

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**Transformando la gestión de riesgos en sistemas de presas: metodología
innovadora para el análisis de vulnerabilidad mediante modelado hidráulico
de flujos newtonianos y no newtonianos**

Tesis presentada por los Bachilleres:

Gonzales Espinoza, Franz Rodrigo

ORCID: 0009-0009-4421-0951

Machaca Parra, Reynaldo Gabriel

ORCID: 0009-0003-6452-4276

para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Asesor(a):

Mg. Espinoza Vigil, Alain Jorge

ORCID: 0000-0003-2012-2462

Arequipa – Perú

2025

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INGENIERIA CIVIL

TITULACIÓN CON TESIS

DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 14 de Diciembre del 2024

Dictamen: 011691-C-EPIC-2024

Visto el borrador del expediente 011691, presentado por:

2017601061 - GONZALES ESPINOZA FRANZ RODRIGO

2016202141 - MACHACA PARRA REYNALDO GABRIEL

Titulado:

**TRANSFORMANDO LA GESTIÓN DE RIESGOS EN SISTEMAS DE PRESAS: METODOLOGÍA
INNOVADORA PARA EL ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD MEDIANTE MODELADO HIDRÁULICO
DE FLUJOS NEWTONIANOS Y NO NEWTONIANOS**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

Título Profesional/Título de Segunda Especialidad/Grado Académico a optar:

INGENIERO CIVIL

**29688899 - HIDALGO VALDIVIA ALEJANDRO VICTOR
DICTAMINADOR**



**23923450 - ARROYO AMBIA ARTURO FELIX
DICTAMINADOR**



**46309156 - MONTOYA VILLANUEVA FILIBERTO RODY
DICTAMINADOR**



Dedicatoria

Dedico este trabajo a Dios, quien ha sido nuestra guía y fortaleza en cada paso de este camino.

A Él, fuente de inspiración y esperanza, le debemos la sabiduría para afrontar los retos y la perseverancia para alcanzar nuestras metas. Este logro es reflejo de Su infinita gracia y amor en nuestras vidas.

A mis queridos padres Reneé y Susana, cuyo amor incondicional, esfuerzo incansable y apoyo constante han sido el motor de mis logros.

A mi hermano Diego, por su aprecio y apoyo incondicional

A Diana, por su compañía, amor, comprensión, aprecio y apoyo incondicional

Reynaldo Gabriel Machaca Parra

A mis abuelitos Rosa, Hernán, Milar y Angélica, por su cariño y apoyo en todo momento.

A mis padres, Ronal y Leslie, que siempre fueron mi pilar, el motor que necesité para salir adelante y mi motivación para superarme cada día más.

A mis hermanos Ronal y Fabricio, por su cariño y apoyo incondicional.

A Daniela, por su compañía, amor, comprensión, cariño y apoyo incondicional.

Franz Rodrigo Gonzales Espinoza

Agradecimientos

Agradecemos a Dios, fuente de sabiduría y fortaleza, por guiarnos en cada paso de este proceso. Su infinita gracia nos ha permitido superar los desafíos y culminar este trabajo con dedicación y perseverancia. Reconocemos que, sin Su presencia en nuestras vidas, este logro no habría sido posible.

A nuestras familias, quienes con su amor, paciencia, apoyo y motivación han sido un pilar fundamental en este camino. Su confianza en nosotros y sus palabras de aliento nos motivaron a seguir adelante y alcanzar este importante logro.

Al Ing. Alain Espinoza Vigil, por su invaluable apoyo y orientación en este trabajo de investigación.

A nuestros amados docentes de la Universidad Católica de Santa María, quienes con su esfuerzo y dedicación nos guiaron por el camino del aprendizaje y la perseverancia, ayudándonos a alcanzar nuestros objetivos académicos.

Resumen

A lo largo de la historia, las presas han fallado principalmente por factores hidrológicos como el desbordamiento y la tubificación, fenómeno presentado en varios países como Perú. El impacto proyectado del cambio climático aumenta estos riesgos, y una mala gestión de los sistemas de represas incrementan las probabilidades de falla. Dado que no existe una metodología integral para analizar la vulnerabilidad de estos sistemas, se propuso un método innovador basado en una exhaustiva revisión bibliográfica. Se desarrolló una matriz de dos dimensiones: vulnerabilidad de la represa y del área en riesgo, considerando 13 parámetros en total, 8 para la primera y 5 para la segunda.

Esta matriz se validó a través del caso de estudio de la represa El Frayle en la ciudad de Arequipa, Perú, una de las más importantes y con mayor riesgo de rotura en la ciudad. La recolección de datos incluyó revisión de expedientes técnicos, información periodística y consultas a instituciones supervisoras. Se realizó un estudio hidrológico que consideró una rotura conjunta de la represa de Aguada Blanca. El modelamiento consideró flujos Newtonianos en HEC-RAS e IBER y No Newtonianos solo en HEC-RAS, evaluando dos casos: uno con aporte de la cuenca adyacente y otro solo con el caudal de rotura, considerando a su vez 18 escenarios en total. En el caso más crítico, se concluyó que ambas represas podrían fallar. Al aplicar la matriz de análisis de vulnerabilidad, se obtuvo una puntuación de 3.04, la cual refleja una vulnerabilidad muy alta.

Es así como este estudio contribuye a cerrar la brecha del conocimiento respecto a la evaluación de la vulnerabilidad de presas a través de distintos modelos hidráulicos. Esta metodología puede adaptarse para otros casos de estudio de presas con similares características y así contribuir a una mejor gestión de la infraestructura.

Palabras clave: Vulnerabilidad hidráulica en presas, simulación de rotura de presas, modelos hidráulicos de presas, vulnerabilidad de presas, modelos hidráulicos, HEC-RAS, IBER.

Abstract

Throughout history, dams have failed mainly due to hydrological factors such as overtopping and tubification, a phenomenon that has occurred in several countries such as Peru. The projected impact of climate change increases these risks, and poor management of dam systems increases the likelihood of failure. Since there is no integrated methodology to analyze the vulnerability of these systems, a method based on an exhaustive literature review was proposed. A two-dimensional matrix was developed: vulnerability of the dam and of the area at risk, considering 13 parameters in total, 8 for the former and 5 for the latter.

This matrix was validated through the case study of the El Frayle dam in the city of Arequipa, Peru, one of the most important dams with the highest risk of rupture in the city. Data collection included a review of technical files, journalistic information, and consultations with supervisory institutions. A hydrological study was carried out that considered a joint breach of the Aguada Blanca dam. The modeling considered Newtonian flows in HEC-RAS and IBER and Non-Newtonian flows only in HEC-RAS, evaluating two cases: one with inflow from the adjacent basin and the other only with the break flow, considering 18 scenarios in total. In the most critical case, it was concluded that both dams could fail. When applying the vulnerability analysis matrix, a score of 3.04 was obtained, which reflects a very high vulnerability.

In this way, this study contributes to close the knowledge gap regarding the assessment of dam vulnerability through different hydraulic models. This methodology can be adapted for other case studies of dams with similar characteristics and thus contribute to better infrastructure management.

Keywords: Dam hydraulic vulnerability, dam failure simulation, dam hydraulic models, dam vulnerability, hydraulic models, HEC-RAS, IBER.

Índice

Dedicatoria	
Agradecimientos	
Resumen	
Abstract	
Índice	
Índice de tablas	
Índice de figuras	
Introducción	1
1. Planteamiento del problema	3
1.1. Descripción del problema.....	3
1.2. Justificación de la investigación.....	5
1.2.1. Justificación social.....	5
1.2.2. Justificación económica.....	5
1.2.3. Justificación Técnica.....	6
1.2.4. Justificación Ambiental	6
1.2.5. Justificación política	6
1.3. Hipótesis.....	6
1.4. Objetivos de la investigación	7
1.4.1. Objetivo general.....	7
1.4.2. Objetivos específicos	7
1.5. Variables.....	7

2.	Fundamentos teóricos	9
2.1.	Estado del arte	9
2.2.	Marco conceptual	12
2.2.1.	Lineamientos generales de concepto	12
2.3.	Marco Legal	30
3.	Metodología propuesta	32
3.1.	Tipo de investigación	32
3.2.	Método de investigación	32
3.3.	Esquema metodológico	33
4.	Caracterización y diagnóstico preliminar	39
4.1.	Aspectos preliminares normativos	39
4.2.	Estado situacional del sistema de presas en Arequipa	40
4.3.	Identificación de problemas	42
4.4.	Proyección de incremento de desastres a nivel global	44
5.	Estudio Hidrológico.....	54
5.1.	Generalidades	54
5.2.	Metodología	54
5.2.1.	Trabajos Preliminares	54
5.2.2.	Trabajos finales de gabinete.....	54
5.3.	Información cartográfica y geográfica	55
5.4.	Descripción general del modelo para la cuenca	55
5.5.	Determinación de parámetros de la cuenca.....	55
5.5.1.	Delimitación.....	55

5.5.2. Metodología	55
5.6. Parámetros físicos de la cuenca.....	58
5.6.1. Área de la cuenca	59
5.6.2. Perímetro de la cuenca	59
5.6.3. Longitud del cauce principal.....	60
5.7. Características geomorfológicas	62
5.7.1. Índice de Gravelius	62
5.7.2. Factor de forma.....	63
5.8. Curva hipsométrica	64
5.9. Pendiente media del curso principal.....	64
5.9.1. Pendiente de un tramo.....	64
5.10. Información Pluviométrica.....	64
5.10.1. Estaciones Pluviométricas	65
5.10.2. Registros de Precipitación.....	66
5.11. Registro	80
5.11.1. Análisis de datos (OUTLIERS)	80
5.11.2. Análisis de datos de las estaciones pluviométricas.....	81
5.12. Análisis y tratamiento de información	97
5.12.1. Estadística en hidrología y probabilidad.....	97
5.12.2. Conceptos básicos.....	97
5.13. Funciones de distribución de Probabilidad usadas en Hidrología.....	98
5.13.1. Distribución Normal	98
5.13.2. Distribución LogNormal.....	98

5.13.3.	Distribución Pearson III o Gamma de tres parámetros.....	99
5.13.4.	Distribución Gumbel.....	99
5.14.	Verificación de las distribuciones teóricas.....	100
5.14.1.	Prueba de Smirnov Kolmogorov	100
5.15.	Cálculo de precipitaciones según el método estadístico adecuado para cada periodo de retorno (TR).....	110
5.16.	Precipitaciones promedio de la Cuenca	111
5.16.1.	Método de Polígono de Thiessen.....	111
5.17.	Tiempo de Concentración	118
5.18.	Determinación de la tormenta de diseño.....	120
5.18.1.	Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (Curvas IDF).....	120
5.19.	Hietograma de diseño.....	122
5.19.1.	Método de Bloque Alterno.....	122
5.20.	Número de Curva.....	132
5.21.	Estimación de Caudales	135
5.21.1.	Método Software HEC-HMS.....	135
5.21.2.	Estimación del Caudal Máximo.....	150
5.22.	Resumen de estudio hidrológico de la cuenca adyacente aportante.....	151
6.	Modelamiento Hidráulico.....	154
6.1.	Área de Estudio	154
6.1.1.	Ubicación Política.....	155
6.2.	Modelamiento Hidráulico Bidimensional	155
6.2.1.	Representación espacial	155

6.2.2.	Condiciones de Contorno y Condiciones Iniciales	158
6.2.3.	Determinación de Brecha y Tiempo de Rotura.....	165
6.2.4.	Asignación de numero de Manning	167
6.2.5.	Parámetros de Simulación.....	169
6.3.	Resultados	170
6.3.1.	Parámetros de Simulación.....	170
6.3.2.	Determinación de calados	194
6.3.3.	Determinación de velocidades	196
6.3.4.	Tiempo de proceso de simulación del computador.....	198
6.3.5.	Comparación de resultados	199
6.3.6.	Mapas de Inundación ante avenidas máximas	202
6.3.7.	Tiempos de llegada a la represa Aguada Blanca	206
7.	Análisis de Vulnerabilidad	209
7.1.	Evaluación de la presa de estudio	214
7.2.	Matriz de evaluación y resultados finales	217
8.	Conclusiones y Recomendaciones.....	220
8.1.	Conclusiones	220
8.2.	Recomendaciones.....	224
	Referencias.....	225

Índice de tablas

Tabla 1 Matriz de Consistencia.....	8
Tabla 2 Antecedentes de investigación.....	9
Tabla 3 Clasificaciones de flujos no newtonianos.....	23
Tabla 4 Parámetros de tensión de fluencia para la ecuación de O’Brian (convertido a la forma exponencial en HEC-RAS).....	28
Tabla 5 Coeficientes para la viscosidad exponencial de Julian (1995).....	29
Tabla 6 Matriz Objetivos/Métodos.....	32
Tabla 7 Detalle de los escenarios de Modelamiento Hidráulico por rotura de Presa.....	36
Tabla 8 Detalle de los escenarios de Modelamiento Hidráulico por inundación.....	37
Tabla 9 Características de las presas superficiales de Arequipa.....	40
Tabla 10 Registro histórico del volumen almacenado del Embalse El Frayle.....	53
Tabla 11 Parámetros geomorfológicos de la Cuenca.....	61
Tabla 12 Rangos de descripción con el Índice de Gravelius.....	63
Tabla 13 Rangos de descripción para el Factor de forma.....	64
Tabla 14 Cuadro de detalle de las Estaciones Pluviométricas.....	65
Tabla 15 Precipitación máxima de 24 horas – Estación Sumbay.....	67
Tabla 16 Precipitación máxima de 24 horas – Estación Ubinas.....	69
Tabla 17 Precipitación máxima de 24 horas – Estación El Frayle.....	72
Tabla 18 Precipitación máxima de 24 horas – Estación Pillones.....	74
Tabla 19 Precipitación máxima de 24 horas – Estación Las Salinas.....	77
Tabla 20 Valores de Kn para el Método WRC.....	80

Tabla 21	Análisis de datos – Estación Sumbay	81
Tabla 22	Método WRC – Estación de Sumbay	83
Tabla 23	Análisis de datos – Estación Ubinas	84
Tabla 24	Método WRC – Estación de Ubinas	86
Tabla 25	Análisis de datos – Estación El Frayle.....	87
Tabla 26	Método WRC – Estación de El Frayle.....	89
Tabla 27	Análisis de datos – Estación Pillones	90
Tabla 28	Método WRC – Estación de Pillones.....	92
Tabla 29	Análisis de datos – Estación Las Salinas	93
Tabla 30	Método WRC – Estación de Las Salinas	96
Tabla 31	Prueba de Smirnov Kolmogorov - Estación Sumbay	101
Tabla 32	Prueba de Smirnov Kolmogorov - Estación Ubinas	103
Tabla 33	Prueba de Smirnov Kolmogorov – Estación El Frayle.....	105
Tabla 34	Prueba de Smirnov Kolmogorov – Estación Pillones.....	107
Tabla 35	Prueba de Smirnov Kolmogorov – Estación Las Salinas	109
Tabla 36	Cálculo de las Precipitaciones máximas de 24 horas (mm), para diferentes periodos de retorno para cada estación.....	111
Tabla 37	Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=2 años.....	114
Tabla 38	Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=5 años.....	114
Tabla 39	Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=10 años.....	115
Tabla 40	Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=25 años.....	115
Tabla 41	Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=50 años.....	115
Tabla 42	Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=100 años.....	116

Tabla 43	Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=200 años.....	116
Tabla 44	Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=500 años.....	117
Tabla 45	Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=1000 años.....	117
Tabla 46	Tabla Resumen de Precipitaciones Máximas Aerales para cada TR.....	118
Tabla 47	Tabla Resumen de Precipitaciones Máximas Aerales para cada TR corregidas.	121
Tabla 48	Calculo para el Hietograma de diseño TR = 100 años.....	123
Tabla 49	Calculo para el Hietograma de diseño TR = 200 años.....	125
Tabla 50	Calculo para el Hietograma de diseño TR = 500 años.....	128
Tabla 51	Calculo para el Hietograma de diseño TR = 1000 años.....	130
Tabla 52	Obtención del Número de Curva	134
Tabla 53	Caudales máximos por HEC-HMS.....	149
Tabla 54	Obtención del Número de Curva	152
Tabla 55	Caudales máximos por HEC-HMS.....	153
Tabla 56	Datos del Embalse El Frayle.....	160
Tabla 57	Cuadro comparativo de Hidrograma de Flujos Newtonianos en HECRAS e IBER.	200
Tabla 58	Cuadro resumen de Hidrograma de Flujos No Newtonianos.	201
Tabla 59	Tiempos de llegada para cada escenario.....	206
Tabla 60	Bibliografía tomada en cuenta para la elaboración de la matriz de vulnerabilidad ...	209
Tabla 61	Matriz de análisis de vulnerabilidad de rotura de presas.	211
Tabla 62	Métodos de recolección de información para llenado de matriz de vulnerabilidad ..	214
Tabla 63	Puntuación de parámetros evaluados para la represa el Frayle.....	215
Tabla 64	Valores más críticos para flujos Newtonianos.....	217
Tabla 65	Valores más críticos para flujos No Newtonianos.....	217

Tabla 66 Valores del flujo de rotura en ambos softwares..... 218

Tabla 67 Tabla resumen de puntuación y promedio ponderado para la presa el Frayle..... 218



Índice de figuras

Figura 1 Ciudad de Derna tras el colapso de las dos presas	3
Figura 2 Estructura de refuerzo en el estribo izquierdo debido a la falla en el año 1961.....	5
Figura 3 Estructura en bóveda de la represa el Fraile.....	13
Figura 4 Falla de presa por desbordamiento (overtopping).....	
Figura 5 Falla de presa por tubificación (pipping)	
Figura 6 Modelos reológicos utilizados para simular (a) agua clara (b,c) flujos de lodo y escombros	16
Figura 7 Gráfico esfuerzo cortante vs velocidad de corte para Modelo Bingham.	
Figura 8 Taxonomía de flujos geológicos de Coussot y Meunier (1986).....	
Figura 9 Taxonomía de Flujo no newtoniano, con los modelos reológicos y sus ecuaciones.....	
Figura 11 Clasificación, procesos, modelo conceptual y modelo reológico de flujo newtoniano	24
Figura 12 Representación de los parámetros de entrada al HEC-RAS – Modelo Bingham	25
Figura 13 Representación de los parámetros de entrada al HEC-RAS – Modelo Bingham	26
Figura 14 Representación de los parámetros de entrada al HEC-RAS – Modelo Herschel – Bulkley	27
Figura 14 Esquema metodológico	
Figura 16 Mundo: eventos de desastre 1970–2020 y aumento proyectado 2021–2030 (número de eventos).	45
Figura 17 Número de eventos (miles) en Perú.	46
Figura 18 Mundo: cambio en la proporción de la población expuesta a las inundaciones, en el periodo 2000-2030.	47
Figura 19 Puntos y zonas críticas por inundación	48

Figura 20 Número de eventos (miles) en Perú.	49
Figura 21 Mapa de anomalías de precipitación Enero-Marzo 2017.....	50
Figura 22 Mapa de anomalías de precipitación Enero-Marzo 2024.....	51
Figura 23 Tendencia de crecimiento embalse El Fraile 2024.....	53
Figura 23 Red Hídrica de la Cuenca.....	
Figura 24 DEM extraído por la extensión “cortar-raster”	
Figura 25 Delimitación de la cuenca hidrográfica junto con su red hídrica final.....	
Figura 26 Delimitación de la Cuenca	
Figura 27 Área de la Cuenca.....	
Figura 28 Perímetro de la cuenca	
Figura 29 Longitud del cauca principal.	
Figura 30 Ubicación de estaciones Pluviométricas	
Figura 32 Remoción de Outliers – Estación de Sumbay.	84
Figura 33 Remoción de Outliers – Estación de Ubinas.....	87
Figura 34 Remoción de Outliers – Estación de El Frayle.....	90
Figura 35 Remoción de Outliers – Estación de Pillones.	93
Figura 36 Remoción de Outliers – Estación de Las Salina.....	96
Figura 37 Captura de la Distribución Log Pearson Tipo III – Estación Sumbay.	102
Figura 38 Captura de la Distribución Gamma 2 parámetros – Estación Ubinas.....	104
Figura 39 Captura de la Distribución Log Gumbel – Estación El Frayle.....	106
Figura 40 Captura de la Distribución LogNormal 2 parámetros – Estación Pillones.....	108
Figura 41 Captura de la Distribución LogNormal 2 parámetros – Estación Pillones.....	110
Figura 42 Polígonos Voronoi del área circundante a la cuenca.....	112

Figura 43 Cuenca sectorizada por el Polígono de Thiessen	113
Figura 43 Fórmula para la zona de estudio.....	
Figura 45 Curvas IDF – Cuenca de la Presa El Frayle.	122
Figura 46 Hietograma de diseño TR = 100 años.	125
Figura 47 Hietograma de diseño TR = 200 años.	127
Figura 47 Hietograma de diseño TR = 500 años.	
Figura 49 Hietograma de diseño TR = 1000 años.	132
Figura 49 Clasificación del Suelo de la cuenca de estudio a través del archivo del MINAM.	
Figura 50 Rango de cada superficie de suelo de la Cuenca de estudio.	
Figura 51 Ingreso de la Cuenca delimitada al HEC-HMS.....	
Figura 53 Graph para TR=100 años.	138
Figura 54 Graph para TR=200 años	139
Figura 55 Graph para TR=500 años	140
Figura 56 Graph para TR=1000 años	141
Figura 56 Hidrograma de diseño TR=100 años.....	
Figura 57 Hidrograma de diseño TR=200 años.....	
Figura 58 Hidrograma de diseño TR=500 años.....	
Figura 59 Hidrograma de diseño TR=1000 años.....	
Figura 60 Cálculo de Caudal para TR=100 años	146
Figura 61 Cálculo de Caudal para TR=200 años	
Figura 62 Cálculo de Caudal para TR=500 años	148
Figura 63 Cálculo de Caudal para TR=1000 años.....	149
Figura 64 Delimitación de la cuenca hidrográfica adyacente.....	151

Figura 65	Clasificación del suelo.....	151
Figura 66	Ingreso de la Cuenca adyacente delimitada al HEC-HMS.....	152
Figura 67	Lag Time	153
Figura 68	Coordenadas geográficas de la Presa El Frayle en Google Earth Pro.....	154
Figura 69	Terrain mejorado y selección de malla para el Embalse El Frayle	156
Figura 70	Terrain mejorado y selección de malla para el cauce rio aguas abajo	156
Figura 71	DEM importado a IBER.....	157
Figura 72	Creación de Malla No Estructurada 100x100	
Figura 73	Configuración de las Condiciones de contorno en HEC-RAS.....	158
Figura 74	Cota de elevación inicial de agua en el Embalse.....	161
Figura 75	Configuración de Fluido No Newtoniano en HECRAS.....	
Figura 76	Condición de Contorno – Hidrograma Embalse Frayle	163
Figura 77	Condición de Contorno – Hidrograma Cuenca 2	164
Figura 78	Asignación de altura del nivel de agua en el Embalse	
Figura 79	Programación de Brecha y Tiempo de Rotura.	
Figura 81	Programación de Brecha y Tiempo de Rotura	167
Figura 81	Asignación del Número de Manning en HEC-RAS.....	
Figura 82	Asignación del Número de Manning en IBER.....	
Figura 83	Parámetros de simulación en HEC-RAS.....	169
Figura 84	Parámetros de simulación en IBER.....	170
Figura 85	Hidrogramas de rotura Presa El Frayle TR=100 años Flujo Newtoniano.....	171
Figura 86	Hidrogramas de rotura Presa El Frayle TR=1000 años Flujo Newtoniano.....	172

Figura 87 Hidrogramas de rotura Presa El Frayle TR=100 años Flujo Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años.....	173
Figura 88 Hidrogramas de rotura Presa El Frayle TR=1000 años Flujo Newtoniano – Cuenca 2 TR=1000 años.....	174
Figura 89 Hidrograma de rotura Presa El Frayle TR=100 años Flujo No Newtoniano	175
Figura 90 Hidrograma de rotura Presa El Frayle TR=1000 años Flujo No Newtoniano	176
Figura 91 Hidrograma de rotura Presa El Frayle TR=100 años Flujo No Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años.....	177
Figura 92 Hidrograma de rotura Presa El Frayle TR=1000 años Flujo No Newtoniano – Cuenca 2 TR=1000 años.....	178
Figura 93 Hidrograma de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=100 años Flujo Newtoniano	179
Figura 94 Hidrograma de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo Newtoniano.....	180
Figura 95 Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=100 años Flujo Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años.	181
Figura 96 Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo Newtoniano – Cuenca 2 TR=1000 años.	182
Figura 97 Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=100 años Flujo No Newtoniano.....	183
Figura 98 Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo No Newtoniano.....	184

Figura 99 Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=100 años Flujo No Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años.	185
Figura 100 Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo No Newtoniano – Cuenca 2 TR=1000 años.	186
Figura 101 Hidrograma de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=100 años Flujo Newtoniano.....	187
Figura 102 Hidrograma de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo Newtoniano.....	188
Figura 103 Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=100 años Flujo Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años.....	189
Figura 104 Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo Newtoniano – Cuenca 2 TR=1000 años.....	190
Figura 105 Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=100 años Flujo No Newtoniano.....	191
Figura 106 Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo No Newtoniano.....	192
Figura 107 Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=100 años Flujo No Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años.....	193
Figura 108 Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo No Newtoniano – Cuenca 2 TR=1000 años.....	194
Figura 109 Gráfico comparativo de calado en Flujos Newtonianos IBER vs HEC-RAS.....	195
Figura 110 Gráfico de Calado para Flujos No Newtonianos en HEC-RAS.....	196

Figura 111 Gráfico comparativo de velocidades en Flujos Newtonianos IBER vs HEC-RAS.	197
Figura 112 Gráfico de Velocidades para Flujos No Newtonianos en HEC-RAS.	198
Figura 113 Tiempos de computación para la modelación hidráulica	199
Figura 114 Mapa de alturas máximas de inundación ante modelo de rotura de presa el Frayle	202
Figura 115 Mapa de velocidades máximas de inundación ante modelo de rotura de presa el Frayle	203
Figura 116 Mapa de alturas máximas de inundación ante modelo de canalización de rotura de presa el Frayle	204
Figura 117 Mapa de velocidades máximas de inundación ante modelo de canalización de rotura de presa el Frayle	205
Figura 118 Perfil del alineamiento del terreno utilizado en la simulación	207
Figura 119 Comparación del tiempo de llegada y salida en tramos con diferencias de elevaciones pronunciadas.....	208

Introducción

La rotura de presas es un tema que requiere ser atendido debido a los impactos significativos que puede generar en las comunidades y el entorno aguas abajo. En el Perú, el desarrollo del análisis de vulnerabilidad ante este tipo de eventos es un tanto limitado, lo que subraya la necesidad de investigaciones técnicas en este ámbito. En este proyecto, se lleva a cabo un análisis de rotura de presas, considerando flujos newtonianos y no newtonianos, mediante el uso de modelos hidráulicos con software de código abierto que en este caso son el HEC-RAS e IBER. Este enfoque de análisis de vulnerabilidad de rotura de Represa permite una evaluación más detallada y accesible, fortaleciendo el conocimiento técnico y mejorando las capacidades para identificar y comprender las vulnerabilidades asociadas a estos eventos catastróficos.

