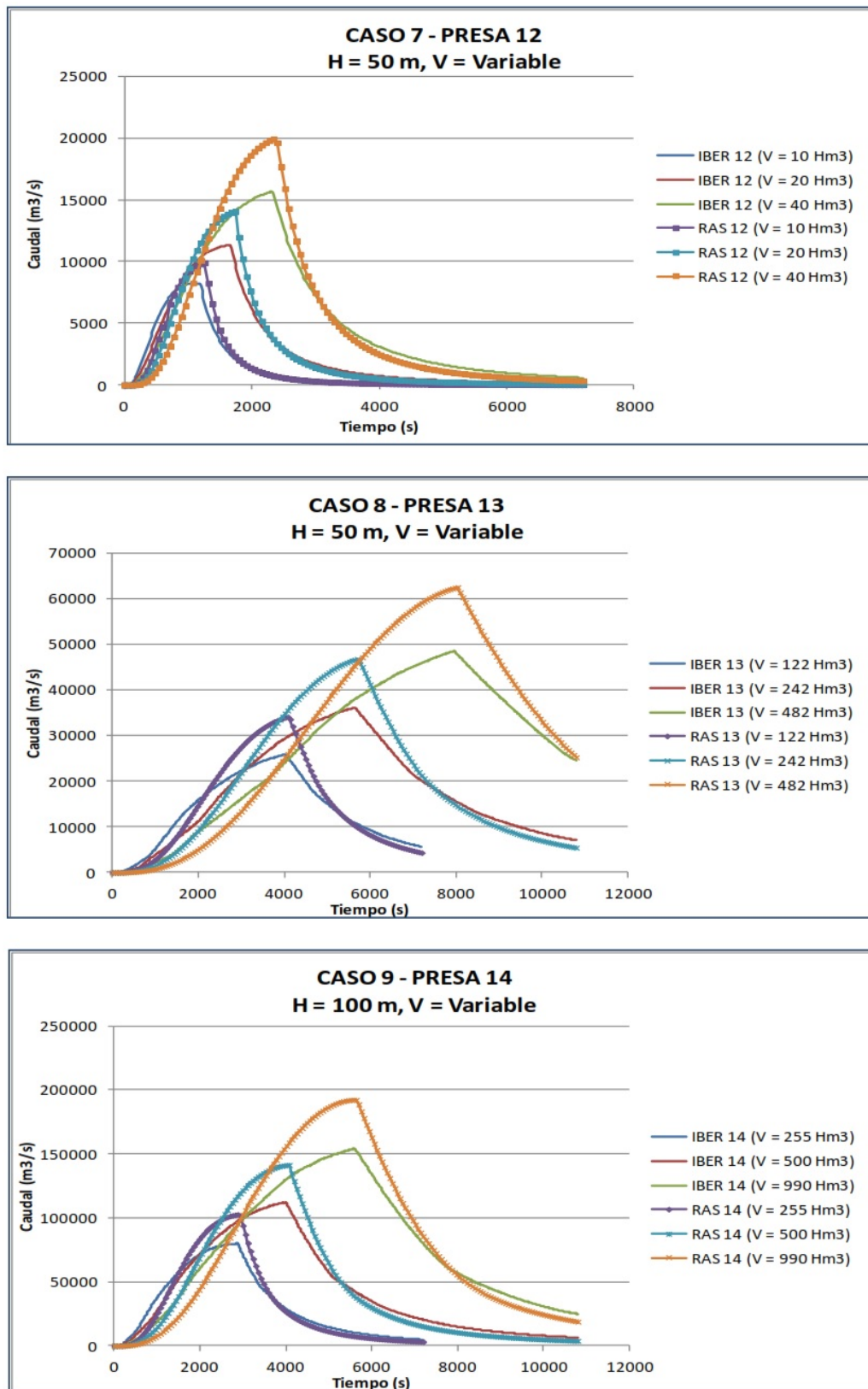


Figura 2.23: Hidrogramas de salida del embalse por el rompimiento de las presas

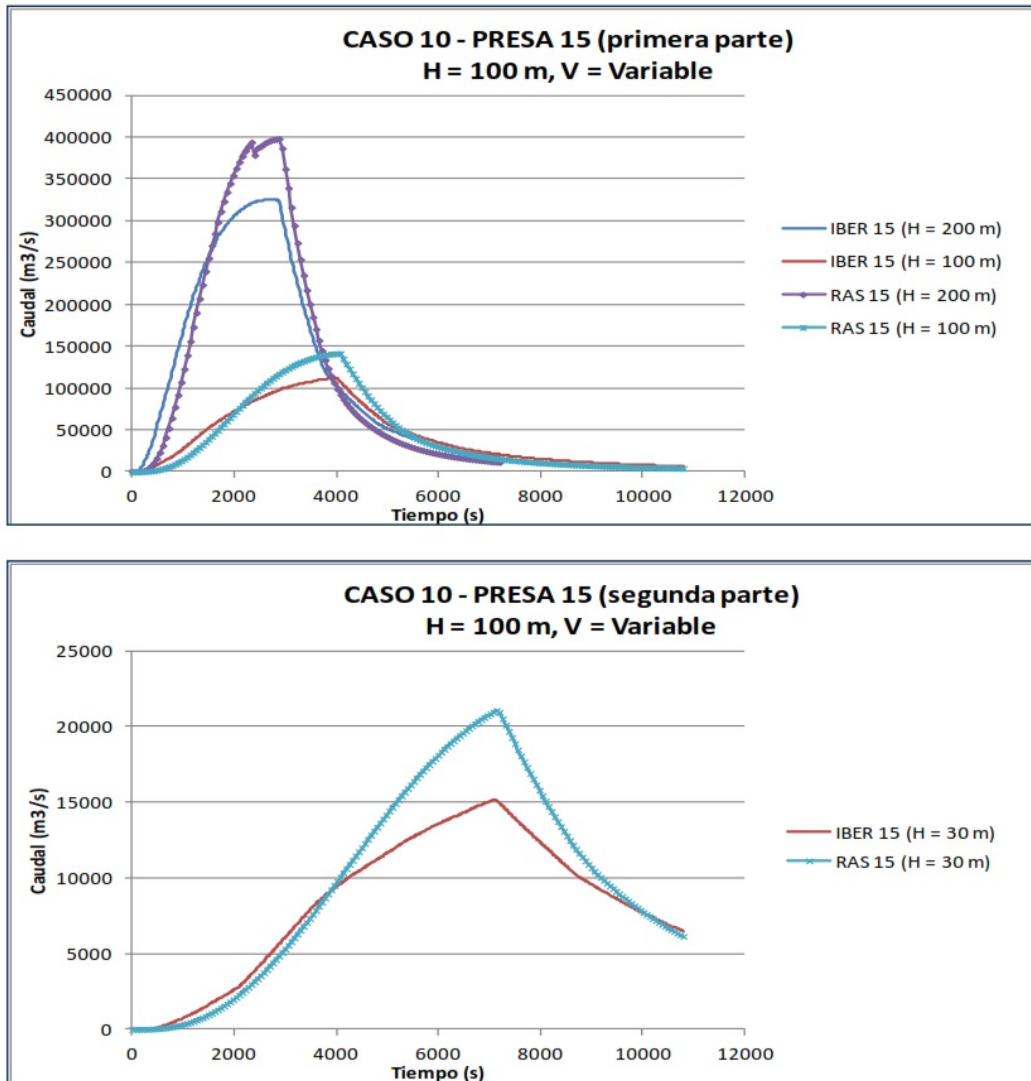


Figura 2.24: Hidrogramas de salida del embalse por el rompimiento de las presas

También se realizó una simulación de la Balsa de Montoliu, localizada en el municipio Montoliu de Lleida de la comarca del Segrié, en la provincia de Lérida, situado al sur - oeste de la capital comarcal y a la izquierda del río Segre. El municipio de Montoliu es de tradición agrícola y por lo tanto el agua de la balsa es usada para el regadío de cultivos. La balsa tiene un volumen de 0.14 Hm^3 y una altura de 5.5 m.

Para la simulación se usaron los modelos en una y dos dimensiones, HEC-RAS e IBER respectivamente y el objetivo era comparar el hidrograma de salida generado por el rompimiento de la balsa y la onda de propagación aguas abajo de ésta.

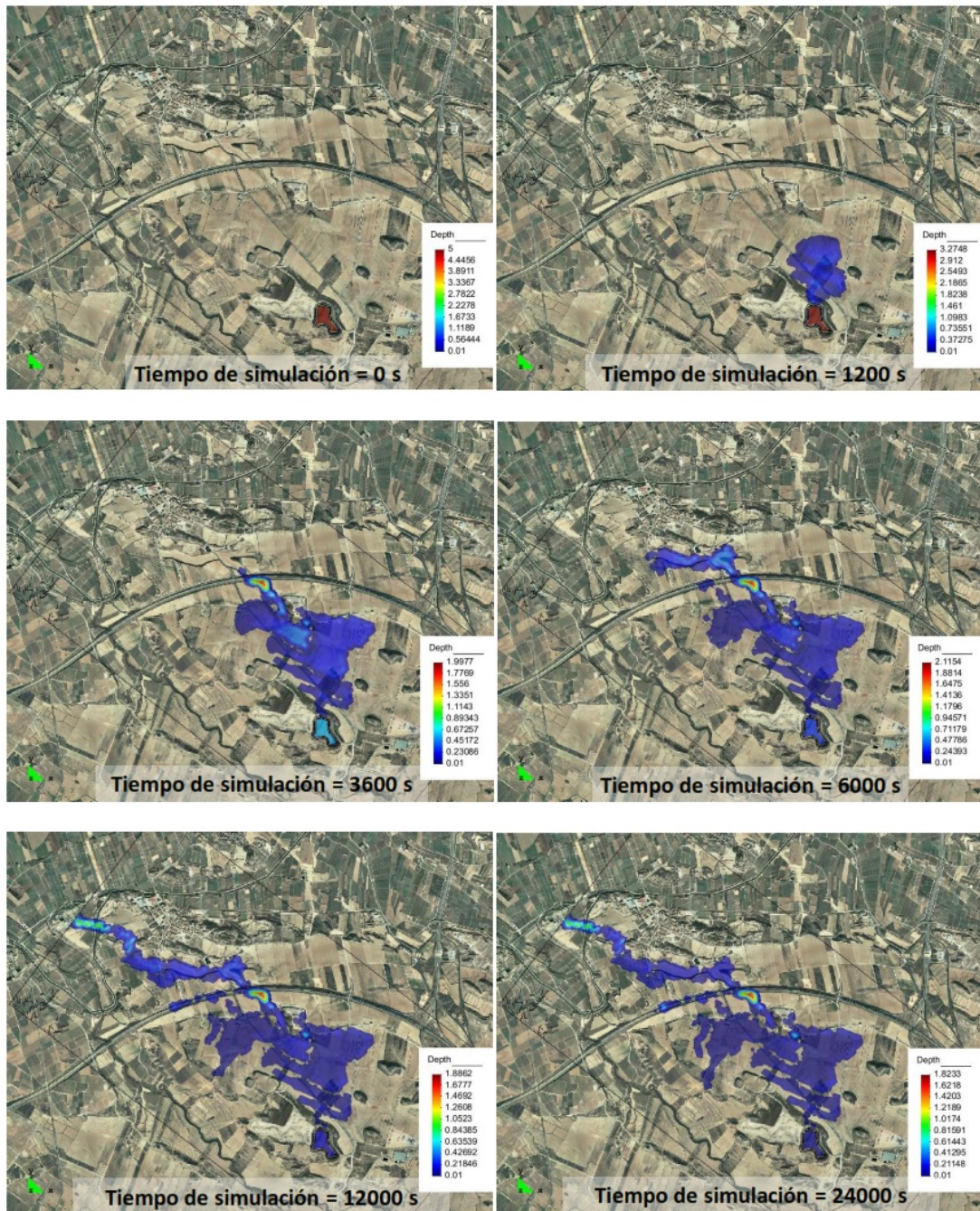


Figura 2.25: Avance del frente de onda para diferentes instantes de tiempo de simulación.

Fuente: Investigación realizada por la Universitat Politècnica de Catalunya[1].

En la investigación realizada por la Universitat Politècnica de Catalunya, concluyeron:

- A pesar de que los dos modelos comparados en este estudio, IBER y HEC-RAS, usan esquemas de cálculo distintos para la solución de las ecuaciones completas de Saint Venant, esquema de volúmenes finitos y esquema implícito en diferencias finitas respectivamente, los resultados obtenidos de los hidrogramas producto de la rotura de

presas de materiales sueltos con ambos modelos no son muy diferentes. Además las diferencias presentadas se deben en gran medida a que estos esquemas de solución requieren de una discretización espacial distinta que genera algunas discrepancias en los resultados.

En el caso del esquema unidimensional la discretización espacial se hace por medio del trazado por parte de un modelador de secciones transversales perpendiculares a un eje, mientras que en el esquema bidimensional el modelo descompone el dominio físico de la zona de estudio en elementos poligonales (formación de una malla de cálculo) que se adapta con mayor precisión a las irregularidades del terreno.

- La forma del hidrograma generado por la rotura de las presas con ambos modelos es similar, aunque hay una diferencia en el caudal pico del hidrograma y por lo tanto de su volumen. En el 100% de las simulaciones realizadas, el caudal pico obtenido con HEC-RAS es mayor al caudal pico obtenido con IBER, aspecto que deja los resultados obtenidos con HEC-RAS del lado de la seguridad. Lo anterior no quiere decir que los resultados de HEC-RAS sean mejores, debido a que si se sobreestima el caudal pico del hidrograma, se pueden generar falsas alarmas por posibles inundaciones en zonas donde no hay ningún riesgo, además se genera un sobre costo de las obras hidráulicas necesarias para el control de inundaciones.

El incremento del caudal obtenido con el modelo unidimensional HEC-RAS, ha sido explicado por varios autores que estiman que generalmente los modelos unidimensionales sobreestiman la velocidad del frente de onda, mientras que los bidimensionales la subestiman.

Por lo tanto, como se obtuvieron hidrogramas generados por IBER y por HEC-RAS para cada caso y sub-caso tienen una forma similar, utilizaremos el programa IBER para el modelamiento hidráulico de la presa Tomacucho, ya que las características de la Balsa de Montoliu, se asemeja mucho a la presa *Tomacucho*, puesto que ambos tienen un volumen de almacenamiento similar.



3 MODELACIÓN HIDRÁULICA.

3.1. Area de estudio.

La presa **TOMACUCHO** es parte del proyecto denominado "**Construcción Sistema de Irrigación Integral Tomacucho en el Distrito de Querobamba, Provincia de Sucre - Ayacucho**", que geográficamente se encuentra enmarcada entre los 13°23'37" Latitud Sur y 74°31'17" Longitud Oeste, sobre una altitud promedio de los 3,520 m.s.n.m y coordenadas 8448,734 N, 625242 E, (zona UTM 18L) en el lugar denominado Tomacucho, distrito de Querobamba, provincia de Sucre, departamento Ayacucho. El acceso desde la ciudad de Ayacucho, es a través de la carretera Ayacucho - Cangallo - Huancapi - Querobamba, de una longitud de 209.5 Km, demorándose en recorrer 6 horas en camioneta.



Figura 3.1: Ubicación de la Provincia de Sucre.

Fuente: Expediente técnico del proyecto.

El lugar denominado Tomacucho se caracteriza por presentar una topografía accidentada, donde un elemento importante es el río **Cabracancha** el cual es el principal afluente en la zona donde se ubicara la represa. Así mismo presenta un relieve muy variado con quebradas, cerros empinados y llanuras. El rango altitudinal del territorio de Querobamba abarca desde los 3,520 m.s.n.m (altura promedio de los cultivos) hasta los 3,567 m.s.n.m. (ubicación del embalse).



Figura 3.2: Ubicación del distrito de Querobamba.

Fuente: SAS.Planet.

A continuación, se detallan los elementos principales para realizar el modelamiento de la rotura de la presa.

3.1.1. Características de la zona de estudio

Ubicación: La presa Tomacucho esta ubicado en el distrito de Querobamba, provincia de Sucre, región Ayacucho a una distancia de 209.5 Km de la ciudad de Ayacucho, que geográficamente se encuentra enmarcada entre los $13^{\circ}23'37''$ Latitud Sur y $74^{\circ}31'17''$ Longitud Oeste, sobre una altitud promedio de los 3,520 m.s.n.m y coordenadas 8448,734 N, 625242 E, (zona UTM 18L).

Hidrográficamente pertenece a la cuenca del Océano Atlántico, se encuentra asentado en la cuenca del río Pampas. La cuenca del río Pampas limita por el noroeste con la cuenca del río Mantaro. El relieve general de la cuenca es el que caracteriza prácticamente a la mayoría de los ríos interandinos, es decir, el de hoyas hidrográficas alargadas, de fondo profundo y quebrado y de fuerte pendiente; presenta una fisiografía escarpada y en partes abrupta, cortada por quebradas de fuerte pendiente y estrechas gargantas. La cuenca se encuentra limitada por cadenas de cerros que en dirección hacia aguas abajo muestran un descenso del nivel de cumbres[21].

El río **Cabracancha** y Sondondo pertenece al gran sistema Pampas, es un afluente por la margen derecha y confluye al río Pampas muy cerca del distrito de Querobamba.

Extensión: El área de estudio a considerarse en el modelamiento hidráulico está delimitado por el cuerpo de la presa TOMACUCHO y rio abajo hasta las areas afectadas por el rompimiento de la presa.

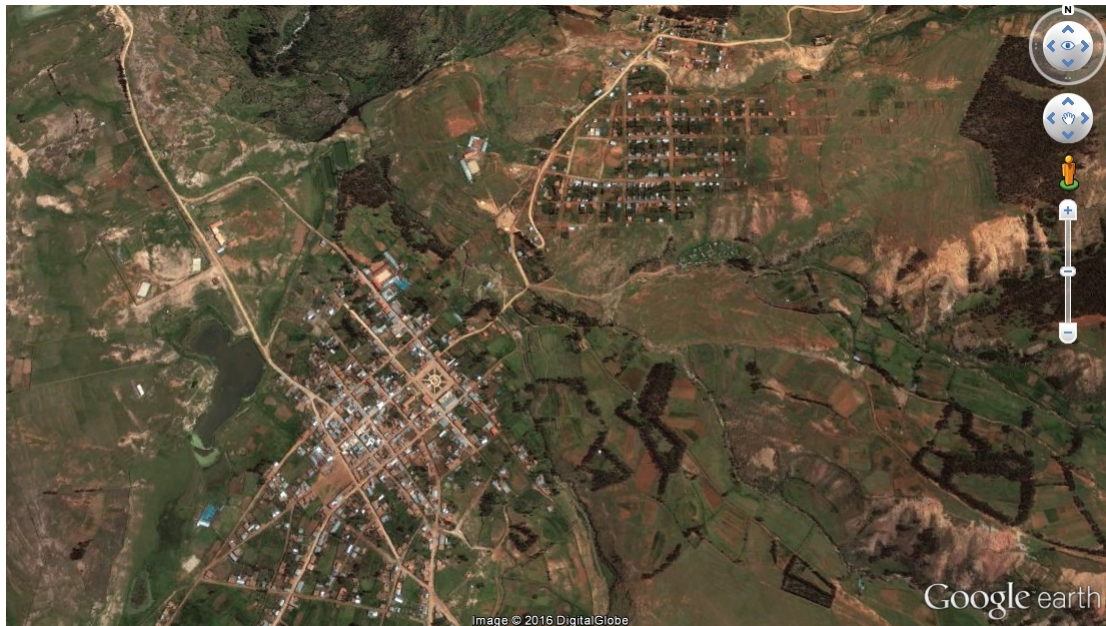


Figura 3.3: Ubicación y extensión del área de estudio.

3.1.2. Información Hidrológica, Hidráulica y Meteorológica.

3.1.2.1. Cuenca del Rio Cabracancha.

La cuenca es delimitada por la unión de puntos altos que separan las cuencas de drenaje en salidas diferentes. Debido al efecto de flujo subsuperficial (interflujo y flujo subterráneo), la división de cuenca hidrológica no podría estrictamente coincidir con la división topográfica de la cuenca. La división hidrológica, sin embargo, es menos tratable que la división topográfica; por lo que, este último es preferido para uso práctico.

El área de cuenca de la quebrada del *rio Cabracancha* hasta el punto de captación ubicado en la cota 3,482.000m.s.n.m. es de 22.97Km² (2297.84Ha).

Características geomorfológicas de la cuenca:

- **Area de la cuenca:**

$$22.97 \text{ km}^2 = 2297.84 \text{ Ha.}$$

- **Perímetro de la cuenca:**

$$41.86 \text{ km}$$

- **Factor de forma:**

$$K_f = \frac{A}{L^2} = 0.11$$

Describe una forma más o menos alargada, bien extensa, en el sentido de la corriente.

- **Coeficiente de Compacidad:**

$$K_C = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} = 1.04$$

Describiendo una repuesta de escorrentía retardada de la cuenca a un suceso de precipitación.

- **Curva Hipsométrica:**

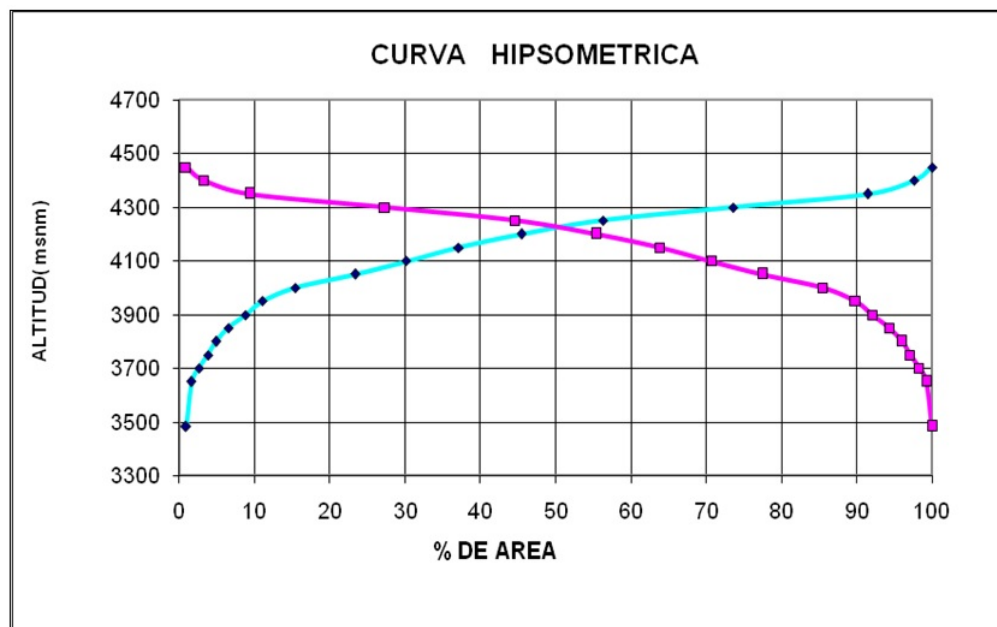


Figura 3.4: Curva hipsométrica.

Fuente: Elaboración propia.

- Pendiente del cauce principal:

$$S_O = \left[\frac{\sum_{i=1}^n l_i}{\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{(S_i)^{1/2}}} \right]^2 = 0.70$$

- Pendiente de la cuenca:

$$S_C = \frac{C}{A} \sum_{i=1}^n l_i = 0.0066$$

- Elevación media de la cuenca:

$$E = \frac{\sum ea}{A} = 4174.449m.s.n.m$$

Asumiremos la altitud media de la curva hipsométrica con fines de cálculos posteriores de 4230msnm.

- Longitud de máximo recorrido:

$$L = 14.64km$$

- Densidad de drenaje:

$$I_d = \frac{L_T}{A_T} = 0.64$$

Refleja drenaje baja es característica de una escorrentía tardía.

El resumen de las magnitudes de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Cabracancha, teniendo como punto de emisión o descarga en el eje de ubicación de la presa, se detallan en el cuadro 3.1.

Tabla 3.1: Parámetros geomorfológicos.

Cuenca	Área		Mediciones lineales						Forma		Pendiente		Drenaje	Rectángulo equivalente	
	km ²	ha	Longitud(km)	Perímetro (Km)	Cota Máxima (msnm)	Cota Mínima(msnm)	Orden de Río	Altitud Media	Factor de Forma (Kf)	Coficiente de Compacidad (Kc)	So(%)	Sc(%)	Índice de drenaje (ID)	L	I
Río Cabracancha	22,77	2276,55	14,64	41,86	4050,00	3482,00	2,00	4230,00	0,11	1,04	0,07002	0,066	0,64	19,78	1,15

Fuente: Elaboración propia.

Datos hidrológicos:

Datos hidrológicos		
Area de cuenca	22.77	km^2
Precipitación media	884.64	mm
Caudal de diseño	0.275	m^3/s
Avenida de diseño (Tr=100)	98.96	m^3/s
Avenida de descarga	2.50	m^3/s

Tabla 3.2: Datos hidrológicos para diseño de la presa Tomacucho.

3.1.3. Aspectos Técnicos de Diseño de la Presa

3.1.3.1. Topografía del área de estudio

La proyección de la superficie del terreno en el plano, tiene forma de un polígono irregular. La topografía presenta una superficie de llana con pendientes bajas de 2% a 5% en promedio, con variaciones significativas para el trazo de canales que se conectaran con la represa. El relieve no es uniforme presentando depresiones naturales en el terreno.