El Capítulo I contextualiza el estudio revisando eventos de rotura de presas a nivel internacional y nacional, destacando una problemática en Arequipa. También incluye la justificación, hipótesis, objetivos, variables y la matriz de consistencia.

El Capítulo II desarrolla el marco teórico del estudio, explicando de manera precisa los términos clave utilizados en el proyecto de investigación para facilitar su comprensión. También se presenta la base legal, tanto nacional como internacional, relacionada con el tema de investigación.

El Capítulo III, correspondiente a la “Metodología Propuesta”, detalla las características del trabajo de investigación, especificando el Tipo y Metodología de investigación adoptados para el estudio y su Esquema Metodológico.

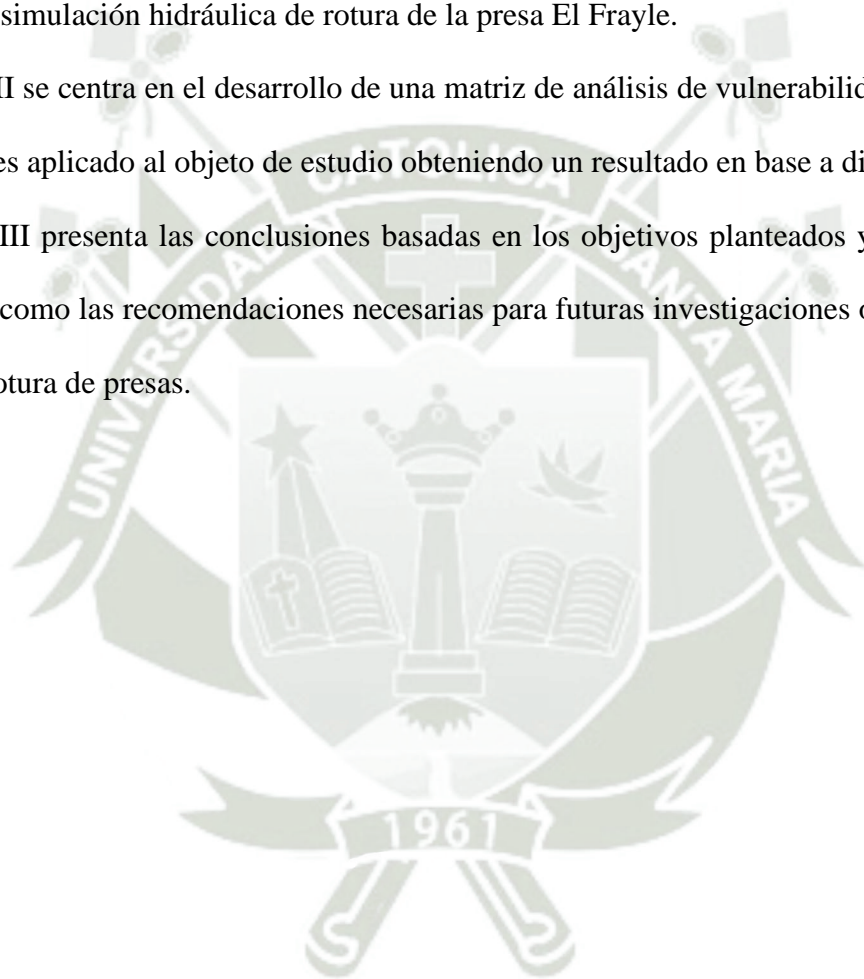
El Capítulo IV, titulado "Caracterización y diagnóstico preliminar", aborda los aspectos preliminares normativos, el estado situacional de las presas en Arequipa, la identificación de problemas existentes y la proyección del incremento de desastres a nivel global.

El Capítulo V se enfoca en el desarrollo del estudio hidrológico de la zona de estudio, en el cual se analizan las precipitaciones y se calculan los caudales correspondientes para cada periodo de retorno.

El Capítulo VI desarrolla los modelos hidráulicos utilizando los softwares HEC-RAS e IBER, basados en el estudio hidrológico, con el objetivo de obtener los caudales, calados y velocidades asociados a la simulación hidráulica de rotura de la presa El Frayle.

El Capítulo VII se centra en el desarrollo de una matriz de análisis de vulnerabilidad de rotura de presa, lo cual es aplicado al objeto de estudio obteniendo un resultado en base a dicha matriz.

El Capítulo VIII presenta las conclusiones basadas en los objetivos planteados y los resultados obtenidos, así como las recomendaciones necesarias para futuras investigaciones o acciones en el ámbito de la rotura de presas.



1. Planteamiento del problema

1.1. Descripción del problema

La rotura de la presa de Teton (EE. UU.) en 1976 marcó un antes y un después en la forma de entender y analizar la gestión de infraestructuras críticas, como las presas. Esta gran tragedia tuvo un costo de 14 vidas y aproximadamente 1 billón de dólares en pérdidas económicas (Maicera, 2024), se le atribuyen como causas fundamentales a la acción combinada de diversos factores geológicos e inadecuadas decisiones de diseño y gestión de riesgos.

Casos recientes de problemas similares incluyen la rotura de dos presas en Libia, una catástrofe que cobró la vida de más de diez mil personas y provocó la desaparición de una cuarta parte de la ciudad de Derna (ver Figura 1). Aunque el colapso tuvo como principal causa la tormenta Daniel, gran parte de la culpa se atribuye, nuevamente, a un mal sistema de gestión por parte de los involucrados (Espinoza, 2023).

Figura 1

Ciudad de Derna tras el colapso de las dos presas



Nota. El Economista (2023)

Este y otros sucesos provocaron que los niveles de seguridad y fiabilidad de este tipo de infraestructuras aumentaran. Sin embargo, a pesar de que a nivel nacional e internacional existen varios documentos que establecen estándares y normas de seguridad en presas, no se han desarrollado estrategias integradas de gestión que permitan reducir los riesgos y eliminar las amenazas de manera efectiva. Otro ejemplo de esto fue la rotura de la presa de la compañía minera Vale, en Brasil, que resultó en al menos 165 personas fallecidas y 156 desaparecidas (Magno, 2019). La causa principal de la rotura del dique se atribuye a perforaciones realizadas por la empresa, que se llevaron a cabo sin realizar un análisis profundo de los datos obtenidos del monitoreo de la presa.

En Perú, el 3 de marzo de 2018, debido a la falla en el extremo y la base del dique, se produjo la ruptura de la Presa de Relaves N°2 de la Compañía Minera de Lincuna S.A., ubicada en el distrito de Recuay, en la región de Áncash. Esto ocasionó un desborde severo de 50,000 m³ de relave minero, que llegó a contaminar y perjudicar gravemente los sembríos campesinos de las comunidades de Manco Cápac y Pampacancha, la quebrada Sipchoc y el agua del río Santa, poniendo en riesgo la salud de las personas que viven en las zonas aledañas a la presa (IIMP, 2018).

A nivel de la región de Arequipa, la represa El Fraile ha presentado problemas de estabilidad, estructurales y otras fallas durante su tiempo de servicio, lo que ha ido limitando su capacidad de almacenamiento (Turpo, 2024), como se puede apreciar en la Figura 2 se observa el refuerzo estructural que se realizó en el año 1960 en el estribo izquierdo de la represa. Según Peñaloza (2017) indica que una cantidad considerable de pobladores de la zona aledaña a la orilla del río Chili estaría en alto riesgo ante un posible colapso de la represa. Por otro lado, un estudio de la Autoridad Nacional del Agua (2019) determinó que, sin un sistema de análisis de

vulnerabilidad, no es posible evaluar el riesgo de rotura de la presa ni sus graves consecuencias, que impactarían significativamente en el área vulnerable.

Figura 2

Estructura de refuerzo en el estribo izquierdo debido a la falla en el año 1961.



Nota. C. Cullas (2015)

1.2. Justificación de la investigación

Ante la problemática planteada, surge la idea de proponer una metodología para analizar la vulnerabilidad de la presa y evaluar su seguridad, con el fin de minimizar los riesgos y eliminar las amenazas.

1.2.1. Justificación social

La creación de una metodología precisa y efectiva busca minimizar significativamente el impacto potencial sobre la población, permitiendo la implementación de medidas preventivas y de respuesta que resguarden la integridad y el bienestar de las comunidades afectadas.

1.2.2. Justificación económica

La prevención de pérdidas económicas representa un aspecto importante en la gestión de eventos. Al desarrollar un análisis de vulnerabilidad eficiente, se busca no solo reducir las pérdidas materiales y económicas derivadas de la rotura de presas, sino también proporcionar una base sólida para la toma de decisiones que contribuya a la preservación de la infraestructura económica y al bienestar financiero de las comunidades.

1.2.3. Justificación Técnica

La importancia de contar con un análisis de vulnerabilidad óptimo radica en la capacidad de reducir riesgos y eliminar amenazas de manera eficaz. Este estudio se propone desarrollar e implementar un enfoque técnico que permita modelar y simular escenarios de rotura de presas, brindando una herramienta para la planificación preventiva y la respuesta efectiva.

1.2.4. Justificación Ambiental

La rotura de presas no solo afecta directamente a las comunidades circundantes, sino que también tiene un impacto significativo en el medio ambiente y el ecosistema. Esta investigación tiene como objetivo reducir este impacto ambiental mediante el análisis de la vulnerabilidad ante una posible rotura de la presa.

1.2.5. Justificación política

La implementación de un análisis de vulnerabilidad eficiente para la rotura de presas se presenta como una herramienta esencial para los gobiernos. Este estudio busca facilitar la toma de decisiones de los responsables, proporcionando una base sólida para la formulación de políticas preventivas y de respuesta.

1.3. Hipótesis

La implementación de un análisis de vulnerabilidad frente a la rotura de presas, basado en el modelado y la simulación del flujo de rotura, reducirá significativamente los riesgos asociados a dicho evento, al permitir una planificación preventiva y una respuesta más efectiva.

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. *Objetivo general*

Desarrollar una metodología de análisis de vulnerabilidad, basada en el modelado y la simulación de rotura de presas con flujos newtonianos y no newtonianos para represas utilizando HEC-RAS e IBER, a través del caso de estudio de la presa El Frayle.

1.4.2. *Objetivos específicos*

O.E.1. Identificar y recopilar datos relevantes sobre las características físicas y estructurales de la presa, así como los problemas que afectan su operación.

O.E.2. Hacer un estudio hidrológico de la zona de estudio para elaborar un modelo de simulación que permita reproducir varios escenarios de rotura de la presa, considerando diversas condiciones, para definir las características del flujo de rotura.

O.E.3. Elaborar una matriz que permita discutir y analizar la vulnerabilidad del sistema de represas determinado, basada en los resultados obtenidos y parámetros definidos.

1.5. Variables

En la Tabla 1 se muestra el análisis de las variables dependientes e independientes, así como de sus respectivas dimensiones e indicadores.

Tabla1

Matriz de Consistencia

Variables	Dimensiones	Indicadores
Independientes: Modelo y simulación de rotura de presa	<ul style="list-style-type: none"> – Geometría y diseño estructural de la presa – Información hidrológica y topográfica 	<ul style="list-style-type: none"> – Dimensiones de la presa – Precipitaciones – Modelo de Elevación Digital
Dependiente: Análisis de Vulnerabilidad	<ul style="list-style-type: none"> – Vulnerabilidad de represa ante una rotura – Vulnerabilidad de área en riesgo 	<ul style="list-style-type: none"> – Características de la presa – Resultados del modelo – Características del área en riesgo de inundación

2. Fundamentos teóricos

2.1. Estado del arte

La Tabla 2 muestra los antecedentes de investigación más relevantes y significativos para el proyecto, con un detalle preciso de cada uno de ellos. Además, para una mejor comprensión, se han incorporado los criterios esenciales que guiarán la investigación en curso.

Tabla 2

Antecedentes de investigación

ID	Autor(es)	Relevancia	Método
A1	Patel et al. (Patel et al., 2024)	Propone simular las inundaciones de la cuenca y elaborar mapas de riesgo por inundación.	Simulación de inundación en el software HEC-RAS
A2	(Shrestha et al., 2024)	Desarrolla el análisis y simulación bidimensional la rotura de una presa, con el fin de realizar un mapa de riesgo hidrogeológico.	Modelado de rotura de presa en el software HEC-RAS. Ecuaciones de aplicación.
A3	(Dutta et al., 2013)	Presenta métodos de simulación para la inundación en llanuras aluviales.	Cálculo del área inundada.
A4	(Katopodes & Strelkoff, 1978)	Análisis del modelamiento de la onda de inundación hacia el embalse y de chorro.	Geometría de la presa y topografía del canal.

ID	Autor(es)	Relevancia	Método
A5	(Hicks & Peacock, 2005)	Propone identificar los picos de crecida para luego convertir en previsiones del nivel del agua en presa.	Estudios de las crecidas de agua en presa.
A6	(Tedla et al., 2021)	Realiza la cartografía de inundaciones de una rotura de presa con datos hidrológicos y características físicas de la presa.	Cartografía de inundaciones
A7	(Cannata & Marzocchi, 2012)	Propone obtener mapas de intensidad máxima para que sean utilizados para la evaluación de riesgos por inundación.	Simulación bidimensional de inundación por rotura de presa
A8	(Zoppou & Roberts, 2000)	Resuelve un modelo para la simulación bidimensional de rotura de presas.	Revisión de Literatura
A9	Timbadiya et al. (2011)	Desarrolla un modelo hidrodinámico de presa utilizando el conocido código de flujo de canal abierto no permanente	Revisión de Literatura
A10	(Mao et al., 2017)	Presenta el estudio del modelado de inundación de rotura de presa y en un software.	Modelado de rotura de presa

ID	Autor(es)	Relevancia	Método
		elaboración de la cartografía de riesgos de inundación.	Elaboración de cartografía de riesgos.
A11	Palavecino (2015)	Aporta en la confiabilidad del software HEC-RAS para realizar el modelado de rotura de presas.	Análisis de la rotura de presa a través de la simulación.
A12	Zobal (2017)	Analiza la simulación de rotura de presa y luego analiza los riesgos y sus consecuencias.	Modelado de rotura de Presa HEC-RAS 2D Estudio de impactos sociales

A través de la recopilación cuidadosa y pertinente de datos, así como de la aplicación de los métodos derivados de la revisión exhaustiva del estado del arte, será posible alcanzar los objetivos definidos en la sección 1.4. Además, este estudio aportará al acervo de conocimiento e información sobre análisis de vulnerabilidad de presas a nivel regional. La simbología utilizada para los métodos se explica a continuación:

M1: Revisión de Literatura.

M2: Recopilación de datos de geometría e ingeniería de la presa.

M3: Recopilación de información topográfica e hidrológica.

M4: Recopilación de información sobre vulnerabilidad de la presa.

M5: Modelamiento en HEC-RAS e IBER.

M6: Obtención de mapa de inundaciones.

M7: Evaluación de los impactos en la zona de estudio.

M8: Análisis de resultados.

M9: Propuesta de una metodología de análisis de vulnerabilidad.

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Lineamientos generales de concepto

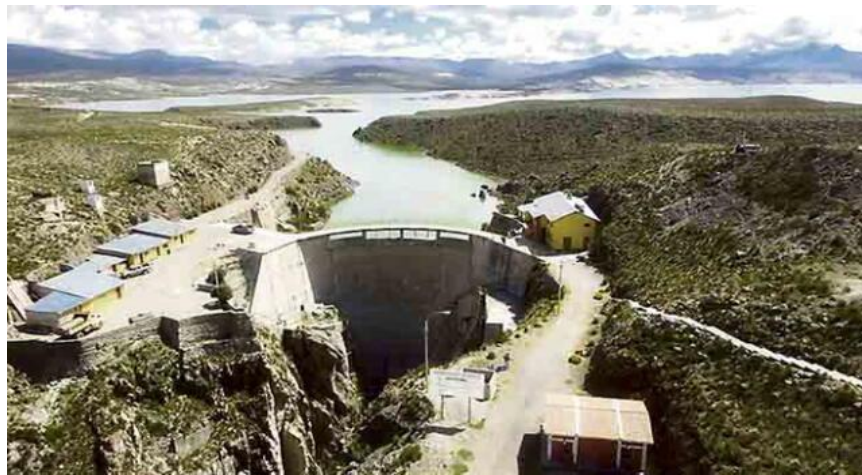
El desarrollo del estudio abarca conceptos importantes, entre ellos las cuencas que, según Aparicio (1992), se definen como una zona de la superficie terrestre en la cual se almacena el agua producto de las precipitaciones, en donde todas las aguas de escorrentía convergen hacia un punto común, denominado cauce principal, en donde se ubican estratégicamente las presas o represas.

Según ICOLD (ICOLD, 2007) una presa puede definirse como una construcción artificial que posibilita la retención de agua, con el fin de formar un embalse y regular el flujo. En nuestro país, en base a estudios del (ANA, 2015) predominan los siguientes tipos de presas: Presas de gravedad, Presas de materiales sueltos y las Presas de bóveda.

ICOLD (ICOLD, 2007) define a las presas de gravedad como estructuras de contención fabricadas con concreto y/o mampostería, cuya estabilidad se debe a su propio peso, mientras que las presas de materiales sueltos son definidas como presas elaboradas utilizando materiales naturales obtenidos directamente en el sitio de construcción, caracterizándose por ser presas de tierra o escollera. Por último, las presas de bóveda son presas construidas con concreto o mampostería que tienen una forma curvada hacia la dirección del flujo del agua, con el propósito de dirigir la mayor parte de la presión del agua hacia las laderas (Figura 3).

Figura 3

Estructura en bóveda de la represa el Fraile

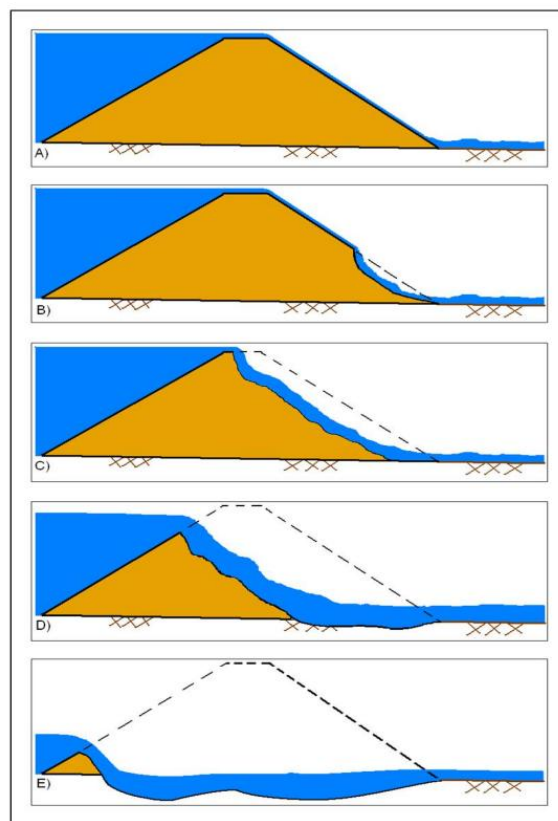


Nota. La República (2019)

Según ICOLD (ICOLD, 2019) una falla en una presa se puede definir como el colapso o movimiento de una parte de la presa que no puede retener el agua y ocasiona un flujo de rotura. A través de la revisión bibliográfica, se han identificado que los 3 principales modos de falla son por desbordamiento, por tubificación y por fallas en la cimentación. (Kuo et al., 2007) considera falla por desbordamiento u “overtopping” cuando las obras de infraestructura no son capaces de evacuar el agua con suficiente rapidez y el nivel del agua sube por encima de la altura de la corona de la presa (Figura 4). En base a los estudios de (Bustamante, 2013), la tubificación o “pipping” se da por un proceso de erosión interna, resultando en fugas debido a gradientes hidráulicos mal controlados (Figura 5). Esta situación ocurre con regularidad en ductos enterrados y en los puntos de intersección con estructuras y cimentaciones. Finalmente, las fallas por cimentación según (Fell et al., 2014), se presentan debido a sus grandes áreas de cimentación y a la mala elección materiales no erosionables.

Figura 4

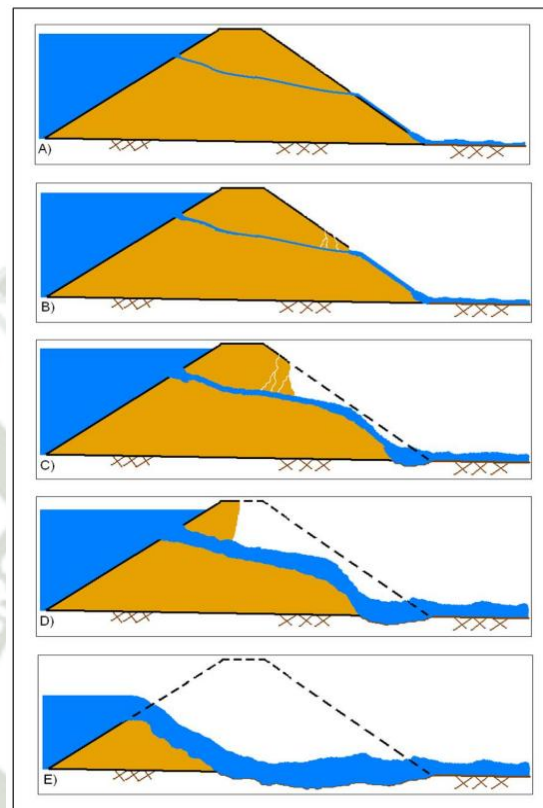
Falla de presa por desbordamiento



Nota. Manual de HEC-RAS para estudios de rotura de presa (2014).

Figura 5

Falla de presa por tubificación (pipping)



Nota. Manual de HEC-RAS para estudios de rotura de presa (2014).

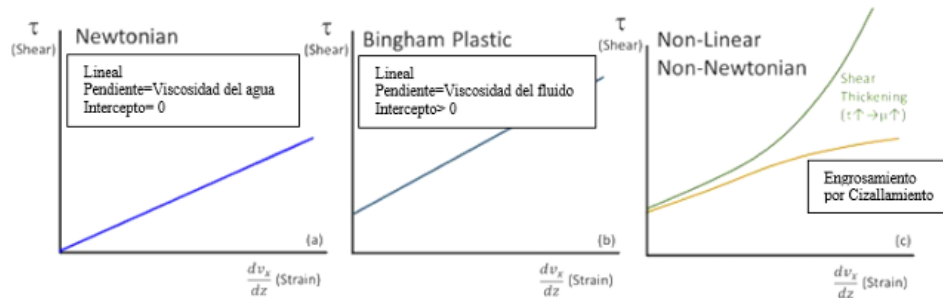
Una de las principales causas del desbordamiento en presas es el incremento acelerado de las avenidas máximas, que según Toledo (2021) es el máximo caudal a la salida de una cuenca hidrográfica producido por una precipitación máxima y puede provocar inundaciones.

Por otro lado, es necesario entender el comportamiento del fluido a modelar para obtener una simulación digital efectiva, según Cengel & Cimbala (2006) la ciencia que estudia dicho comportamiento y deformación de los fluidos se llama reología, en la Figura 6 se representa el comportamiento reológico de algunos fluidos. En la presente investigación se realizará el modelamiento hidráulico con Fluido de tipo Newtoniano, que es definido como aquel fluido en el cual el esfuerzo de corte es directamente proporcional a la deformación por corte, así mismo se

dará estudio a los Fluidos No Newtonianos, los cuales no tienen una relación lineal entre el esfuerzo de corte y deformación y su viscosidad puede variar dependiendo de factores como la velocidad de deformación o tiempo (ver Figura 6).

Figura 6

Modelos reológicos utilizados para simular (a) agua clara (b,c) flujos de lodo y escombros



Nota. Manual de HEC-RAS para estudios de rotura de presa (2014).

Asimismo, algunos softwares que idealizan modelos hidráulicos como en este caso es el del HEC-RAS y entre otros, llegan a utilizar modelos reológicos para realizar las simulaciones en Fluidos No Newtonianos y estos son: Modelo Bingham, Modelo Cuadrático, Modelo de Voellmy y Modelo de Herschel Bulkley.

Según Gibson & Sánchez (2020) el **Modelo de Bingham** es uno de los modelos reológicos más simples. Este modelo considera que un fluido tiene una resistencia inicial al flujo, conocida como esfuerzo de cedencia, que debe ser superada antes de que el fluido comience a fluir. Una vez superado este esfuerzo de cedencia, el comportamiento del fluido es similar al de un fluido newtoniano, con una viscosidad constante. (Sánchez, 2013).

Por la ecuación de conservación de Momentum:

$$\frac{dV}{dt} + (V \cdot \nabla)V = -g \cos^2 \varphi \nabla \eta + \frac{1}{h} \nabla \cdot (v_t h \nabla V) - \frac{\tau \cos \psi}{\rho_m R \cos \varphi} \frac{V}{|V|}$$

, donde:

g = Aceleración de la gravedad.

ν_t = Viscosidad de fluido turbulento.

ϕ = Factor de corrección de pendiente.

ρ_m = Densidad del fluido viscoso (mezcla agua-sólido).

R = Radio Hidráulico.

$|V|$ = Magnitud del vector velocidad.

ϕ = Pendiente de la superficie de agua.

ψ = Ángulo de inclinación de la dirección de la velocidad actual.

Después de resolver matemáticamente la ecuación anterior, se obtiene la siguiente ecuación en base al análisis de la tensión del fluido no newtoniano:

$$\tau = \tau_v + \tau_{MD}$$

, donde τ_v es la tensión basal y τ_{MD} proviene del modelo esfuerzo vs deformación (reología) seleccionado para el material de estudio. La tensión basal (τ_v) comprende la rugosidad del lecho, lo que involucra que esta variable está en función de la pendiente de fricción (S_f):

$$\tau_v = \gamma R S_f$$

, donde γ es el peso unitario del fluido, R es el Radio hidráulico. De la ecuación de Manning se desprende que la pendiente de fricción (S_f) es:

$$S_f = \left(\frac{nV}{kR^{2/3}} \right)^2$$

, en la ecuación mostrada se tiene que V es la velocidad y k es un factor de conversión de unidades lo cual la expresión de τ_v se resumen en:

$$\tau_v = \mu_m \dot{\gamma}$$

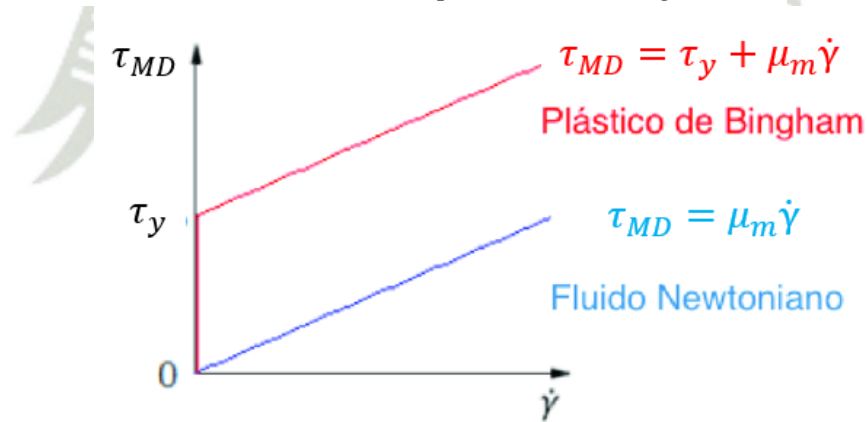
, donde μ_m es la viscosidad dinámica que representa la pendiente de la relación entre tensión vs deformación, $\dot{\gamma}$ es la velocidad de corte o tasa de deformación este parámetro según Gibson & Sánchez (2020) el software HEC-RAS aproxima como 3 veces la relación entre la velocidad y la profundidad ($3V/D$).

Según el enfoque de un fluido no newtoniano las pérdidas de momento interno debidas a interacciones de fase sólida se cuantifican con un modelo lineal simple y con una intersección distinta de cero, llamado Modelo de Bingham (Figura 7):

$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_v$$

Figura 7

Gráfico esfuerzo cortante vs velocidad de corte para Modelo Bingham.



donde:

τ_y = Límite elástico.

τ_v = Tensión viscosa.

El *Modelo Cuadrático* según Gibson & Sánchez (2020) combina esfuerzos de: fricción interna entre sedimento y fluido, cohesión, impacto inercial entre partículas y turbulencia. El modelo cuadrático se puede expresar a través de la siguiente ecuación:

$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_v + \tau_d$$

, donde:

τ_y = Limite elástico

τ_v = Tensión viscosa

τ_d = Tensión dispersiva

Según Gibson & Sánchez (2020) el *Modelo de Voellmy* combina la tensión de fluencia con la tensión viscosa/turbulenta así mismo afirma que “Voellmy propuso originalmente la formulación para simular avalanchas de nieve, pero desde entonces también se ha aplicado para simular deslizamientos de lodo, flujos de escombros y avalanchas de rocas”. Este modelo se representa a través de la siguiente expresión:

$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_{vd}$$

$$\tau_{vd} = \frac{\rho_m g |V|^2}{\epsilon_i}$$

, donde:

ϵ_i = coeficiente de turbulencia de Voellmy

En contraste con el modelo de Bingham, el modelo de *Herschel Bulkley* demuestra que en las mezclas de flujo de escombros pueden tener relaciones no lineales y se expresa a través de la siguiente ecuación: (Gibson & Sánchez, 2020).

$$\tau_{MD} = \tau_y + \tau_{vd}$$

$$\tau_{vd} = K\dot{\gamma}^n$$

, donde:

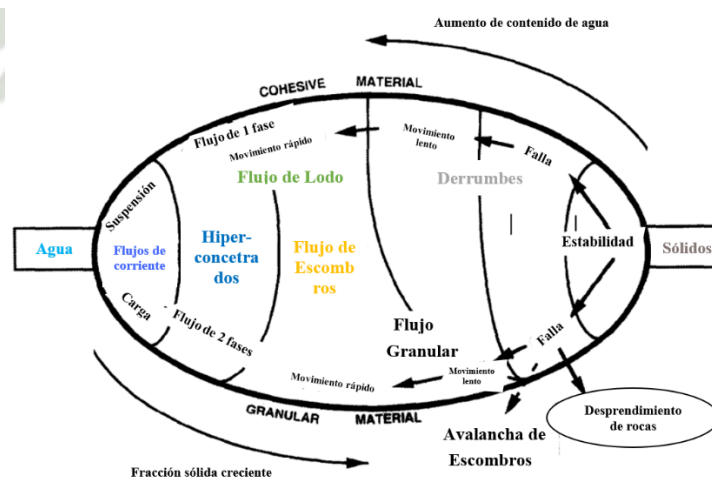
K = Factor o índice de consistencia

n = Índice de potencia, cuando $n < 1$ el fluido/mezcla adelgaza por cizallamiento y cuando $n > 1$ el fluido/mezcla opta por espesarse debido al cizallamiento.

La Taxonomía en fluidos indica que a medida que aumenta la concentración en los fluidos, las interacciones de las partículas se vuelven más importantes para las pérdidas de energía del fluido (Figura 8). Sin embargo, el tamaño de los sólidos también afecta las propiedades reológicas del fluido. Debido a esta complejidad, las categorías y taxonomía de los flujos naturales y antropogénicos no newtonianos pueden resultar confusas (Gibson & Sánchez, 2020).

Figura 8

Taxonomía de flujos geológicos de Coussot y Meunier (1986)




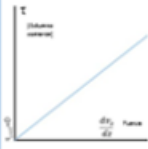



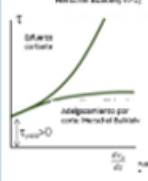


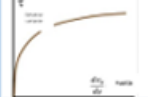
Nota. Manual Mud and Debris Flow de HEC-RAS (2024)

Sin embargo, a medida que la carga de sedimentos aumenta y se vuelve más gruesa, el flujo pasa de newtoniano a "flujos" hiperconcentrados, de lodo, escombros y, finalmente, clásicos tal como se muestra en la Figura 9. Los modelos reológicos también progresan de newtonianos a Bingham (lineales con un límite elástico) a varios modelos no lineales. Finalmente, a medida que

el proceso de pérdida interna dominante pasa de colisiones entre partículas a fricción entre partículas, DebrisLib incluye enfoques geotécnicos para dar cuenta de esos procesos (Gibson & Sánchez, 2020).

Figura 9

Taxonomía de Flujo no newtoniano, con los modelos reológicos y sus ecuaciones

Clasificación de flujo	Proceso	Límite	O'brien et al. (1993) Componente de corte	Herschel Bulkeley Componente de corte	Modelo reológico / geotécnico
Transporte de sedimentos	Carga de fondo y carga suspendida 	$C_v < 5\%$	Ninguno	Ninguno	
Flujo hiperconcentrado	Límite elástico y pérdidas viscosas 	$C_v > 5\%$	Bingham $\tau_y + \mu(\dot{\gamma})$	Lineal $\tau_y + K(\dot{\gamma})^{n=1}$	
Flujo de lodo	Turbulencia entre partículas 		$\rho_{ml}^2 \mu_l (\dot{\gamma})^2$	$K(\dot{\gamma})^{n \neq 1}$	
Flujo de escombros	Colisión de granos 	Bagnold # $N_{BAG} > 40$	$0.01 \rho_p d_s^2 (\dot{\gamma})^2$ $\left(\frac{0.615}{C_v}\right)^{1/3} - 1$		
Flujo clásico	Fuerza de la matriz 	Fricción # $N_{FV} > 100 *$	Reemplaza el límite elástico (T_y) en cualquiera de los modelos con un modelo de coulombio (geotécnico) $\tau_y = \tau_c + \sigma \tan \phi$		

↑ Sedimento más fino
 ↓ Sedimento más grueso

Nota. Manual Mud and Debris Flow de HEC-RAS (2024)

Es necesario entender la integración de los efectos No-Newtonianos en las ecuaciones hidráulicas, para ello como punto de partida se considera la Ecuación del Momento para un modelo monofásico:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

, donde S_f representa a todas las “pendientes” de pérdida adimensional en simulaciones newtonianas, en las que se considera el viento, la contracción y expansión. El enfoque monofásico para modelar el flujo de lodo y escombros en HEC-RAS y otras herramientas de modelación hidráulica se basa en la modificación de las ecuaciones de flujo tradicionales para incluir los efectos adicionales de estos materiales. Esto se logra agregando un término adicional de pendiente de pérdida adimensional, conocido como **talud de lodo y escombros** (S_{MD}). Este término representa las características reológicas y las pérdidas de energía específicas del flujo de lodo y escombros (Gibson & Sánchez, 2020).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f + S_{MD} \right) = 0$$

Presentar los efectos no newtonianos como una pendiente de "fricción" es, en efecto, un enfoque matemático que permite incorporar las complejas propiedades reológicas de los materiales en los modelos de flujo. Este movimiento facilita la adaptación de las ecuaciones de flujo estándar para que puedan manejar la deformación y el comportamiento de materiales no newtonianos bajo tensión (Gibson & Sánchez, 2020).

El esfuerzo cortante está representado por la siguiente ecuación:

$$\tau = \gamma R S_f$$

, donde:

τ = Esfuerzo cortante

γ = Peso unitario

R = Radio hidráulico

S_f = Pendiente de fricción

De la ecuación anterior se despeja S_f (pendiente de fricción) en función del esfuerzo cortante (τ), peso unitario (γ) y radio hidráulico (R).

$$S_f = \frac{\tau}{\gamma R}$$

Por lo tanto, ahora se puede determinar la pendiente de lodo y escombros (S_{MD}) de la misma manera siendo proporcional a un esfuerzo cortante interna.

$$S_{MD} = \frac{\tau_{\text{fluido interno}}}{\gamma R}$$

Exactamente al expresar las pérdidas internas del fluido en términos de una tensión cortante interna, se puede incorporar los efectos reológicos de los fluidos no newtonianos en la ecuación de momento utilizada en HEC-RAS. Esto permite una simulación más precisa del comportamiento del flujo (Gibson y Sánchez, 2020).

Los flujos no newtonianos se pueden clasificar en varios regímenes dependiendo de la concentración de sólidos y del tamaño de grano de los sólidos en el fluido. A medida que aumenta la concentración de sólidos y el tamaño de grano, el comportamiento del fluido se vuelve más complejo y pasa por diferentes regímenes (Gibson & Sánchez, 2020).

En la Tabla 3 y Figura 10 se mostrará una jerarquía general de clasificación de los flujos no newtonianos de la biblioteca Debris con su respectivo modelo de simulación:

Tabla 3

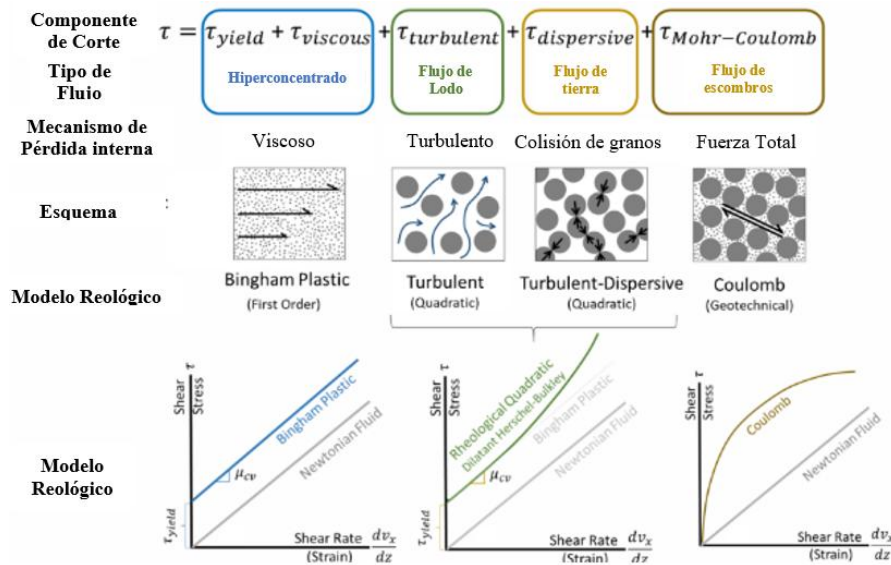
Clasificaciones de flujos no newtonianos

Clasificación	Modelo	Condición
Hiperconcentrado	Bingham	CV>30%
Flujo de lodo y escombros	Turbulento - Cuadrático	CV>60%
	Herschel-Bulkley	
Avalancha de nieve	Voellmy	-
Clástico	Mohr-Coulomb	$N_s > 0.1$

Nota. Manual del HEC-RAS (2024)

Figura 10

Clasificación, procesos, modelo conceptual y modelo reológico de flujo newtoniano

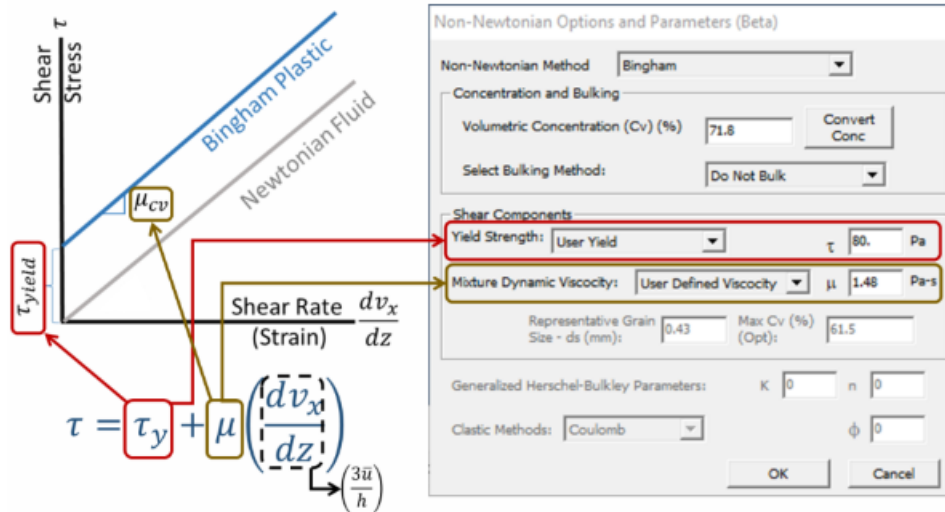


Nota. Manual Mud and Debris Flow de HEC-RAS (2024)

Según Gibson & Sánchez (2020) el modelo de Bingham está representado por los Flujos Hiperconcentrados (flujos de lodo de menor concentración). El modelo de Bingham es relativamente simple en cuanto a los parámetros que requiere del usuario. Los dos parámetros esenciales son: el límite elástico (τ_y) que representa el punto de intersección en la relación tensión vs deformación; por lo que es necesario que la tensión debe superarse para que el material comience a fluir y el otro parámetro es la viscosidad plástica el cual es la pendiente de la relación tensión vs deformación una vez que se ha superado el límite elástico, asimismo cabe mencionar que representa la viscosidad del material en estado de flujo, en la Figura 11 se aprecia el marco teórico explicado en el HECRAS.

Figura 11

Representación de los parámetros de entrada al HEC-RAS – Modelo Bingham

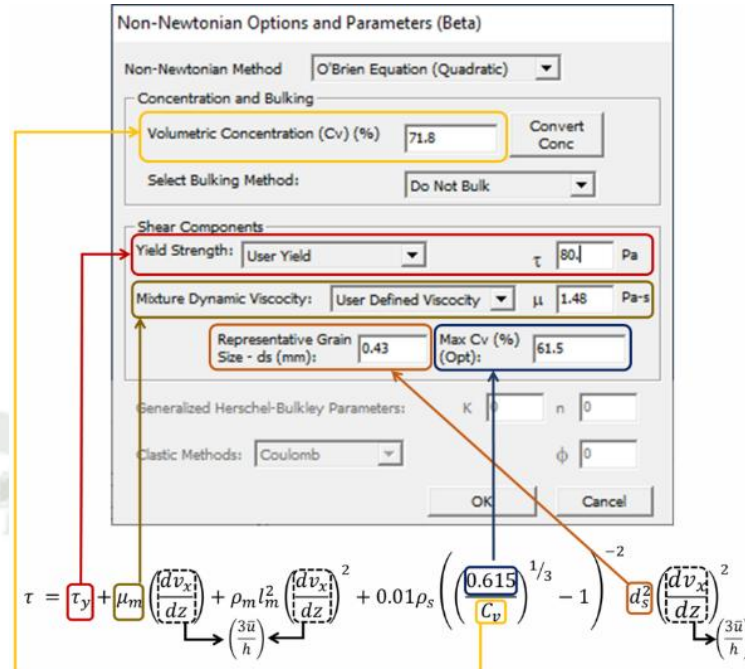


Nota. Manual Mud and Debris Flow de HEC-RAS (2024)

La ecuación de O'Brien generalmente se expresa como una forma modificada de la ecuación de flujo no newtoniano que incluye efectos de fricción y reología de los materiales. El modelo de O'Brien solo requiere el dato de concentración volumétrica y un tamaño de grano representativo del suelo como se muestra en la Figura 12 (Gibson & Sánchez, 2020).

Figura 12

Representación de los parámetros de entrada al HEC-RAS – Modelo Bingham

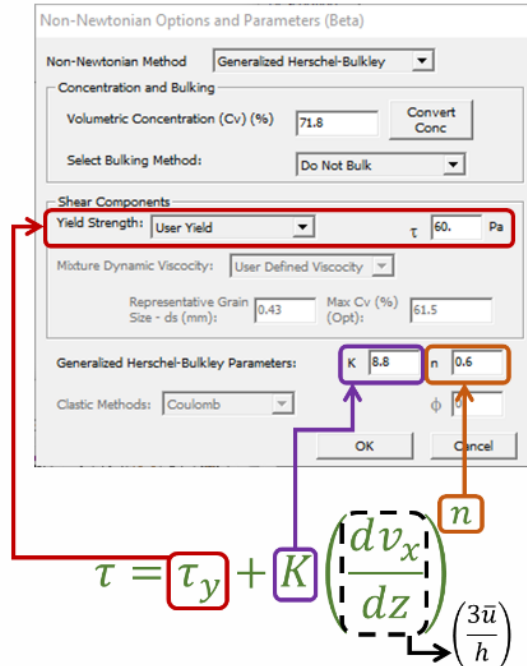


Nota. Manual Mud and Debris Flow de HEC-RAS (2024)

Según Gibson y Sánchez (2020) indica que el método de Herschel – Bulkley es un modelo flexible y simple pero muy empírico. Los parámetros que utiliza este modelo son: límite elástico (τ_y), consistencia del fluido (K) e índice de comportamiento (n), donde $n \neq 1$, como se muestra la Figura 13.

Figura 13

Representación de los parámetros de entrada al HEC-RAS – Modelo Herschel – Bulkley



Nota. Manual Mud and Debris Flow de HEC-RAS (2024)

El Limite Elástico es la mínima tensión o fuerza aplicada a un fluido no newtoniano necesaria para que comience a fluir o deformarse de manera continua (Gibson & Sánchez, 2020).

El HEC-RAS proporciona tres formas de determinar valor numérico del límite Elástico:

- Formula Exponencial
- Rendimiento del usuario
- Uso de Coulomb

De la Formula Exponencial se tiene:

$$\tau_y = ae^{(bc_v)}$$

, donde:

a = Coeficiente de calibración. (Tabla 4)

b = Coeficiente de calibración. (Tabla 4)

C_v = Concentración volumétrica, $0 \leq C_v \leq 1$

Tabla 4

Parámetros de tensión de fluencia para la ecuación de O’Brian (convertido a la forma exponencial en HEC-RAS)

Material	Limite	a (Pa)	b	Rango (Pa)
	Líquido C_v			
Suelo típico	65-80%	0.005	17.2	375 – 5,000
Caolonia	40-50%	0.05	20.7	200 – 1,600
Arcillas sensibles	35-60%	0.03	23.0	950 – 300k
Bentonita	5-20%	0.002	230.3	200 – 2E+17

Nota. Manual Mud and Debris Flow de HEC-RAS (2024)

La viscosidad dinámica es la resistencia que ofrece un fluido (Gibson & Sánchez, 2020), el cual está dado por la siguiente expresión matemática:

$$\mu_r = 0.001e^{BC_v}$$

, donde:

B = valor adimensional. (Tabla 04)

C_v = Concentración volumétrica.

“El valor de B determinada está en el exponente, por lo tanto, la viscosidad calculada es muy sensible a este valor, que tiene un amplio rango observado. Suele ser un parámetro de calibración” (Gibson & Sánchez, 2020). Ver Tabla 5.

Tabla 5*Coeficientes para la viscosidad exponencial de Julian (1995)*

Material	Limite Líquido Cv	B	Rango (Pa-s)
Suelo típico	65-80%	18.4	160 – 2,500
Caolinita	40-50%	9	1.6 – 10
Arcillas sensibles	35-60%	10	0.1 – 1
Bentonita	5-20%	100	10 – 1E+17

Nota. Manual Mud and Debris Flow de HEC-RAS (2024)

Parte importante del análisis de rotura de presas es el modelo, el cual es una representación matemática según lo analizado en párrafos anteriores de la realidad de diseño con el fin de hacer una simulación y obtener resultados que permitan hacer relaciones directas con situaciones sistémicas más complejas. Los modelos bidimensionales operan en un espacio de dos dimensiones con tres variables definidas en cada punto del dominio: el tirante y las dos componentes de la velocidad horizontal (Guarniz, 2014).

Entre todas las partes del análisis de vulnerabilidad, uno de los enfoques principales es la determinación y evaluación de parámetros de riesgo. Entre los parámetros del análisis se tiene el flujo de rotura, el cual es definido por Parilla (2019) como el flujo producido tras la rotura de una presa de forma instantánea y es clasificado como un flujo discontinuo rápidamente variado, que viene gobernado por las ecuaciones de Saint-Venant. De igual manera, los hidrogramas de descarga que, según Mohamad et al (2021), son la representación gráfica de la descarga producto del flujo de rotura.

Para el análisis de vulnerabilidad se necesita conocer los factores sociales y características físicas de la zona que, según Toapaxi & Acero (2021), abarcan varias dimensiones, desde la educación a nivel individual hasta la influencia en la sociedad, y desde el nivel económico individual hasta el colectivo, incluida la presencia de infraestructura importante para el desarrollo de esta.

2.3. Marco Legal

En el ámbito nacional, no se contaba con un reglamento referido a la seguridad y los riesgos que se pueden presentar en presas. Esta situación se mantuvo hasta el año 2018, donde se aprobó el Reglamento de seguridad de presas públicas de embalse de agua del ANA, el cual tiene como propósito establecer normas destinadas a categorizar las presas, aplicar herramientas técnicas para su operación y mantenimiento, llevar a cabo inspecciones, evaluar la seguridad y elaborar un plan de acción en situaciones de emergencia (ANA, 2019).

En materia de control y gestión de riesgos, en el Perú existe una entidad llamada CENEPRED (Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres). Esta institución cuenta con un manual para la Evaluación del Riesgo generado por Fenómenos Naturales, cuyo objetivo es proponer procedimientos técnicos que faciliten la elaboración de documentación relacionada con la gestión de riesgos.

Caso contrario, en el extranjero, específicamente en Europa, podemos encontrar diversas normas de esta índole, como:

- El Real Decreto 264/2021 del gobierno español (2021) aprueba las normas Técnicas de seguridad para presas y embalses en las que se estipula la inspección del estado de la presa, revisión de seguridad, revisión del archivo técnico y análisis de seguridad.

- La Ley N° 27287 dada por el Senado y Cámara de Diputados de la Nación Argentina (2016) en el Artículo 11 establece promover la implementación de políticas públicas de Gestión Integral del Riesgo, desarrollar y mantener actualizado un mapa federal de Gestión de riesgos.
- La Directiva 2007/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo (2007) establece una evaluación de vulnerabilidad por inundación, destinado a reducir las consecuencias negativas para la salud humana, el medio ambiente, el patrimonio cultural y la actividad económica.
- El Comité Nacional Español de Grandes Presas (SPANCOLD) cuenta con diversos documentos y guías técnicas sobre la gestión, control y evaluación de riesgos en presas de agua. Entre ellos, la Guía Técnica de Seguridad de Presas (2013) ofrece un enfoque integral de la seguridad, abordando los aspectos técnicos más relevantes relacionados con la seguridad estructural, hidrológica y sísmica.
- La Asociación de Presas Canadiense (CDA) es un grupo de profesionales dedicados a las presas y reservorios, cuyo enfoque principal es garantizar la seguridad de las presas en beneficio de la sociedad global. Entre sus documentos más destacados se encuentra el Dam Safety Guidelines (2019), una guía de buenas prácticas ampliamente utilizada en la gestión de presas a nivel mundial.

3. Metodología propuesta

3.1. Tipo de investigación

Según lo que detalla Borja (2016) y con el fin que se persigue en esta investigación, se puede definir que es de tipo tecnológica, debido a que este estudio se enfoca en obtener un sistema de gestión de riesgos frente a la rotura de una presa que, a su vez, sea aplicable en múltiples casos.

3.2. Método de investigación

Se presentan los siguientes objetivos propuestos y métodos de estudio a desarrollar, según lo que se indica en la Tabla 6.