3.1.3.2. Volumen de sedimento en la presa

En el ámbito del proyecto no existe información sedimentológica de las fuentes hídricas que permita la cuantificación directa del transporte de material solido en las cuencas de interés, por el cual se emplearon métodos indirectos para estimar la magnitud del transporte de solido en la cuenca del rio Cabracancha[21].

- **Ecuación de Murano.** Esta ecuación, determinada en base a 103 embalses, relaciona el transporte específico de sólidos de la cuenca, con su precipitación anual, área, altitud y pendiente media.

$$Q_s = 10^{-3.2} .A^{-0.21} .P^{0.97} .H^{1.21} .I^{0.68} = 0.091018MMC \quad (3.1.1)$$

- **Ecuación de Fleming.** Utilizando información de más de 250 cuencas de diferentes partes del mundo, Fleming obtuvo una ecuación que expresa la tasa media anual de transporte en suspensión como una función del caudal medio anual de la cuenca,

tomando en cuenta fundamentalmente el tipo de cobertura vegetal:

$$Q_s = a.Q^n = 0.0141314MMC \quad (3.1.2)$$

- **Relación área de cuenca - Q_s . (Según USBR)** Utilizando información de diferentes cuencas para embalses de diferentes partes del mundo, se obtuvo una ecuación que expresa el aporte específico de sólidos de la cuenca, con su área de cuenca (km^2).

$$Q_s = 1421.A^{-0.229} = 0.069467MMC \quad (3.1.3)$$

Por lo tanto el transporte de sedimentos será de el promedio igual a $0.0582 MMC$, considerando una vida útil del embalse para 100 años, tendremos un volumen muerto por sedimentos de $58205.3 m^3$.

3.1.4. Diseño Hidráulico de las Estructuras

3.1.4.1. Parámetros del diseño de la Presa.

El cuerpo de la presa TOMACUCHO transmitirá esfuerzos máximos de compresión al terreno sera de alrededor de $1.60 kg/cm^2$, que viene a ser un valor menor a la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación, no debiendo producirse la falla por corte en el suelo ni asentamiento excesivo en la fundación y por consecuencia en el cuerpo de la presa[21].

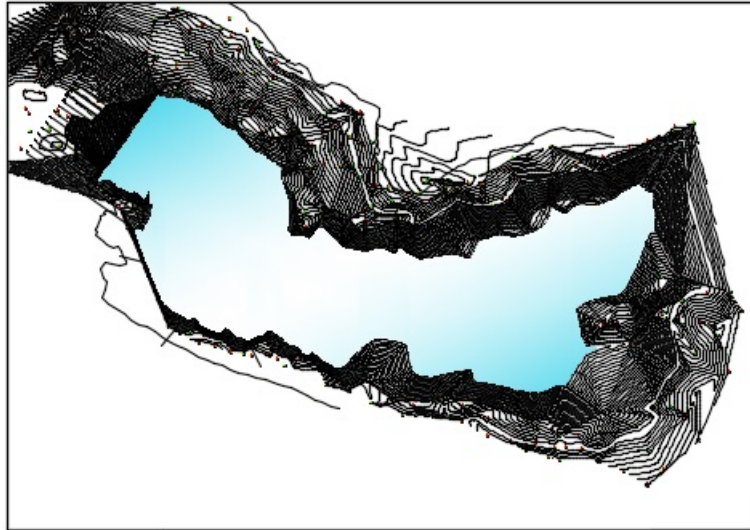


Figura 3.5: Vista del espejo de agua de la presa Tomacucho.

Fuente: Expediente técnico del PIP.

Para absorber los pequeños desplazamientos y asentamientos, producidos por la presión hidrostática durante el llenado del embalse se ha proveído la colocación de juntas¹.

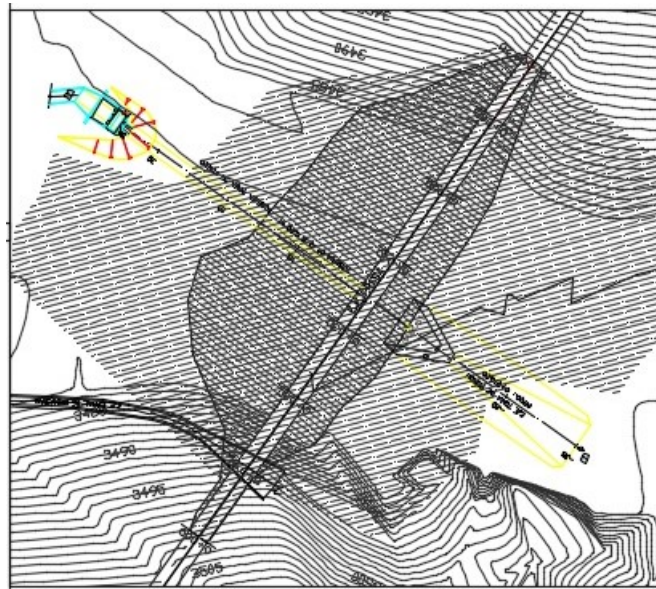


Figura 3.6: Vista en planta de la presa Tomacucho.

Fuente: Expediente técnico del PIP.

La presa sera de tipo enrocado de piedra en el núcleo de la presa, con pantalla impermeabilizadora, con una altura de 18.00 m, borde libre de 2.00 m[21].

¹Ver imágenes a detalle en los anexos.

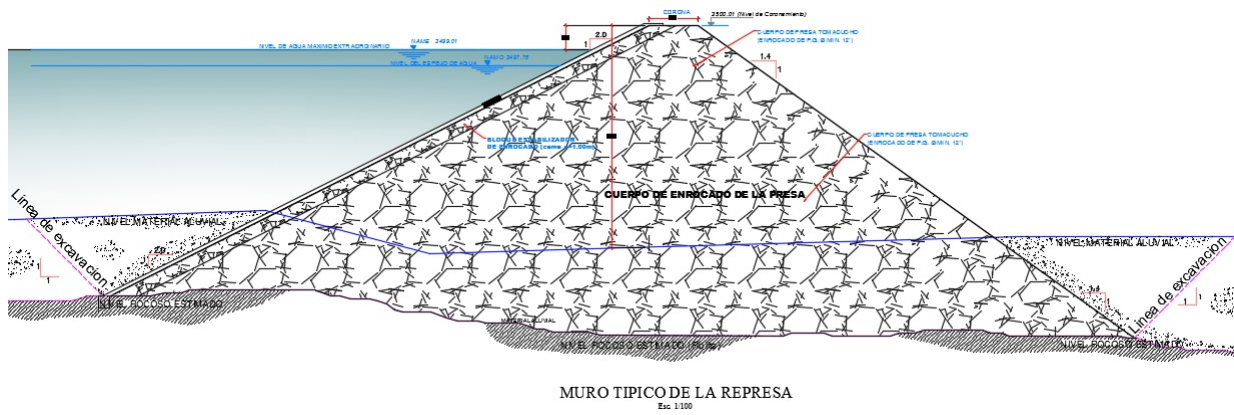


Figura 3.7: Vista en perfil de la presa Tomacucho.

Fuente: Expediente técnico del PIP.

Debió llevar instrumentación como son: manómetro de control, piezómetros, los asentómetros e inclinómetros que se colocan en el fondo de la cimentación y en puntos estratégicos, siendo estos dispositivos que permitan detectar posibles riesgos o colapsos a tiempo y alertar a la población aguas abajo. También llevaran limnómetro graduado a fin de controlar el caudal del río; los cuales no se instalaron en la presa Tomacucho, como se indicaba en el expediente técnico.

Datos del Embalse:

Datos del Embalse		
Nivel de Agua Máximo Extraordinario (NAME)	3499.01	<i>msnm</i>
Nivel de Agua Máximo Ordinario (NAMO)	3497.76	<i>msnm</i>
Nivel de Coronamiento	3500.01	<i>msnm</i>
Volumen Útil	0.318	<i>MMC</i>
Volumen de Sedimentos (Tr=100)	0.0582	<i>MMC</i>

Tabla 3.3: Datos del embalse.

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4.2. Borde libre o resguardo

El borde libre protege a la presa para evitar que el agua pase por encima de ella. Tiene las siguientes funciones:

- Contrarrestar asentamientos por encima de los previstos.
- Seguridad en caso de avenidas más grandes que las previstas.
- Evitar sobrepaso por olas o fallas por mal funcionamiento de vertedero de demasías.

Altura de la Presa (m)	Borde Libre (m)
<15	1.5
15 - 20	2
>20	2.5 - 3

Figura 3.8: Borde libre para presas flexibles (Fuente: Expediente técnico).

En la expediente técnico se tomó un borde libre de 2 metros para lo que tendríamos la corona de la presa a 3500 m.s.n.m

Análisis del diseño:

3.1.4.3. Diseño del Aliviadero

Se presenta a continuación el diseño hidrológico e hidráulico del vertedero canal, pues es el tipo de aliviadero que más comúnmente se utiliza en pequeñas presas en nuestra región.

El cálculo de las dimensiones del vertedero se realiza a partir del tránsito en el embalse de una avenida extraordinaria de período de retorno T_r : $Q(T_r, t)$.

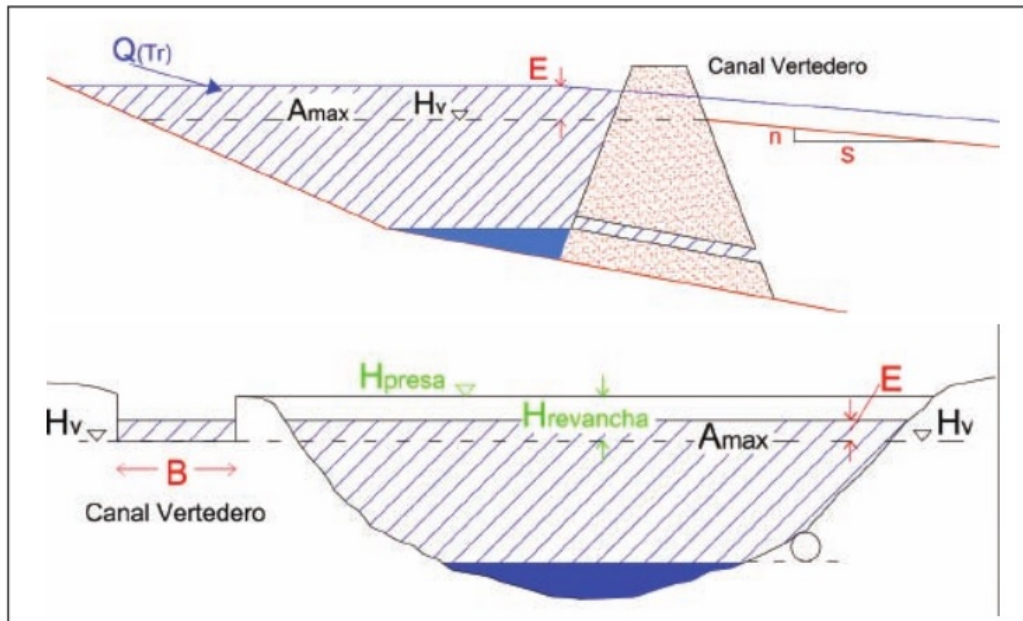


Figura 3.9: Descripción del vertedero.

En todos los casos corresponderá verificar que la inundación que provoque la eventual falla de la presa por sobrepaso no tenga como potencial consecuencia la pérdida de vidas o daños importantes a terceros o al medioambiente.

La estructura de vertimiento es un canal vertedero de pendiente S , rugosidad de Manning n y de ancho B .

El ancho del vertedero (B) queda asociado al valor asumido del espesor de la lámina de crecida máxima (E), por encima de la cota de inicio del vertido. El esquema del cálculo es el indicado en la Figura 3.10:

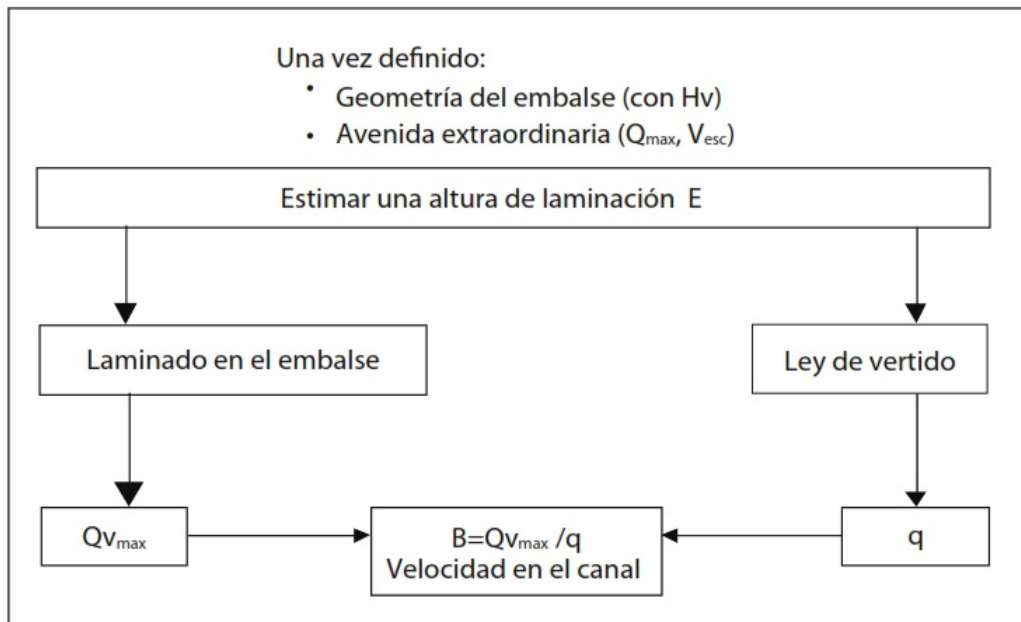


Figura 3.10: Secuencia de cálculo del longitud del vertedero.

Por el Método del NRCS (USDA-NRSC, 2007)

Volumen de escorrentía de la avenida extraordinaria.

Se aplica el Método de la Curva Número del NRCS:

$$V_{esc} = \frac{(P_{(12t_c/7, Tr, p)} - I_a)^2}{(P_{(12t_c/7, Tr, p)} + 4I_a)} A_c 10^{-5}$$

Siendo:

$$I_a = 0.2S \text{ y } S = 25.4 \left(\frac{1000}{NC} - 10 \right)$$

NC = Número de Curva (adim).

S = Retención máxima de agua en el suelo (mm).

I_a = Retención en el suelo al inicio del escurrimiento (mm).

$P_{(12t_c/7, Tr, p)}$ = Precipitación para $d = 12t_c/7$ (mm).

A_c = Superficie de la cuenca (Ha).

V_{esc} = volumen de escorrentía (Hm^3).

Caudal máximo de la avenida extraordinaria

El caudal máximo unitario específico:

$$q_{\max} = 0.786 \frac{(1.223 - \frac{I_a}{P})^2}{1.223 + 4\frac{I_a}{P}}$$

Y a partir de Método del Hidrograma Unitario Triangular se calcula el caudal máximo de la avenida extraordinaria:

$$Q_{\text{máx}} = 0.310 \frac{q_{\text{máx}}}{t_c} P_{(t_c, Tr, p)} A_c 10^{-2}$$

Donde:

I_a = Retención en el suelo al inicio del escurrimiento (mm).

$P_{Tc, Tr, p}$ = Precipitación para $d = t_c$ (mm).

A_c = Superficie de la cuenca (Ha).

V_{esc} = volumen de escorrentía (Hm^3).

t_c = tiempo de concentración (horas).

q_{max} = Caudal unitario específico (m³/s/mm/Ha).

Q_{max} = Caudal máximo de la avenida extraordinaria (m³/s).

Laminado de la avenida extraordinaria - Cálculo simplificado

Se asume que el hidrograma de la avenida extraordinaria es triangular, caracterizado por el caudal máximo (Q_{max}) y el volumen de escurrimiento (V_{esc}) y se considera que el vertido es lineal hasta alcanzar el caudal máximo vertido ($Q_{v_{max}}$), las cuales se consideran adecuadas para el diseño de tajamares y presas pequeñas.

El grado de laminación ($Q_{v_{máx}}/Q_{máx}$) se determina a partir del volumen laminado (V_L), ver Figura 3.11, el que corresponde al volumen almacenado entre la cota de inicio del vertido (H_v) y la cota máxima de vertimiento ($H_v + E$) que se asume.

$$V_L = V(H_v + E) - V(H_v)$$

$$Q_{v_{máx}} = (1 - V_L/V_{esc}) Q_{máx}$$

Donde:

H_v = Cota de inicio de vertido (m).

E = Lámina máxima de vertido (m).

$V(H)$ = Función de volumen de almacenamiento (Hm^3).

V_L = volumen de escorrentía (Hm^3).

V_{esc} = volumen laminado (Hm^3).

Q_{max} = Caudal unitario específico (m³/s/mm/Ha).

$Q_{v_{max}}$ = Caudal máximo de la avenida extraordinaria (m³).

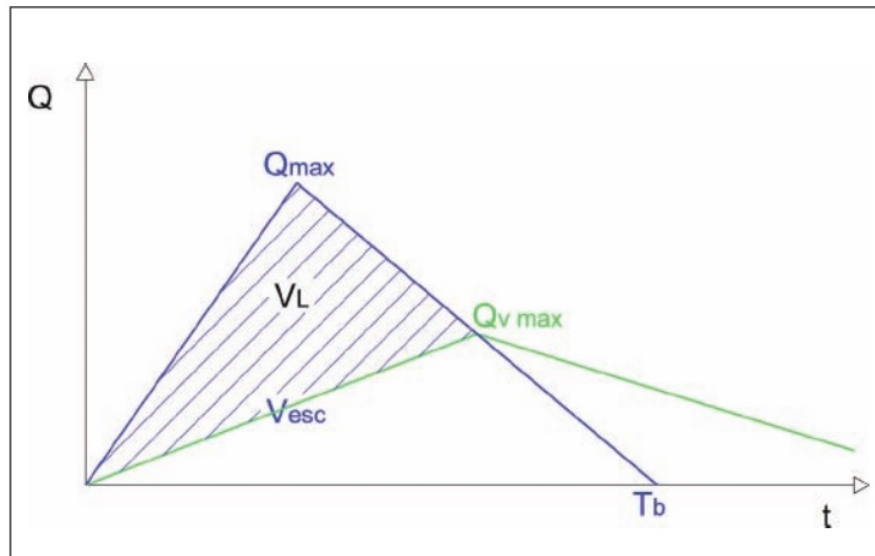


Figura 3.11: Determinación del caudal máximo vertido.

Caudal específico del vertedero.

la estructura de vertimiento corresponde a un canal trapezoidal descrito por el ancho (B, m), la pendiente (s, adim) y la rugosidad de Manning (n). En la Figura 3.12 se presenta la solución gráfica de las ecuaciones de vertimiento (ver anexo d.2), que determinan el caudal específico (q, m³/s/m) por unidad de ancho del vertedero y la velocidad en el canal (v, m/s), asociada a una lámina de vertido en el embalse (e, m). Para limitar la erosión en el canal, la velocidad debe cumplir las restricciones de la tabla 3.4.

En forma aproximada el cálculo se puede realizar por las ecuaciones.

Si: $K = (S/n^2)^{1/2} (2/3E)^{1/6} / g^{1/2} < 1$

$$q = K(3/(2 + K^2))^{5/3} (2/3E)^{3/2} g^{1/2}$$

$$v = K(3/(2 + K^2))^{2/3} (2/3gE)^{1/2}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

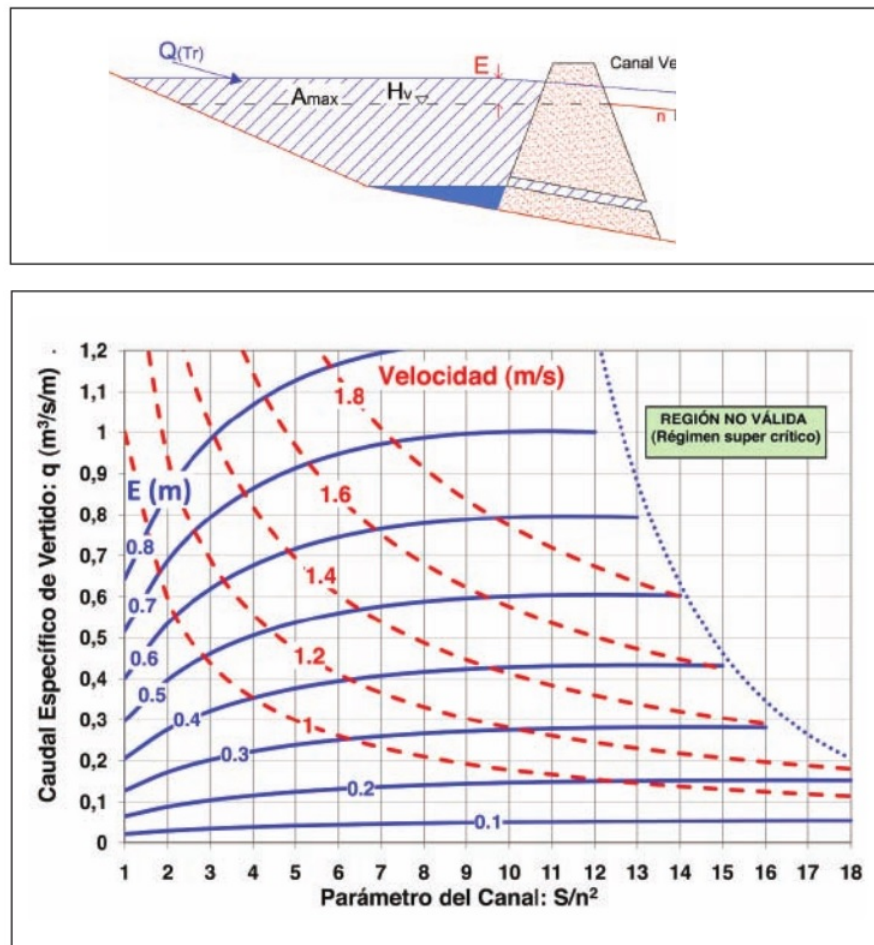


Figura 3.12: Determinación del caudal específico (q) en el canal vertedero.

Cubierta Vegetal	Velocidad (m/s)
Escasa	Menor a 1.0
Por siembra	1.0 a 1.2
Variable	1.2 a 1.5
Bien establecida	1.5 a 1.8
Condiciones muy especiales	1.8 a 2.1

Tabla 3.4: Velocidades máximas en suelos empastados (French, 1993)

Determinación del ancho del vertedero

Del laminado de la avenida extraordinaria se tiene el caudal máximo vertido y de la ley de vertimiento se tiene el caudal específico por unidad de ancho, por tanto el largo del vertedero

queda definido por:

$$B = \frac{Q_{v\text{máx}}}{q}$$

A su vez, a partir de la cota de vertido, la pendiente del canal de vertido y la topografía aguas debajo de la represa se determina la longitud del canal de forma de restituir el agua al cauce natural.

3.1.4.4. Determinación de la cota de coronamiento de la presa.

La cota de coronamiento de la represa (H_{presa}) resulta de sumar la altura de revancha ($H_{revancha}$) a la cota de inicio de vertido (H_v):

$$\text{Cota de coronamiento: } H_{presa} = H_v + H_{revancha}$$

La altura de revancha debe contemplar como mínimo la elevación del nivel debido a la descarga de la tormenta de diseño (E) y la altura de la ola producida en el embalse.

La altura de ola depende de la morfometría del lago y su orientación respecto a los vientos dominantes, a través del Fetch: *Distancia en la que el viento puede actuar sobre la masa de agua del embalse*. Una simplificación es definirlo sobre la normal al eje del terraplén a la altura del nivel de vertido[22].

En la tabla 3.5 se propone para diferentes Fetch el borde libre (BL) normal y mínimo a considerar de acuerdo al siguiente cálculo[22]:

- La altura de revancha normal es el borde libre que considera el efecto de la ola máxima que se desarrolla con el embalse en la cota de inicio de vertido:

$$H_{revanchaN} = BL_{Normal}$$

- La altura de revancha mínima es el borde libre necesario para considerar el efecto de la ola máxima que se desarrolla en el embalse cuando se produce la lámina máxima de vertido (E), que es cuando vierte la avenida de diseño:

$$H_{revanchaM} = E + BL_{Normal}$$

La altura de revancha será el mayor de los dos valores calculados.

La altura de la presa estará determinada por la diferencia entre esta cota de coronamiento y la cota del punto más bajo del terreno de fundación.

Fetch (km)	BL _{Normal} (m)	BL _{Mínimo} (m)
<1,6	1,2	0,9
1,6	1,5	1,2
4,0	1,8	1,5
8,0	2,4	1,8
16,1	3,0	2,1

Tabla 3.5: Borde libre normal y mínimo según Fetch (Bureau of Reclamation, 1987)

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA PRESA TOMACUCHO

Datos:

$$NC = 79$$

$$P_{(12t_c/7, Tr, p)} = 155mm$$

$$P_{Tc, Tr, p} = 98.7$$

$$A_c = 2277Ha$$

$$t_c = 1.49h$$

$$H_v = 16.00m$$

$$g = 9.81m/s^2$$

$$E = 0.70m$$

A partir del número de curva se determina el término $I_a = 0.2S$:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{NC} - 10 \right) = 25.4 \left(\frac{1000}{79} - 10 \right) = 67.52$$

$$I_a = 0.2S = 0.2 * 67.52 = 13.50$$

Volumen de escorrentía de la avenida extraordinaria:

$$V_{esc} = \frac{(P_{(12tc/7,Tr,p)} - I_a)^2}{(P_{(12tc/7,Tr,p)} + 4I_a)} A_c 10^{-5} = \frac{(150 - 13.50)^2}{(150 + 4 * 13.50)} * 2277 * 10^{-5} = 2.18 Hm^3$$

Caudal máximo de la avenida extraordinaria:

Se determina el parámetro de inicio de escurrimiento:

$$\frac{I_a}{P} = \frac{13.50}{98.7} = 0.14$$

Se determina el caudal específico máximo:

$$q_{\max} = 0.786 \frac{(1.223 - \frac{I_a}{P})^2}{1.223 + 4\frac{I_a}{P}} = 0.786 \frac{(1.223 - 0.14)^2}{(1.223 + 4 * 0.14)} = 0.52$$

El caudal máximo de la avenida extraordinaria está dado por:

$$Q_{\max} = 0.310 \frac{q_{\max}}{t_c} P_{(tc,Tr,p)} A_c 10^{-2} = 0.310 * \frac{0.52}{1.49} * 98.7 * 2277 * 10^{-2} = 244.93$$

Laminado de la avenida extraordinaria y determinación del ancho del vertedero.