Tabla 6

Matriz Objetivos/Métodos

ID	Objetivos	Métodos de Estudio
O.E.1.	Identificar y recopilar datos relevantes sobre las características físicas y estructurales de la presa, así como los problemas que afectan su operación.	<p>M1. Revisión de Literatura.</p> <p>M2. Recopilación de datos de geometría e ingeniería de la presa.</p> <p>M4. Recopilación de información sobre vulnerabilidad de la presa.</p>
O.E.2.	Hacer un estudio hidrológico de la zona de estudio para elaborar un modelo de simulación que permita reproducir varios escenarios de rotura de la presa, considerando diversas condiciones,	<p>M3. Recopilación de información topográfica e hidrológica.</p> <p>M5. Modelamiento en HEC-RAS e IBER.</p> <p>M6. Obtención de mapa de inundaciones.</p> <p>M8. Análisis de resultados.</p>

ID	Objetivos	Métodos de Estudio
	para definir las características del flujo de rotura.	M1. Revisión de Literatura.
O.E.3.	Elaborar una matriz que permita discutir y analizar la vulnerabilidad del sistema de represas determinado, basada en los resultados obtenidos y parámetros definidos.	M7. Evaluación de los impactos en la zona de estudio. M8. Análisis de resultados. M9. Propuesta de una metodología de análisis de vulnerabilidad.

A partir de la tabla mostrada se obtiene el esquema metodológico para tener una mejor comprensión del desarrollo de la investigación.

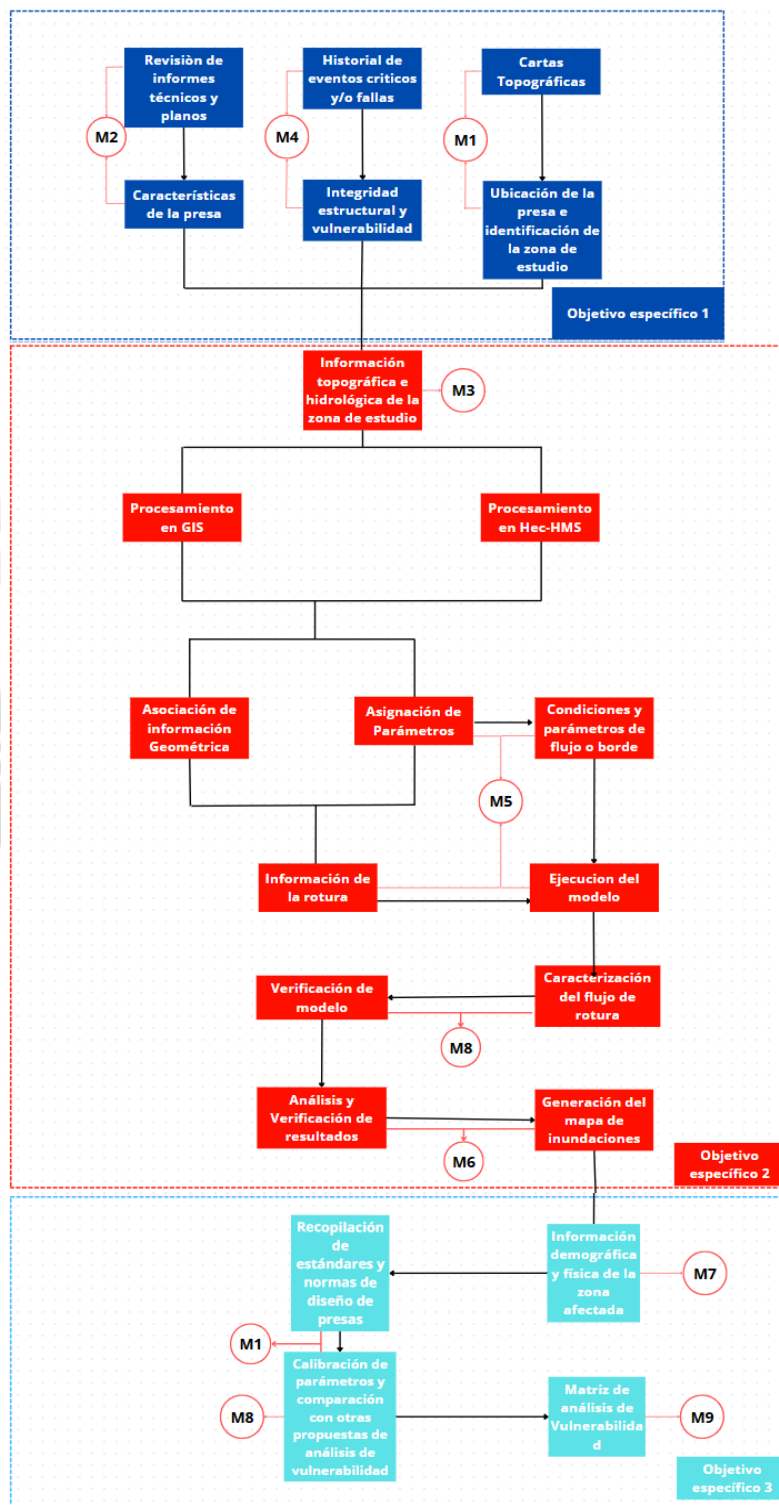
3.3. Esquema metodológico

Según Sampieri (Sampieri, 2018) la investigación tendrá un diseño no experimental, debido a que no existe manipulación de las variables independientes, sino que el objetivo es observar y medir fenómenos tal y como se dan en su contexto natural.

La Figura 14 ilustra el plan metodológico que indica los métodos a emplear con el fin de alcanzar los objetivos establecidos en el estudio.

Figura 14

Esquema metodológico



Nota. Elaboración propia

Simulación de Escenarios

En el presente proyecto de investigación se realizará el modelado hidráulico de los posibles escenarios, particularmente frente a una rotura de la represa El Frayle, utilizando dos softwares de modelado: HEC-RAS v.6.4.1 e IBER v.3.3.1. En la Tabla 7 se puede visualizar el detalle de los escenarios a modelar:



Tabla 7

Detalle de los escenarios de Modelamiento Hidráulico por rotura de Presa

Código de Escenario	Software Modelador	M.H.B. Rotura de Presa	Periodo de Retorno	Tipo de Flujo		Punto de Control / Cuenca 2	Periodo de Retorno Cuenca 2
				Flujo Newtoniano	Flujo No Newtoniano		
E-1	HEC-RAS	✓	100	✓	X	X	-
E-2	HEC-RAS	✓	1000	✓	X	X	-
E-3	HEC-RAS	✓	100	✓	X	✓	100
E-4	HEC-RAS	✓	1000	✓	X	✓	1000
E-5	HEC-RAS	✓	100	X	✓	X	-
E-6	HEC-RAS	✓	1000	X	✓	X	-
E-7	HEC-RAS	✓	100	X	✓	✓	100
E-8	HEC-RAS	✓	1000	X	✓	✓	1000
E-9	IBER	✓	100	✓	X	X	-
E-10	IBER	✓	1000	✓	X	X	-
E-11	IBER	✓	100	✓	X	✓	100
E-12	IBER	✓	1000	✓	X	✓	1000

Nota. QR= Caudal de rotura de presa, P.C.= Punto de Control.

Adicionalmente, por motivos académicos y complementarios, se ha realizado la modelación hidráulica 2D bajo el concepto de 'canalización en la presa'. Esto implica la simulación de un canal rectangular como punto de desfogue del flujo de agua en la estructura, similar a un modelamiento de tipo inundación como se detalla en la Tabla 8.

Tabla 8

Detalle de los escenarios de Modelamiento Hidráulico por inundación

Código de Escenario	Software Modelado	Modelamiento Hidráulico 2D	Periodo de Retorno	Tipo de Flujo		P.C. → Cuenc a 2	T.R. → Cuenc a 2 (años)
			(años)	Flujo Newtonian	Flujo No Newtonian		
E-13	HEC-RAS	✓	100	✓	X	X	-
E-14	HEC-RAS	✓	1000	✓	X	X	-
E-15	HEC-RAS	✓	QR	✓	X	X	-
E-16	HEC-RAS	✓	100	X	✓	X	-
E-17	HEC-RAS	✓	1000	X	✓	X	-
E-18	HEC-RAS	✓	QR	X	✓	X	-

Según lo expuesto y detallado, los parámetros para los escenarios mencionados se han fundamentado en la decisión de simular con periodos de retorno de 100 y 1000 años. Se considerará el hidrograma obtenido de HEC-HMS para los modelos de rotura y un hidrograma interpolado de los caudales obtenidos y un caudal de rotura (QR) para los modelos de inundación, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- **TR=100:** Según el Art. 9 Numeral 2 de la Resolución Jefatural N°332-2016-ANA, se establece que para un modelamiento hidráulico de cauce natural se debe considerar un periodo de retorno de 100 años. Asimismo, según Ponce (2008), se menciona: “Las

obras regionales de control de inundaciones tales como los diques laterales cubren grandes áreas de drenaje. En este caso, los períodos de retorno pueden variar entre los 50 y 100 años. El tiempo de concentración es más largo, por ejemplo, unas horas, y la intensidad de lluvia es correspondientemente menor; esto resulta en una descarga pico pequeña [por unidad de área]. Sin embargo, la descarga pico total puede ser grande, reflejando en este caso más el tamaño del área de drenaje que la intensidad de lluvia.”

- **TR=1000:** Según el Informe Técnico de AUTODEMA (2020), la presa El Frayle fue diseñada para dicho periodo de retorno. Por ende, se busca representar con este mismo periodo el escenario de un posible evento de rotura de la presa.
- Por último, se modelará con un caudal máximo de rotura, que será obtenido mediante la fórmula empírica de Froelich en el Capítulo 5, para representar escenarios más críticos y emergentes frente a una posible avenida máxima causada por precipitaciones intensas, las cuales podrían ser resultado de un posible efecto futuro provocado por el Fenómeno del Niño.

4. Caracterización y diagnóstico preliminar

4.1. Aspectos preliminares normativos

Actualmente, en el Perú existen dos sistemas diferenciados para el control de presas: uno para las de minería y otro para las presas públicas. El primero está a cargo de OSINERGMIN, que forma parte del Ministerio de Energía y Minas, mientras que el control de las presas públicas está a cargo de la ANA (Autoridad Nacional del Agua) (ANA, 2019).

Históricamente, el control de presas en nuestro país estuvo a cargo del Ministerio de Agricultura y Riego (Minagri), desde 1972 con las 'Normas de Inspección de Presas y Reservorios' y posteriormente a través del INADE (Instituto Nacional de Desarrollo) con el Reglamento de Seguridad de Presas (2002). Luego, en 2009, el control pasó a manos de la ANA cuando se aprobó el Artículo 106 de la Ley de Recursos Hídricos (Ley N°29338, 2009), que aborda la seguridad de infraestructuras hidráulicas de gran envergadura. En 2012, en un boletín de la ANA, se expuso la necesidad de un organismo técnico encargado de la vigilancia y supervisión de la seguridad en las presas (ANA, 2012). Como resultado de esta coyuntura, en 2018 se aprobó el Reglamento de Seguridad de Presas Públicas de Embalse de Agua.

Posteriormente, en 2021, se creó la Unidad Funcional Técnica de Presas y de Operación y Mantenimiento, cuya función principal era elaborar directivas que establecieran criterios de diseño para infraestructura hidráulica mayor y supervisar la aplicación de las normas de seguridad correspondientes (ANA, 2021). Sin embargo, el 7 de marzo de este año, esta unidad técnica fue disuelta mediante la Resolución Jefatural N°0100-2024-ANA.

En su reglamento, el ANA define dos criterios de clasificación para las presas de embalse de agua: en función de sus dimensiones y en función del riesgo potencial. Estas categorías se dividen a su vez en grandes y pequeñas presas, y en categorías A, B o C, respectivamente. La

clasificación se realiza siguiendo los lineamientos técnicos de la Dirección de Planificación y Desarrollo de Recursos Hídricos, en concordancia con los del SINAGERD (Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres). Posteriormente, se definen los requisitos para la documentación de la presa, así como la frecuencia de evaluaciones de seguridad y la presentación de informes y resultados. (ANA, 2019).

4.2. Estado situacional del sistema de presas en Arequipa

Arequipa tiene como principales fuentes de abastecimiento de agua un sistema de siete fuentes superficiales y ocho fuentes subterráneas. El sistema de fuentes superficiales está regulado por el sistema de embalses del río Chili, que incluye los siguientes embalses: El Pañe, Bamputañe, Dique Los Españoles, Pillones, Chalhuanca, El Frayle y Aguada Blanca (Sedapar, 2018). Ver

Tabla 9

Características de las presas superficiales de Arequipa

Represa	El Pañe	Bamputañe	Dique los españoles	Pillones	Chalhuanca	El Frayle	Aguada Blanca
Capacidad de diseño (MMC)	100	45	13,5	90	25,6	200	42
Vol. Útil Max (MMC)	99.6	40	9.09	78.5	25	127.24	30.43
Antigüedad (Años)	58	14	33	19	15	64	64
%Capacidad útil	99.6	88.89	67.33	87.22	97.66	63.62	72.45

La presa El Pañe fue construida entre 1963 y 1966 y se encuentra ubicada sobre el río Negrillo, a 55 km de Imata, 200 km de la ciudad de Arequipa y a una altura de 4,500 msnm. Presenta una longitud de 510 metros y una capacidad de 100 MM³. El agua embalsada se entrega al río Bamputañe mediante un canal revestido de concreto armado de 5 km de longitud, con un

caudal de 6 m³/s. Hasta la fecha, esta presa no ha presentado problemas estructurales ni de desborde del nivel de agua (EGASA, 2003).

La presa Bamputañe se encuentra ubicada en Arequipa y cuenta con una capacidad de almacenamiento de 40 MM³. Es una presa de tierra homogénea, con un filtro-dren en el interior de la estructura y enrocado de protección. Fue inaugurada el 12 de junio de 2010. (Infraestructura Peruana, 2010)

El Dique de Los Españoles fue construido en 1991 por la APECHILI. Se encuentra ubicado en el distrito de San Antonio de Chuca, provincia de Arequipa, en el departamento de Arequipa. Presenta una altura de 7 metros, está conformado por un relleno homogéneo y su perímetro está protegido por una capa de enrocado. Su capacidad de almacenamiento es de 13.5 MM³, y sus aguas se derivan al Canal de Zamacola. Actualmente, no presenta daños estructurales (Oviedo & Robles, 2009).

La presa Pillones fue construida en 2005 y tiene una capacidad de almacenamiento de 80 MM³. Consiste en un sistema de derivación que incluye un baraje fijo, uno móvil y una bocatoma con dos compuertas que regulan el ingreso de agua a un túnel. Este túnel de derivación tiene una longitud de 2,248 m y un caudal de 40 m³/s. La presa, de tipo tierra, presenta una pantalla de concreto de 769.04 m de longitud y 6 m de ancho en la corona. Permite a EGASA incrementar la generación de energía en un 18% a través de sus centrales hidroeléctricas de Charcani durante los meses de estiaje (EGASA, 2003).

La presa Chalhuanca fue construida entre 2007 y 2009. Es una presa de tipo enrocado con una capacidad de 25.6 millones de m³ de agua. Cuenta con un vertedero de 15 m de ancho, que maneja caudales de hasta 45 m³/s. También dispone de una torre de compuertas ubicada al inicio

del túnel, con acceso a través de un andarivel de 45 m, apoyado en los extremos de la presa, la torre de compuertas y en tres pilares intermedios (APA Citation Guidelines, s.f.)

La represa El Fraile fue construida entre 1958 y 1960 a una altitud de 4,010 m.s.n.m., sobre el río Blanco, aproximadamente a 70 km de Arequipa. La represa tiene la forma de un arco de doble curvatura, con una altura de 72 m y una capacidad máxima de almacenamiento de 200 MM³. Está equipada con un vertedero de demasías en su parte superior y un sistema de descarga que incluye dos válvulas 'Howell Bunger' y una válvula de descarga en el fondo. Este sistema es moderno y utiliza las últimas tecnologías de control y operación. En 1961, la represa sufrió un daño en su estructura, específicamente en el estribo o empotramiento izquierdo, lo que provocó una gran alarma en la ciudad ante un posible colapso. A consecuencia de la falla estructural, se construyó un contrafuerte o columna de concreto en el lado izquierdo para evitar el colapso en esa área. Tras esta obra de reforzamiento, se recomendó que la represa almacene como máximo 127.24 MM³, desde entonces, se ha respetado este margen de volumen (Oviedo & Robles, 2009).

Según en el diario El Pueblo (2024), el Ing. Hubert Valdivia, exviceministro de Agricultura, anuncia que el almacenamiento de la presa El Fraile en el 20 de marzo del 2024 había alcanzado los 147 MM³, superando el límite recomendado lo que la población de Arequipa estaría expuesta a grandes peligros de inundación. Por ello, la presa El Fraile se ha convertido en un caso de estudio crítico, destacando la necesidad de evaluar estos riesgos para tomar las medidas de contingencia necesarias y salvaguardar a la población de Arequipa.

4.3. Identificación de problemas

P1. Estado de la infraestructura

La infraestructura de una presa es fundamental para garantizar su funcionamiento seguro y eficiente, así como para prevenir posibles desastres. La evaluación del estado de una presa se basa

en varios componentes críticos, incluidos la estructura física, los sistemas de control y monitoreo, y los planes de mantenimiento y emergencia.

- **Componente 1: Estructura Física:** Según Marengo (1996), los antecedentes de falla en presas desde el punto de vista estructural se deben a dos factores principales: el factor sísmico y el factor estructural. En cuanto al factor sísmico, se considera la estabilidad sísmica de la presa, la licuación, las grietas inducidas por sismos, el oleaje por sismos y la presión hidrodinámica. En relación con el factor estructural, las fallas pueden deberse a un diseño inadecuado, el uso de materiales defectuosos, errores en la construcción y un control de calidad deficiente.
- **Componente 2: Sistemas de control y monitoreo:** Un sistema de supervisión y control en una represa es fundamental para asegurar su seguridad y funcionamiento. Estos sistemas posibilitan la detección y reacción inmediata ante cualquier irregularidad, garantizando un rendimiento óptimo y reduciendo el riesgo de fallos estructurales.
- **Componente 3: Planes de mantenimiento y emergencia:** Los planes de mantenimiento y emergencia son elementos clave para la gestión segura y efectiva de una represa.

P2. Reducción de la capacidad (Colmatación por sedimentación)

La sedimentación impacta tanto el funcionamiento como la integridad estructural de las represas. Este fenómeno se refiere a la acumulación de sedimentos, como arena, limo, arcilla y materia orgánica, en el embalse de la represa. La sedimentación es causada por el transporte de partículas sólidas desde la cuenca del río hasta el embalse. Para reducir este efecto, se pueden emplear métodos como el drenaje de sedimentos, el dragado, la conservación del suelo y el flushing (Ausili, et al, 2023).

P3. Falta de optimización del sistema de control y gestión de presas

El Reglamento de Seguridad de Presas Públicas de Embalse de Agua establece de manera general los requisitos para la supervisión, control y documentación técnica de las presas de embalse, aunque desde una perspectiva más administrativa. La gestión de riesgos y vulnerabilidad se aborda de forma general, y, aunque se hace referencia a la normativa del SINAGERD, no se trata con suficiente detalle (ANA, 2019). A pesar de que la Ley 29664 incluye al CENEPRED (Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres) dentro del SINAGERD, y de que este organismo dispone de recursos especializados como el Manual para la Evaluación del Riesgo Originado por Fenómenos Naturales, no se menciona la existencia de un sistema específico para el análisis de vulnerabilidad de una o varias presas dentro de un sistema de embalses (CENEPRED, 2014)

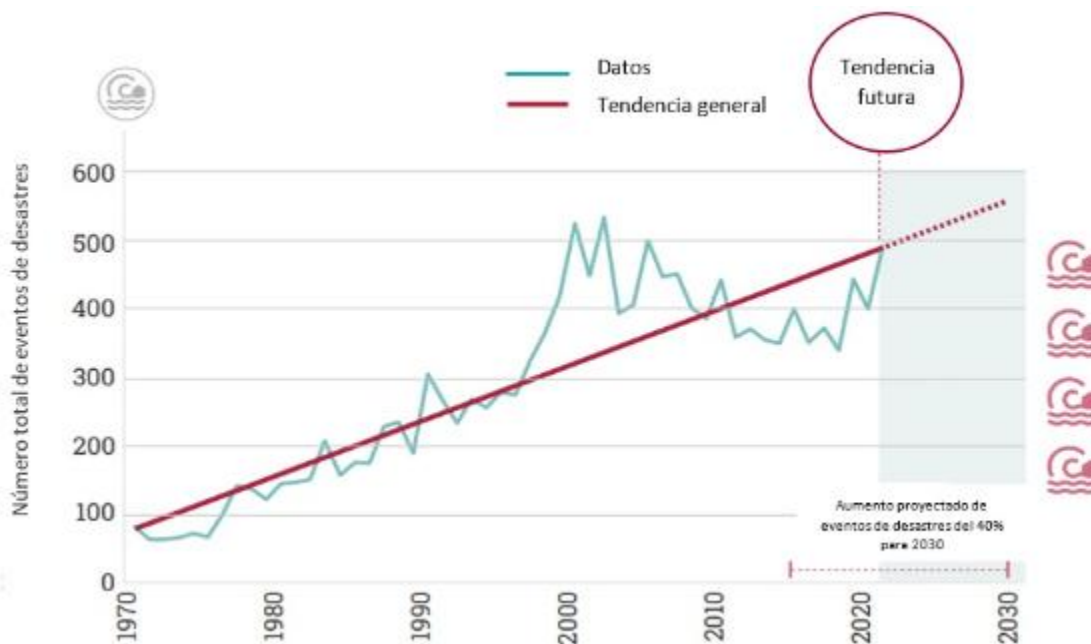
4.4. Proyección de incremento de desastres a nivel global

A nivel global, los desastres ocasionados por fenómenos naturales han aumentado en recurrencia y severidad. La necesidad y el desafío de enfrentar este incremento se vuelven cada vez más evidentes, especialmente en países en desarrollo como el nuestro.

Para el año 2030, se proyecta a nivel mundial que el número de desastres de mediana a gran escala alcanzará 1.5 desastres diarios, lo que equivale a aproximadamente 560 desastres anuales. Además, se estima que la mitad de la población mundial vivirá en áreas vulnerables a tormentas, inundaciones y tsunamis. Estas cifras resultan alarmantes, especialmente considerando que en 2021 se registraron entre 350 y 500 desastres, tal como se muestra en la Figura 15.

Figura 15

Mundo: eventos de desastre 1970–2020 y aumento proyectado 2021–2030 (número de eventos).



Nota. UNDRR (2022)

Hasta el año 2022, según la Figura 16 el Perú ha registrado un total de 6,228 emergencias de origen climatológico y oceanográfico, lo que muestra una tendencia creciente en comparación con los 2,677 casos reportados en 2012. En particular, las emergencias provocadas por lluvias intensas aumentaron de 1,675 casos en 2012 a 3,555 casos en 2022. Asimismo, las emergencias debido a huacos subieron de 90 casos en 2012 a 166 en 2022. (CEPLAN, 2023)

Figura 16

Número de eventos (miles) en Perú.

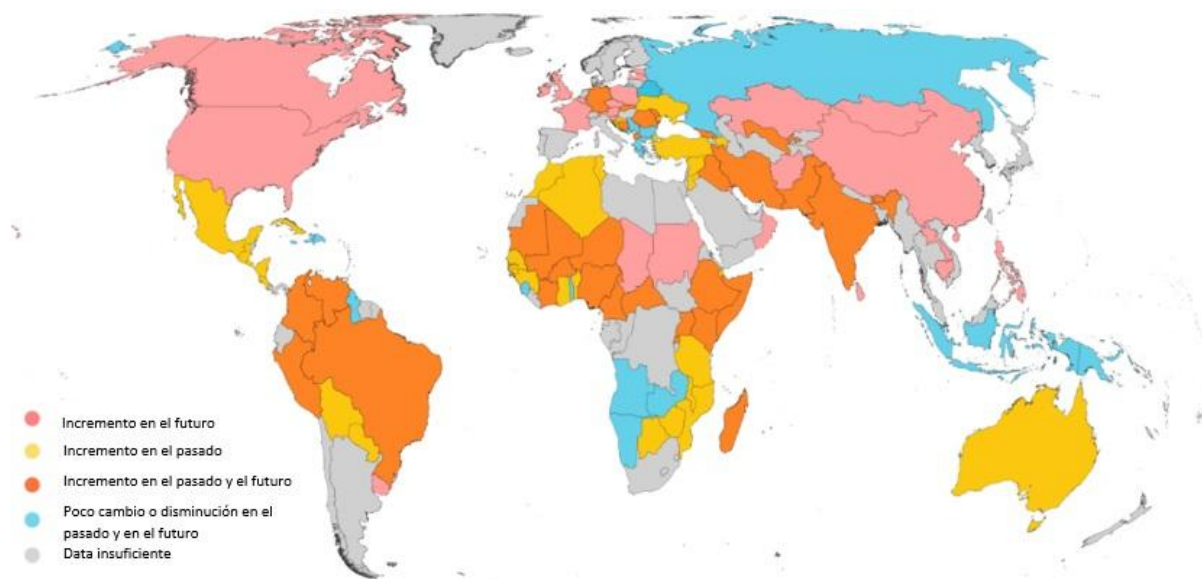


Nota. CEPLAN (2022)

Este aumento significativo en eventos de carácter hidrológico está siendo promovido por el cambio climático, que ha puesto en riesgo tanto la integridad de las personas como la de infraestructuras importantes, con consecuencias no solo en términos de vidas perdidas, sino también en pérdidas económicas significativas. El cambio climático está exponiendo a millones de personas a inundaciones de alto riesgo. Entre 2000 y 2015, más de 86 millones de personas en el mundo residían en zonas inundadas, incrementándose en un 24% la proporción de población expuesta a inundaciones. En la Figura 17 se observa que los países que seguirían experimentando incrementos en la exposición a inundaciones entre 2000 y 2030 serían el sur de Asia, el África subsahariana y América del Sur. (Perú, Brasil, Colombia y Venezuela) (CEPLAN, 2023).

Figura 17

Mundo: cambio en la proporción de la población expuesta a las inundaciones, en el periodo 2000-2030.