Una vez determinados el caudal máximo y el volumen de escorrentía se diseña el canal vertedero. Asociado a la cota de inicio de vertido del embalse (16 metros).

Se calculan para valores variables de E los valores resultantes del caudal vertido, el caudal específico, la velocidad del flujo, y el ancho del vertedero. Para *comparar con el mostrado en los planos del expediente técnico*.

$$V_L = V(Hv + E) - V(Hv) = V(16.00 + 0.70) - V(16) = 2.17$$

$$Q_{v\text{m}\acute{a}\text{x}} = (1 - V_L/V_{esc}) Q_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = \left(1 - \frac{2.17}{2.18}\right) 244.93 = 1.25$$

Para el cálculo del caudal específico q se consideró un canal vertedero con un coeficiente de Manning de 0.035 y se estimó una pendiente de 0.01, con lo cual el valor de $\frac{S}{n^2} = 8.16$.

Para $E = 0.70m$:

$$K = (S/n^2)^{1/2} (2/3E)^{1/6} / g^{1/2} = (8.16)^{1/2} * \left(\frac{2}{3} * 0.70\right)^{1/6} / (9.81^{1/2}) = 0.80$$

$$q = K \left(\frac{3}{(2+K^2)}\right)^{5/3} \left(\frac{2}{3}E\right)^{3/2} g^{1/2} = 0.80 \left(\frac{3}{2+0.80^2}\right)^{5/3} \left(\frac{2}{3} * 0.70\right)^{3/2} * 9.81^{1/2} = 0.989$$

$$v = K \left(\frac{3}{(2+K^2)}\right)^{2/3} \left(\frac{2}{3}gE\right)^{1/2} = 0.80 \left(\frac{3}{2+0.80^2}\right)^{2/3} \left(\frac{2}{3} * 9.81 * 0.70\right)^{1/2} = 1.87$$

Determinamos el ancho del vertedero:

$$B = \frac{Q_{v\text{m}\acute{a}\text{x}}}{q} = \frac{1.25}{0.99} = 1.26m$$

Por lo tanto haciendo una comparación con las dimensiones del vertedero que figura en el expediente técnico, apreciamos que esta sobredimensionado en el ancho $B = 2.00 m$ y en esta investigación se obtuvo $B = 1.26 m$; esto demuestra que la presa no pudo fallar por sobrevertido por la corona.

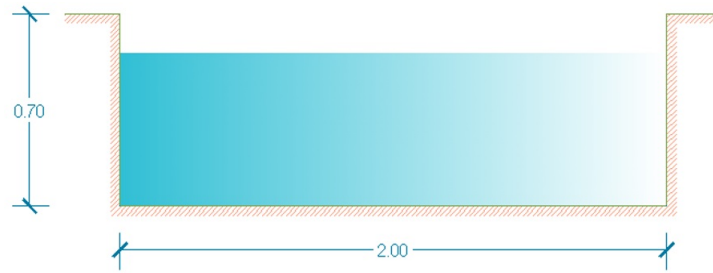


Figura 3.13: Sección del vertedero (Expediente técnico).

Determinación de la cota de coronamiento.

La cota de coronamiento de la represa (H_{presa}) resulta de sumar la altura de revancha ($H_{revancha}$) a la cota de inicio de vertido (H_v):

$$H_{presa} = H_v + H_{revancha}$$

Se considera que el Fetch, o distancia a la cota de vertido desde la presa hasta la orilla opuesta y normal al eje del terraplén, es de **564 m**.

Según la Tabla 3.5, se considerará:

$$BL_{Normal} = 1.2m$$

$$E + BL_{Normal} = 0.9m$$

Se calculan entonces:

$$H_{revanchaN} = BL_{Normal} = 1.20m$$

$$H_{revanchaM} = E + BL_{Normal} = 0.70 + 0.90 = 1.60m$$

Con lo cual la altura de revancha mínima a considerar en este caso será de **1.60 m** sobre el nivel del vertedero, lo que corresponde a la cota de coronamiento de la presa.

$$\text{Cota de coronamiento: } 1.60 + 3498.00 = 3499.60 \text{ m.s.n.m}$$

Por lo tanto obtenemos cota de corona igual a **3499.60 m.s.n.m** que es menor a la cota de coronamiento del expediente técnico **3500.00 m.s.n.m**, entonces podemos concluir que la cota de la corona esta bien determinada y entonces la presa no pudo fallar por desborde por la corona.

3.2. MODELAMIENTO.

Para realizar el modelamiento realizamos lo siguiente:

3.2.1. Georeferenciación de una Ortofoto.

La georeferenciación lo haremos con el programa ArcGis 10.3, y la obtención de la ortofoto con el programa SAS.Planet.

La ortofotografía (del griego Orthós: correcto, exacto) es una presentación fotográfica de una zona de la superficie terrestre, en la que todos los elementos presentan la misma escala, libre de errores y deformaciones, con la misma validez de un plano cartográfico².

Una ortofotografía se consigue mediante un conjunto de imágenes aéreas (tomadas desde un avión o satélite) que han sido corregidas para representar una proyección ortogonal sin efectos de perspectiva, y en la que por lo tanto es posible realizar mediciones exactas, al contrario que sobre una fotografía aérea simple, que siempre presentará deformaciones causadas por la perspectiva desde la cámara, la altura o la velocidad a la que se mueve la cámara. A este proceso de corrección digital se le llama ortorectificación. Por lo tanto, una ortofotografía (u ortofoto) combina las características de detalle de una fotografía aérea con las propiedades geométricas de un plano³.

SAS.Planet es un software ruso, entre los muchos y variados programas que existen para acceder *on line* a servidores de cartografía desde los que se puede descargar material, se encuentra SAS.Planet. Vamos a hacer un pequeño análisis del mismo, pues contiene algunas funciones muy interesantes y que me han parecido una maravilla.

Este consiste en esencia en la descarga de mosaicos de cartografía desde una lista de proveedores predeterminada; dichos mosaicos son guardados en la caché local para luego

²<https://es.wikipedia.org/wiki/Ortofotograf%C3%ADa>.

³<https://es.wikipedia.org/wiki/Ortofotograf%C3%ADa>.

poder exportarlos en una buena variedad de formatos. A destacar también que el programa viene en modo portable, esto es, no necesita instalación y con descomprimir en una carpeta y ejecutarlo ya podemos funcionar con él. Interesante resulta también que el programa está diseñado en *planopensource*, es decir, que muchas funciones se pueden mejorar e implementar por usuarios con los conocimientos de programación suficientes.

Su punto más fuerte, a mi modo de ver, se encuentra en las posibilidades de exportación y de unión (*Stitch*) de los mosaicos descargados: además del formato *ecw* y del formato JNX (lo que casi por sí solo justifica su uso) es posible exportar la cartografía en varios formatos más.

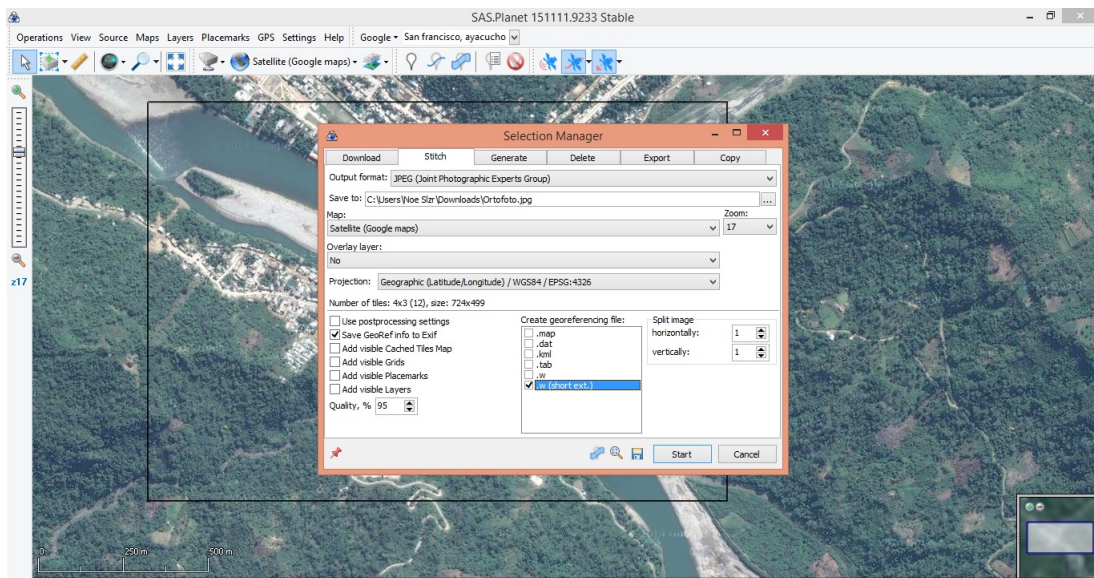


Figura 3.14: Vista de la obtención de la ortofo.

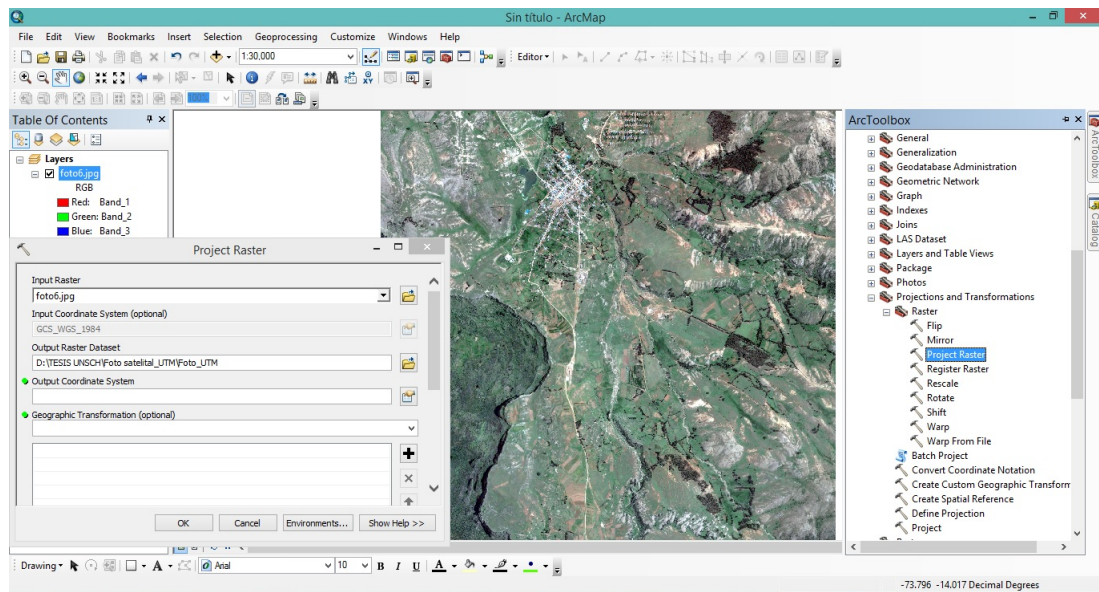


Figura 3.15: Vista de la georeferenciación de la ortofoto en ArcGis 10.3

3.2.2. Modelo Digital de Elevación

El modelo de elevación digital para esta investigación obtendremos de tres maneras:

- Página web USGS (science for a changing world), cuyos archivos se descargan de ASTER Global DEM. gdex.cr.usgs.gov/gdex/



Figura 3.16: Vista de la página web, de donde se realizó la descarga del raster.

- Segunda página web del USGS (science for a changing world), cuyos archivos se descargan de ASTER Global DEM. earthexplorer.usgs.gov

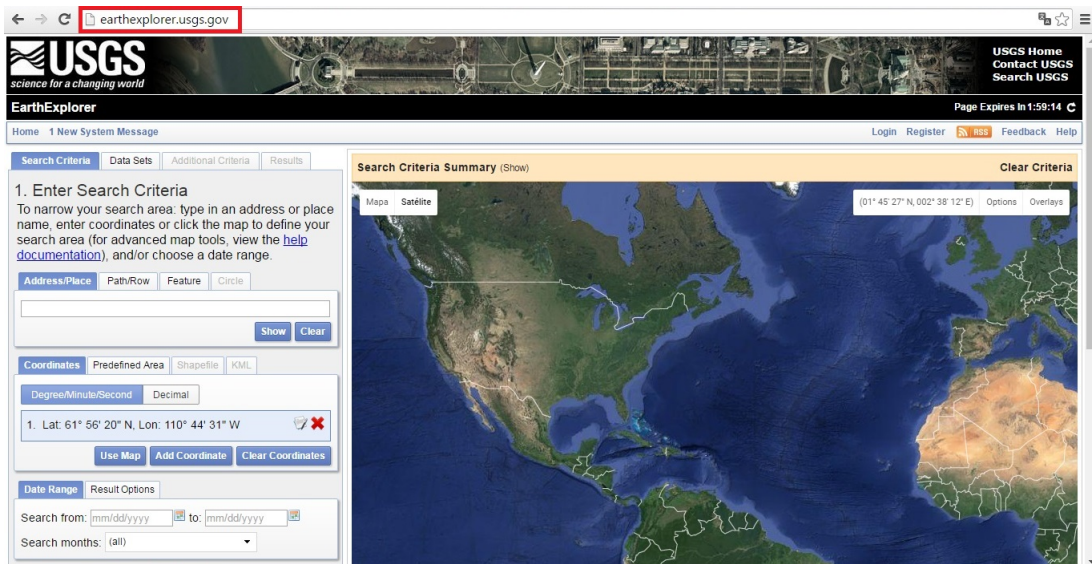


Figura 3.17: Vista de la página web, de donde se realizó la descarga del raster.

- Global Mapper, software para el procesamiento de datos topográficos y descarga de curvas de nivel, modelos de elevación digital de la web.

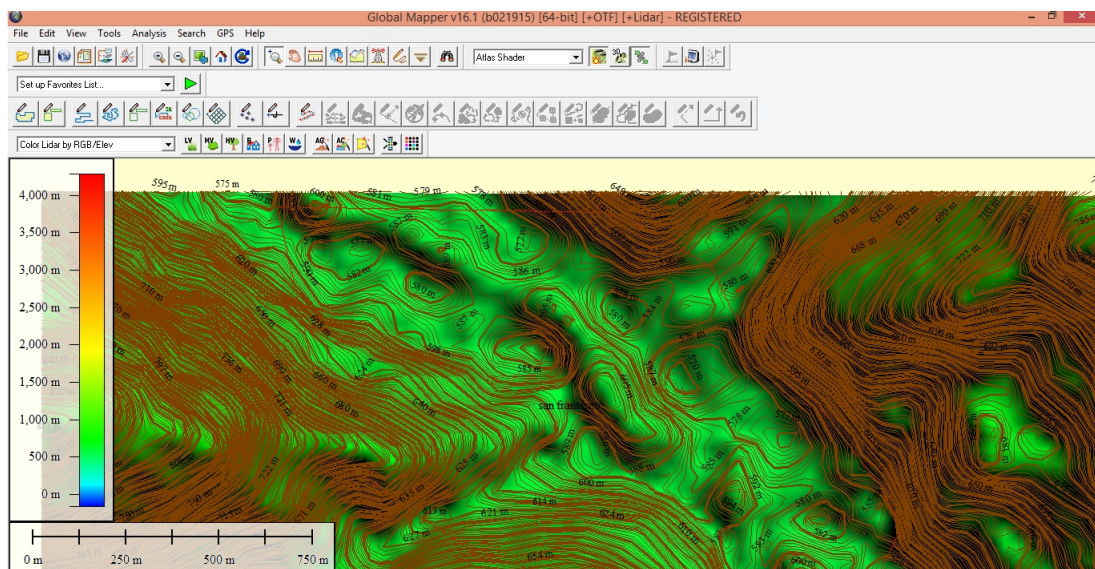


Figura 3.18: Vista del software Global Mapper.

Posteriormente procesaremos (georeferenciación) los datos obtenidos (Ortofoto y raster) en el software ArcGis 10.3:

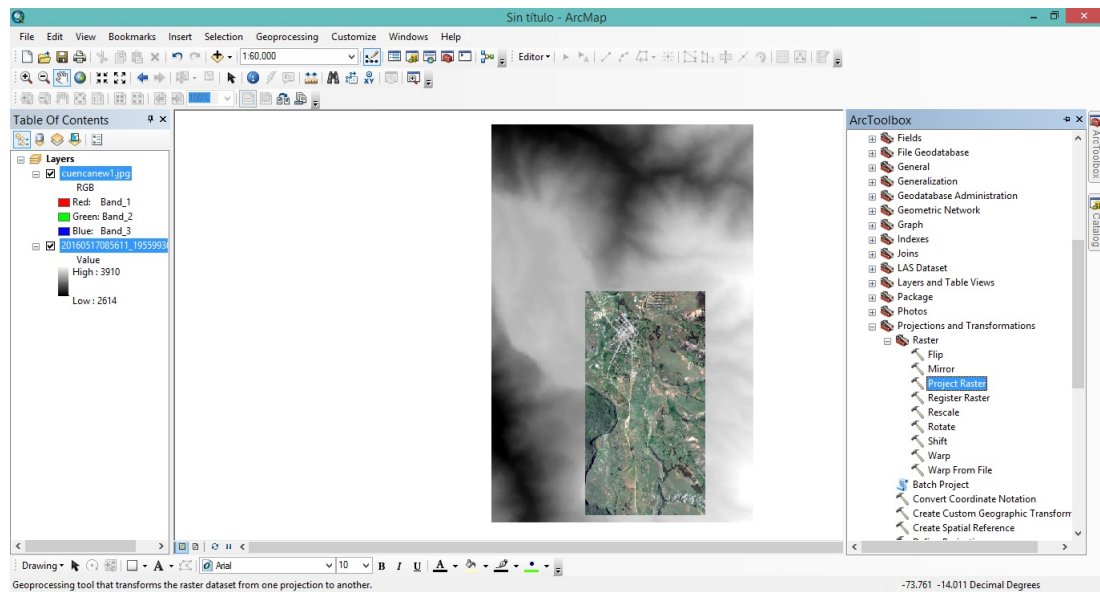


Figura 3.19: Vista de la georeferenciación de la ortofoto y raster en ArcGis 10.3.

3.2.3. Clasificación de la superficie a simular

Para determinar el uso de suelo dentro del area de estudio, se usara el ArcGIS 10.3 que es un herramienta SIG que nos facilita el proceso de clasificación, existen 3 maneras de clasificar los usos de suelo: la clasificación no supervisada, supervisada y la supervisión manual, clasificamos con una serie de bandas del raster de entrada mediante el uso de la herramienta *ISO Cluster Unsupervised Classification* ubicado en el ArcToolbox - Spatial Analyst Tools - Multivariate.

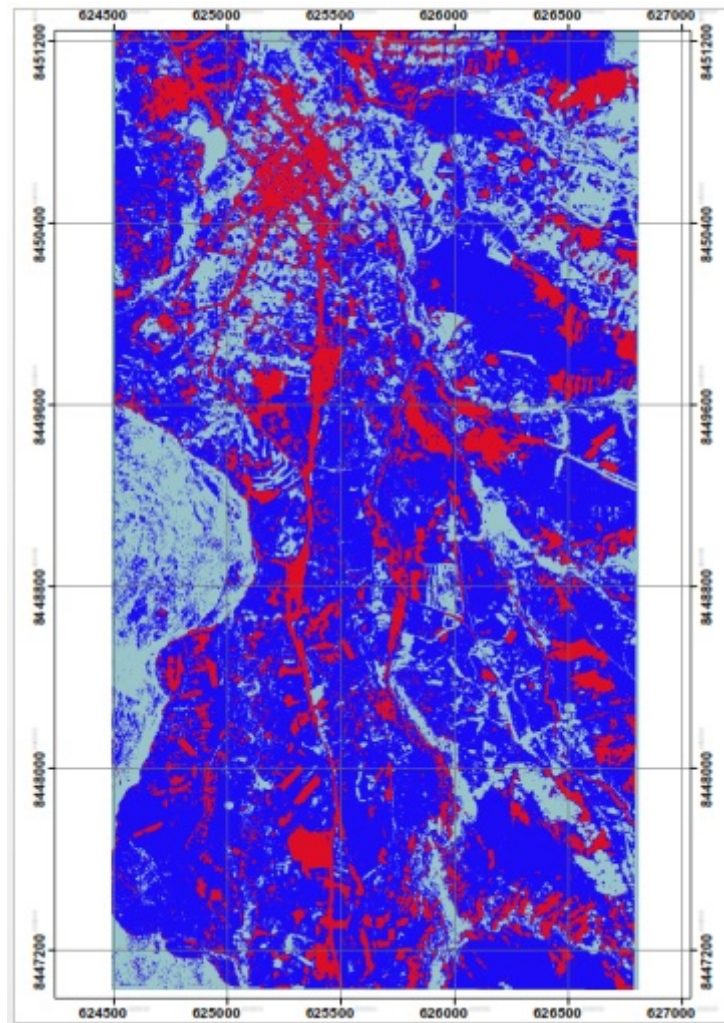


Figura 3.20: Clasificación No Supervisada con ArcGis 10.3.

Fuente: Elaboración propia.

El área de estudio involucra a la población de *Querobamba* y los alrededores aguas abajo de la presa *Tomacucho* que fueron afectados debido a la falla de la presa antes mencionada.

Clase	Tipo de canal y descripción	Minimo	Normal	Máxima
1	Árboles: Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel de agua por debajo de las ramas.	0.08	0.1	0.12
2	Áreas cultivadas: Campos de cultivos maduros.	0.03	0.04	0.05
3	Corrientes en planicies: Limpio, serpenteante algunos pozos y bancos de arena, algunos matorrales y piedras, con presencia de piedras.	0.045	0.05	0.06
4	Mampostería: Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
5	Áreas cultivadas: Cultivos en linea maduros.	0.025	0.035	0.045
6	Areas cultivadas: Sin cultivo.	0.02	0.03	0.04
7	Pastizales sin matorrales: Pastos cortos.	0.025	0.03	0.035
8	Pastizales sin matorrales: Pastos altos.	0.03	0.035	0.05
9	No metal, fondo de gravas: Lados de piedra o riprap	0.023	0.033	0.036
10	En tierra recto y uniforme: Limpio después de la exposición a la intemperie	0.018	0.022	0.025

Tabla 3.6: Valores de Coeficientes de Rugosidad n

. Fuente: Hidráulica de canales abiertos VENT TE CHOW.

Los valores mostrados en esta tabla, utilizaremos en los distintos usos de suelo, al simular el rompimiento de la presa con el software IBER.

3.2.4. Definición de la Sección de falla.

Para realizar la simulación hidráulica del rompimiento de la presa, se tiene que proporcionar las coordenadas del eje de la falla sobre el cuerpo de la presa. Los cuales se obtuvieron en la visita de campo.

Sección	X_1	Y_1	X_2	Y_2
S: 0+030	626208.643	8448097.139	626244.411	8448147.331

Tabla 3.7: Coordenadas de la línea de falla en el dique.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 3.21: Sección de falla de la presa Tomacucho.

3.2.5. Condiciones Iniciales para la simulación

1. La condición inicial para la superficie, es considerando una superficie de terreno seca aguas abajo.
2. La condición inicial para el embalse viene a ser la cota, este valor viene definido con la cota del embalse, se tiene una cota para NAME de 3499.01 *msnm*.
3. La condición inicial para el dique viene a ser la cota de la corona, se tiene una cota para corona de 3500.01 *msnm*.
4. La condición inicial para la rotura asumirá un eje de falla, cota de la corona de la presa, cota de fondo de la presa y el volumen del embalse, estos datos serán ingresados a la simulación.

Datos	Línea de rotura
Cota de corona (msnm)	3500.01
NAME (msnm)	3499.01
Cota fondo del embalse (msnm)	3482.01
Volumen del embalse (Hm^3)	0.318
Instante de inicio de rotura (min.)	5
Condiciones del área de inundación	Seca

Tabla 3.8: Condiciones Iniciales de la simulación

Fuente: Elaboración propia.

3.2.6. Discretización espacial o malla de cálculo

La malla de cálculo generada en IBER es una malla no estructurada de 1'872,124.00 elementos y 937,907.00 nodos. En la balsa y los diques de ésta, el tamaño de los elementos es más pequeño, lo que asegura un mejor ajuste de la malla a la topografía del terreno, ver figura 3.22

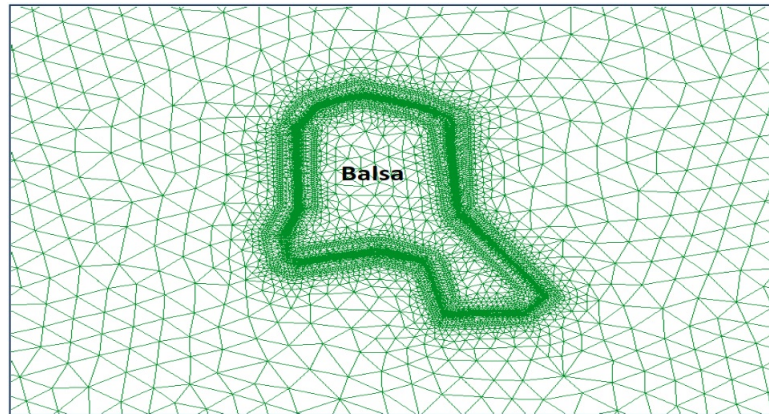


Figura 3.22: Detalle de la malla de cálculo en IBER.

Fuente: Elaboración propia.

3.2.7. Simulación con el programa IBER

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente, y de procesos medio ambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos, y el flujo de marea

en estuarios. El modelo Iber consta actualmente de 4 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia, un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia, un módulo de transporte de sedimentos y un módulo de calidad de agua. Todos los módulos trabajan sobre una malla, estructurada y no estructurada, de volúmenes finitos formada por elementos triangulares y/o cuadriláteros[18].

El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de St. Venant bidimensionales[19].

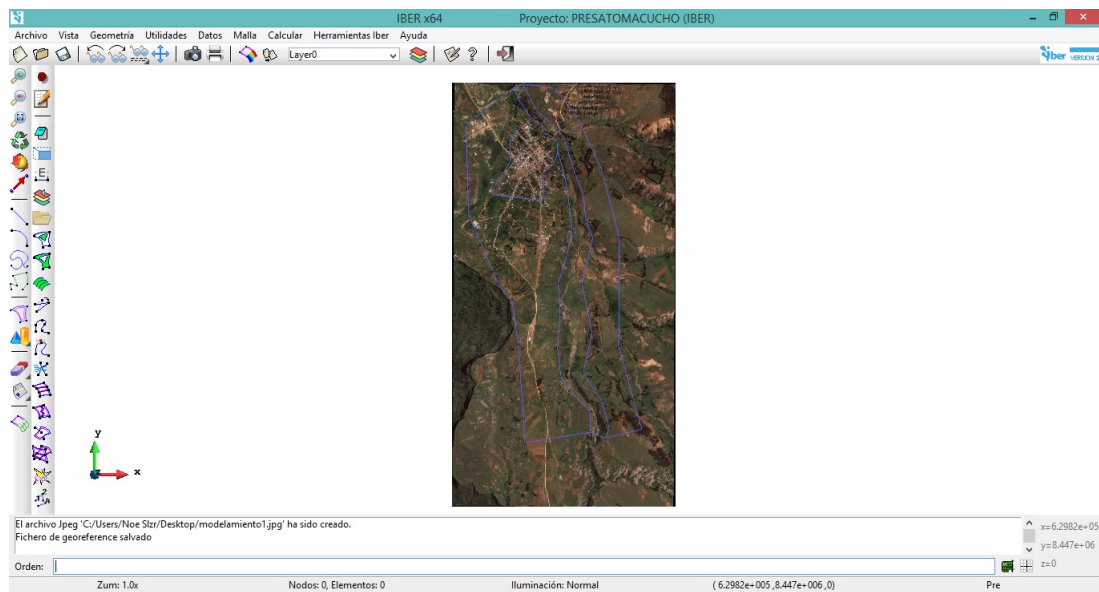


Figura 3.23: Vista de la ortofoto en el software IBER.

Fuente: Elaboración propia.

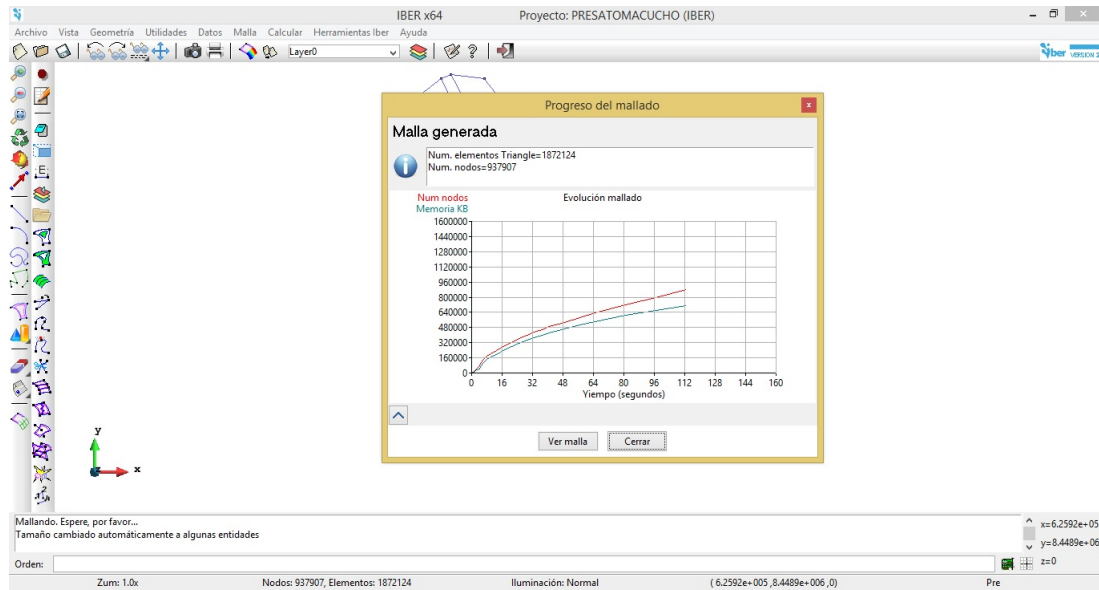


Figura 3.24: Discretización en IBER del área de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

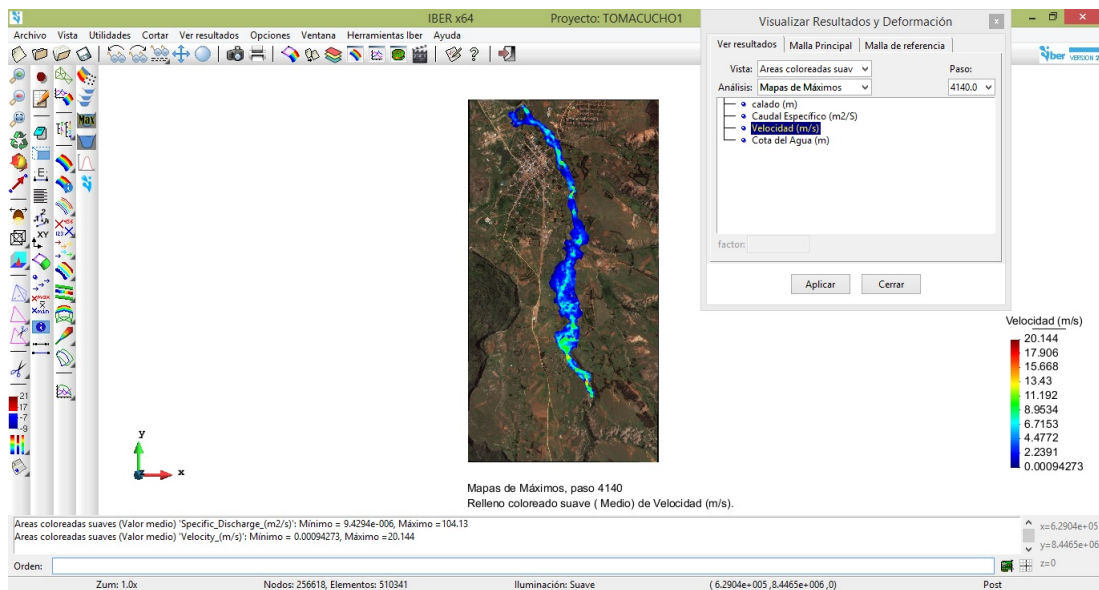


Figura 3.25: Velocidades máximas obtenidas en la simulación.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación mostramos la simulación del rompimiento en la zona denominada **Chanlayoc** por el efecto domino, que causó el colapso de la presa **Tomacucho**.

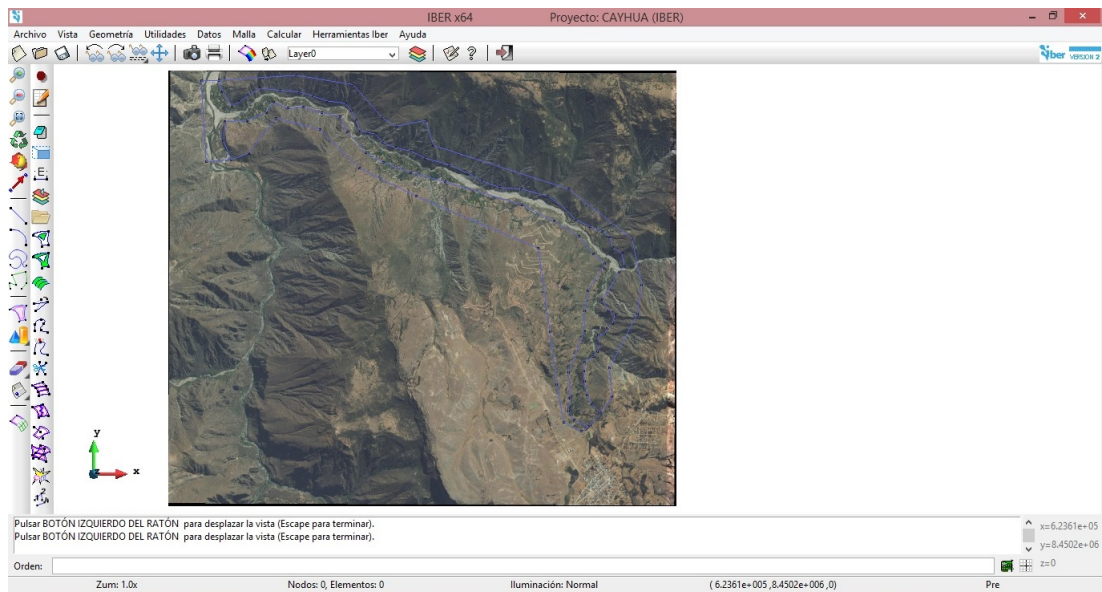


Figura 3.26: Vista de la ortofotografía en el software IBER.

Fuente: Software IBER.

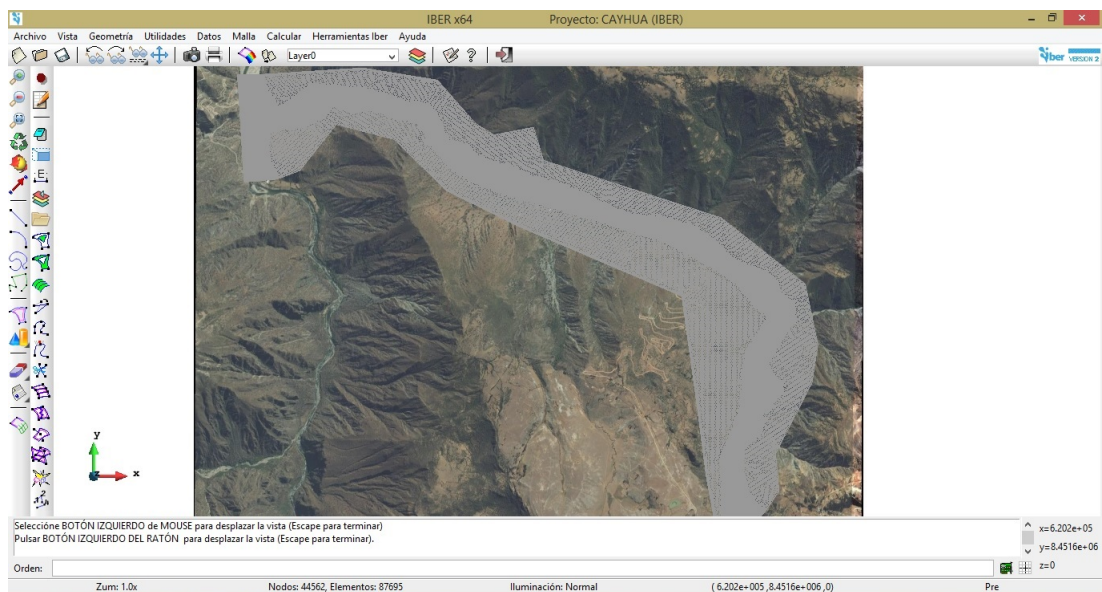


Figura 3.27: Discretización del area a modelar.

Fuente: Software IBER.

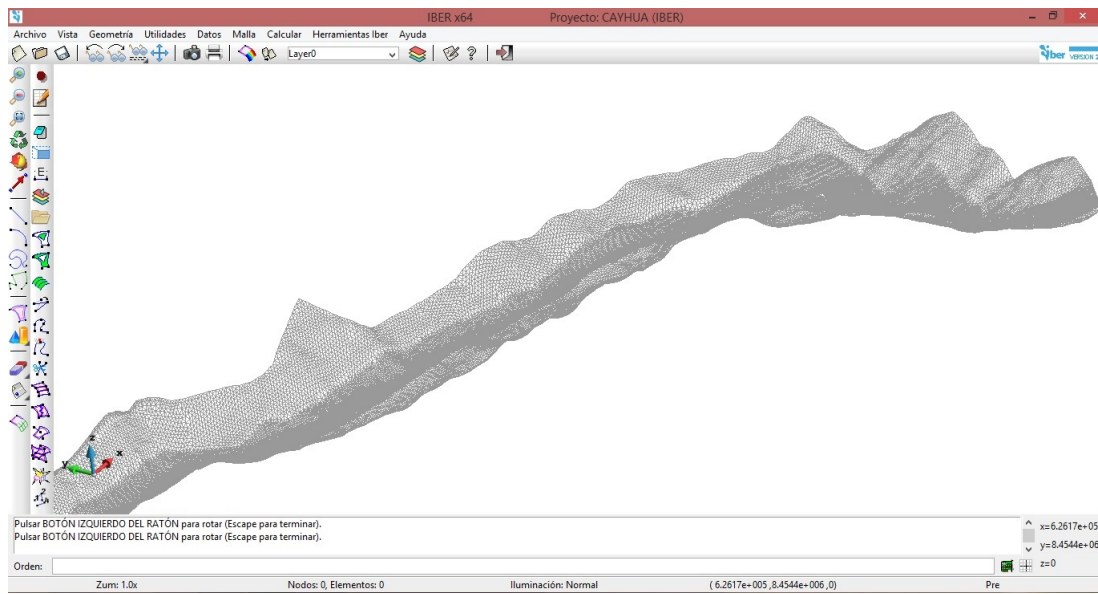


Figura 3.28: Malla de la discretización del area a modelar.

Fuente: Software IBER.



4 RESULTADOS.

A continuación se presenta los principales resultados de la simulación hidráulica del rompimiento de la presa Tomacucho, considerando el escenario de falla y su respectivo análisis de calibración.

En los resultados se incluyen figuras de la simulación en diferentes tiempos, zonas de inundación, hidrogramas, caudales pico y calados máximos productos de la falla de la presa Tomacucho.

4.1. Simulación Hidráulica del Rompimiento de la Presa Tomacucho.

4.1.1. Estimación del Hidrograma de Salida del Embalse por el Rompimiento de la Presa.

A partir de todos los parámetros y condiciones antes señaladas y aplicando los criterios de rotura establecidos por la Guía Técnica de Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial, se procedió a realizar el cálculo del hidrograma efluente producto de la rotura de las presas utilizando el modelo hidráulico IBER. Los resultados de caudal pico obtenidos, volumen del hidrograma y tiempo de ocurrencia de dicho caudal.

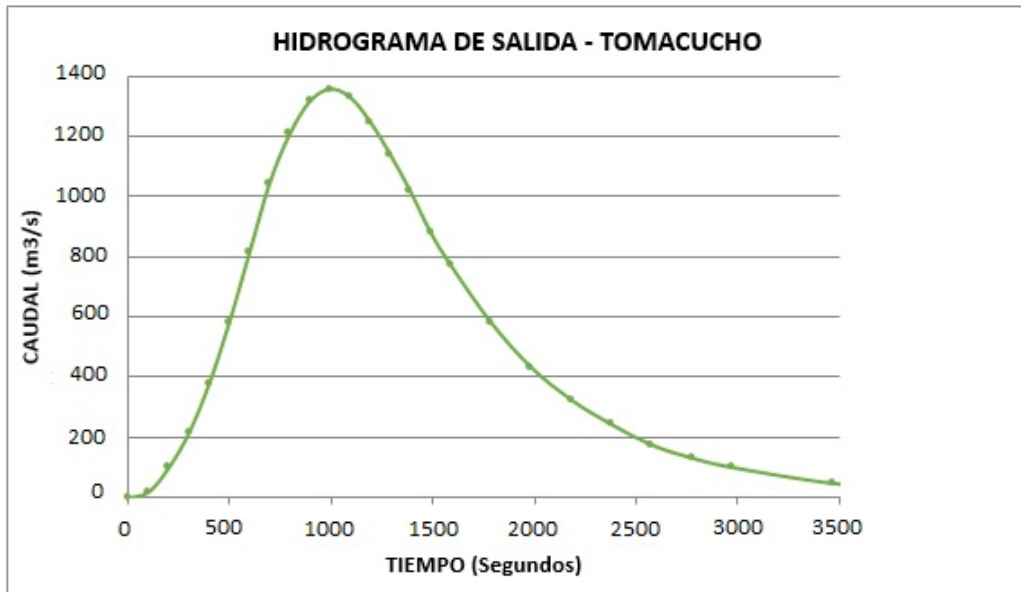


Figura 4.1: Hidrograma de salida del embalse por el rompimiento de presa.

4.1.2. Análisis de Sensibilidad del Caudal Pico Generado por el Rompimiento de la Presa.

Compararemos los resultados obtenidos del caudal pico con el modelo IBER y los resultados del cálculo con la ecuación 2.3.7.

El caudal pico obtenido producto de la rotura de la presa con IBER es de $1345.55 \text{ m}^3/\text{s}$. El tiempo de ocurrencia de dicho caudal coincide con el tiempo total de falla de la brecha (9.02 minutos, calculado con la ecuación 2.3.1), ver figura 4.2.

RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN		
	IBER	TEÓRICO
Caudal pico (m^3/s)	1345.55	1560.74

Tabla 4.1: Diferencias encontradas entre los resultados de caudal pico con IBER y lo calculado con las ecuaciones 2.3.7, 2.3.1, 2.3.2.

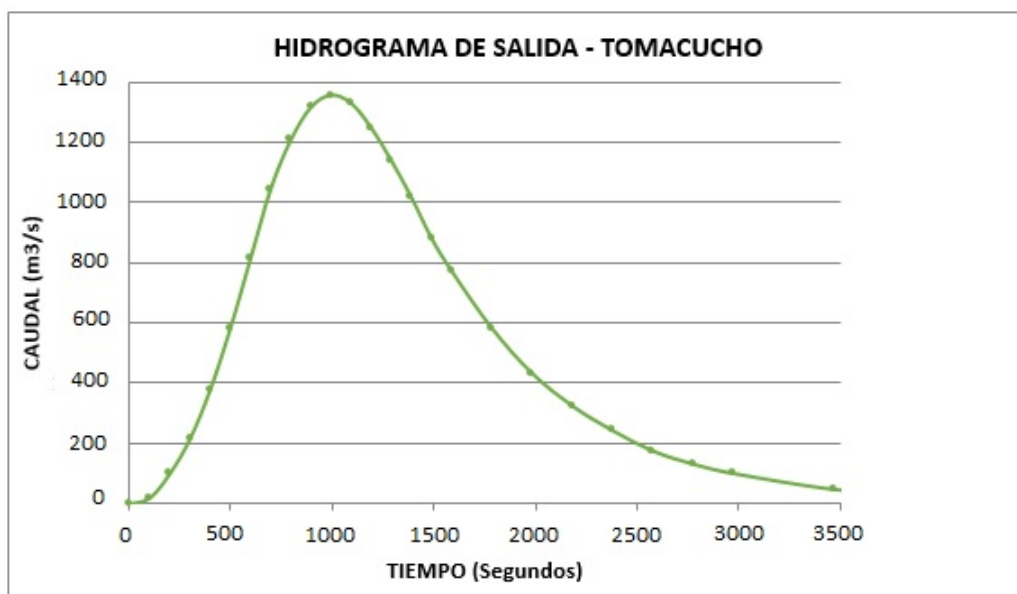


Figura 4.2: El caudal pico producto de la rotura.

4.1.3. Onda de Avenida.

En las siguientes figuras se observa la dirección del frente de **onda de avenida**¹ y como cambia la profundidad del agua a medida que avanza éste por la zona de estudio. Se observa que se presentan problemas de inundación en áreas de cultivo, se observa que a partir de los 3360 s de simulación la onda de rotura empieza a llegar a la zona urbana del pueblo de Querobamba, y que posteriormente inunda algunas viviendas que se encuentran a la rivera del río. Para luego estancarse en el lugar denominado chanlalayoc formando una presa, debido a que en dicho lugar el río hace un recorrido por un túnel formado con el paso del tiempo, para que posteriormente el río aparezca en la quebrada aledaña. Debido a este estancamiento del agua por varios días y formándose otra presa, se produjo otra rotura de grandes dimensiones las cuales arrasaron grandes dimensiones de cultivos, animales y viviendas; siendo perjudicadas las comunidades de Chonta y Cayhua; cuya simulación lo veremos más adelante.

¹Onda de Avenida: Aumento del caudal de una corriente de agua hasta un valor máximo y su ulterior recesión, a consecuencia de un período de precipitaciones, deshielo, rotura de presa o vertidos de centrales hidroeléctricas.

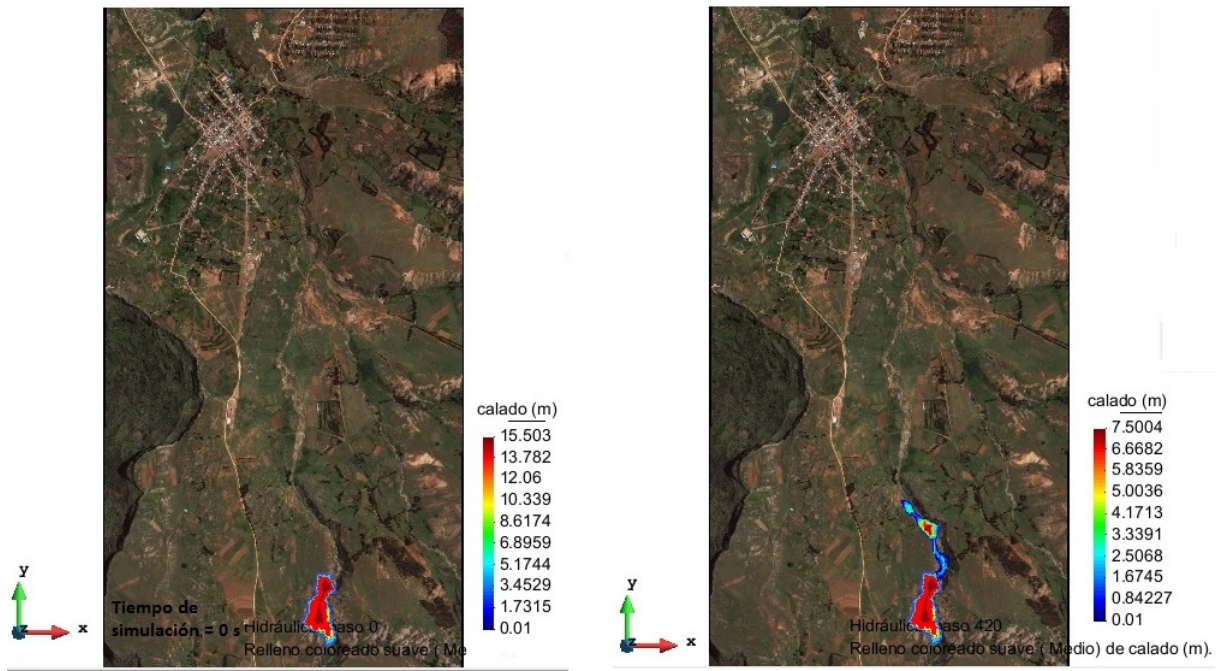


Figura 4.3: Tiempos de simulación $t = 0 s$ y $t = 240 s$.