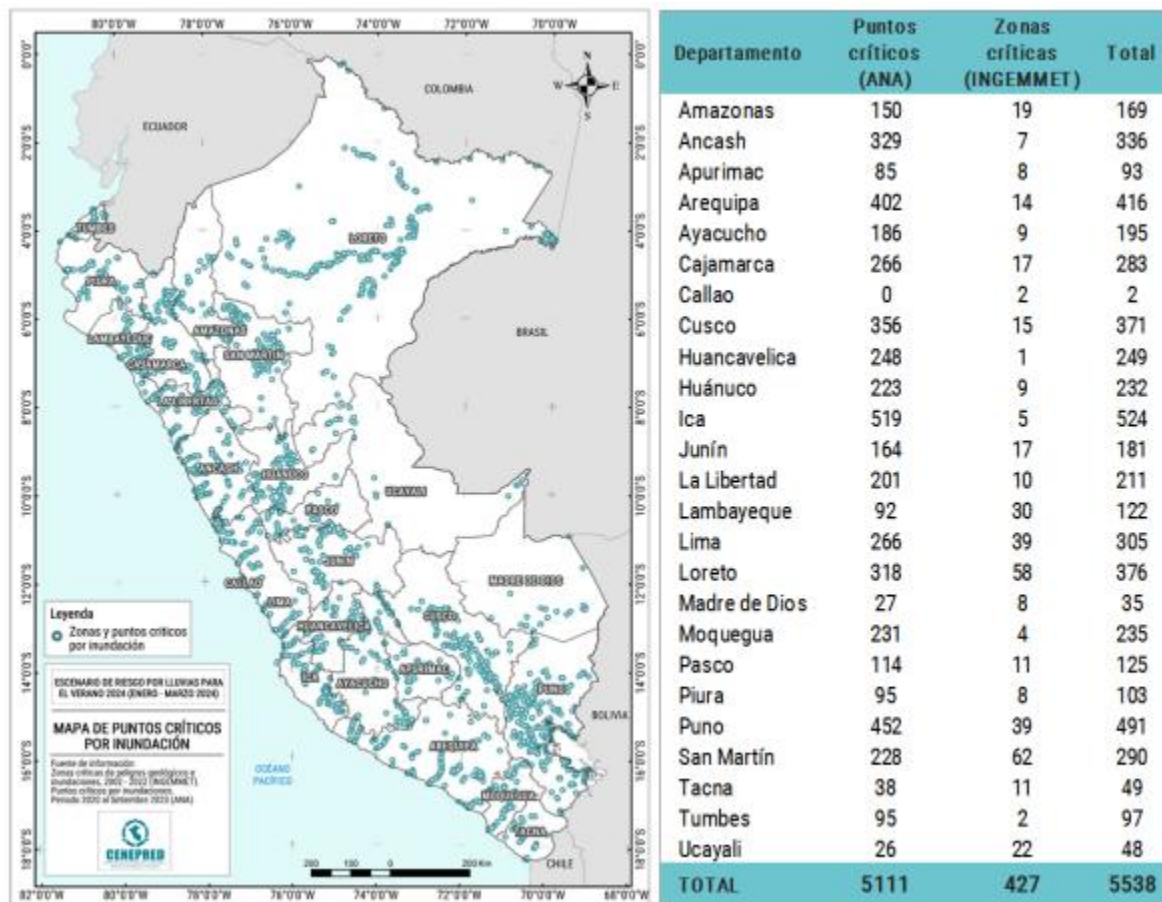


Nota. CEPLAN (2023)

Los estudios realizados por las entidades en nuestro país respaldan esta idea, ya que indican que actualmente existen 5,538 lugares a nivel nacional que son considerados críticos por su exposición a inundaciones. Entre estos, destacan los departamentos de Ica (524), Puno (491) y Arequipa (416), como se puede apreciar en la Figura 18 (CENEPRED, 2023).

Figura 18

Puntos y zonas críticas por inundación



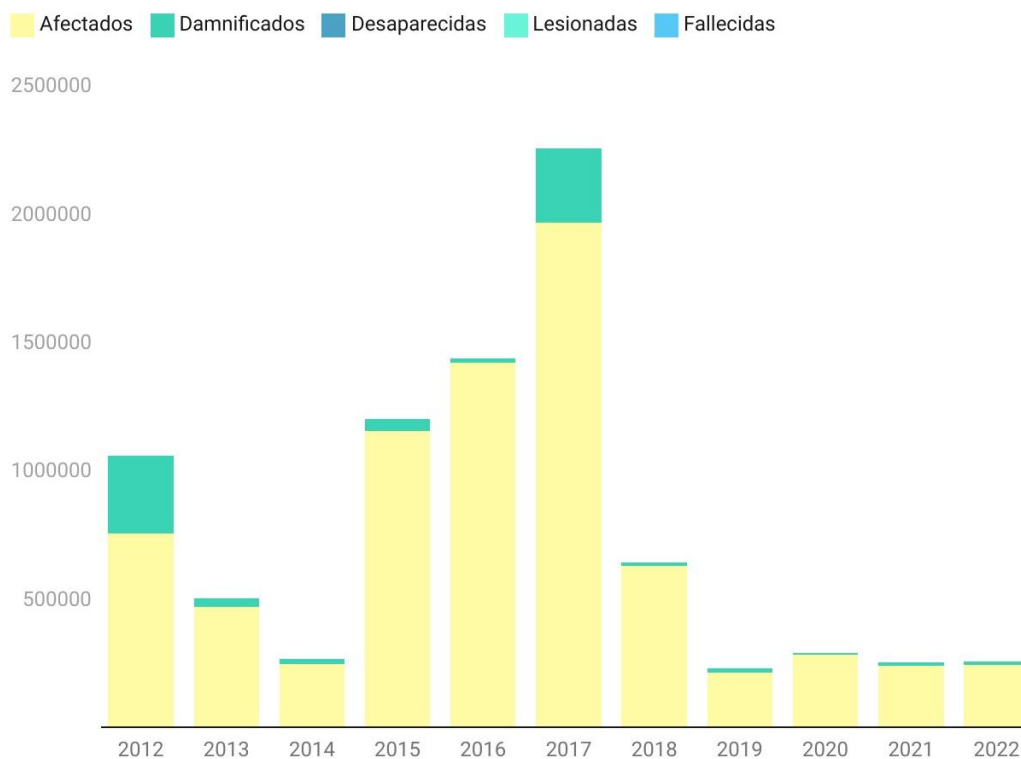
Nota. CENEPRED (2023)

Para el año 2022, en Perú se registraron alrededor de 257,402 personas afectadas por desastres ocasionados por la variabilidad climática. (CEPLAN, 2023)

Esta cifra es significativa, pero no constituye el récord de mayor número de afectados en nuestro país. El fenómeno 'El Niño' de los años 2016-2017 expuso la falta de resiliencia de las infraestructuras en el país (Espinoza & Booker, 2023). En el año 2017 se registraron un total de 2,256,404 personas afectadas y 178 personas fallecidas (Figura 19).

Figura 19

Número de eventos (miles) en Perú.



Nota. Extraído de observatorio CEPLAN 2024

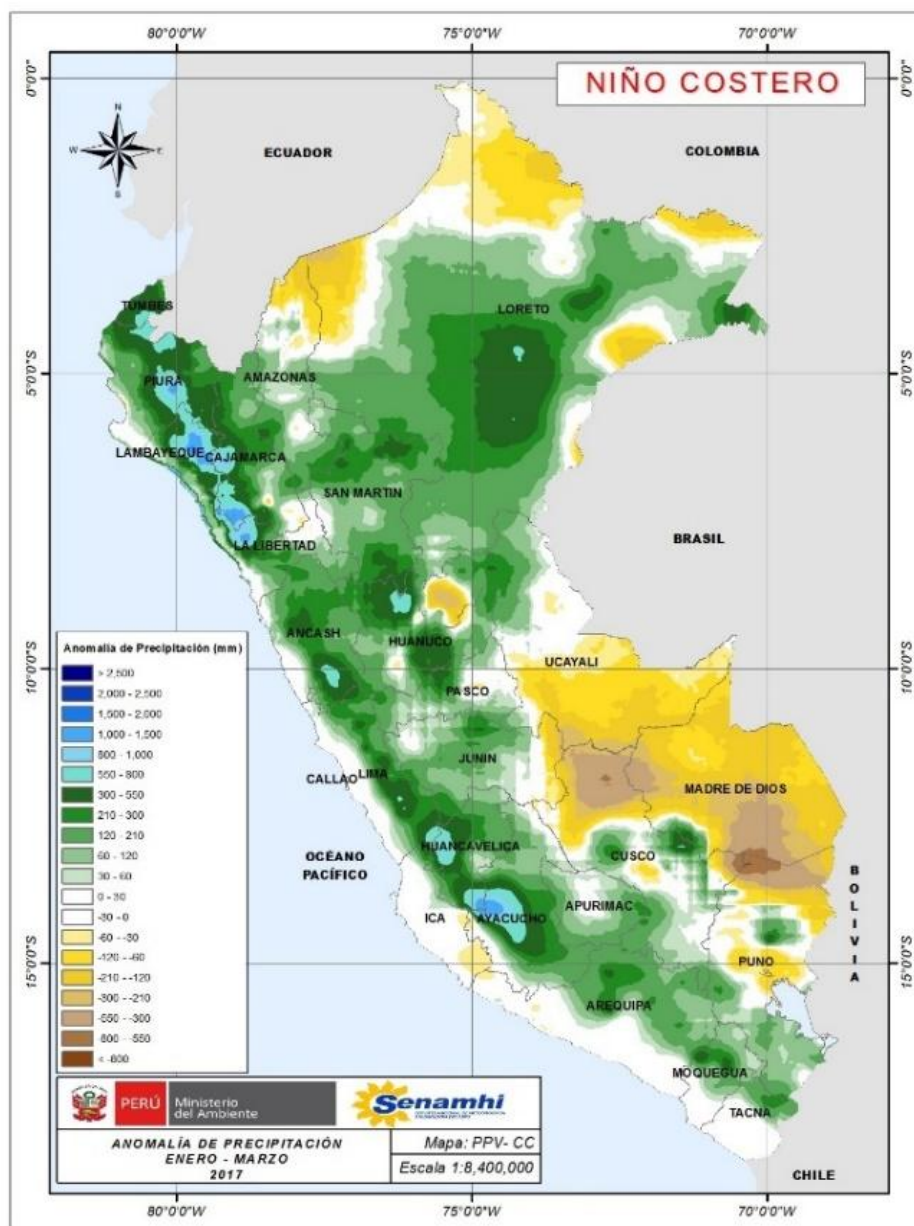
El 'Fenómeno El Niño' es un evento caracterizado por el calentamiento de las aguas del mar frente a las costas del Perú y por los cambios climáticos que provoca a nivel regional y global. Recibió su nombre debido a que su aparición suele coincidir con la época navideña, y es una de las manifestaciones de mayor variabilidad climática del planeta (MINAM, 2024).

SENAMHI (2024) clasifica los eventos importantes de anomalías de lluvias en tres categorías: Moderado, Fuerte y Extraordinario. Estos eventos de anomalías coinciden siempre con el fenómeno mencionado anteriormente, desde finales de diciembre hasta inicios de abril. Históricamente, en nuestra región, sus efectos se sienten con más intensidad entre los meses de

enero y marzo. En la Figura 20 se puede observar el mapa de anomalías correspondiente al periodo de enero a marzo de 2017.

Figura 20

Mapa de anomalías de precipitación Enero-Marzo 2017.

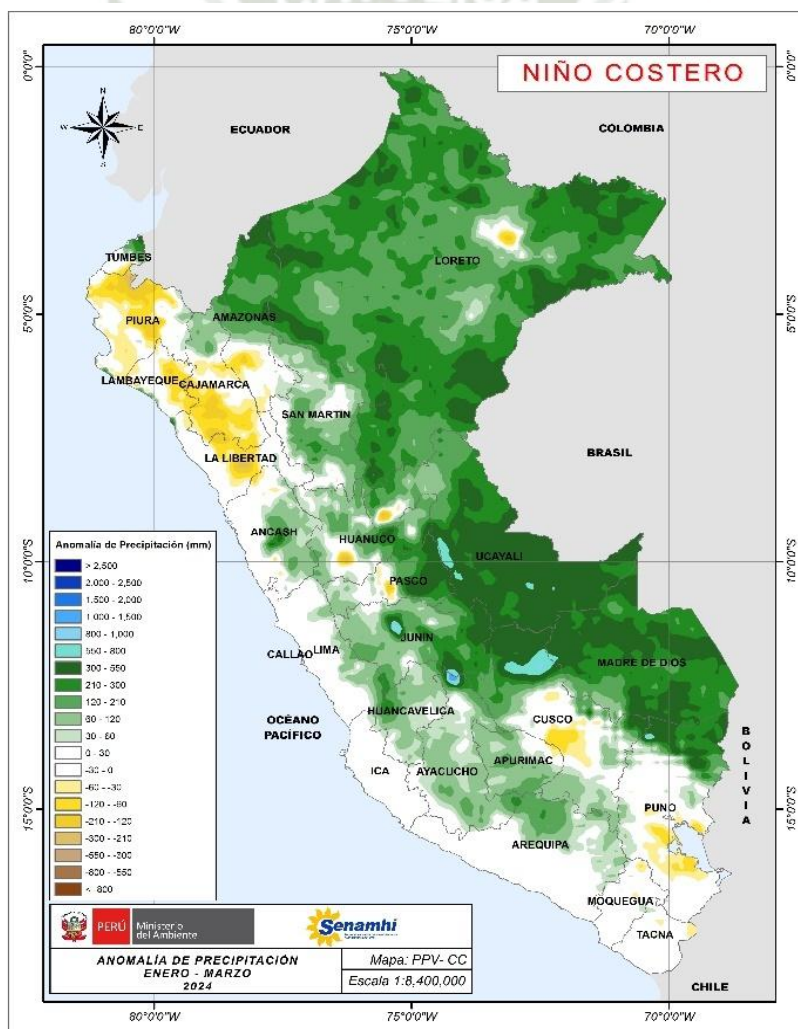


Nota. Extraído de Senamhi 2024

En el registro histórico obtenido de la misma entidad, se observa que no hubo eventos de anomalías significativas en los periodos anteriores, a excepción del año 2023. Contrario a la figura anterior, en 2023 se presentó una marcada ausencia de precipitaciones. Esta situación se mantuvo hasta el año 2024, cuando los eventos comenzaron a ocurrir desde diciembre de 2023 hasta marzo de 2024. Sin embargo, el registro más crítico para nuestra región corresponde a los meses de enero a marzo, como se muestra en la Figura 21.

Figura 21

Mapa de anomalías de precipitación Enero-Marzo 2024.



Nota. Extraído de Senamhi2024

Las precipitaciones durante este periodo fueron repentinas y algunas de las más intensas de los últimos años. Todo el sistema de represas del río Chili superó su capacidad de almacenamiento. Según el reporte de AUTODEMA, las represas alcanzaron un almacenamiento de 425.59 millones de metros cúbicos, mientras que su capacidad total es de 401.56 millones de metros cúbicos. Esta cifra representa el mayor almacenamiento registrado en al menos los últimos 15 años. Este exceso de almacenamiento pone en riesgo la infraestructura de las represas, especialmente la del Frayle (Encuentro, 2024).

Según el diario El Pueblo (2017), al 17 de marzo, el volumen almacenado de la represa el Frayle fue de 124.19 mm³. Esto concuerda con el comentario hecho anteriormente: a pesar de que el fenómeno de El Niño de ese año fue el más devastador para el país, las lluvias en la región Arequipa fueron localizadas. En la Tabla 10 y en la Figura 22 se presenta el registro de embalse para el 2017, comparado con los registros de este año.

Basado en el análisis de estos registros, se puede observar que, a pesar de que la temporada de lluvias cesó, la represa seguía operando al límite de su capacidad útil dos meses después. El escenario de sobrepaso de la capacidad útil ya está ocurriendo, y solo queda por determinar el riesgo de colapso. Y, a pesar del peligro latente que representa la posible rotura de la represa, no se observa un manejo adecuado por parte de las autoridades ni una difusión apropiada del riesgo.

Tabla 10

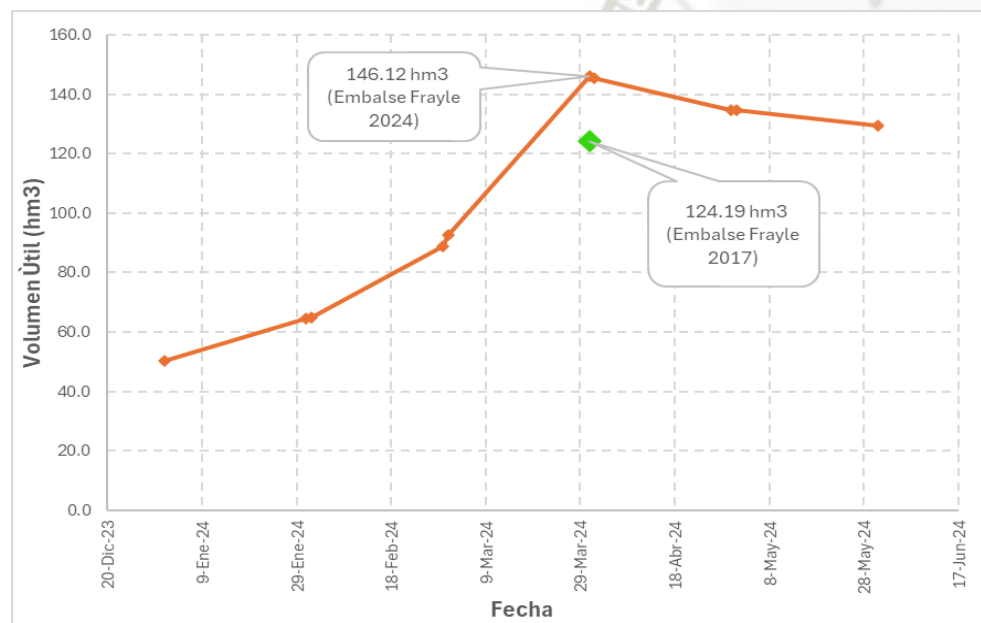
Registro histórico del volumen almacenado del Embalse El Frayle

El Frayle	Volumen Útil (hm3)	Volumen almacenado (hm3)										
		17-Mar-17	1-Ene-24	31-Ene-24	1-Feb-24	29-Feb-24	1-Mar-24	31-Mar-24	1-Abr-24	30-Abr-24	1-May-24	31-May-24
	127.24	124.19	50.23	64.64	65.03	88.91	92.81	146.12	145.49	134.68	134.77	129.35

Nota. Elaboración propia

Figura 22

Tendencia de crecimiento embalse El Fraile 2024.



Nota. Elaboración propia

5. Estudio Hidrológico

5.1. Generalidades

Es fundamental realizar un estudio hidrológico de la cuenca correspondiente a la presa en análisis. Para ello, será necesario obtener información topográfica a través de un Modelo Digital de Elevación (DEM). Posteriormente, se calculará el caudal de rotura con base en la investigación hidrológica, lo que permitirá desarrollar el modelado requerido conforme al objetivo del estudio.

5.2. Metodología

5.2.1. Trabajos Preliminares

Para obtener las características de la cuenca de estudio, como el perímetro, área y pendiente, se procedió a la recopilación, evaluación y análisis de datos provenientes de documentos cartográficos y pluviométricos de la zona.

5.2.2. Trabajos finales de gabinete

En la etapa de gabinete es necesario realizar ciertos procedimientos adecuados para la obtención de resultados y datos finales

- Delimitación de la cuenca con el objetivo de calcular el perímetro, área y demás parámetros geomorfológicos que permitan realizar un adecuado estudio hidrológico.
- Obtención de parámetros hidrológicos que contribuirán a realizar el modelamiento hidráulico de la presa.
- El cálculo de las precipitaciones máximas de la zona de estudio, con el apoyo del programa HIDROESTA 2, permitirá obtener los caudales máximos y, en consecuencia, facilitará la realización del modelamiento requerido para la presente investigación.
- Obtención del hidrograma de escorrentía directa (DRH) mediante el uso del programa HEC-HMS, el cual será necesario para el análisis de precipitaciones máximas y mínimas.

5.3. Información cartográfica y geográfica

La información cartográfica y geográfica para el desarrollo de la presente investigación se obtuvo de los Modelos Digitales de Elevación de la NASA (EarthData), correspondientes a la zona 19 Sur, lo cual fue necesario para realizar la delimitación de la cuenca.

5.4. Descripción general del modelo para la cuenca

Conocer y comprender el ciclo hidrológico permite entender la ‘respuesta’ de la cuenca tanto en el tiempo como en el espacio. Por tal motivo, se puede determinar que la base para todo modelo hidrológico es la modelación de la cuenca.

Por lo tanto, se puede afirmar que el modelado de cuencas es aplicable a todo tipo de cuenca (pequeña, mediana o grande), independientemente del clima, geografía, geología, etc.

5.5. Determinación de parámetros de la cuenca

A continuación, se mencionarán los parámetros de la cuenca que se considerarán en el presente proyecto de tesis:

5.5.1. Delimitación

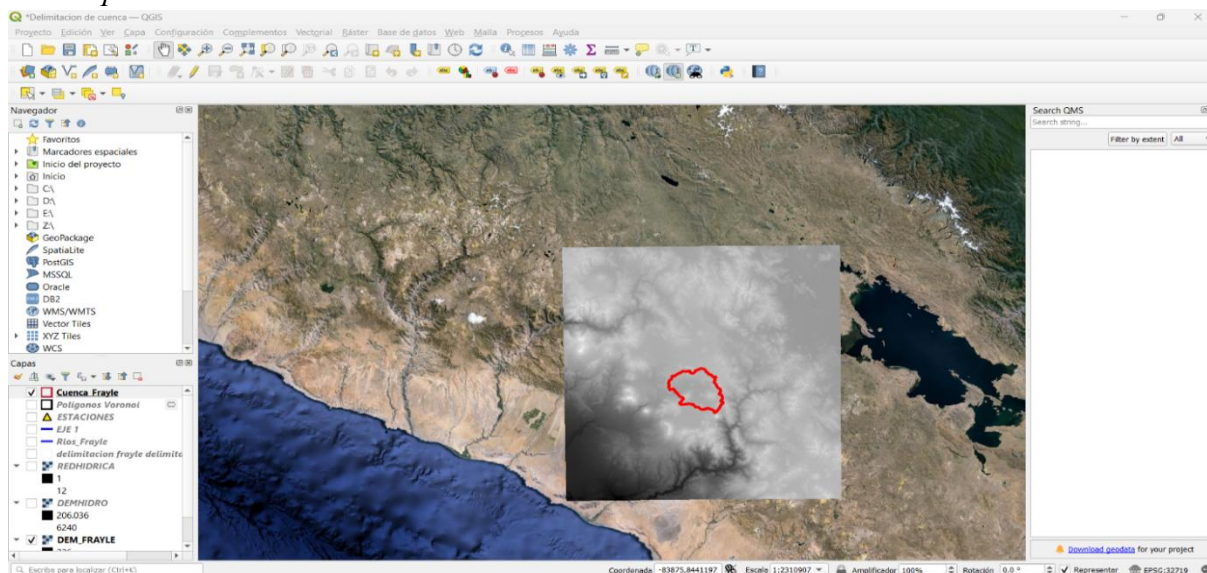
Se hizo uso del software QGIS v. 3.16, un programa que facilita y brinda información geográfica (SIG), permitiendo la delimitación de la cuenca, así como la obtención de los parámetros geomorfológicos de la misma.

5.5.2. Metodología

Como punto de partida, se utiliza el modelo de elevación digital (DEM) de la zona WGS 84, que cubre el área del proyecto. Con la aplicación del QuickMapservice, se procede a recortar el DEM utilizando una extensión denominada 'cortar-raster', como se muestra en la Figura 23.