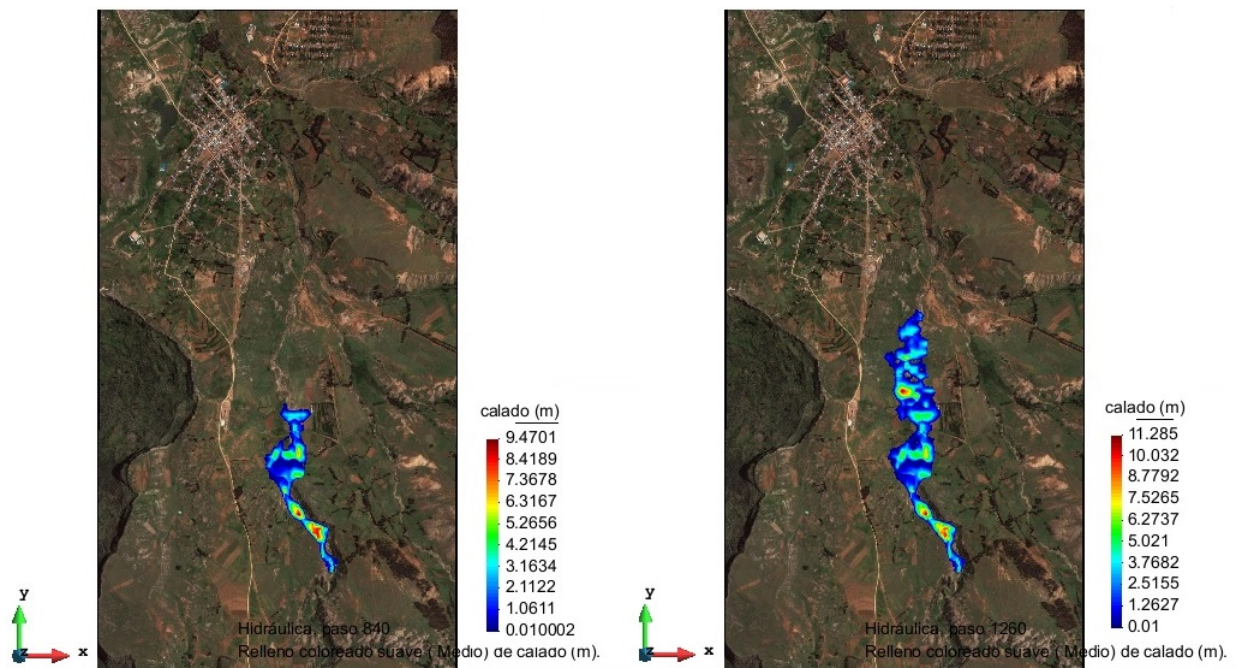


Figura 4.4: Tiempos de simulación $t = 840 s$ y $t = 1260 s$.

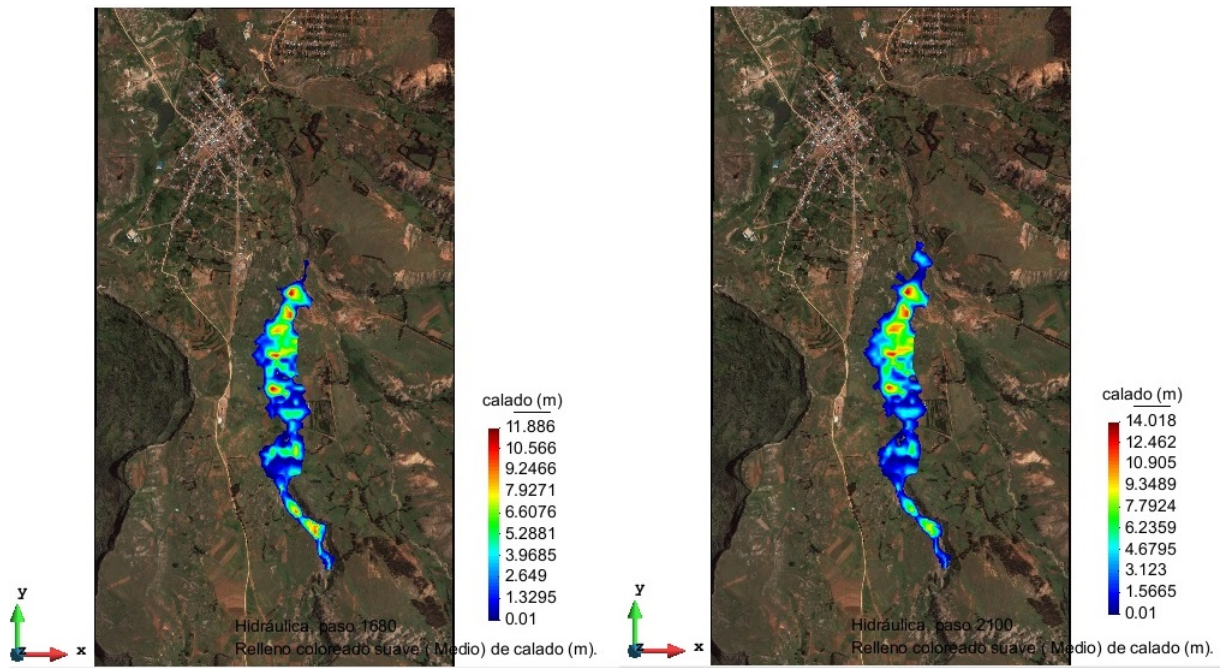


Figura 4.5: Tiempos de simulación $t = 1680 s$ y $t = 2100 s$.

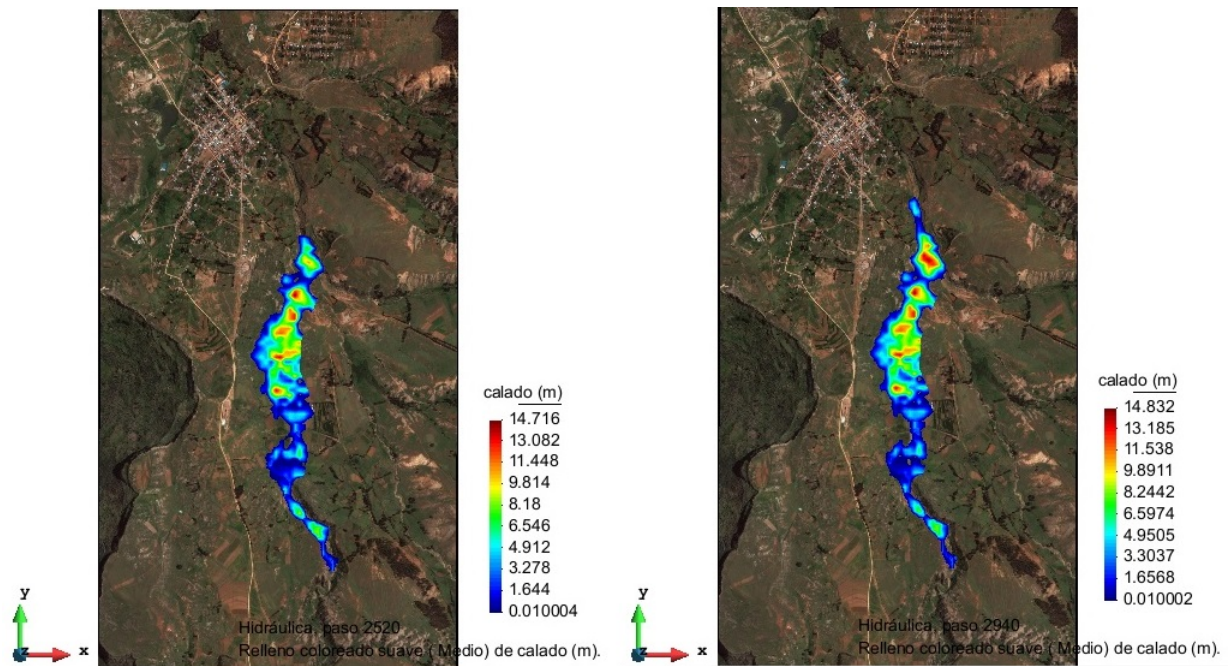


Figura 4.6: Tiempos de simulación $t = 2520 s$ y $t = 2940 s$.

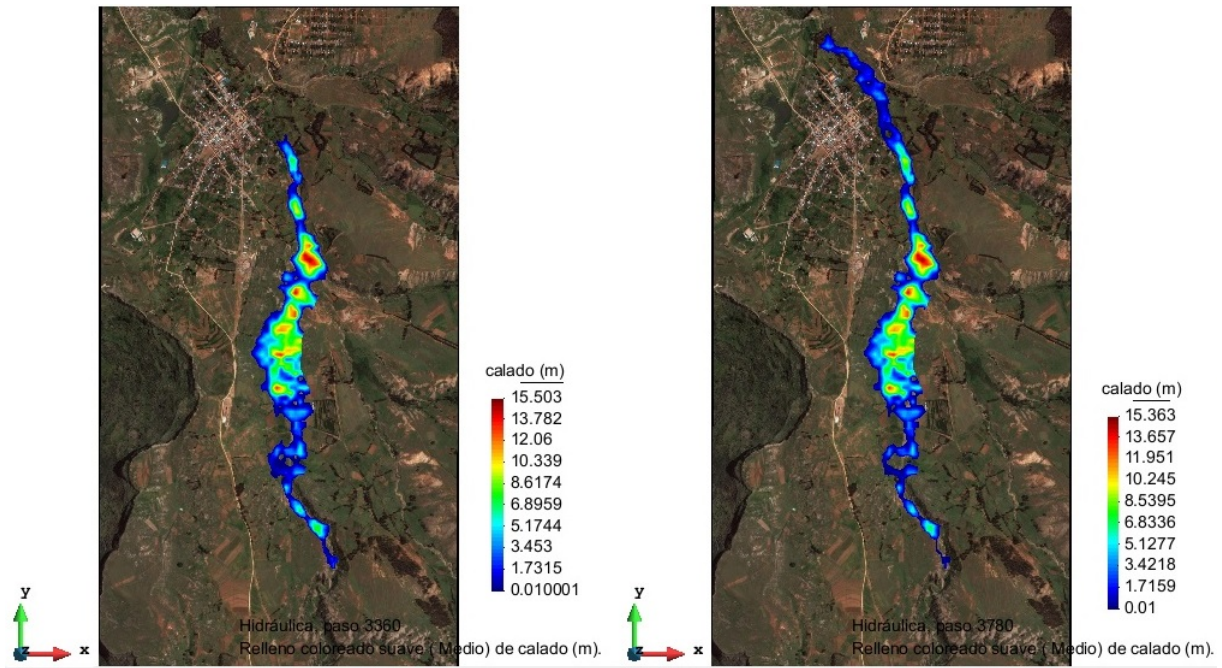


Figura 4.7: Tiempos de simulación $t = 3360 s$ y $t = 3780 s$.

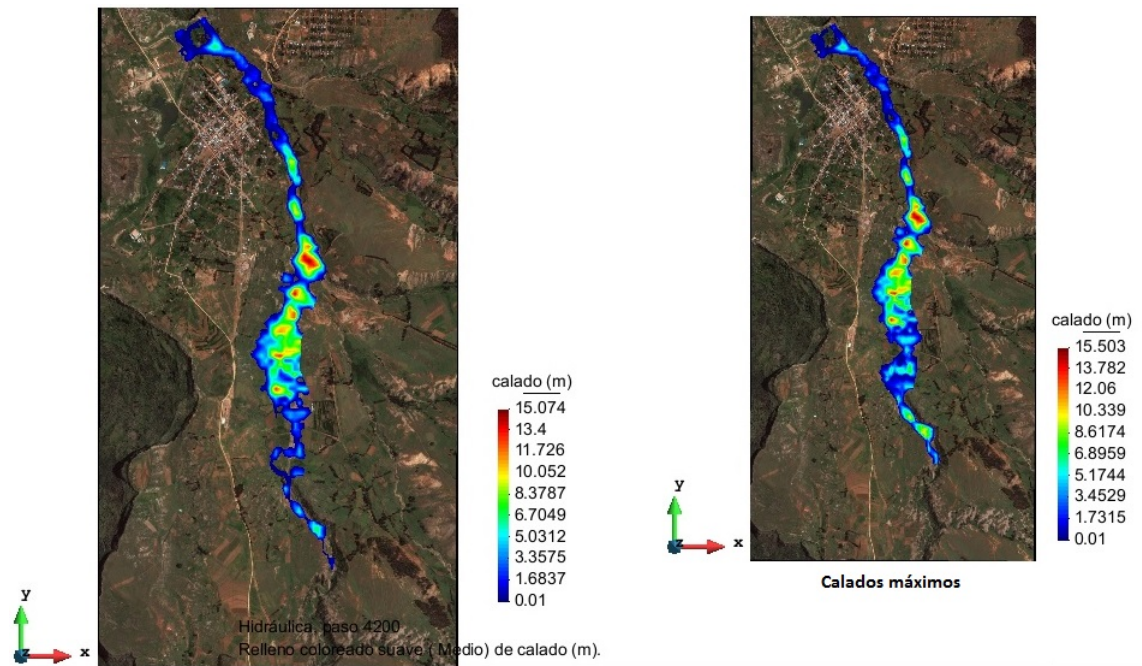


Figura 4.8: Tiempos de simulación $t = 4200 s$ y los calados máximos.

4.1.4. Calados Producto de la Simulación.

Para la investigación se realizó un levantamiento topográfico al cuerpo de la presa que fallo y 500 metros aguas abajo siguiendo las huellas dejadas por la gran avenida producida.

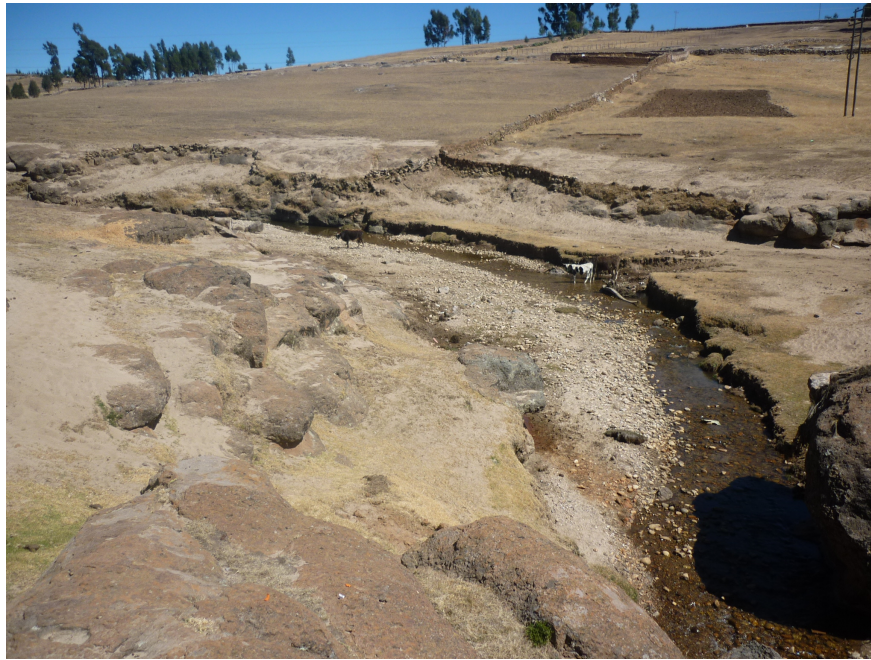


Figura 4.9: Vista de las huellas dejadas producto de la falla.

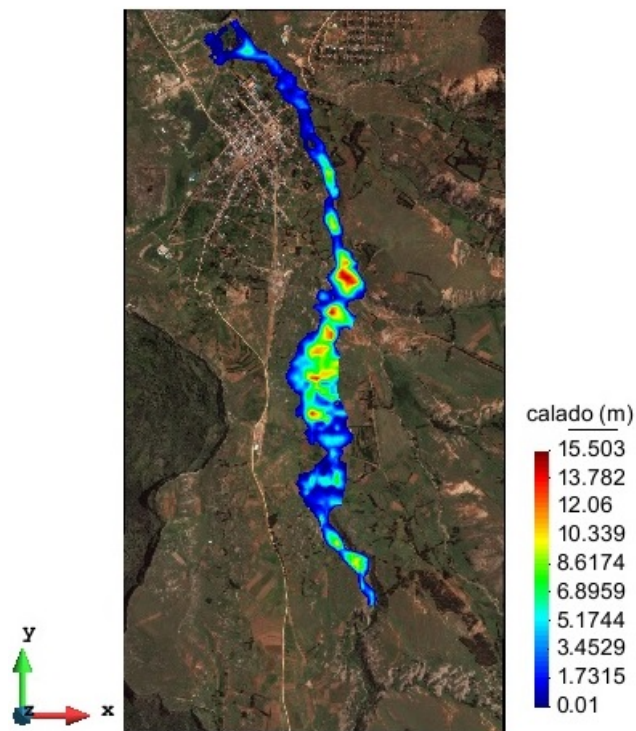


Figura 4.10: Calados máximos de la simulación.

Para realizar la contrastación de los calados de la simulación y de las huellas dejadas por la avenida, realizamos un cuadro, ver tabla 4.2, comparativo y luego hacemos un análisis con regresión lineal, ver figura 4.11.

PROGRESIVA	CALADO (m) CON IBER	CALADO (m) CON TOPOGRAFÍA
0+50	4.29	4.15
0+100	2.46	2.50
0+150	6.89	7.00
0+200	8.49	8.44
0+250	4.35	4.28
0+300	7.16	7.30
0+350	4.65	4.52
0+400	2.03	2.10
0+450	2.86	2.90
0+500	1.30	1.80

Tabla 4.2: Valores de calados.

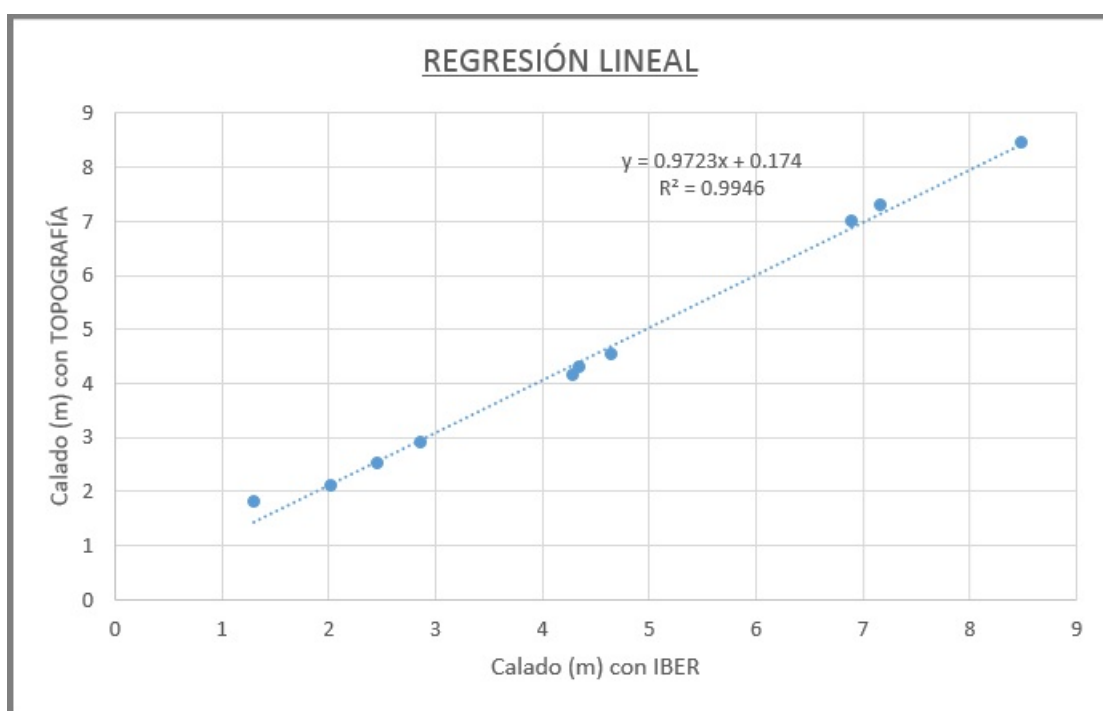


Figura 4.11: Regresión lineal.

El análisis de regresión involucra el estudio la relación entre dos variables **cuantitativas**.

En general interesa:

- Investigar si existe una asociación entre las dos variables testeando la hipótesis de independencia estadística.
- Estudiar la fuerza de la asociación, a través de una medida de asociación denominada coeficiente de correlación.

- Estudiar la forma de la relación. Usando los datos propondremos un modelo para la relación y a partir de ella será posible predecir el valor de una variable a partir de la otra.

Una medida de ajuste que ha recibido gran aceptación en el contexto del análisis de regresión es el coeficiente de determinación R^2 : el cuadrado del coeficiente de correlación múltiple. Se trata de una medida estandarizada que toma valores entre 0 y 1 (0 cuando las variables son independientes y 1 cuando entre ellas existe relación perfecta).

Este coeficiente posee una interpretación muy intuitiva: representa el grado de ganancia que podemos obtener al predecir una variable basándonos en el conocimiento que tenemos de otra u otras variables.

Interpretación de la figura 4.11:

- El valor 1.0026 es la PENDIENTE de la recta, mide el cambio en Y por cada unidad de cambio en X .
- El valor -0.0105 es la ORDENADA AL ORIGEN, el punto donde la recta intercepta el eje Y , es decir el valor de Y cuando $X = 0$.

La pendiente de la recta 0.9723 indica que, en promedio, a cada incremento de una unidad en el *calado obtenido con Iber* (X) le corresponde un incremento de 0.9723 m de *calado obtenidos con topografía* (Y). El origen de la recta 0.174 sugiere que en cero metros de *calado obtenido con Iber*, podría tener 0.174 m de *calado obtenidos con topografía*.

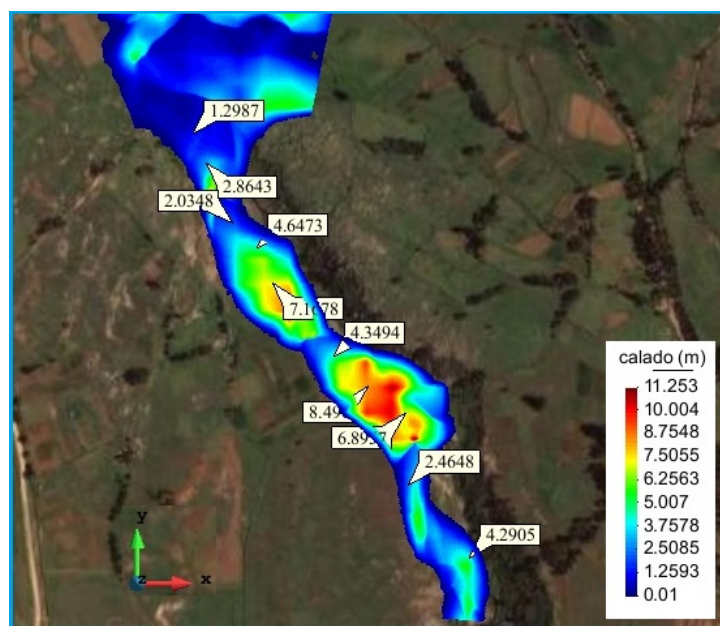


Figura 4.12: Calados en la trayectoria del río de 0+000 al 0+500.

CUADRO DE RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN	
Tipo de presa	Enrocado
Clasificación de la presa	Categoría C
Tiempo total de simulación (Hrs)	05:31:32
Tiempo de inicio de rotura (Hrs)	00:05:00
Volumen de embalse (Hm^3)	0.318
Volumen de embalse calculado con IBER (Hm^3)	0.401
Altura de brecha (m)	9.586
Ancho de becha (m)	30.935
Tiempo de formación de la brecha (Hrs)	00:05:00
Superficie del espejo de agua en el NAMO (m^2)	54343.966
Caudal máximo teórico (m^3/s)	1560.742
Caudal máximo de la simulación (m^3/s)	1345.55
Tiempo que se produce Q_{max} (Hrs)	00:09:02
Tiempo de arribo a Querobamba (Hrs)	00:02:35
Tirante o calado máximo (m)	15.503

Tabla 4.3: Resumen de resultados obtenidos con IBER.

4.1.4.1. Iniciación del Movimiento.

Originalmente *Shields* trabajó con τ^* y Re^* (el número de Reynolds), pero era un proceso iterativo y se ha mejorado por este otro.

$$\tau_b^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g D_{50}} \quad (4.1.1)$$

$$D_* = \frac{D_{50} u_*}{\nu} \quad (4.1.2)$$

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad (4.1.3)$$

Donde:

- $\tau_b = \rho * g * h * i$
- $\rho_s =$ Densidad del material (roca).
- $\rho =$ Densidad del agua (1000kg/m^3).
- $\nu =$ Viscosidad cinemática del agua = 10^{-6}
- u_* Velocidad de fricción de fondo.
- $D_{50} =$ tamaño del material en las abscisas de la curva granulométrica que corresponde al 50% en las ordenadas

Para calcular el tamaño límite de grano para el cual hay transporte de sedimentos, simplemente hay que tomar $\tau^* = 0.05$ y despejar D_{50} de la primera fórmula. Una vez hallado, se debe comprobar que D_* es >200 , pues el 0.05 es válido para ese rango.

Datos:

$\rho_s = 2360 \text{kg/m}^3$; pendiente del río $S_o = 0.07\% = 0.0006$ y $g = 9.8 \text{m/s}^2$

- Tirante = 0.50m

$$\rightarrow \tau_b = \rho * g * h * S_o = 1000 * 9.8 * 0.5 * 0.0006 = 2.94$$

$$\rightarrow D_{50} = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g \tau_b^*} = \frac{2.94}{1360 * 9.8 * 0.05} = 0.004$$

$$\rightarrow u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = \sqrt{\frac{2.94}{1000}} = 0.054$$

$$\rightarrow D_* = \frac{D_{50} u_*}{\nu} = \frac{0.004 * 0.054}{10^{-6}} = 239.21 \text{mm} = 0.24 \text{m}$$

- Tirante = 1.00m

$$\rightarrow \tau_b = \rho * g * h * S_o = 1000 * 9.8 * 1.0 * 0.0006 = 5.88$$

$$\rightarrow D_{50} = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g \tau_b^*} = \frac{5.88}{1360 * 9.8 * 0.05} = 0.009$$

$$\rightarrow u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = \sqrt{\frac{5.88}{1000}} = 0.077$$

$$\rightarrow D_* = \frac{D_{50} u_*}{\nu} = \frac{0.009 * 0.077}{10^{-6}} = 676.60 \text{mm} = 0.68 \text{m}$$

- Tirante = 1.50m

$$\rightarrow \tau_b = \rho * g * h * S_o = 1000 * 9.8 * 1.50 * 0.0006 = 8.82$$

$$\rightarrow D_{50} = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g \tau_b^*} = \frac{8.82}{1360 * 9.8 * 0.05} = 0.013$$

$$\rightarrow u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = \sqrt{\frac{8.82}{1000}} = 0.094$$

$$\rightarrow D_* = \frac{D_{50} u_*}{\nu} = \frac{0.013 * 0.094}{10^{-6}} = 1242.99 \text{mm} = 1.24 \text{m}$$

- Tirante = 2.00m

$$\rightarrow \tau_b = \rho * g * h * S_o = 1000 * 9.8 * 2.0 * 0.0006 = 11.76$$

$$\rightarrow D_{50} = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g \tau_b^*} = \frac{11.76}{1360 * 9.8 * 0.05} = 0.018$$

$$\rightarrow u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = \sqrt{\frac{11.76}{1000}} = 0.108$$

$$\rightarrow D_* = \frac{D_{50} u_*}{v} = \frac{0.018 * 0.108}{10^{-6}} = 1913.71 \text{mm} = 1.91 \text{m}$$

- Tirante = 2.50m

$$\rightarrow \tau_b = \rho * g * h * S_o = 1000 * 9.8 * 2.5 * 0.0006 = 14.70$$

$$\rightarrow D_{50} = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g \tau_b^*} = \frac{14.70}{1360 * 9.8 * 0.05} = 0.022$$

$$\rightarrow u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = \sqrt{\frac{14.70}{1000}} = 0.121$$

$$\rightarrow D_* = \frac{D_{50} u_*}{v} = \frac{0.022 * 0.121}{10^{-6}} = 2674.49 \text{mm} = 2.67 \text{m}$$

- Tirante = 3.00m

$$\rightarrow \tau_b = \rho * g * h * S_o = 1000 * 9.8 * 3.0 * 0.0006 = 17.64$$

$$\rightarrow D_{50} = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g \tau_b^*} = \frac{17.64}{1360 * 9.8 * 0.05} = 0.026$$

$$\rightarrow u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = \sqrt{\frac{17.64}{1000}} = 0.133$$

$$\rightarrow D_* = \frac{D_{50}u_*}{\nu} = \frac{0.026 * 0.133}{10^{-6}} = 3515.71mm = 3.51m$$

■ Tirante = 3.50m

$$\rightarrow \tau_b = \rho * g * h * S_o = 1000 * 9.8 * 3.50 * 0.0006 = 20.58$$

$$\rightarrow D_{50} = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g \tau_b^*} = \frac{20.58}{1360 * 9.8 * 0.05} = 0.031$$

$$\rightarrow u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = \sqrt{\frac{20.58}{1000}} = 0.143$$

$$\rightarrow D_* = \frac{D_{50}u_*}{\nu} = \frac{0.031 * 0.143}{10^{-6}} = 4430.30mm = 4.43m$$

■ Tirante = 4.00m

$$\rightarrow \tau_b = \rho * g * h * S_o = 1000 * 9.8 * 4.0 * 0.0006 = 23.52$$

$$\rightarrow D_{50} = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) g \tau_b^*} = \frac{23.52}{1360 * 9.8 * 0.05} = 0.035$$

$$\rightarrow u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} = \sqrt{\frac{23.52}{1000}} = 0.153$$

$$\rightarrow D_* = \frac{D_{50}u_*}{\nu} = \frac{0.035 * 0.153}{10^{-6}} = 5412.79mm = 5.41m$$

Tabla 4.4: Iniciación del movimiento, producto de la rotura de presa.

Tirante (m)	τ_b	D_{50}	u_*	Diámetro (mm)
0.5	2.94	0.004	0.054	239.21
1.0	5.88	0.009	0.077	676.60
1.5	8.82	0.013	0.094	1242.99
2.0	11.76	0.018	0.108	1913.71
2.5	14.70	0.022	0.121	2674.49
3.0	17.64	0.026	0.133	3515.71
3.5	20.58	0.031	0.143	4430.30
4.0	23.52	0.035	0.153	5412.79

En la tabla 4.5 mostramos los diámetros máximos de iniciación de movimiento, calculados con el criterio de SHIELDS con las formulas iterativas, para diferentes calados obtenidos de la simulación hidráulica del rompimiento de la presa.

Tabla 4.5: Iniciación del movimiento, con las formulas iterativas.

Tirante (m)	Re_*	τ_c^*	Diámetro (mm)
0.20	33327.73	0.06	121
0.50	131957.19	0.06	303
1.00	372615.39	0.0601	605
1.50	684915.34	0.0601	908
2.00	1053915.48	0.0601	1210
2.50	1475326.19	0.06	1515
3.00	1936166.36	0.0601	1815
3.50	2442729.05	0.06	2120
4.00	2980923.12	0.0601	2420

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

τ_c^* : es la fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de la iniciación del movimiento. Se

puede designar también como τ_C .

Re_* : es un Número de Reynolds calculado con la velocidad de corte y el diámetro de la partícula.

4.1.5. Análisis de las Causas del Rompimiento de la Presa.

4.1.5.1. Deficiencias Constructivas en la Obra.

La represa Tomacucho, colapso el 13 de marzo de 2015, a consecuencias del deficiente vaciado, colocado del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ utilizado para la conformación de la pantalla impermeable, las cuales se utilizó concreto poroso cuya resistencia es menor a la resistencia de diseño del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, cuyos valores oscilan entre $f'c = 154.35 \text{ kg/cm}^2$ a $f'c = 198 \text{ kg/cm}^2$ de resistencia², la misma que se hizo vulnerable la calidad y funcionalidad de la misma, reflejada en fisuras y agrietamientos selladas por el contratista con poliuretano y aquellas producidas con posterioridad a la recepción de obra; también, es pertinente precisar que existió deficiencias constructivas en las juntas de dilatación que limitaron su funcionalidad por su alto nivel de porosidad; ambas, facilitaron la infiltración del agua embalsada al interior del cuerpo de la represa, originando erosión regresiva en la zona de transición y enrocado del cuerpo de la represa.

²INFORME DE AUDITORIA N° 842-2015-CG/ORAY-AC



Figura 4.13: Imágenes de los agrietamiento sellados en la presa Tomacucho.

Fuente: Elaboración propia.

Es así que, la filtración de agua, erosionó la zona de transición caracterizado por su deficiente compactación y el enrocado del cuerpo de la presa caracterizado por su nula compactación, esta ultima, conformado por material granular y fino en los espacio entre roca y roca; provocaron asentamientos diferenciales³ en el cuerpo de la presa, originando inmediatamente fallas por corte en las zonas de empalme de las tuberías de servicio de concreto armado.

Es así como, el agua captada y trasvasada mediante las tuberías con caudal máximo de 0.81 m³/s[21], empezó a verter al interior del cuerpo de la presa, arrasando abruptamente con los materiales que conformaron la zona de transición y el enrocado en el cuerpo de la presa; fue entonces que, la pantalla de concreto armado se sometió a máximos esfuerzos de flexión⁴ por la acción de las fuerzas hidrostáticas del agua embalsada y al no encontrar punto de apoyo en el cuerpo de la presa que le permita recuperar su estado de equilibrio, se fracturo siguiendo las líneas de la junta de dilatación en compresión, ocasionando el colapso de la presa Tomacucho.

³Evidencia existente en el margen derecho del cuerpo de la presa; fractura entre el cuerpo de la presa y el talud derecho.

⁴Combinación de las fuerzas de tracción y de compresión que se desarrollan en la sección transversal de un elemento estructural para resistir una fuerza transversal.



Figura 4.14: Vista de los restos de la pantalla impermeable.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.5.2. Deficiencia en la construcción de la pantalla impermeabilizante

La construcción de la pantalla impermeable, se ejecuto con deficiencias constructivas, las mismas que se detallan a continuación:

El proceso de compactación en la zona de transición del segundo tercio de la altura del cuerpo de la represa, se realizo paralelo a la ejecución de los paños de la losa impermeabilizante en el primer tercio⁵; esta metodología en el proceso constructivo tuvo repercusiones, en la medida que los esfuerzos transmitidos por la vibración del rodillo liso vibratorio autopropulsado incidió sobre el solado y concreto vaciado en la pantalla impermeable, en razón que el concreto estuvo en proceso de endurecimiento; cuya metodología de trabajo fue ocasionando fisuras sobre la superficie de la losa impermeable

⁵Cuaderno de obra del proyecto.



Figura 4.15: Vista de las fisuras en la pantalla impermeable.

Fuente: Elaboración propia.

Así mismo, en las juntas de dilatación utilizaron water stop de 6" y relleno asfáltico (mezcla de RC-250 y arena fina) en forma parcial respecto de la sección de la junta de dilatación, así como en las juntas de dilatación de advierte que no utilizaron relleno asfáltico sino dejaron la madera de encofrado y sobre ella se aplicó el relleno con mortero de cemento.



Figura 4.16: Uso de water stop y relleno asfáltico en forma parcial en las juntas de dilatación.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.5.3. Deficiencias del enrocado en cuerpo de la presa

Parte del cuerpo de la presa esta constituido por roca dura y compacta que tiene por finalidad formar el núcleo de la presa sobre la cual, aguas arriba, se proyecto la zona de transición y la pantalla impermeable, con la finalidad de garantizar, la estabilidad y funcionalidad de la estructura de la presa. El material del enrocado, según sus propiedades físicas son considerados como **enrocado de baja resistencia para el empleo del cuerpo de la presa**⁶. Así mismo la conformación del material de enrocado en el cuerpo no obedece a ningún criterio de ICOLD y tampoco de la ingeniería de pequeñas presas.

⁶INFORME DE AUDITORIA N° 842-2015-CG/ORAY-AC



Figura 4.17: Vista actual del cuerpo de la presa.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.5.4. Deficiencias en la construcción de la tubería de servicio

Durante la etapa de operación de la presa tomacucho, colapso a razón de las fisuras existentes sobre la pantalla impermeable y principalmente por las existencias en el sector de la captación de la toma de fondo, en razón que es el área con mayor cantidad de fisuras sobre su superficie, permitieron que el agua embalsada se infiltre, así como por las juntas de dilatación con relleno asfáltico de 5.0 cm de ancho y 3.0 cm de espesor, caracterizadas por su alta porosidad; una vez que el agua llegó a la zona de transición conformada por grava pobremente graduada y grava pobremente graduada - matriz arcillosa, origen en ella la erosión regresiva y similar proceso se produjo en la zona de enrocado, las mismas que estuvieron conformadas con material granular y fino en los espacios entre roca y roca, fue así que provocaron en el interior del cuerpo de la presa, la segregación de los mismos hasta crear vacíos y oquedades, y consecuentemente el asentamiento diferencial en el cuerpo de la presa, provocando la falla por corte en las zonas de empalme de la tubería de servicio de concreto armado, originando el desgarramiento del acero corrugado de 3/8" de diámetro en dichas zonas de empalme, lo cual se corrobora en los restos de la tubería de servicios existentes aguas abajo de la represa colapsada. Lo expuesto, provocó que el agua captada y por la cantidad de caudal que avacuo de 0.81 m³/s empiece a lavar a su paso el material granular y fino de la zona de transición,

posteriormente arrasó las piedras, el enrocado del cuerpo de la presa; finalmente colapso el 13 de marzo de 2015 y quedó inutilizable.



Figura 4.18: Vista de los restos de la tubería de servicio.

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente ante la presión hidrostática ejercida por el agua embalsada, la pantalla de concreto armado se sometió a esfuerzos de flexión y al no encontrar una capa subyacente que le permita recuperar su estado de equilibrio, se fracturó siguiendo las líneas de la junta de dilatación en compresión; posteriormente, la presa Tomacucho colapso, originando súbito desembalse de volumen de agua contenida, inundando viviendas, áreas de cultivo, locales públicos, en la comunidad de Querobamba originó el colapso de 4 puentes peatonales de cal y canto, sistema de agua potable para el barrio Pampa, canales laterales de concreto simple en una longitud de 200 m en el paraje Tomacucho, áreas de cultivo, camal municipal y 2 viviendas familiares de material rústico (adobe). Así mismo, en el anexo de Chonta y Cayhua colapso: áreas de cultivo, bocatoma y canales laterales, puente peatonal de concreto armado, infraestructura de la IE N°24209, 3 viviendas familiares de material rústico (adobe) y 50 m. de pavimento económico en la carretera puente Cayhua - Chonta - Querobamba, en el Km. 3+000.

4.1.6. Simulación de la zona denominada Chanlalayocc.

En esta sección mostraremos los resultados de la simulación del rompimiento en la zona denominada **Chanlalayocc** por el efecto domino, que causo el colapso de la presa **Tomacucho**.

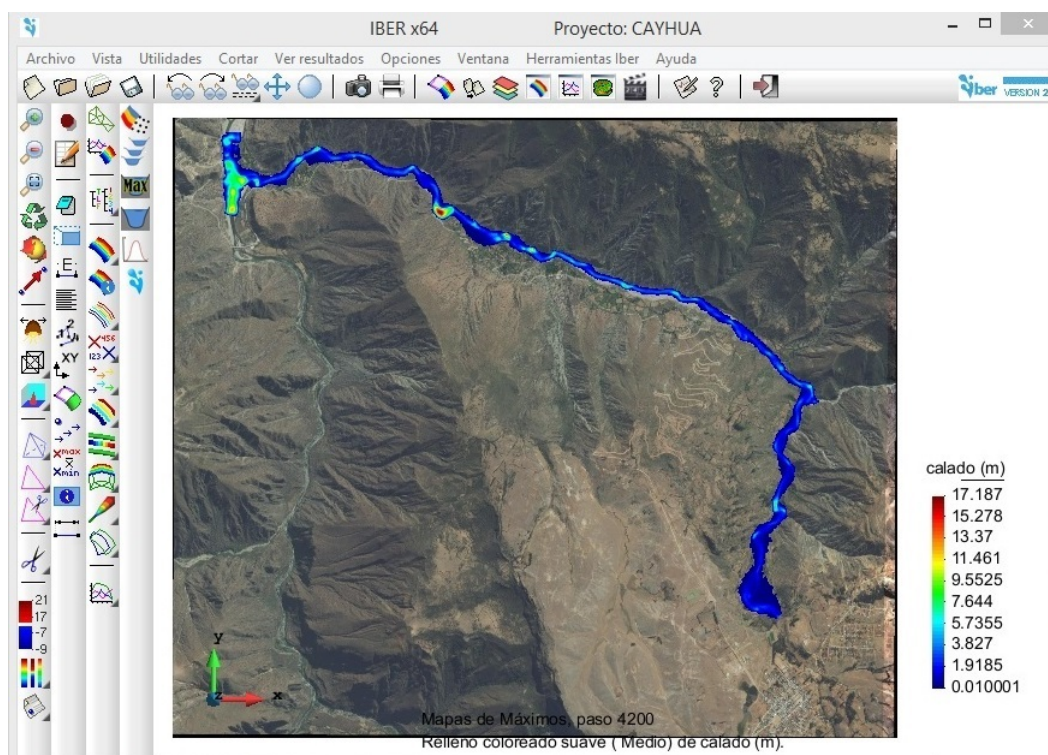


Figura 4.19: Máximos calados obtenidos de la simulación.

Fuente: Software IBER.

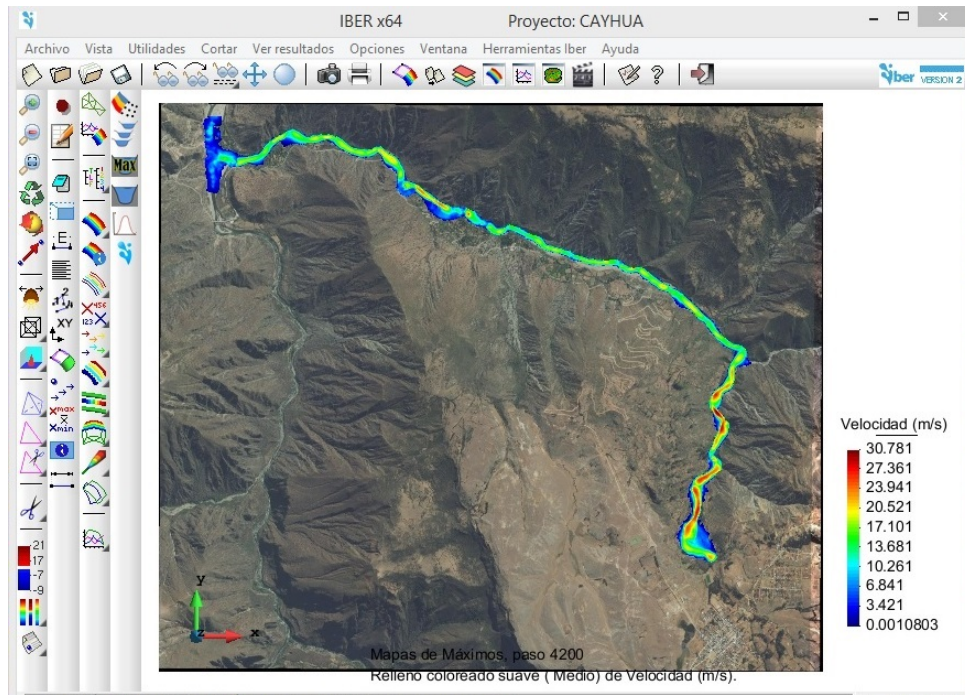


Figura 4.20: Velocidades máximas obtenidos de la simulación.

Fuente: Software IBER.

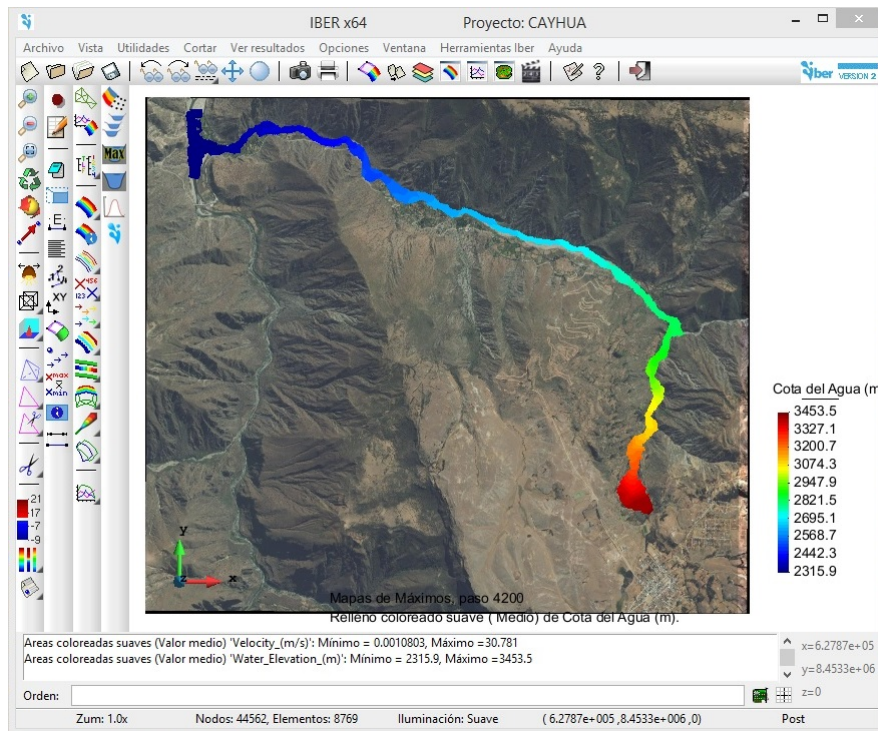


Figura 4.21: Cota máxima de calados obtenidos de la simulación.

Fuente: Software IBER.

A continuación mostramos mediante figuras, la evolución de la inundación de acuerdo a los

calados obtenidos.

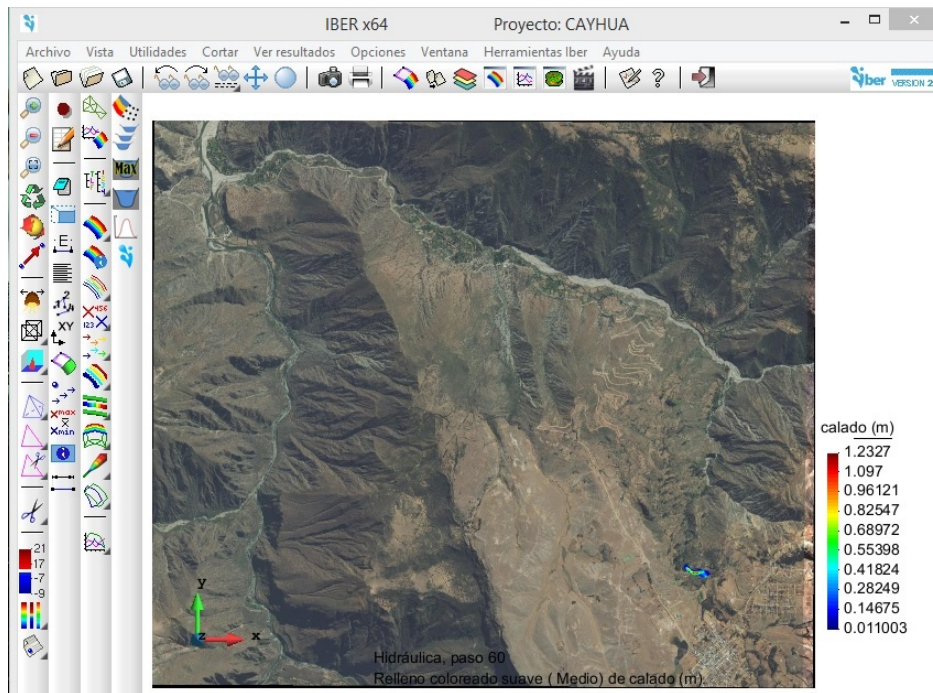


Figura 4.22: Inundación en el instante $t = 60 s$, de la simulación.

Fuente: Software IBER.

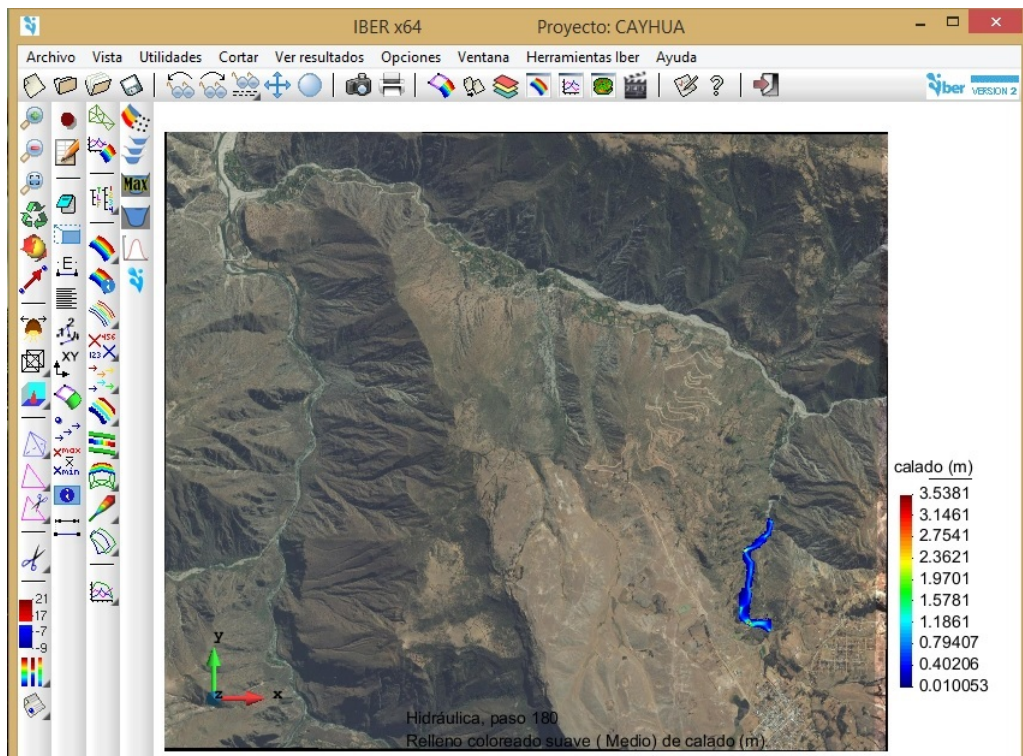


Figura 4.23: Inundación en el instante $t = 180 s$, de la simulación.

Fuente: Software IBER.