Figura 24

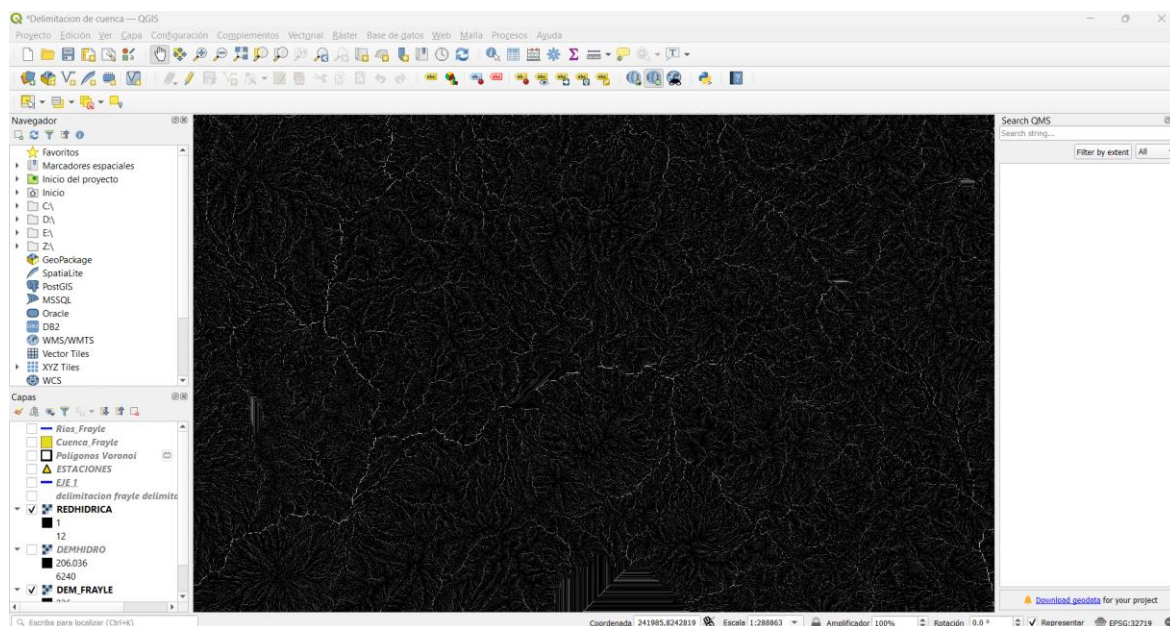
DEM extraído por la extensión “cortar-raster”



Luego de ello se reprojecta las coordenadas geográficas a UTM zona 19 Sur, creando el DEM Hidrológico y la red hídrica del modelo de elevación digital. (Figura 24)

Figura 23

Red Hídrica de la Cuenca

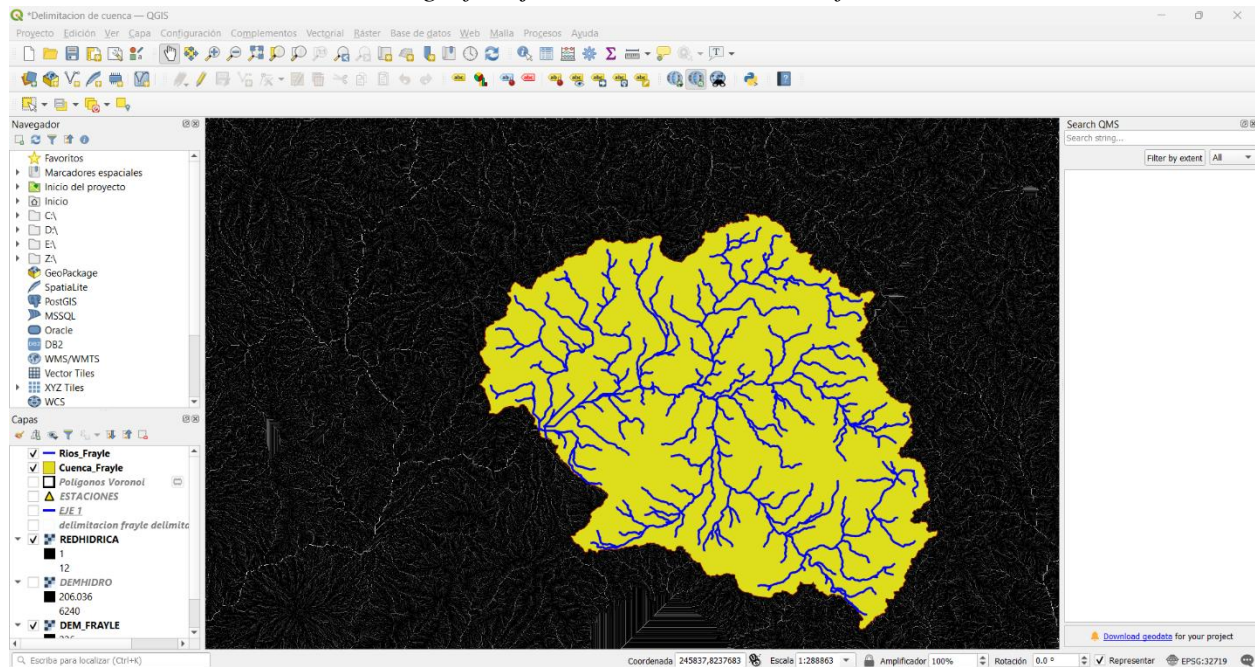


Nota. Elaboración propia

El segundo paso del algoritmo consiste en ubicar las coordenadas Este y Norte para definir la extensión geográfica de la cuenca hidrográfica. Una vez determinadas estas coordenadas, se procede a delimitar la cuenca y su red hídrica. Esto incluye identificar los límites de la cuenca y mapear la red de ríos, arroyos y afluentes en el área. Este proceso es esencial para entender la estructura y el funcionamiento del sistema hidrológico en la región, y resulta útil para diversas aplicaciones, como la gestión de recursos hídricos, la planificación urbana y la evaluación de impacto ambiental (Figura 25).

Figura 25

Delimitación de la cuenca hidrográfica junto con su red hídrica final

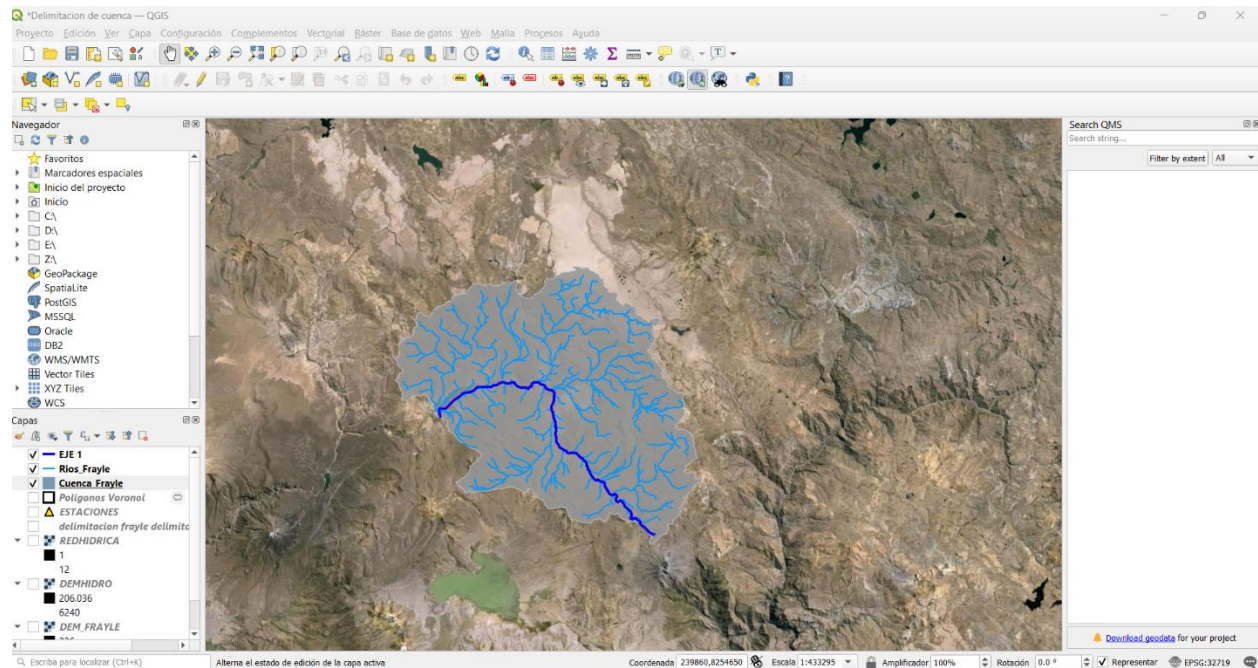


Nota. Elaboración propia

A continuación, se puede apreciar la delimitación de la cuenca en el software QGIS 3.16 en la Figura 26.

Figura 26

Delimitación de la Cuenca



Nota. Elaboración propia

5.6. Parámetros físicos de la cuenca

La represa El Frayle forma parte del sistema regulador de la cuenca del río Chili, situada en el sur del Perú, en el departamento de Arequipa. Su extensión abarca parcialmente la cuenca Quilca-Chili y la parte alta de la cuenca del río Colca, regulando aproximadamente 1,049 km² de recursos hídricos de la cuenca. (TDR AUTODEMA)

Los ríos de esta cuenca recorren con dirección preferencial de Este a Oeste y desembocan en el océano Pacífico (INGEMMET, 2022)

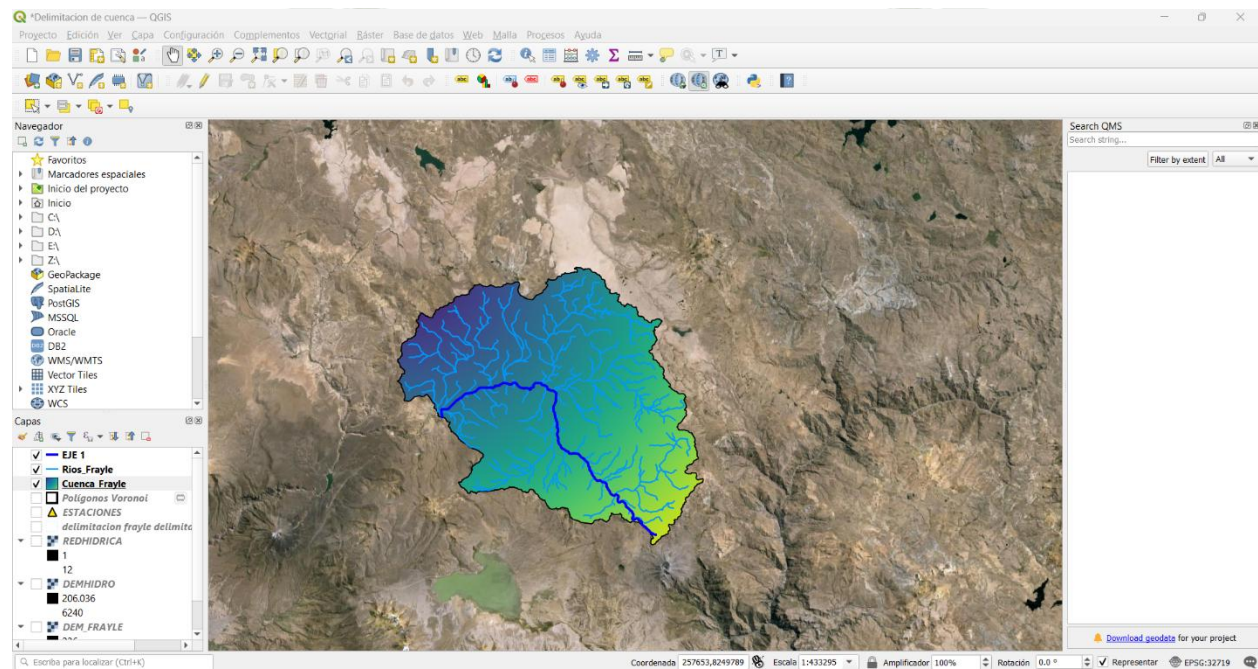
- Vertiente: Pacífico
- Cuenca: Quilca-Vitor-Chili (Arequipa)
- Subcuenca: Chili

5.6.1. Área de la cuenca

El área de la cuenca es una representación en plano horizontal de una región situada dentro de una subdivisión topográfica (Cáceres, 2021), lo cual en la Figura 27 se puede apreciar el área de la Cuenca de El Frayle.

Figura 27

Área de la Cuenca



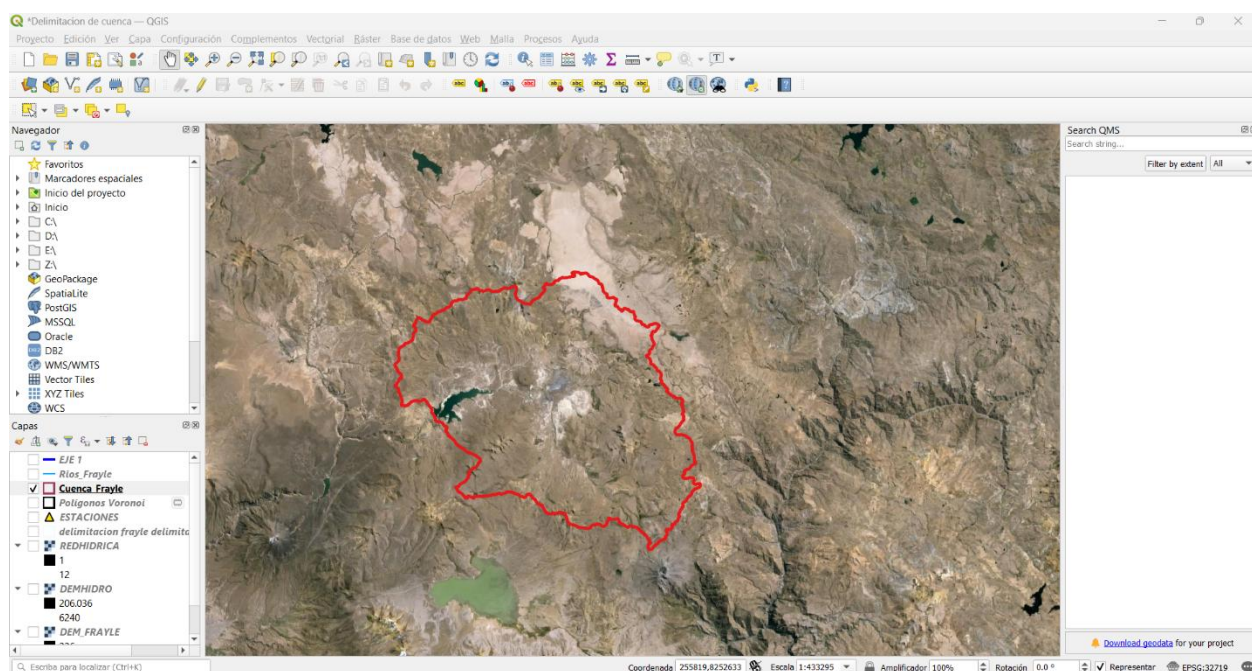
Nota. Elaboración propia

5.6.2. Perímetro de la cuenca

En la Figura 28 el perímetro de la cuenca se determina considerando las medidas de los lados del polígono, las cuales varían según la forma y el tamaño de la microcuenca. (Cáceres, 2021)

Figura 28

Perímetro de la cuenca



Nota. Elaboración propia

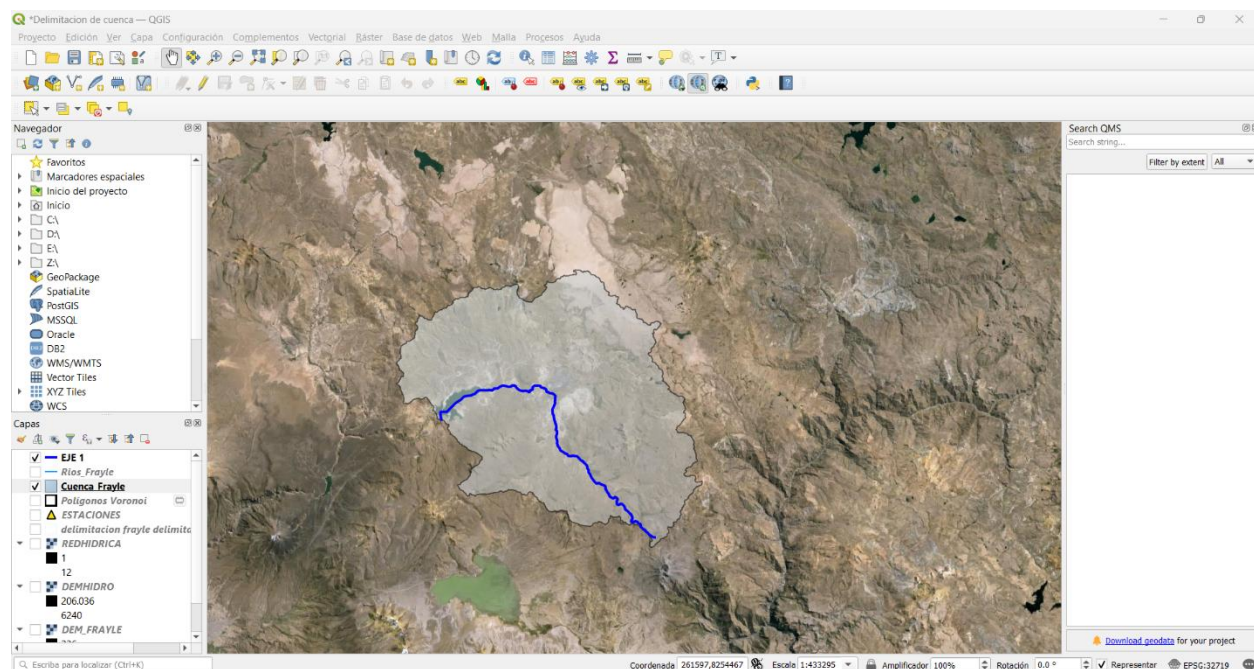
5.6.3. Longitud del cauce principal

Es la mayor distancia recorrida desde un punto inicial aguas arriba hasta un punto final aguas abajo dentro de la cuenca analizada (Cáceres, 2021). En la figura 29 se puede apreciar la longitud del cauce principal.

Nota. Elaboración propia

Figura 29

Longitud del cauca principal.



Nota. Elaboración propia

En la Tabla 11 se indica los parámetros geomorfológicos de la cuenca de estudio en el cual se muestra sus resultados.

Tabla 11

Parámetros geomorfológicos de la Cuenca

Parámetros Geomorfológicos de la cuenca		
WGS 84 – UTM – Z 19S		
Área	1035.52	Km²
Perímetro	240.72	Km
Cota máxima	4573.00	Msnm
Cota mínima	4097.00	Msnm
Diferencia de cotas	476.00	M

Parámetros Geomorfológicos de la cuenca

WGS 84 – UTM – Z 19S

E Punto de Salida	265956.39	M
N Punto de salida	8212987.07	M
X Centroide	282297.78	M
Y Centroide	8215496.52	M
L curso principal	53.93	Km
Índice de compacidad	2.11	
Factor de forma	0.36	
Rectángulo equivalente	Lado mayor	112.02
	Lado Menor	9.24
Altitud media	4400	Msnm
Pendiente de la cuenca	0.88	%

5.7. Características geomorfológicas

5.7.1. Índice de Gravelius

Se expresa en términos matemáticos como la proporción entre el perímetro de la microcuenca y el área del círculo con la misma superficie. (Lux, 2016)

$$K_C = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$K_C = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} * \frac{240.72}{\sqrt{1035.52}}$$

$$K_C = 2.11$$

K_C = Coeficiente de compacidad (Adimensional)

P = Perímetro de la cuenca (km)

A = Área (km²)

Tabla 12

Rangos de descripción con el Índice de Gravelius

Rango Kc	Clases de compacidad
1 – 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga De oval oblonga a rectangular
Mayor a 1.50	oblonga

Nota. INVIAS (2009)

El valor del coeficiente de compacidad para la cuenca de estudio es de 2.11, por lo cual según la Tabla 12 se definiría como de forma oval oblonga a rectangular oblonga.

5.7.2. Factor de forma

La proporción entre el área de la microcuenca y el cuadrado del máximo recorrido se conoce como el Factor de Forma (F). Un Factor de Forma (F) mayor a 1 indica cuencas con un flujo máximo en periodos cortos, mientras que un Factor de Forma (F) menor a 1 sugiere cuencas con un flujo máximo en periodos largos (Cáceres, 2021)

$$F = \frac{A}{L_m^2}$$

$$F = \frac{1035.52}{11.90^2}$$

$$F = 0.36$$

F = Factor de Forma

A = Área (km²)

L = Longitud de máximo recorrido (km)

Tabla 13

Rangos de descripción para el Factor de forma

Rango Kc	Características
0 – 0.25	Estrecha
0.25 – 0.50	Alargada
0.50 – 0.75	Amplia
0.75 – 1.00	Ancha

Nota. INVIAS (2009)

El valor del factor de forma para la cuenca de estudio es de 0.36, lo que, según la Tabla 13, indica que se trata de una cuenca alargada.

5.8. Curva hipsométrica

Las curvas hipsométricas ilustran la relación entre las altitudes variables y la extensión de superficie en la cuenca. Además, proporcionan información valiosa sobre la distribución altitudinal del terreno dentro de la cuenca. (Cáceres, 2021)

5.9. Pendiente media del curso principal

5.9.1. Pendiente de un tramo

Representa la diferencia altimétrica entre los extremos de la cuenca, al mismo tiempo que ofrece una visión de la distancia longitudinal en planta. (Cáceres, 2021)

5.10. Información Pluviométrica

Las estaciones pluviométricas consideradas para la cuenca de la presa de estudio son: Sumbay, Ubinas, El Frayle, Pillones y Las Salinas, ubicadas en zonas aledañas como se muestra en la Figura 30.

Figura 30

Ubicación de estaciones Pluviométricas



Nota. Elaboración propia

5.10.1. Estaciones Pluviométricas

Se cuenta con un total de cinco estaciones pluviométricas mencionadas anteriormente para el estudio hidrológico de la investigación. A continuación, se describe cada una de ellas en la Tabla 14:

Tabla 14

Cuadro de detalle de las Estaciones Pluviométricas

Estación	Región	Provincia	Distrito	Coordenadas		Altitud m.s.n.m.
				Longitud	Latitud	
			San			
Sumbay	Arequipa	Caylloma	Antonio de	71°7'0''	15°49'0''	4403
			Chuca			

Estación	Región	Provincia	Distrito	Coordenadas		Altitud
				Longitud	Latitud	m.s.n.m.
			Gral.			
Ubinas	Moquegua	Sánchez	Ubinas	70°51'14.61''	16°23'19.59''	3381
			Cerro			
			San Juan			
El Frayle	Arequipa	Arequipa	de	71°11'19.35"	16° 9'8.14"	4010
			Tarucani			
			San			
Pillones	Arequipa	Caylloma	Antonio de	71°13'0.1''	15°58'52.5''	4432
			Chuca			
			San Juan			
Las	Arequipa	Arequipa	de	71°9'7.62''	16°19'14.3''	4349
Salinas			Tarucani			

Nota. Senamhi (2024).

5.10.2. Registros de Precipitación

Para el cálculo de las precipitaciones máximas correspondientes a un mes, se deben obtener las precipitaciones diarias de las estaciones pluviométricas. Luego, mediante un análisis de los datos diarios del mes, se selecciona la precipitación más alta. De la misma manera, para calcular las precipitaciones máximas anuales, se elige el valor máximo de precipitación entre los meses del año seleccionado. (Caceres,2021). A continuación, en las Tablas 15, 16, 17,18 y 19 se aprecian las precipitaciones por estación pluviométrica.

Tabla 15

Precipitación máxima de 24 horas – Estación Sumbay

Estación: Sumbay	
Coordenadas:	
Latitud:	15°49'0''
Longitud:	71°7'0''
1966	12.50
1967	22.30
1968	30.70
1969	67.50
1970	18.60
1971	39.50
1972	36.70
1973	22.50
1974	44
1975	27.20
1976	23.80
1977	18.30
1978	36.80
1979	22
1980	16.80
1981	24.50
1982	18.90

1983	16.90
1984	25.70
1985	0.00
1986	12.90
1987	30
1988	39
1989	56.40
1990	58
1991	32
1992	28
1993	35
1994	35.80
1995	31.30
1996	25.40
1997	27.80
1998	27.70
1999	27
2000	27.90
2001	26.60
2002	23
2003	14.30
2004	16.90
2005	21.70

2006	21.50
2007	16
2008	15.80
2009	16.10
2010	20.60

Nota. Senamhi (2024).

Tabla 16

Precipitación máxima de 24 horas – Estación Ubinas

Estación: Ubinas	
Coordenadas:	
Latitud:	16°23'19.59''
Longitud:	70°51'14.61''
1964	12.50
1965	22
1966	18.80
1967	27.40
1968	22.20
1969	18.80
1970	14.50
1971	23.90
1972	25.20
1973	28.60
1974	20.90

1975	24.50
1976	39.60
1977	26.90
1978	22.80
1979	22
1980	13.20
1981	28
1982	29.50
1983	15
1984	37.50
1985	32.20
1986	23.30
1987	22.20
1988	21.80
1989	17
1990	26.10
1991	34.50
1992	12.50
1993	22.50
1994	27.30
1995	34
1996	27
1997	24.10

1998	29.20
1999	33
2000	22
2001	34.80
2002	20.80
2003	18.10
2004	26.60
2005	31.80
2006	19
2007	19.90
2008	18.40
2009	19
2010	13.80
2011	28.60
2012	25.60
2013	24.60
2014	16
2015	18.60
2016	0
2017	19
2018	19.40
2019	26.60

Nota. Senamhi (2024).

Tabla 17

Precipitación máxima de 24 horas – Estación El Frayle

Estación: El Frayle	
Coordenadas:	
Latitud:	
Longitud:	
1964	24
1965	16.70
1966	30.30
1967	17.30
1968	21.60
1969	19.10
1970	14.40
1971	24.10
1972	19.70
1973	21.70
1974	25.40
1975	21.80
1976	15.80
1977	32.40
1978	31.50
1979	16.50
1980	21.70

1981	30.40
1982	27.70
1983	32.50
1984	17.80
1985	21.20
1986	18.40
1987	12.60
1988	20
1989	18.60
1990	58.50
1991	23.50
1992	18.20
1993	24.70
1994	39
1995	32.50
1996	21.40
1997	21.60
1998	20.90
1999	25.70
2000	15.90
2001	13.40
2002	17.80
2003	11.70

2004	28.40
2005	20.10
2006	28.30
2007	21.20
2008	28.20
2009	43.60
2010	0
2011	5
2012	20.50
2013	29.60
2014	0
2015	16.80
2016	20.30
2017	26.50
2018	15.40
2019	35

Nota. Senamhi (2024).

Tabla 18

Precipitación máxima de 24 horas – Estación Pillones

Estación: Pillones

Coordenadas:

Latitud: 15°58'52.5''

Longitud: 71°13'0.1''

1965	60.70
1966	19
1967	23.10
1968	33.70
1969	21.50
1970	23.20
1971	31.40
1972	22.30
1973	15.60
1974	9.40
1975	18.30
1976	17.60
1977	28.30
1978	38.50
1979	19.40
1980	17.40
1981	28.10
1982	16.10
1983	23.80
1984	28
1985	20.10
1986	19.60
1987	13.60

1988	30.10
1989	17
1990	31.70
1991	36
1992	23.80
1993	50.50
1994	30.80
1995	22.60
1996	16.90
1997	21
1998	26.40
1999	26.60
2000	22.10
2001	25.10
2002	35.70
2003	15.60
2004	26.40
2005	21.30
2006	30.40
2007	25.60
2008	23.10
2009	22.30
2010	21

2011	32.10
2012	34.90
2013	20.80
2014	25.40
2015	20.20
2016	23.20
2017	23.40
2018	27.50
2019	25.30

Nota. Senamhi (2024).

Tabla 19

Precipitación máxima de 24 horas – Estación Las Salinas

Estación: Las Salinas	
Coordenadas:	
Latitud:	16°19'14.3''
Longitud:	71°9'7.62''
1965	18
1966	19.90
1967	19.20
1968	17.20
1969	20
1970	11
1971	23.10

1972	13.60
1973	13.20
1974	12.40
1975	10.40
1976	15
1977	16.90
1978	12.30
1979	13.90
1980	24.80
1981	18.60
1982	17.10
1983	10
1984	13.40
1985	14.50
1986	10.10
1987	12.50
1988	11.70
1989	13.60
1990	9.60
1991	9.60
1992	9.30
1993	14.10
1994	25.50

1995	41.20
1996	21.10
1997	21.50
1998	24.50
1999	42.30
2000	20.60
2001	27.20
2002	42
2003	19.50
2004	39.60
2005	28.40
2006	21.20
2007	24.40
2008	32.80
2009	18.20
2010	13.60
2011	24.80
2012	20.40
2013	37.60
2014	20.70
2015	21.40
2016	27.10
2017	22.30

2018	24.80
2019	13.90

Nota. Senamhi (2024).

5.11. Registro

5.11.1. Análisis de datos (OUTLIERS)

Para ello, se ha utilizado el Método WRC (Water Resources Council), que permite evaluar los datos de precipitación. Primero, se calcula el umbral superior e inferior de las precipitaciones máximas de 24 horas para la estación correspondiente. Luego, se evalúan los datos que no se encuentran dentro de estos umbrales para realizar la eliminación de outliers (datos dudosos).

$$Y_L = \bar{y} - K_n * \sigma$$

$$Y_h = \bar{y} + K_n * \sigma$$

Y_L = Umbral inferior de datos dudosos. (und. Logarítmica)

Y_h = Umbral superior de datos dudosos. (und. Logarítmica)

\bar{y} = Promedio de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

K_n = Valor tabulado para una muestra de tamaño n.

σ = Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

Tabla 20

Valores de K_n para el Método WRC.

n	K_n	n	K_n	n	K_n	n	K_n
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893

n	Kn	n	Kn	n	Kn	n	Kn
13	2.175	27	2.519	41	2.682	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.76	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.248	37	2.65	55	2.804		

Nota. U.S. Water Resources Council (1981)

5.11.2. Análisis de datos de las estaciones pluviométricas

Con el método WRC explicado en líneas anteriores se procede a desarrollarlo en cada estación pluviométrica como se aprecia en la Tabla 21:

Tabla 21

Análisis de datos – Estación Sumbay

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
1966	12.5	1.10
1967	22.3	1.35
1968	30.7	1.49
1969	67.5	1.83
1970	18.6	1.27
1971	39.5	1.60
1972	36.7	1.56

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
1973	22.5	1.35
1974	44	1.64
1975	27.2	1.43
1976	23.8	1.38
1977	18.3	1.26
1978	36.8	1.57
1979	22	1.34
1980	16.8	1.23
1981	24.5	1.39
1982	18.9	1.28
1983	16.9	1.23
1984	25.7	1.41
1986	12.9	1.11
1987	30	1.48
1988	39	1.59
1989	56.4	1.75
1990	58	1.76
1991	32	1.51
1992	28	1.45
1993	35	1.54
1994	35.8	1.55
1995	31.3	1.50
1996	25.4	1.40
1997	27.8	1.44
1998	27.7	1.44
1999	27	1.43
2000	27.9	1.45
2001	26.6	1.42
2002	23	1.36
2003	14.3	1.16
2004	16.9	1.23
2005	21.7	1.34
2006	21.5	1.33
2007	16	1.20
2008	15.8	1.20
2009	16.1	1.21
2010	20.6	1.31

Nota. Elaboración propia

Luego se procede al análisis y eliminación de los datos outliers de la Estación de Sumbay con data desde el año 1966 hasta el año 2010 (Tabla 22).

Tabla 22

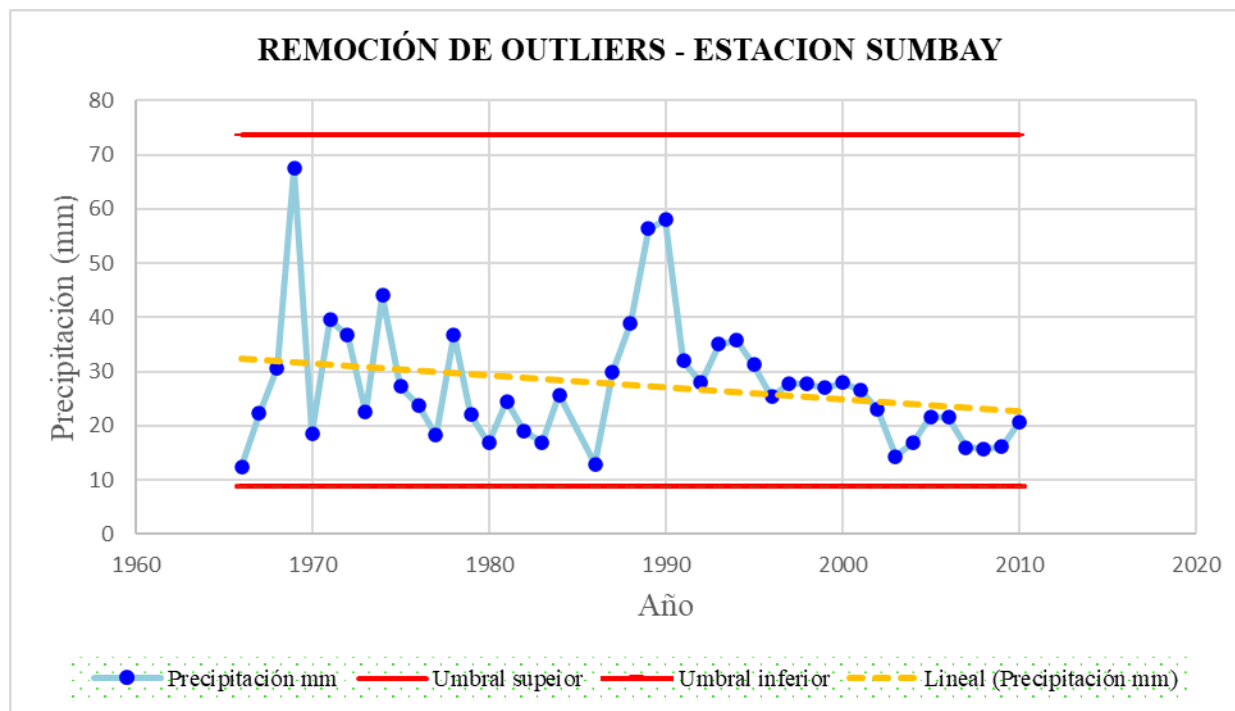
Método WRC – Estación de Sumbay

Parámetros Estadísticos	P24h
Numero de Datos (n)	44
Suma	1211.9
Precipitación máxima	67.50
Precipitación mínima	12.50
Media	27.54
Varianza	144.10
Desviación estándar	11.91
Umbral superior	73.62
Umbral inferior	8.81

Nota. Elaboración propia

Figura 31

Remoción de Outliers – Estación de Sumbay.



Nota. Elaboración propia

Tabla 23

Análisis de datos – Estación Ubinas

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
1964	12.5	1.10
1965	22	1.34
1966	18.8	1.27
1967	27.4	1.44
1968	22.2	1.35
1969	18.8	1.27
1970	14.5	1.16
1971	23.9	1.38
1972	25.2	1.40
1973	28.6	1.46
1974	20.9	1.32

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
1975	24.5	1.39
1976	39.6	1.60
1977	26.9	1.43
1978	22.8	1.36
1979	22	1.34
1980	13.2	1.12
1981	28	1.45
1982	29.5	1.47
1983	15	1.18
1984	37.5	1.57
1985	32.2	1.51
1986	23.3	1.37
1987	22.2	1.35
1988	21.8	1.34
1989	17	1.23
1990	26.1	1.42
1991	34.5	1.54
1992	12.5	1.10
1993	22.5	1.35
1994	27.3	1.44
1995	34	1.53
1996	27	1.43
1997	24.1	1.38
1998	29.2	1.47
1999	33	1.52
2000	22	1.34
2001	34.8	1.54
2002	20.8	1.32
2003	18.1	1.26
2004	26.6	1.42
2005	31.8	1.50
2006	19	1.28
2007	19.9	1.30
2008	18.4	1.26
2009	19	1.28
2010	13.8	1.14
2011	28.6	1.46
2012	25.6	1.41
2013	24.6	1.39
2014	16	1.20
2015	18.6	1.27
2017	19	1.28
2018	19.4	1.29

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
2019	26.6	1.42

Nota. Elaboración propia

Luego se procede al análisis y eliminación de los datos outliers de la Estación de Ubinas con data desde el año 1964 hasta el año 2019.

Tabla 24

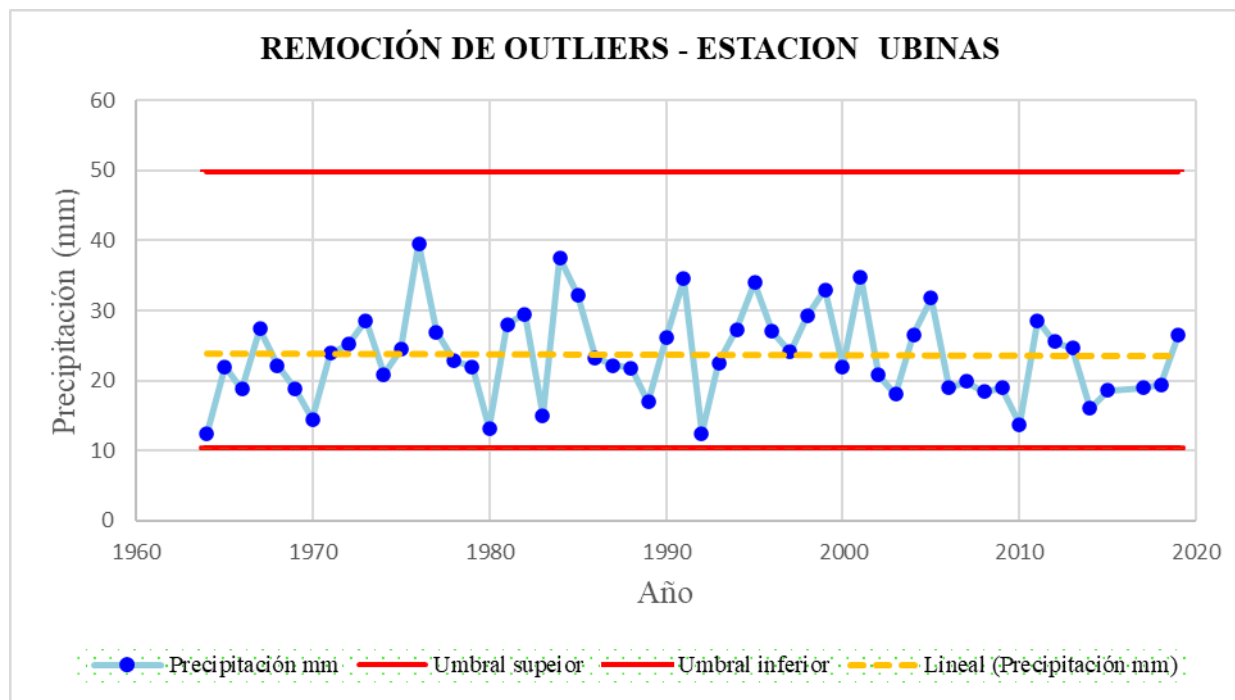
Método WRC – Estación de Ubinas

Parámetros Estadísticos	P24h
Numero de Datos (n)	55
Sumatoria	1303.1
Precipitación máxima	39.60
Precipitación mínima	12.50
Media	23.69
Varianza	40.99
Desviación estándar	6.40
Umbral superior	49.81

Nota. Elaboración propia

Figura 32

Remoción de Outliers – Estación de Ubinas.



Nota. Elaboración propia

Tabla 25

Análisis de datos – Estación El Frayle

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
1964	24	1.38
1965	16.7	1.22
1966	30.3	1.48
1967	17.3	1.24
1968	21.6	1.33
1969	19.1	1.28
1970	14.4	1.16
1971	24.1	1.38

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
1972	19.7	1.29
1973	21.7	1.34
1974	25.4	1.40
1975	21.8	1.34
1976	15.8	1.20
1977	32.4	1.51
1978	31.5	1.50
1979	16.5	1.22
1980	21.7	1.34
1981	30.4	1.48
1982	27.7	1.44
1983	32.5	1.51
1984	17.8	1.25
1985	21.2	1.33
1986	18.4	1.26
1987	12.6	1.10
1988	20	1.30
1989	18.6	1.27
1990	24.7	1.39
1991	23.5	1.37
1992	18.2	1.26
1993	24.7	1.39
1994	39	1.59
1995	32.5	1.51
1996	21.4	1.33
1997	21.6	1.33
1998	20.9	1.32
1999	25.7	1.41
2000	15.9	1.20

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
2001	13.4	1.13
2002	17.8	1.25
2003	11.7	1.07
2004	28.4	1.45
2005	20.1	1.30
2006	28.3	1.45
2007	21.2	1.33
2008	28.2	1.45
2009	43.6	1.64
2012	20.5	1.31
2013	29.6	1.47
2015	16.8	1.23
2016	20.3	1.31
2017	26.5	1.42
2018	15.4	1.19
2019	35	1.54

Nota. Elaboración propia

Luego se procede al análisis y eliminación de los datos outliers de la Estación de El Frayle con data desde el año 1964 hasta el año 2019.

Tabla 26

Método WRC – Estación de El Frayle.

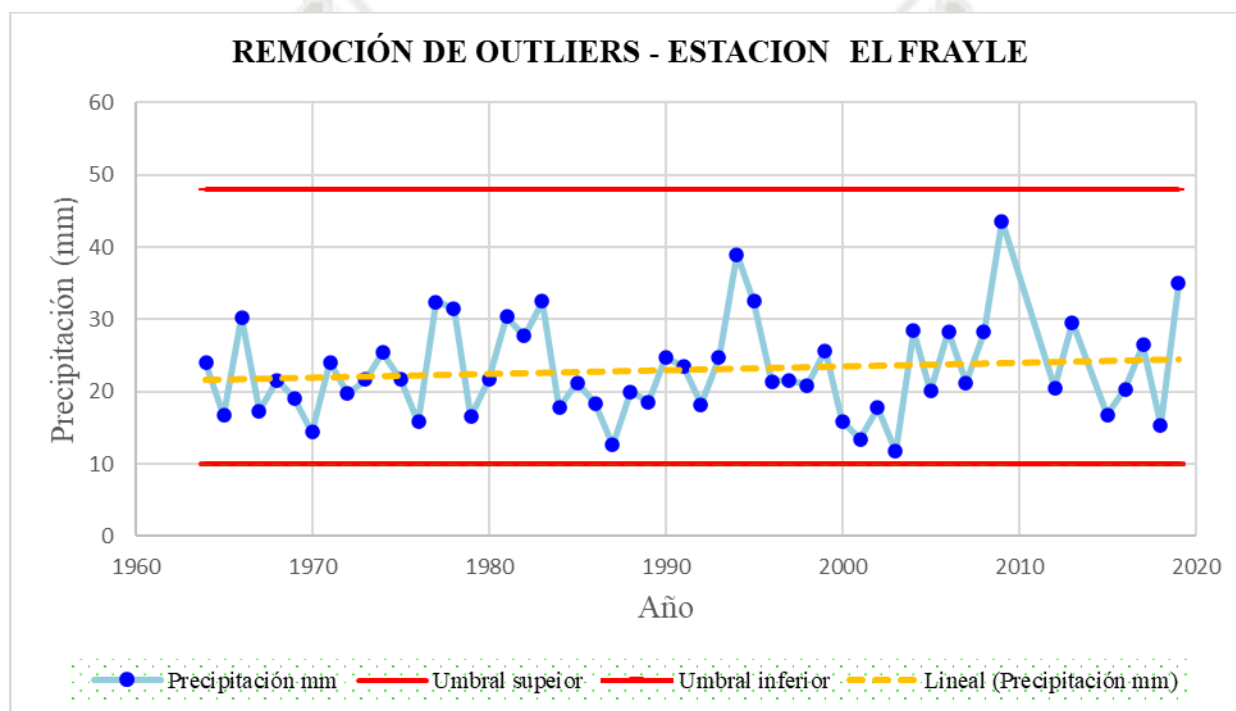
Parámetros Estadísticos	P24h
Numero de Datos (n)	52
Sumatoria	1218.1
Precipitación máxima	43.60
Precipitación mínima	11.70
Media	22.75

Varianza	45.55
Desviación estándar	6.60
Umbral superior	47.98
Umbral inferior	9.97

Nota. Elaboración propia

Figura 33

Remoción de Outliers – Estación de El Frayle



Nota. Elaboración propia

Tabla 27

Análisis de datos – Estación Pillones

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
1965	19.9	1.30
1966	19	1.28
1967	23.1	1.36

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
1968	33.7	1.53
1969	21.5	1.33
1970	23.2	1.37
1971	31.4	1.50
1972	22.3	1.35
1973	15.6	1.19
1975	18.3	1.26
1976	17.6	1.25
1977	28.3	1.45
1978	38.5	1.59
1979	19.4	1.29
1980	17.4	1.24
1981	28.1	1.45
1982	16.1	1.21
1983	23.8	1.38
1984	28	1.45
1985	20.1	1.30
1986	32	1.51
1987	13.6	1.13
1988	30.1	1.48
1989	17	1.23
1990	31.7	1.50
1991	36	1.56
1992	23.8	1.38
1993	32.1	1.51
1994	30.8	1.49
1995	22.6	1.35
1996	16.9	1.23
1997	21	1.32
1998	26.4	1.42
1999	26.6	1.42
2000	22.1	1.34
2001	25.1	1.40
2002	35.7	1.55
2003	15.6	1.19
2004	26.4	1.42
2005	21.3	1.33
2006	30.4	1.48
2007	25.6	1.41
2008	23.1	1.36
2009	22.3	1.35
2010	21	1.32
2011	32.1	1.51

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
2012	34.9	1.54
2013	20.8	1.32
2014	25.4	1.40
2015	20.2	1.31
2016	23.2	1.37
2017	23.4	1.37
2018	27.5	1.44
2019	25.3	1.40

Nota. Elaboración propia

Luego se procede al análisis y eliminación de los datos outliers de la Estación de Pillones con data desde el año 1966 hasta el año 2019.

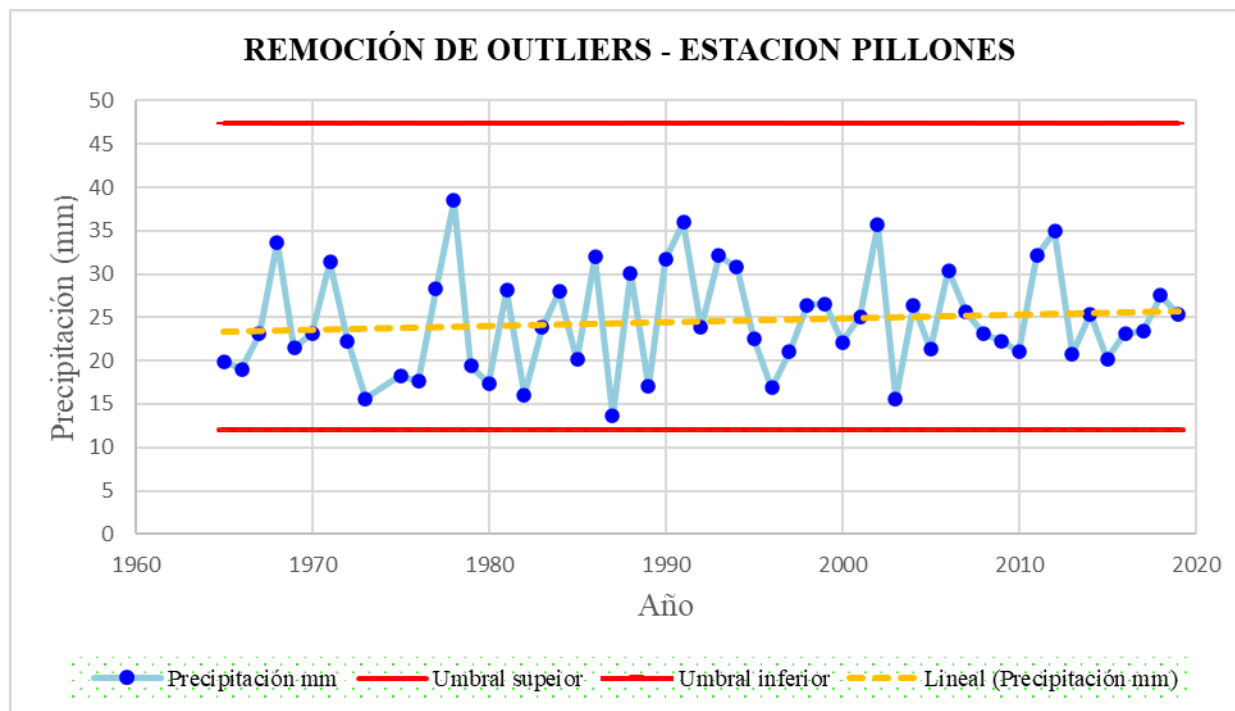
Tabla 28

Método WRC – Estación de Pillones.

Parámetros Estadísticos	P24h
Numero de Datos (n)	54
Sumatoria	1327.3
Precipitación máxima	38.50
Precipitación mínima	13.60
Media	24.58
Varianza	35.59
Desviación estándar	5.97
Umbral superior	47.37
Umbral inferior	12.03

Figura 34

Remoción de Outliers – Estación de Pillones.



Nota. Elaboración propia

Tabla 29

Análisis de datos – Estación Las Salinas

Año	Precipitación	
	Histórica máx 24h	Log
1965	18	1.26
1966	19.9	1.30
1967	19.2	1.28
1968	17.2	1.24
1969	20	1.30
1970	11	1.04
1971	23.1	1.36

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
1972	13.6	1.13
1973	13.2	1.12
1974	12.4	1.09
1975	10.4	1.02
1976	15	1.18
1977	16.9	1.23
1978	12.3	1.09
1979	13.9	1.14
1980	24.8	1.39
1981	18.6	1.27
1982	17.1	1.23
1983	10	1.00
1984	13.4	1.13
1985	14.5	1.16
1986	10.1	1.00
1987	12.5	1.10
1988	11.7	1.07
1989	13.6	1.13
1990	9.6	0.98
1991	9.6	0.98
1992	9.3	0.97
1993	14.1	1.15
1994	25.5	1.41
1995	41.2	1.61
1996	21.1	1.32
1997	21.5	1.33
1998	24.5	1.39
1999	42.3	1.63

Año	Precipitación Histórica máx 24h	Log
2000	20.6	1.31
2001	27.2	1.43
2002	42	1.62
2003	19.5	1.29
2004	39.6	1.60
2005	28.4	1.45
2006	21.2	1.33
2007	24.4	1.39
2008	32.8	1.52
2009	18.2	1.26
2010	13.6	1.13
2011	24.8	1.39
2012	20.4	1.31
2013	37.6	1.58
2014	20.7	1.32
2015	21.4	1.33
2016	27.1	1.43
2017	22.3	1.35
2018	24.8	1.39
2019	13.9	1.14

Nota. Elaboración propia

Luego se procede al análisis y eliminación de los datos outliers de la Estación de Las Salinas con data desde el año 1965 hasta el año 2019.

Tabla 30

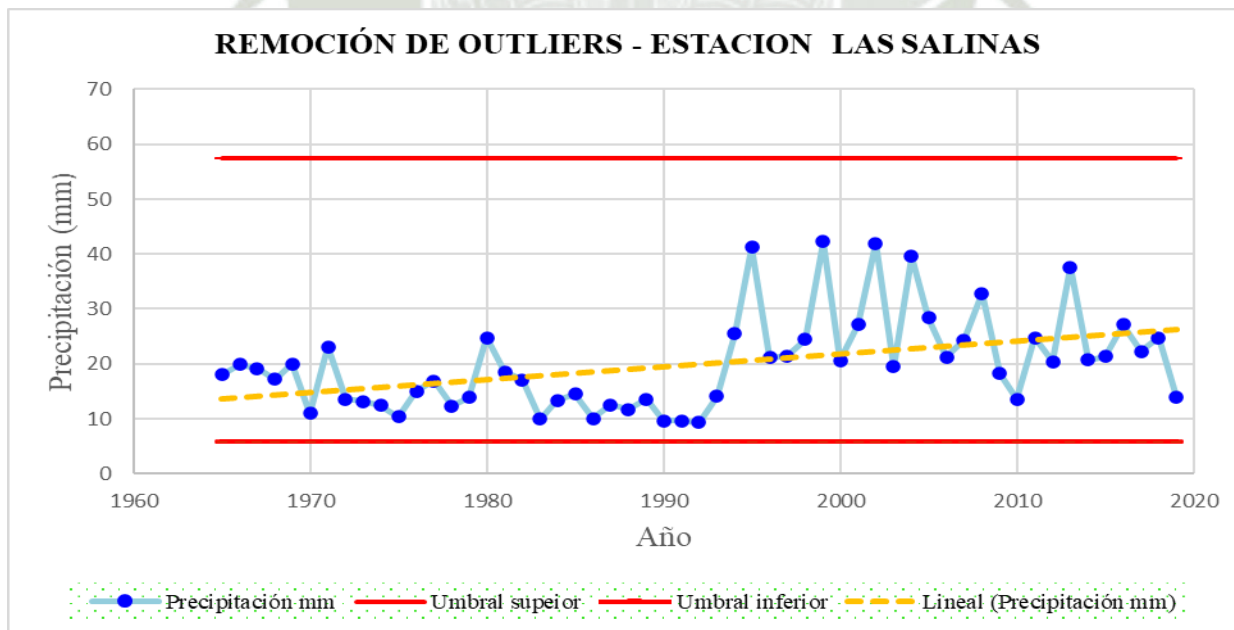
Método WRC – Estación de Las Salinas

Parámetros Estadísticos	P24h
Numero de Datos (n)	55
Sumatoria	1101.6
Precipitación máxima	42.30
Precipitación mínima	9.30
Media	20.03
Varianza	73.71
Desviación estándar	8.59
Umbral superior	57.39
Umbral inferior	5.93

Nota. Elaboración propia

Figura 35

Remoción de Outliers – Estación de Las Salina.



Nota. Elaboración propia

Según los resultados obtenidos, se puede observar que ya no existen datos dudosos dentro de los límites superior e inferior para cada estación. Esto indica que los datos recopilados están dentro de los rangos esperados y no muestran anomalías significativas. Esta situación es importante para garantizar la calidad y la fiabilidad de los datos hidrológicos, lo que puede ser crucial para la gestión de recursos hídricos y la toma de decisiones relacionadas con el agua.