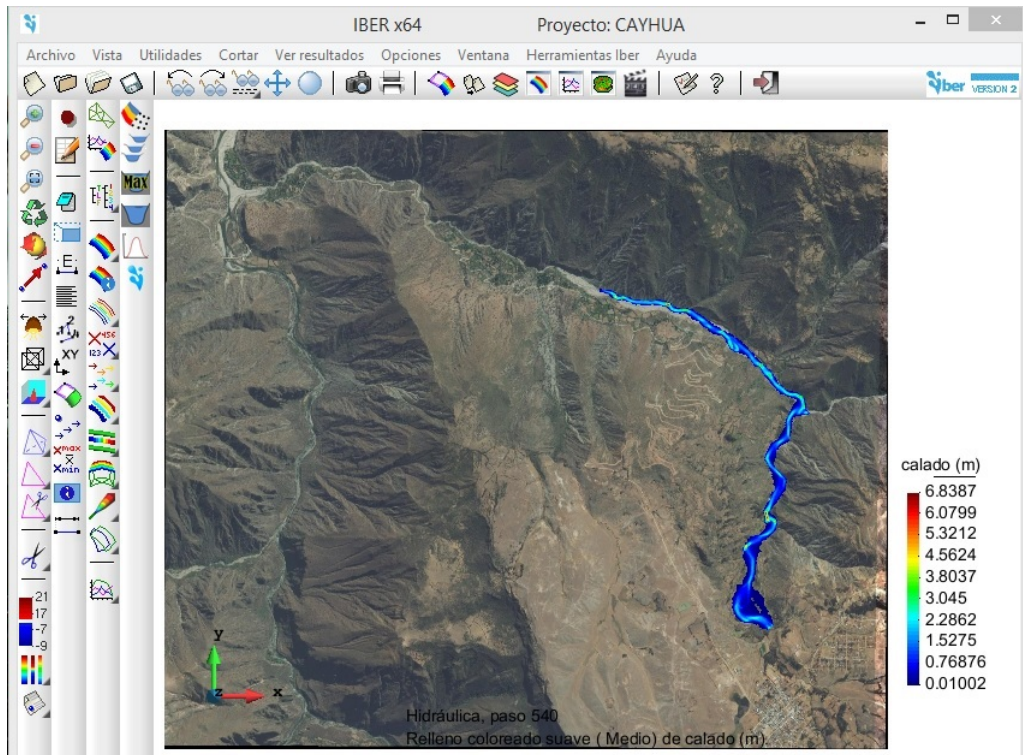


Figura 4.24: Inundación en el instante $t = 540 s$, de la simulación.

Fuente: Software IBER.

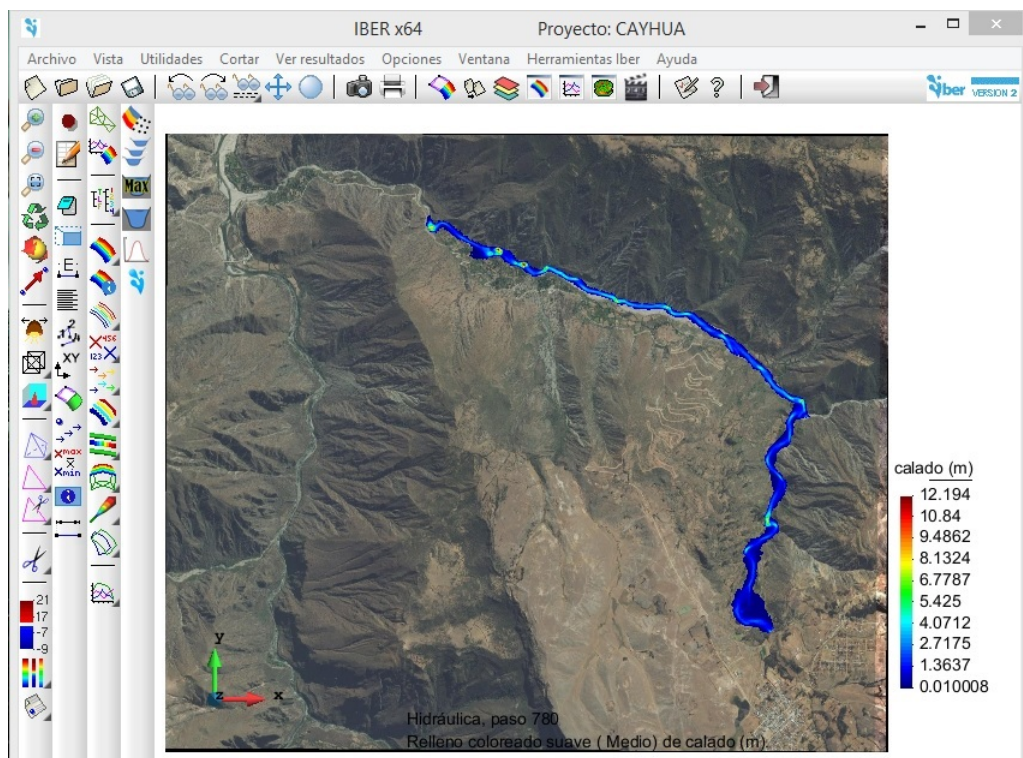


Figura 4.25: Inundación en el instante $t = 780 s$, de la simulación.

Fuente: Software IBER.

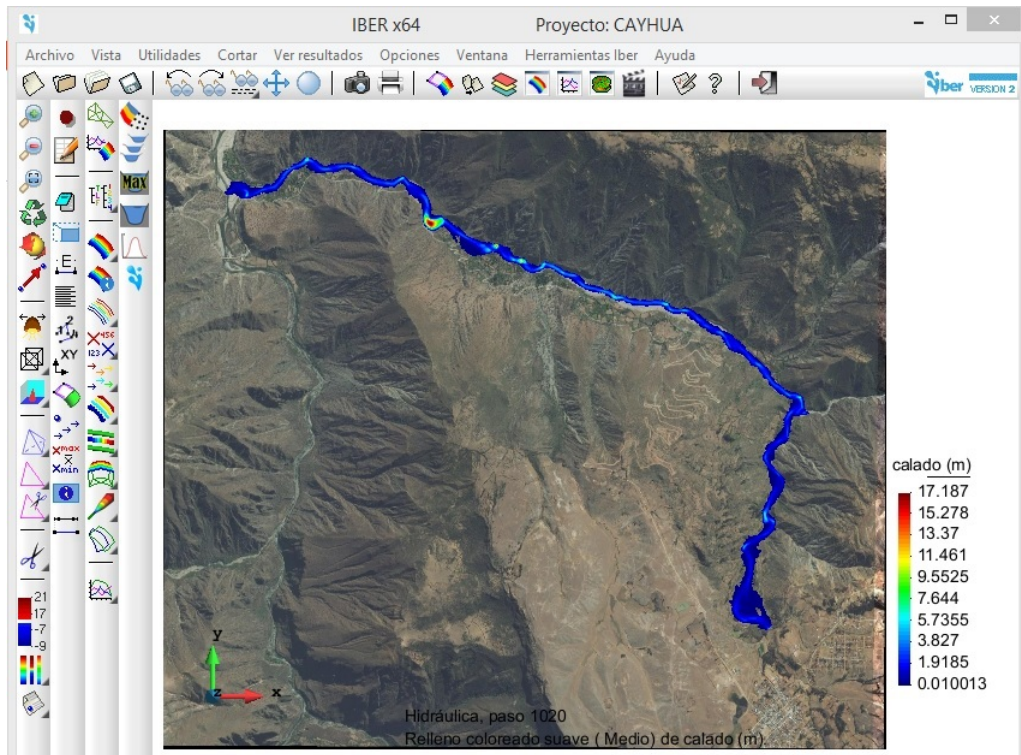


Figura 4.26: Inundación en el instante $t = 1020 s$, de la simulación.

Fuente: Software IBER.

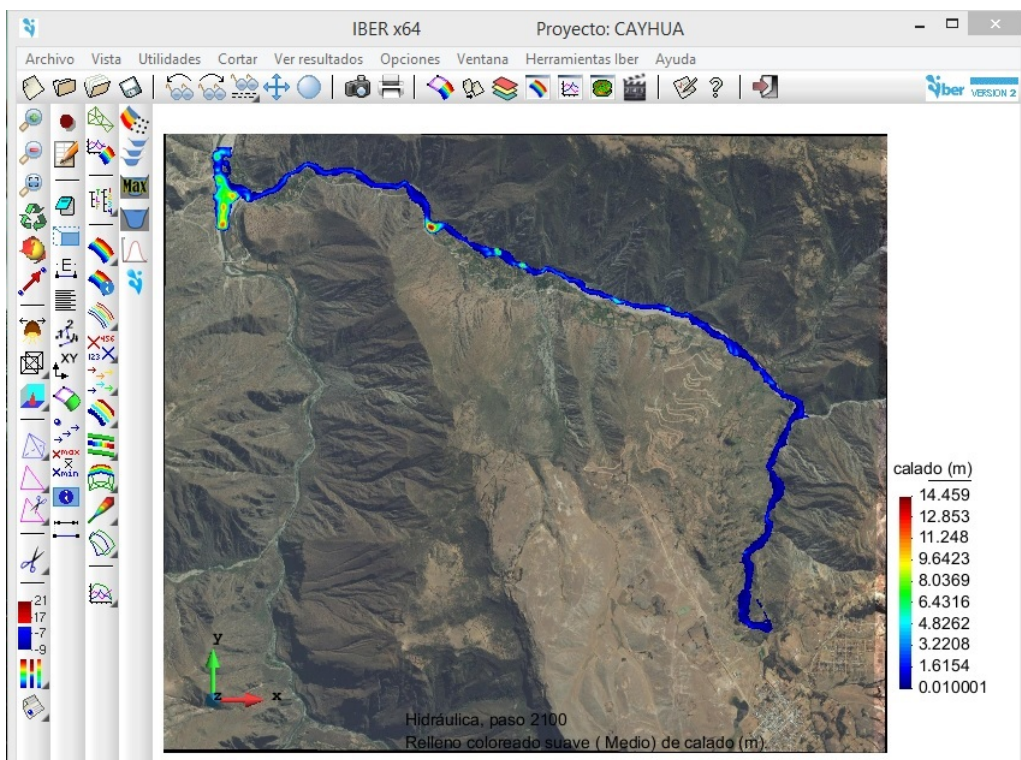


Figura 4.27: Inundación en el instante $t = 2100 s$, de la simulación.

Fuente: Software IBER.

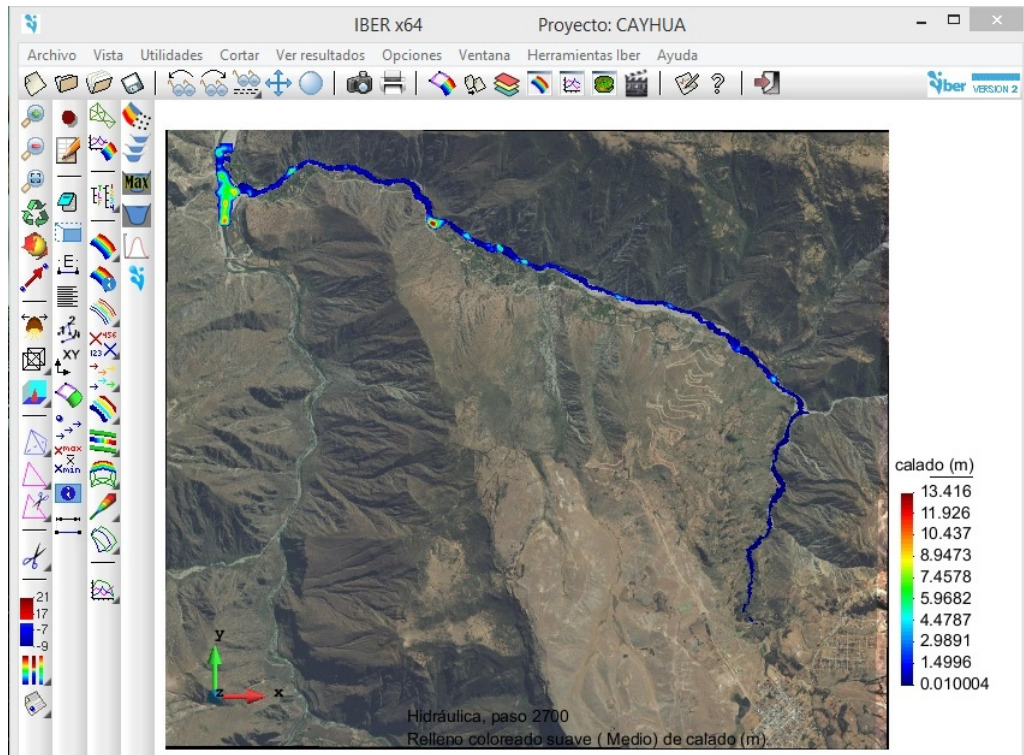


Figura 4.28: Inundación en el instante $t = 2700$ s, de la simulación.

Fuente: Software IBER.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

4.2. Conclusiones.

- En la simulación se usa un modelo bidimensional obteniendo todas las variables hidráulicas para el escenario de rotura, donde se calculan las variables para cada instante de tiempo, de esta manera se pueden conocer la evolución de cada variable hidráulica en toda la superficie de dominio del flujo a partir de la rotura de la presa.
- La represa Tomacucho, colapso a consecuencias del deficiente vaciado, colocado del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ utilizado para la conformación de la pantalla impermeable.
- La pendiente de la recta 0.9723 que se muestra en la figura 4.11 indica que, en promedio, a cada incremento de una unidad en el *calado obtenido con Iber (X)* le corresponde un incremento de 0.9723 m de *calado obtenidos con topografía (Y)*. El origen de la recta 0.174 sugiere que en cero metros de *calado obtenido con Iber*, podría tener 0.174 m de *calado obtenidos con topografía*.
- El valor R^2 del diagrama de la figura 4.11, de los calados nos indica, que si conocemos los calados obtenidos con el programa IBER, podemos mejorar en un 99.46% nuestros pronósticos sobre los calados que se generaron debido a la rotura de la presa TOMACUCHO. Con esto podemos concluir que los calados obtenidos con la simulación en el programa IBER si son equivalentes con los registros existentes.
- El caudal máximo de descarga calculado es $1345.550 \text{ m}^3/\text{s}$ y se genera a los 00:02:35

horas después de la rotura de la presa y el caudal máximo teórico es $1560.742 \text{ m}^3/\text{s}$, relativamente semejante al calculado. Como indica no coincide con el tiempo donde se genera mayor erosión, sin embargo coincide con los conceptos de estado de formación de la onda, como se muestra en la sección 4.1.1 y la tabla 4.3.

- La onda de avenida inundó todo el cauce del Rio Cabracancha, y las zonas planas cercanas al cauce son los más afectados por inundaciones, estas llegan a alturas que varían de 0 a 15.503 m, al arribar a la localidad de Querobamba muestra una similitud a los registros de inundación que se obtuvo; como se muestra en la sección 4.1.3.
- Tras el colapso de la presa Tomacucho, se originó un embalse en la zona denominada Chanlalayocc, que posteriormente colapsó y produjo desastres de mayor magnitud, con deslizamiento de tierra que afectaron a la quebrada denominada Ayaqchiri, centros poblados de Chonta y Cayhua. El cual se simuló y obtuvimos resultados muy parecidos a los registros existentes.
- El colapso la presa *Tomacucho*, originó un subitito desembalse de volumen de agua contenida, inundando viviendas, áreas de cultivo, locales públicos, en la comunidad de Querobamba origino el colapso de 4 pontones peatonales de cal y canto, sistema de agua potable para el barrio Pampa, canales laterales de concreto simple en una longitud de 200 m en el paraje Tomacucho, áreas de cultivo, camal municipal y 2 viviendas familiares de material rústico(adobe). Así mismo, en el anexo de Chonta y Cayhua colapso: áreas de cultivo, bocatoma y canales laterales, puente peatonal de concreto armado, infraestructura de la IE N°24209, 3 viviendas familiares de material rústico (adobe) y 50 m. de pavimento económico en la carretera puente Cayhua - Chonta - Querobamba, en el Km. 3+000.
- La velocidad del agua en el pie de presa llega hasta los 15.67 m/s, minutos antes de producirse el caudal máximo generado por la rotura de la presa, a partir de este momento las velocidades descienden en este punto hasta llegar a valores cercanos a cero a partir de los 2100 s de simulación. En la mayor parte de las zonas inundadas las velocidades de encuentran por debajo de 2.23 m/s, pero hay áreas donde llegan hasta una velocidad de 20.14 m/s, (ver figura A.8).
- En el Perú existen muchos poblados asentados al borde de los ríos, pero estas no cuentan

con un plan de contingencia por inundaciones. Este estudio propone una metodología para el análisis de riesgo a las poblaciones ubicadas en el cauce de los ríos, que de ocurrirse el rompimiento de una presa, estas serían enormemente afectadas por la onda de avenida generada.

- La veracidad de los datos, luego de la simulación del rompimiento de la presa, dependerá mucho de la escala topográfica, en otras palabras, mientras más detallada sea el levantamiento topográfico los resultados serán mejor y parecidos a lo ocurrido.
- Los poblados así como los pobladores de Querobamba, Chonta y Cayhua corrieron un alto riesgo, debido a que el flujo de agua cubre parcialmente las viviendas y áreas de cultivo aledañas al río.
- Los resultados muestran que el modelo IBER posee todas las capacidades necesarias para realizar modelamiento numérico del rompimiento de una presa, puesto que este software realiza una simulación bidimensional.

4.3. Recomendaciones.

A continuación daremos algunas recomendaciones a fin de complementar esta tesis, con futuros estudios que involucren el modelamiento bidimensional de rotura de presas.

- Conocer los conceptos e hipótesis que maneja el programa IBER, utilizándolos adecuadamente para representar el modelo lo más parecido a la realidad del sistema en estudio.
- Se recomienda realizar levantamiento topográfico con mucho detalle y de todo el área que podría ser afectada si ocurre el colapso de la presa, puesto que los resultados dependen mucho de estos datos. Estos levantamientos se podrían hacer con la nueva tecnología topográfica como el LIDAR⁷ y levantamiento con drones.
- Es importante contar con una cantidad y variedad de datos, necesarios para correr el modelo, de no ser así se recomienda interpolar adecuadamente los datos disponibles con el fin de cumplir con los requerimientos del programa, en la actualidad poseemos de mucha información geográfica satelital las cuales se encuentran a libre disposición en las páginas web de la NASA: gdex.cr.usgs.gov/gdex/ y earthexplorer.usgs.gov.
- Con los resultados obtenidos de esta investigación se puede predecir los calados reales, que pudieran alcanzar tras el colapso de otras presas de material suelto, simulando en el programa IBER y luego utilizando la regresión lineal de la figura 4.11.
- Tener en cuenta que los resultados obtenidos en la modelación dependen del criterio y experiencia del modelador y no pueden ser tomados bajo ningún concepto como absolutos, sino como aproximaciones del comportamiento del modelo representado.
- Se debe considerar este tipo de estudios a la hora de realizar los planes de contingencia por inundación y realizar el modelamiento respectivo para obtener los tiempos críticos de arribo y las características hidráulicas máximas para las zonas vulnerables, luego con estos datos realizar la estimación del riesgo y generar mapas.

⁷**LIDAR** (Light Detection and Ranging): Es un sistema que permite obtener una nube de puntos del terreno tomándolos mediante un escáner láser aerotransportado (ALS). Para realizar este escaneado se combinan dos movimientos. Uno longitudinal dado por la trayectoria del avión y otro transversal mediante un espejo móvil que desvía el haz de luz láser emitido por el escáner.



Referencias Bibliográficas

- [1] Cuervo A. Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bi-dimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España; 2012.
- [2] Rocha A. Introducción a la hidráulica fluvial. Universidad Nacional de Ingeniería; Perú; 1998.
- [3] Chow V. Hidráulica de canales abiertos. Mac Graw Hill Interamericana S.A; Colombia; 2000.
- [4] ANA. Inventario de presas en el Perú. ANA, 1(1): 179-181. 2016;.
- [5] SPANCOLD C. Instrucciones para proyectos, construcción y explotación de grandes presas. Comisión de grandes presas españolas; España; 1967.
- [6] Garcia J. Manual de ingeniería de ríos. Instituto de Ingeniería UNAM; Mexico; 2005.
- [7] Márquez H. Análisis de rotura de la presa Ing. Carpóforo Olivares Sosa - Pao la Balsa. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.; 2009.
- [8] Escartín C. Guía Técnica: Clasificación de presas en función del riesgo potencial. Ministerio de Medio Ambiente, Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas; España; 1996.
- [9] Castillo L. Ancho de brecha y tiempo equivalente para el cálculo del caudal pico de rotura de presa. XVIII Congreso latinoamericano de hidráulica Oaxaca; Mexico; 1998.

- [10] Bladé E HS M Sánchez-Juny. Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Edicions UPC; España; 2009.
- [11] Bladé E. Modelización numérica de inundaciones fluviales. IA, 18(1): 71-82. 2014;.
- [12] Balairón L. Modelacion matemática en el ámbito de la dinámica fluvial. Laboratorio de hidráulica del centro de Estudios Hidrograficos del CEDEX; España; 2014.
- [13] Bladé E. Modelación del flujo en lámina libre sobre causas naturales. Análisis integrado en una y dos dimensiones. Centro Internacional de Métodos Numericos en Ingenieria - CIMNE; España; 2006.
- [14] Canchari U. Aplicación del SIG para el modelamiento hidraulico de zonas con riesgo de inundación. Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga; 2007.
- [15] Olaya V. Sistemas de Información Geográfica. Creativecommons; España; 2014.
- [16] Olaya V. Hidrología Computacional y Modelos Digitales del Terreno. Creativecommons; España; 2004.
- [17] Corestein G. Iber: herramienta de simulación numérica de flujos en ríos. Revista Internacional de Métodos Numericos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 18(1): 71-82. 2012;.
- [18] Flumen. Manual básico de usuario. Universidad Politecnica de Catalonia, España; 2015.
- [19] Flumen. Manual de referencia hidráulico. Universidad Politecnica de Catalonia, España; 2014.
- [20] Ircañaupa A. Modelo numérico orientado a la simulación de crecidas a partir de una rotura de Presa. Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho, Perú.; 2015.
- [21] MPS. Expediente Técnico del PIP: CONSTRUCCIÓN SISTEMA DE IRRIGACIÓN INTEGRAL TOMACUCHO, DISTRITO DE QUEROBAMBA, PROVINCIA DE SU-
CRE - AYACUCHO. Municipalidad Provincial de Sucre, Código SNIP: 147131. 2010;.

- [22] DINAGUA. Manual de diseño y construcción de pequeñas presas. Ministerio de Vivienda Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente; Uruguay; 2011.
- [23] MINEDU. Gestion del Riesgo en Instituciones Educativas. Soluciones practicas; Lima; 2009.
- [24] INDECI. Programa de capacitación para la Estimación de riesgo - PCER. INDECI, 15(6):165-199. 2003;.
- [25] INDECI. Manual de estimación de riesgo ante inundaciones fluviales. INDECI, 1(2):24-40. 2011;.
- [26] Gómez J. Mecanica de Fluidos I. Universidad Politecnica de Madrid; España; 2011.
- [27] Rivera C. Caracterizacion experimental del hidrograma de salida de la ruptura de una presa. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F., México.; 2010.

A APÉNDICES.



Figura A.1: Vista del rompimiento de la presa TOMACUCHO.

Fuente: Elaboración propia.



Figura A.2: Brecha formada por el rompimiento de la presa TOMACUCHO.
Fuente: Elaboración propia.



Figura A.3: Restos del cuerpo de la presa TOMACUCHO.
Fuente: Elaboración propia.



Figura A.4: Haciendo las mediciones de la corona de la presa.
Fuente: Elaboración propia.



Figura A.5: Haciendo las mediciones del aliviadero de la presa.
Fuente: Elaboración propia.



Figura A.6: Vista del canal afectado.
Fuente: Elaboración propia.



Figura A.7: Vista del recorrido de la crecida.
Fuente: Elaboración propia.

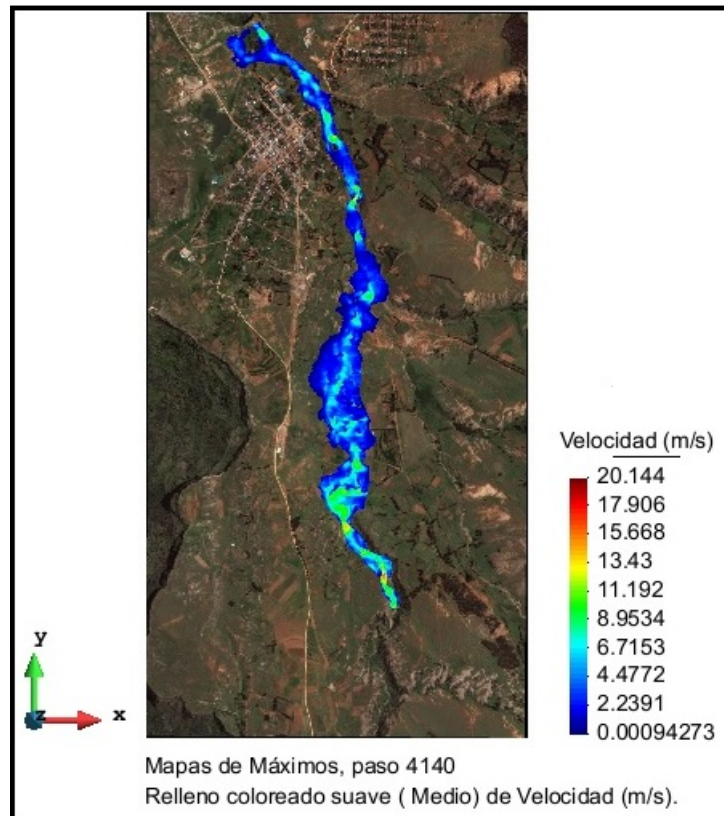


Figura A.8: Velocidades máximas obtenidas en la simulación.

Fuente: Elaboración propia.

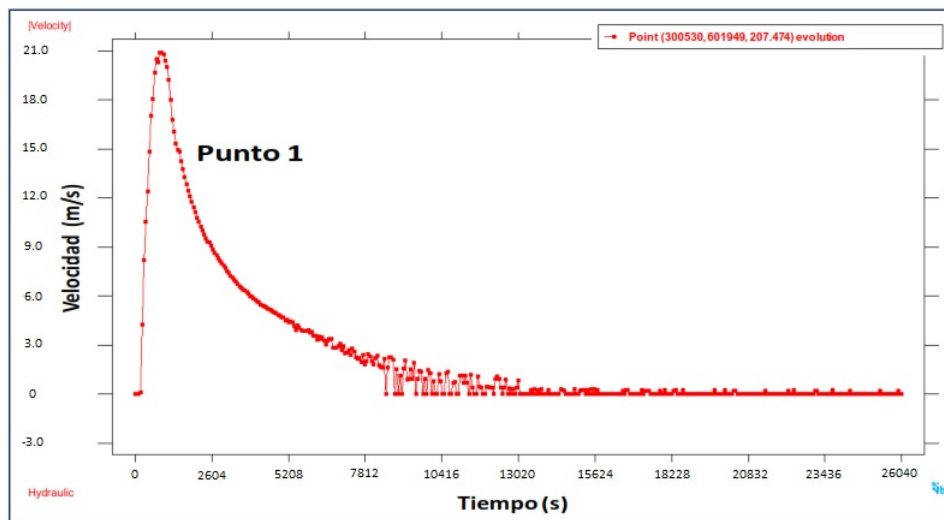


Figura A.9: Velocidades máximas obtenidas en un punto.

Fuente: Elaboración propia.

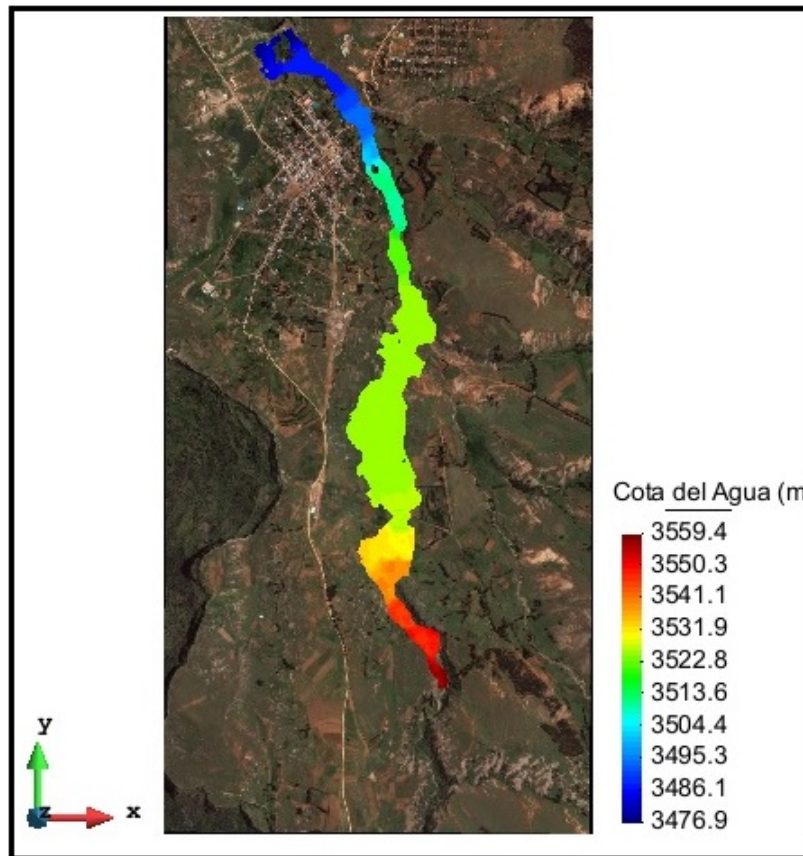


Figura A.10: Cotas de inundación obtenidas con IBER.

Fuente: Elaboración propia.



Figura A.11: Deslizamiento producto del rompimiento de la presa Tomacucho.

Fuente: Elaboración propia.



Figura A.12: Vista del deslizamiento de tierra en Ayaqchiri.

Fuente: Elaboración propia.



Figura A.13: Colapso de pavimento económico en la carretera puente Cayhua - Chonta - Querobamba.

Fuente: Elaboración propia.



Figura A.14: Acumulación del deslizamiento de tierra en la unión del río Querobamba y Sondondo.

Fuente: Elaboración propia.



Figura A.15: Inundación en el Centro Poblado de Cayhua.

Fuente: Elaboración propia.

624600 625200 625800 626400 627000

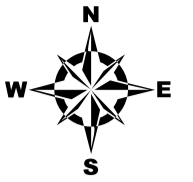
8450900

8450000

8449100

8448200

8447300



8450900

8450000

8449100

8448200

8447300



LEYENDA

Zonas de inundación

Value

High : 3553.8

Low : 3476.9

Area de estudio

RGB

Red: Band_1

Green: Band_2

Blue: Band_3

624600 625200 625800 626400 627000



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "SIMULACIÓN HIDRAULICA COMPUTACIONAL DEL ROMPIMIENTO DE LA PRESA TOMACUCHO"

PRESENTADO POR: NOÉ SALAZAR POMA

MAPA: INUNDACIÓN

ESC: 1:12,458

N° 01

624000

624600

625200

625800

626400

627000

8450900

8450000

8449100

8448200

624000

624600

625200

625800

626400

627000

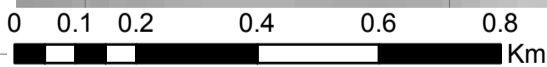
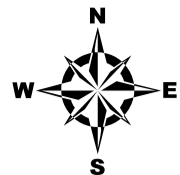
8450900

8450000

8449100

8448200

8447300



LEYENDA

Raster

Value

High : 3679

Low : 3300



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "SIMULACIÓN HIDRAULICA COMPUTACIONAL DEL ROMPIMIENTO DE LA PRESA TOMACUCHO"

PRESENTADO POR: NOÉ SALAZAR POMA

MAPA: RASTER

ESC: 1:12,458

N° 02

624000

624600

625200

625800

626400

627000

8450900

8450000

8449100

8448200

624000

624600

625200

625800

626400

627000

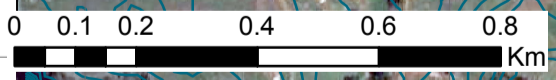
8450900

8450000

8449100

8448200

8447300



LEYENDA

- Curvas de nivel

Area de estudio

RGB

- Red: Band_1
- Green: Band_2
- Blue: Band_3



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "SIMULACIÓN HIDRAULICA COMPUTACIONAL DEL ROMPIMIENTO DE LA PRESA TOMACUCHO"

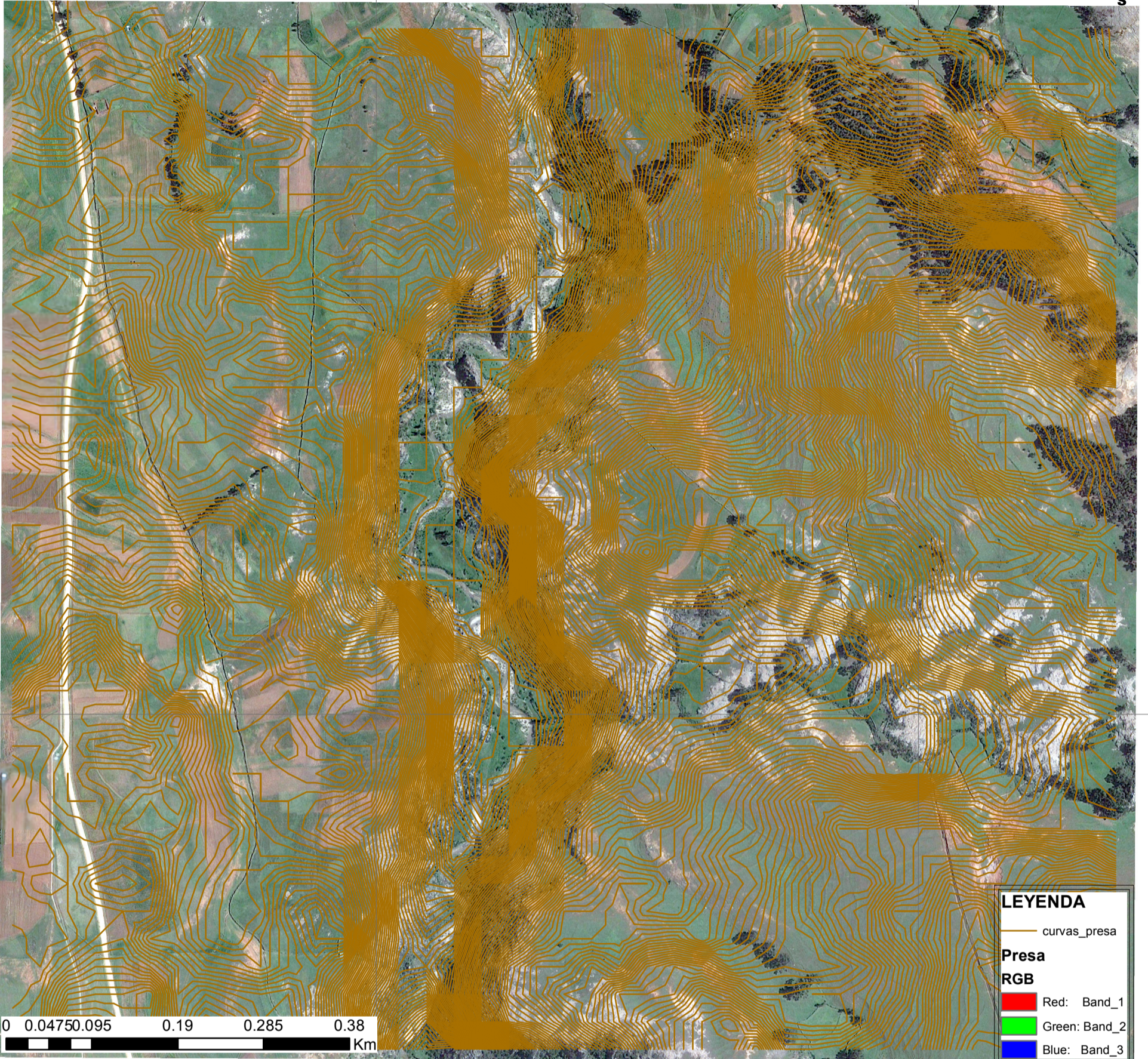
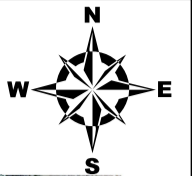
PRESENTADO POR: NOÉ SALAZAR POMA	MAPA: CURVAS DE NIVEL	ESC: 1:12,458	N° 03
---	------------------------------	----------------------	--------------

8448200

625800

626400

8448200



8447300

625800

626400

8447300



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

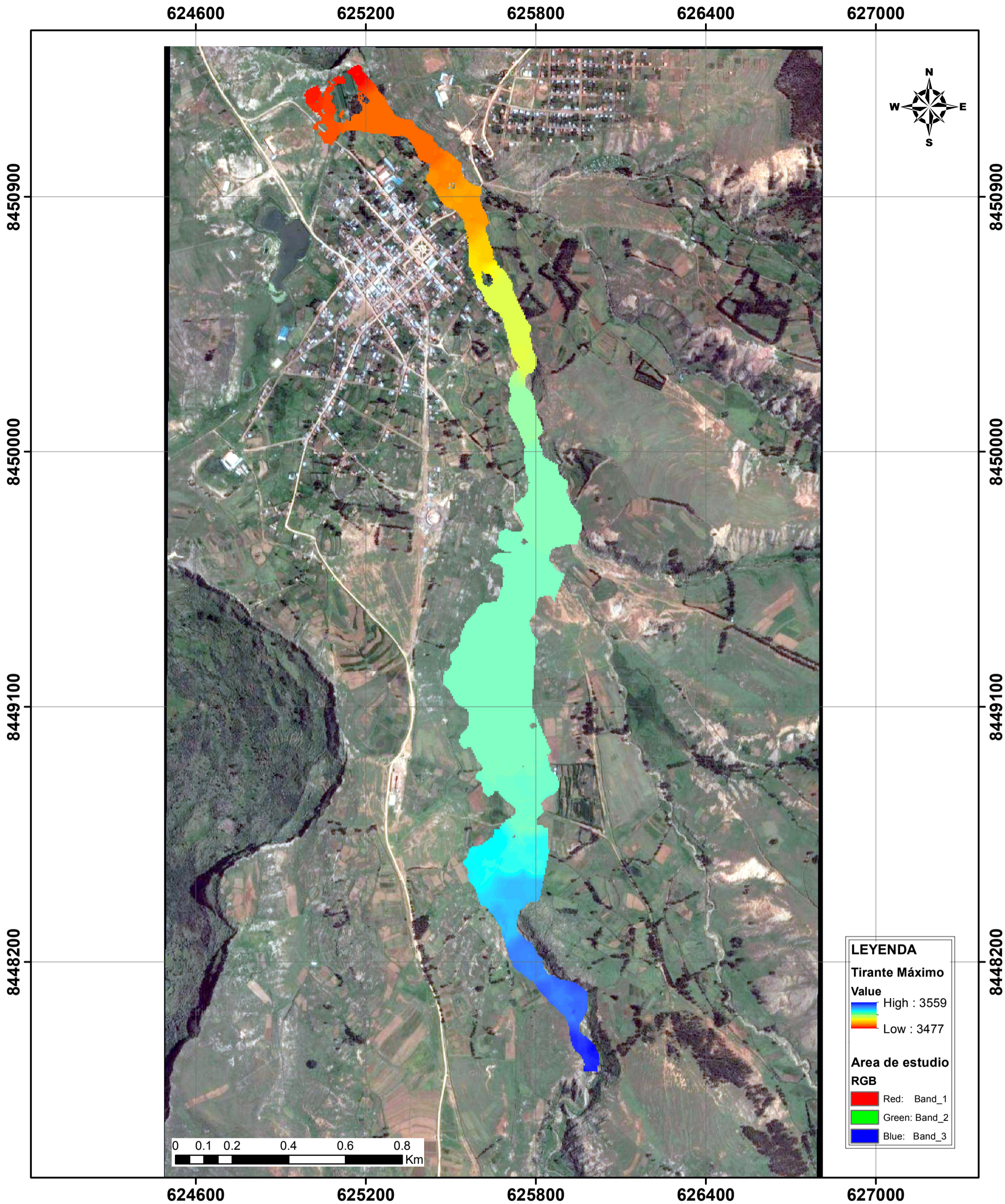
TESIS: "SIMULACIÓN HIDRAULICA COMPUTACIONAL DEL ROMPIMIENTO DE LA PRESA TOMACUCHO"

PRESENTADO POR: NOÉ SALAZAR POMA

MAPA: CURVAS DE NIVEL - PRESA

ESC: 1:5,000

N° 04



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

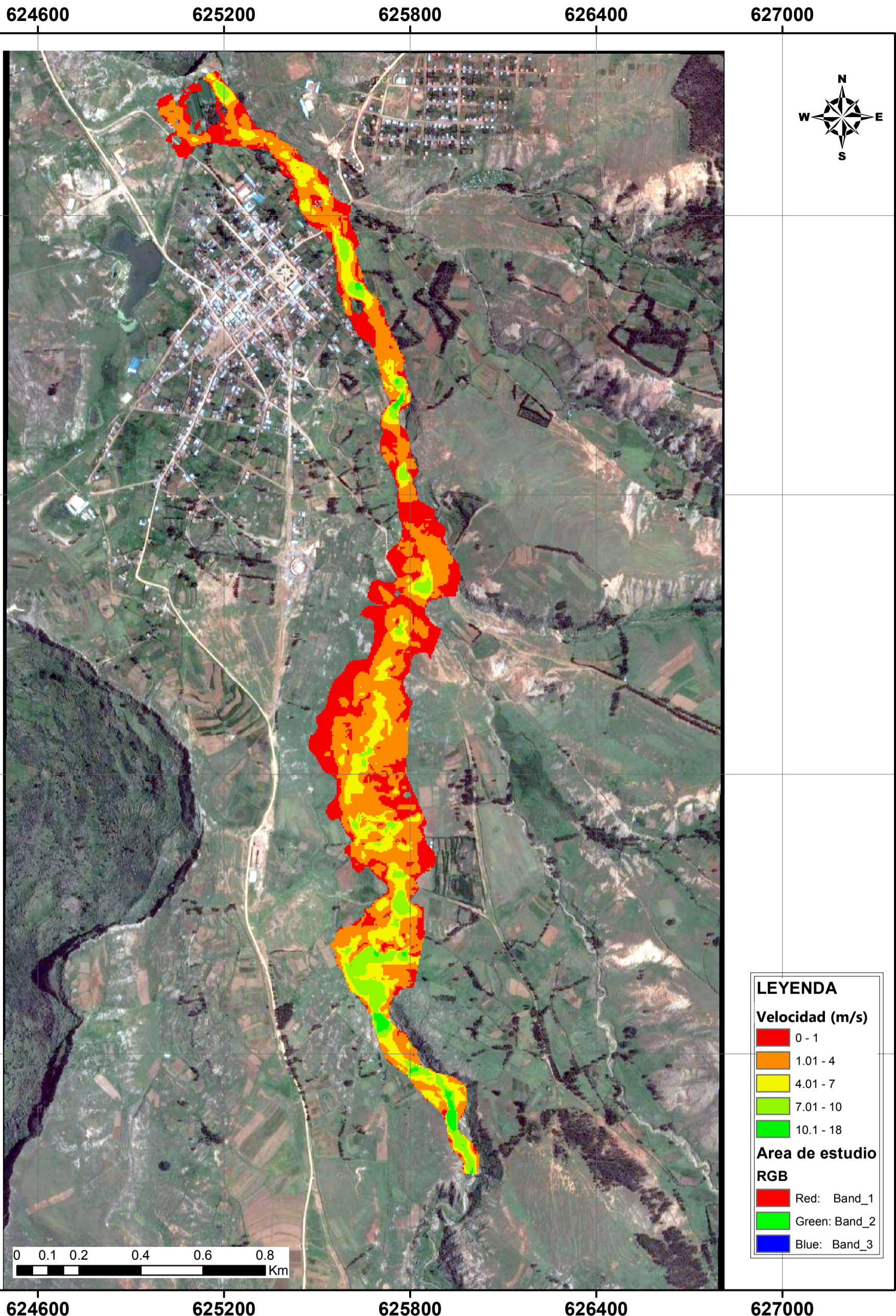
TESIS: "SIMULACIÓN HIDRAULICA COMPUTACIONAL DEL ROMPIMIENTO DE LA PRESA TOMACUCHO"

PRESENTADO POR: NOÉ SALAZAR POMA

MAPA: TIRASTES MÁXIMOS

ESC: 1:12,458

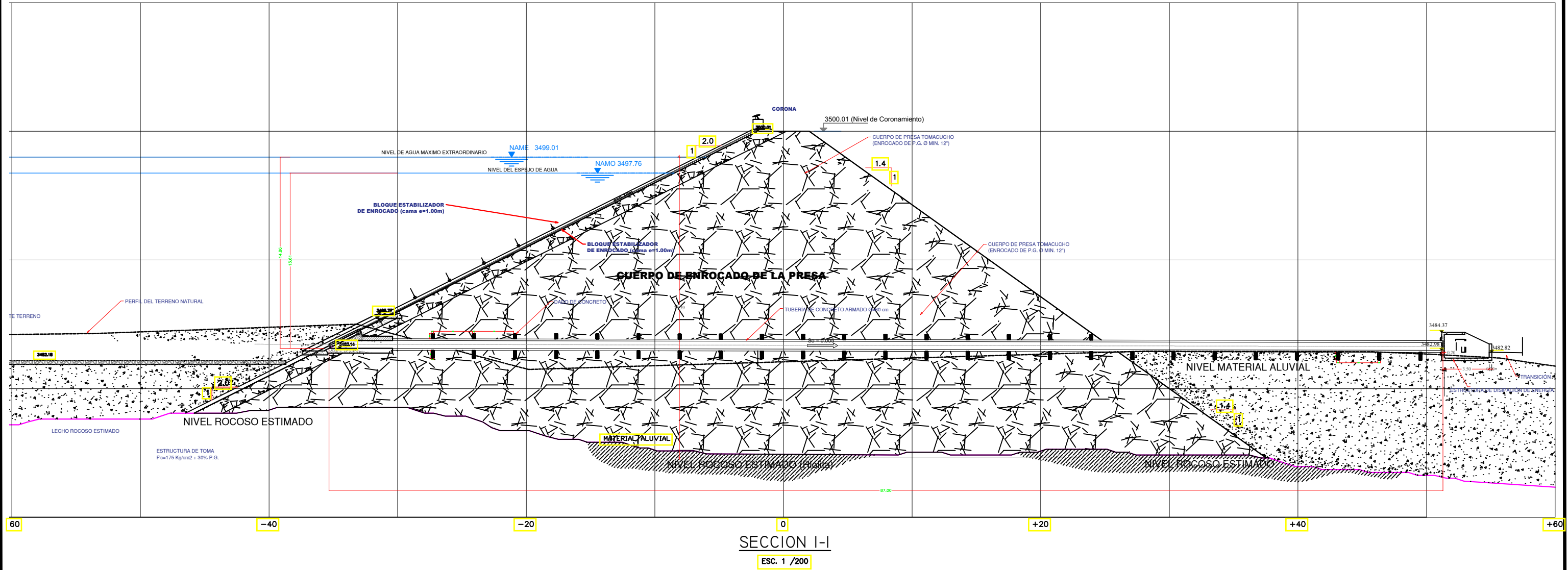
N° 05



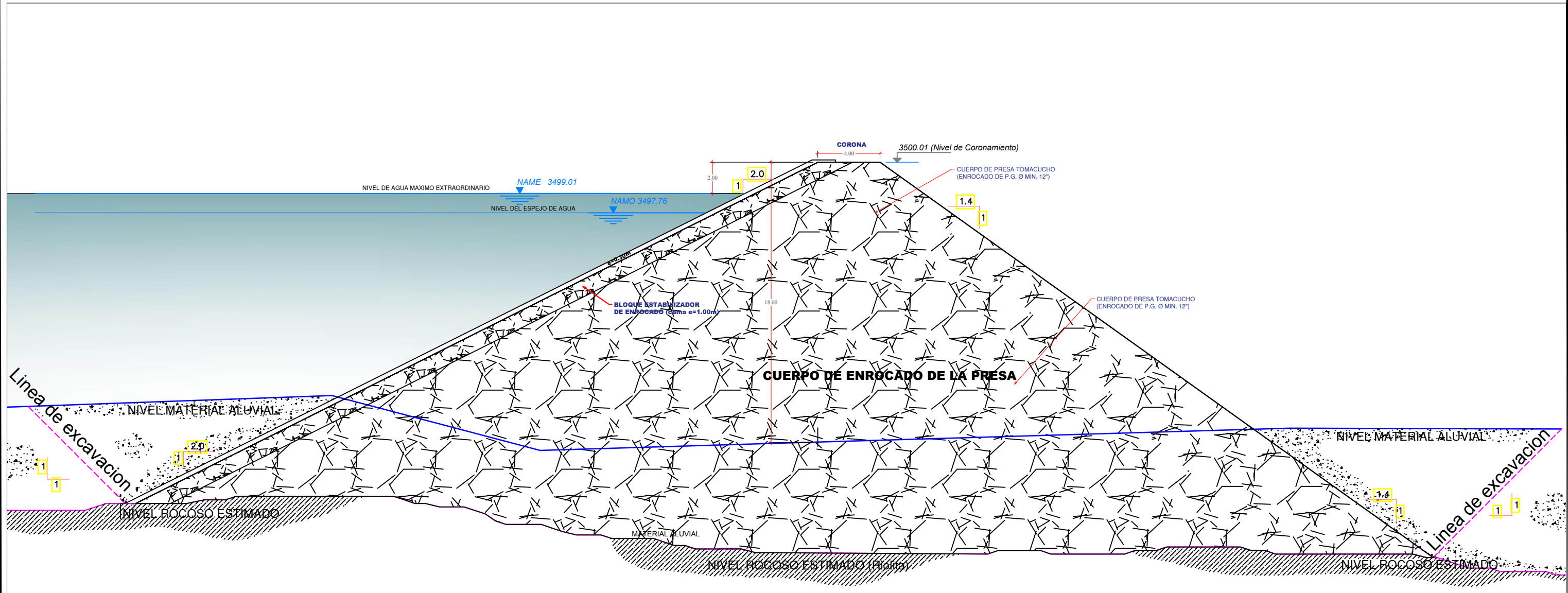
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "SIMULACIÓN HIDRAULICA COMPUTACIONAL DEL ROMPIMIENTO DE LA PRESA TOMACUCHO"

PRESENTADO POR: NOÉ SALAZAR POMA	MAPA: VELOCIDADES	ESC: 1:12,458	Nº 06
---	--------------------------	----------------------	--------------



		UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA	
TESIS: "SIMULACIÓN HIDRÁULICA COMPUTACIONAL DEL ROMPIMIENTO DE LA PRESA TOMACUCHO"			
UBICACION : DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : SUCRE DISTRITO : QUEROBAMBA LUGAR : QUEROBAMBA	PLANO : SECCIÓN DE LA REPRESA	ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	ESCALA : INDICADA FECHA : Julio-2016
			LAMINA : S-01



MURO TIPICO DE LA REPRESA
Esc. 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
TESIS: SIMULACIÓN HIDRÁULICA COMPUTACIONAL DEL ROMPIMIENTO DE LA PRESA TOMACUCHO			
UBICACION : DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : SUCRE DISTRITO : QUEROBAMBA LUGAR : QUEROBAMBA		PLANO : MURO TIPICO DE LA REPRESA	
ESCALA : INDICADA		FECHA : Julio-2016	
LAMINA :			D-01