5.12. Análisis y tratamiento de información

5.12.1. Estadística en hidrología y probabilidad

“El diseño y la planeación de obras hidráulicas siempre están relacionados con eventos hidrológicos futuros. Por ello, y como sucede en la mayoría de las ciencias, frecuentemente se recurre a la estadística para la solución de problemas. En particular, la probabilidad y la estadística desempeñan un papel crucial en el análisis hidrológico.” (Aparicio, 1992)

5.12.2. Conceptos básicos

5.12.2.1. Probabilidad

“El concepto de probabilidad no es ajeno al campo de la ciencia: cuando los resultados de nuestros experimentos no pueden preverse con exactitud, es importante contar al menos con una medida del grado de certeza con que puede ocurrir cada uno de sus posibles resultados. Esa medida es precisamente lo que llamamos probabilidad.” (Gonzales, et al, s.f.)

5.12.2.2. Funciones de Probabilidad

Se da a través de dos tipos:

- Función discreta de probabilidad: “Cuando el número de valores que puede tomar una variable aleatoria X es finito, se dice que la variable aleatoria X es discreta.”

(Aparicio, 1992)

- Función continua de probabilidad: “Cuando el número de valores que puede tomar una variable aleatoria X es infinito, como en el caso de los volúmenes de escurrimiento mensual de un río, se dice que dicha variable aleatoria es continua.” (Aparicio, 1992)

5.12.2.3. Periodo de Retorno

Según Ven Te Chow (1994) el periodo de retorno T de un evento $X \geq x_T$ es el valor esperado t , E_T , su valor promedio medido sobre un numero de ocurrencias suficientemente grande. Por consiguiente, el período de retorno de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada. (pág. 393)

5.13. Funciones de distribución de Probabilidad usadas en Hidrología

En hidrología, se utilizan varias funciones de distribución de probabilidad para modelar diferentes aspectos de los eventos hidrológicos, como la precipitación, el caudal de los ríos y otros fenómenos relacionados con el ciclo del agua. Algunas de las funciones de distribución de probabilidad más comúnmente utilizadas en hidrología incluyen:

5.13.1. Distribución Normal

“La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

donde μ y σ son los parámetros de la distribución- Estos parámetros determina la forma de la función $f(x)$ y su posición en el eje x .” (Aparicio, 1992)

5.13.2. Distribución LogNormal

“En esta función los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. La función de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln-\alpha}{\beta}\right)^2}$$

donde α y β son los parámetros de la distribución ..., se deduce que α y β son respectivamente la media y desviación de los logaritmos de la variable aleatoria.” (Aparicio, 1992)

5.13.3. Distribución Pearson III o Gamma de tres parámetros

“La función de densidad de probabilidad Pearson III se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left\{ \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right\}^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}}$$

donde α_1 , β_1 y δ_1 son los parámetros de la función y $\Gamma(\beta_1)$ es la función Gamma.

Los parámetros α_1 , β_1 y δ_1 se evalúan, a partir de n datos medidos, mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

donde \bar{x} es la media de los datos, S^2 su variancia y γ su coeficiente de sesgo, que se define como:

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 / n}{S^3}$$

(Aparicio, 1992)

5.13.4. Distribución Gumbel

“Supóngase que se tienen N muestras, cada una de las cuales contiene n eventos. Si se selecciona el máximo x de los n eventos de cada muestra, es posible demostrar (referencia 9.3) que, a medida que n aumenta, la función de distribución de probabilidad de x tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

La función de probabilidad es entonces:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}]}$$

donde α y β son los parámetros de la función.

Los parámetros α y β se estiman como:

$$\alpha = -\frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45S$$

Para muestras muy grandes, o bien como:

$$\alpha = -\frac{\sigma_y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

(Aparicio, 1992)

5.14. Verificación de las distribuciones teóricas

La verificación de distribuciones teóricas en hidrología, como la distribución lognormal y otras, implica evaluar qué tan bien se ajusta la distribución teórica a los datos observados. A continuación, se describe un enfoque general para realizar esta verificación mediante el uso del software HIDROESTA 2, el cual se encargará de ejecutar la metodología correspondiente. Kolmogorov – Smirnov.

5.14.1. Prueba de Smirnov Kolmogorov

La prueba de Kolmogorov-Smirnov es una prueba de bondad de ajuste no paramétrica utilizada para determinar si una muestra de datos proviene de una distribución específica. En hidrología, esta prueba puede ser útil para verificar si los datos observados se ajustan a una distribución teórica. (Chow, Saldarriaga, & Santos, 1994).

$$D = \max |F_n(x) - F(x)|$$

, donde:

$F_n(x)$ es la CDF empírica de los datos observados.

$F(x)$ es la CDF de la distribución teórica.

Ahora se procede a realizar el cálculo del ajuste a las 05 estaciones:

a) Estación de Sumbay

En la siguiente Tabla se puede apreciar los diferentes resultados teóricos de cada distribución que fueron aplicados a la estación de Sumbay:

Tabla 31

Prueba de Smirnov Kolmogorov - Estación Sumbay

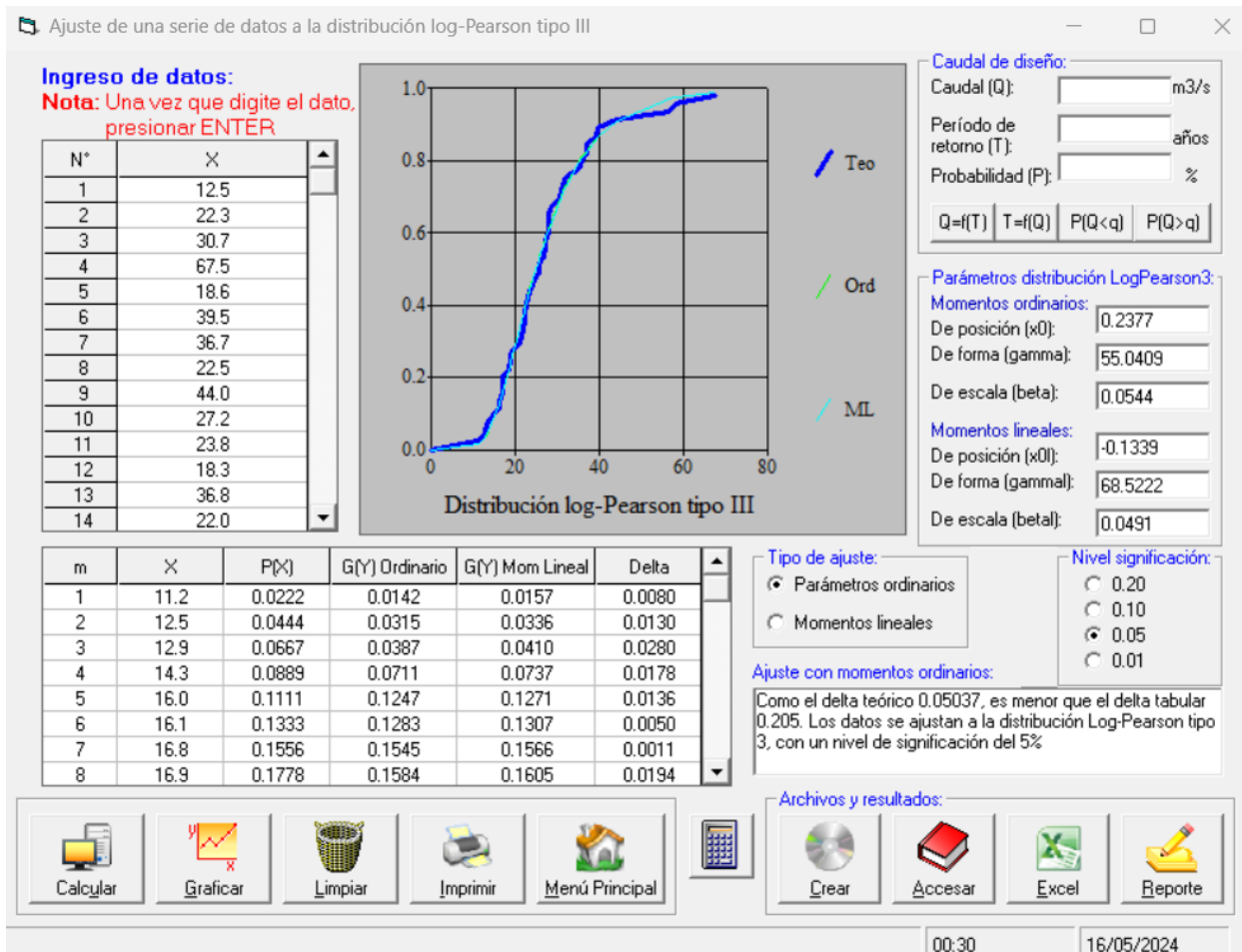
Tipo de Distribución	Δ Teórico
Normal	0.1481
LogNormal 2 parámetros	0.0665
LogNormal 3 parámetros	0.0535
Gamma 2 parámetros	0.0935
Gamma 3 parámetros	0.06511
Log Pearson Tipo III	0.05037
Gumbel	0.0774
Log Gumbel	0.0871

Nota. Elaboración propia

La distribución estadística que mejor se ajusta es: Log Pearson Tipo III

Figura 36

Captura de la Distribución Log Pearson Tipo III – Estación Sumbay.



Nota. Elaboración propia

b) Estación de Ubinas

En la Tabla 32 se puede apreciar los diferentes resultados teóricos de cada distribución que fueron aplicados a la estación de Ubinas:

Tabla 32

Prueba de Smirnov Kolmogorov - Estación Ubinas

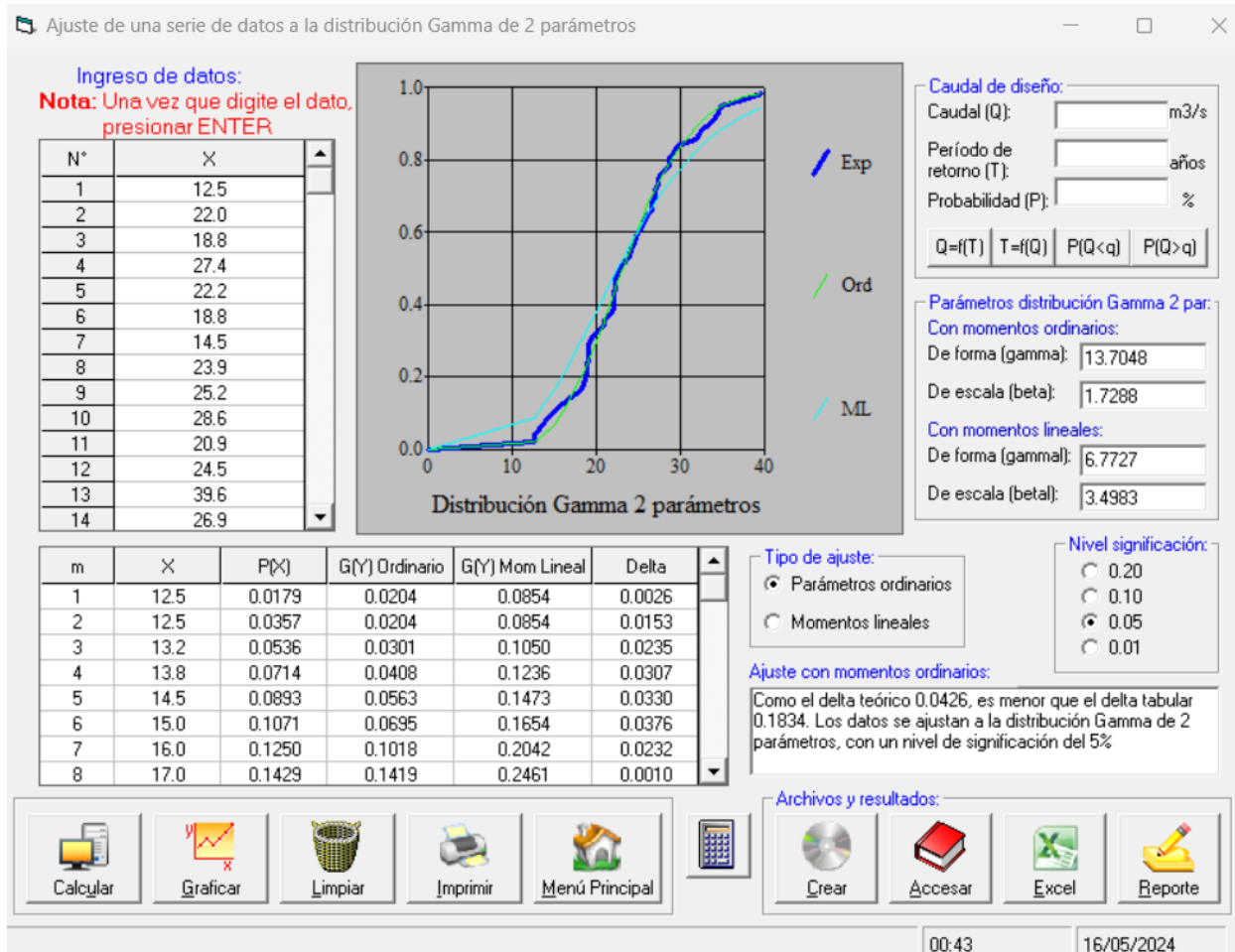
Tipo de Distribución	Δ Teórico
Normal	0.0565
LogNormal 2 parámetros	0.0589
LogNormal 3 parámetros	0.0499
Gamma 2 parámetros	0.0426
Gamma 3 parámetros	0.04596
Log Pearson Tipo III	SR
Gumbel	0.0701
Log Gumbel	0.124

Nota. Elaboración propia

La distribución estadística que mejor se ajusta es: Gamma 2 parámetros

Figura 37

Captura de la Distribución Gamma 2 parámetros – Estación Ubinas.



Nota. Elaboración propia

c) Estación de El Frayle

En la Tabla 33 se puede apreciar los diferentes resultados teóricos de cada distribución que fueron aplicados a la estación de El Frayle como se indica en la Tabla 32:

Tabla 33

Prueba de Smirnov Kolmogorov – Estación El Frayle

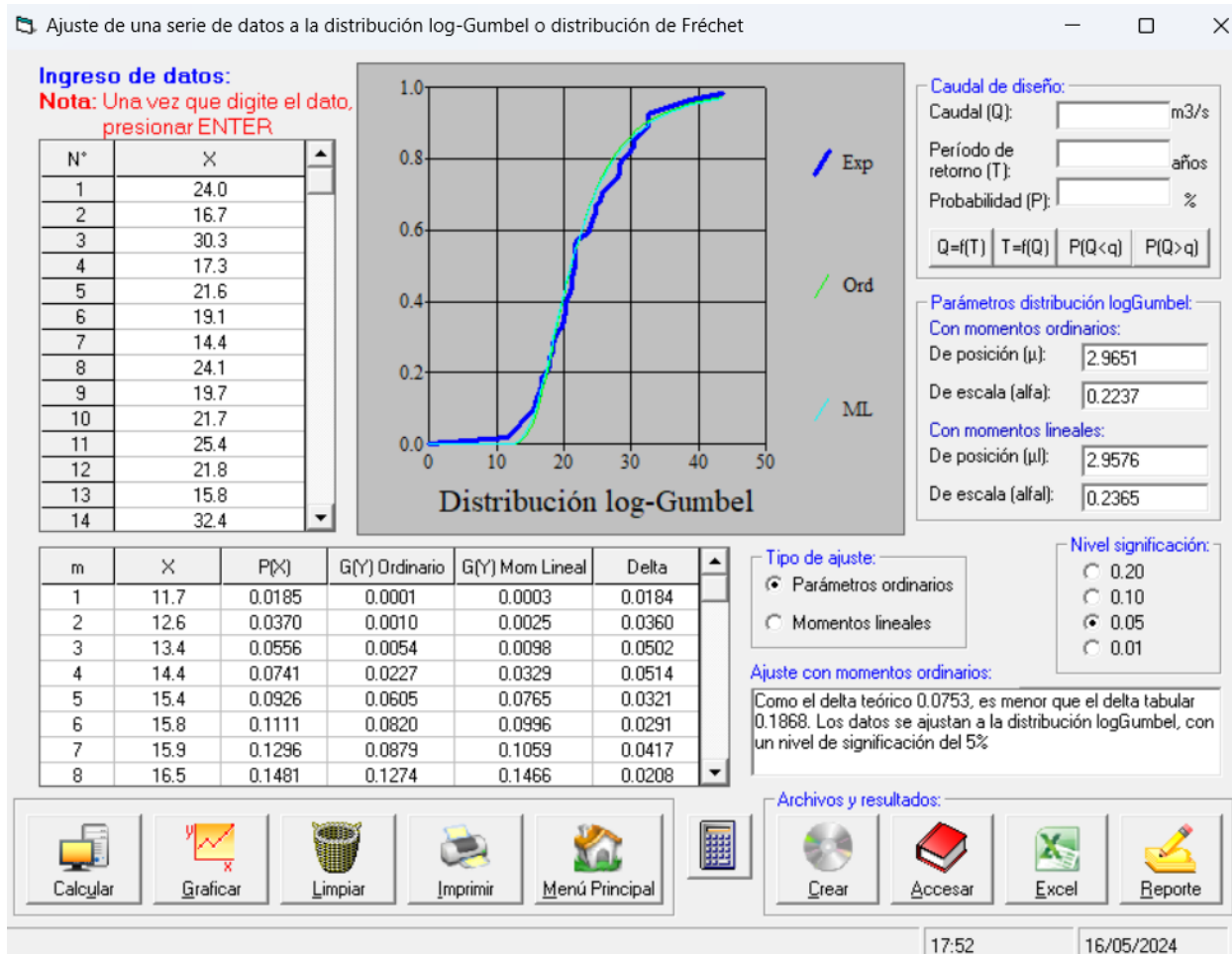
Tipo de Distribución	Δ Teórico
Normal	0.1436
LogNormal 2 parámetros	0.0911
LogNormal 3 parámetros	0.0798
Gamma 2 parámetros	0.1100
Gamma 3 parámetros	0.0909
Log Pearson Tipo III	SR
Gumbel	0.0790
Log Gumbel	0.0753

Nota. Elaboración propia

La distribución estadística que mejor se ajusta es: Log Gumbel

Figura 38

Captura de la Distribución Log Gumbel – Estación El Frayle.



Nota. Elaboración propia

d) Estación de Pillones

En la Tabla 34 se puede apreciar los diferentes resultados teóricos de cada distribución que fueron aplicados a la estación de Pillones:

Tabla 34

Prueba de Smirnov Kolmogorov – Estación Pillones

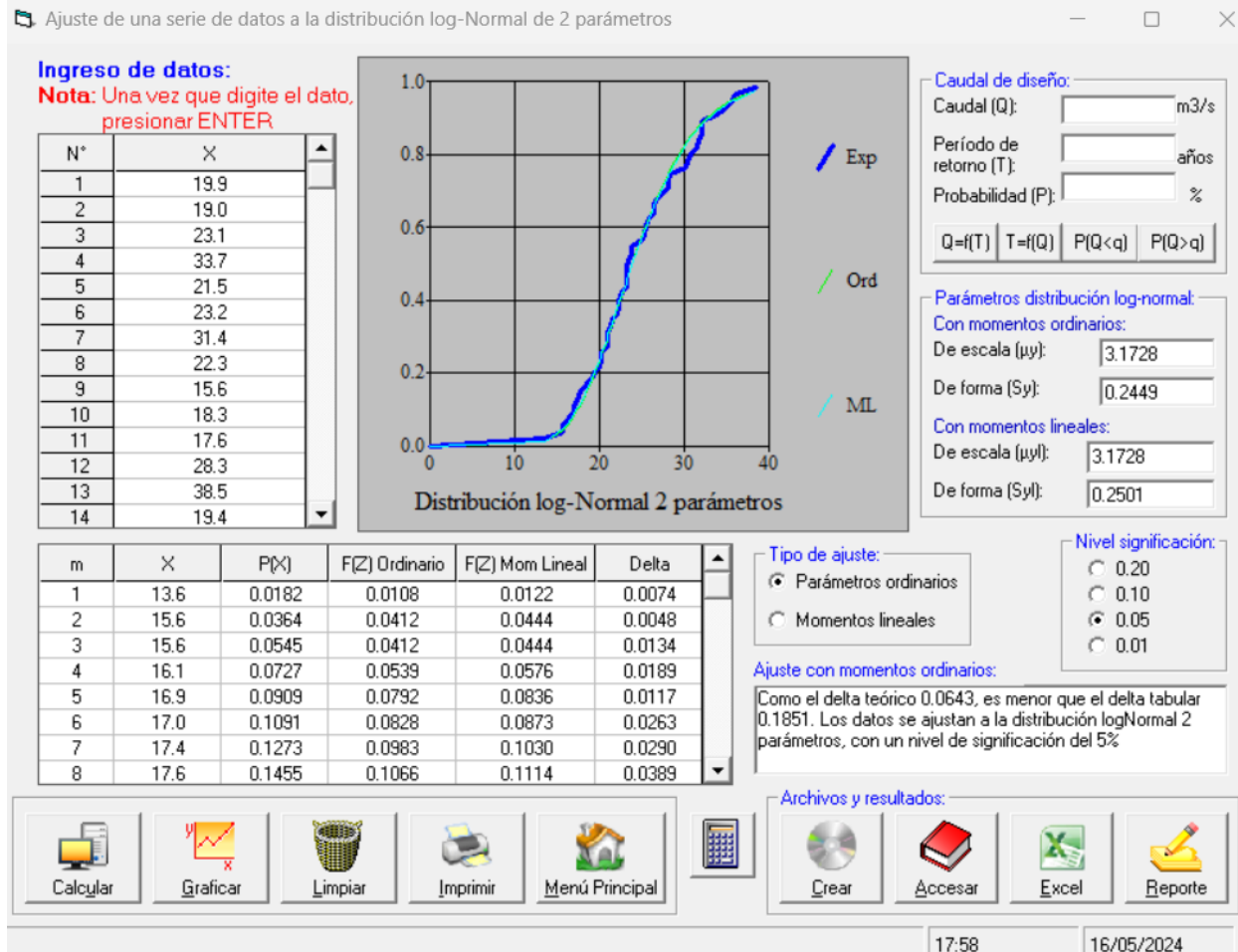
Tipo de Distribución	Δ Teórico
Normal	0.0974
LogNormal 2 parámetros	0.0643
LogNormal 3 parámetros	0.0668
Gamma 2 parámetros	0.0666
Gamma 3 parámetros	0.07303
Log Pearson Tipo III	SR
Gumbel	0.0789
Log Gumbel	0.0856

Nota. Elaboración propia

La distribución estadística que mejor se ajusta es: LogNormal 2 parámetros

Figura 39

Captura de la Distribución LogNormal 2 parámetros – Estación Pillones.



Nota. Elaboración propia

e) Estación de Las Salinas

En la Tabla 35 se puede apreciar los diferentes resultados teóricos de cada distribución que fueron aplicados a la estación de Las Salinas:

Tabla 35

Prueba de Smirnov Kolmogorov – Estación Las Salinas

Tipo de Distribución	Δ Teórico
Normal	0.1106
LogNormal 2 parámetros	0.0859
LogNormal 3 parámetros	0.0834
Gamma 2 parámetros	0.0944
Gamma 3 parámetros	0.06944
Log Pearson Tipo III	0.07863
Gumbel	0.083
Log Gumbel	0.1098

Nota. Elaboración propia

La distribución estadística que mejor se ajusta es: Gamma 3 parámetros

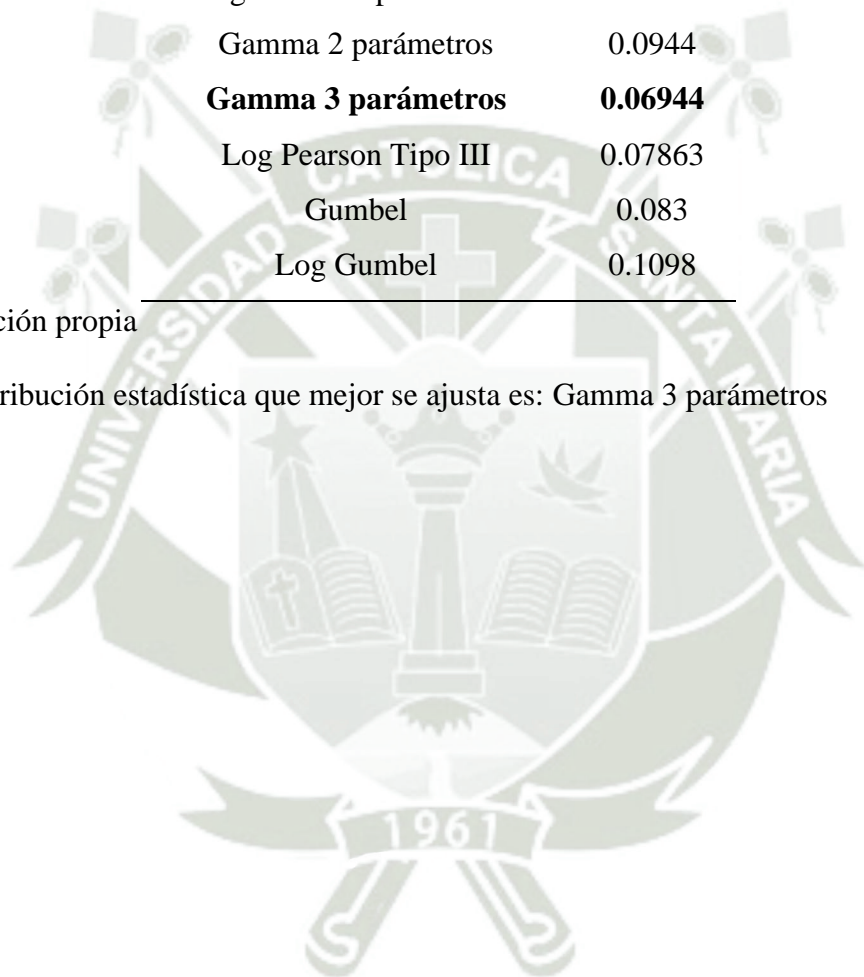
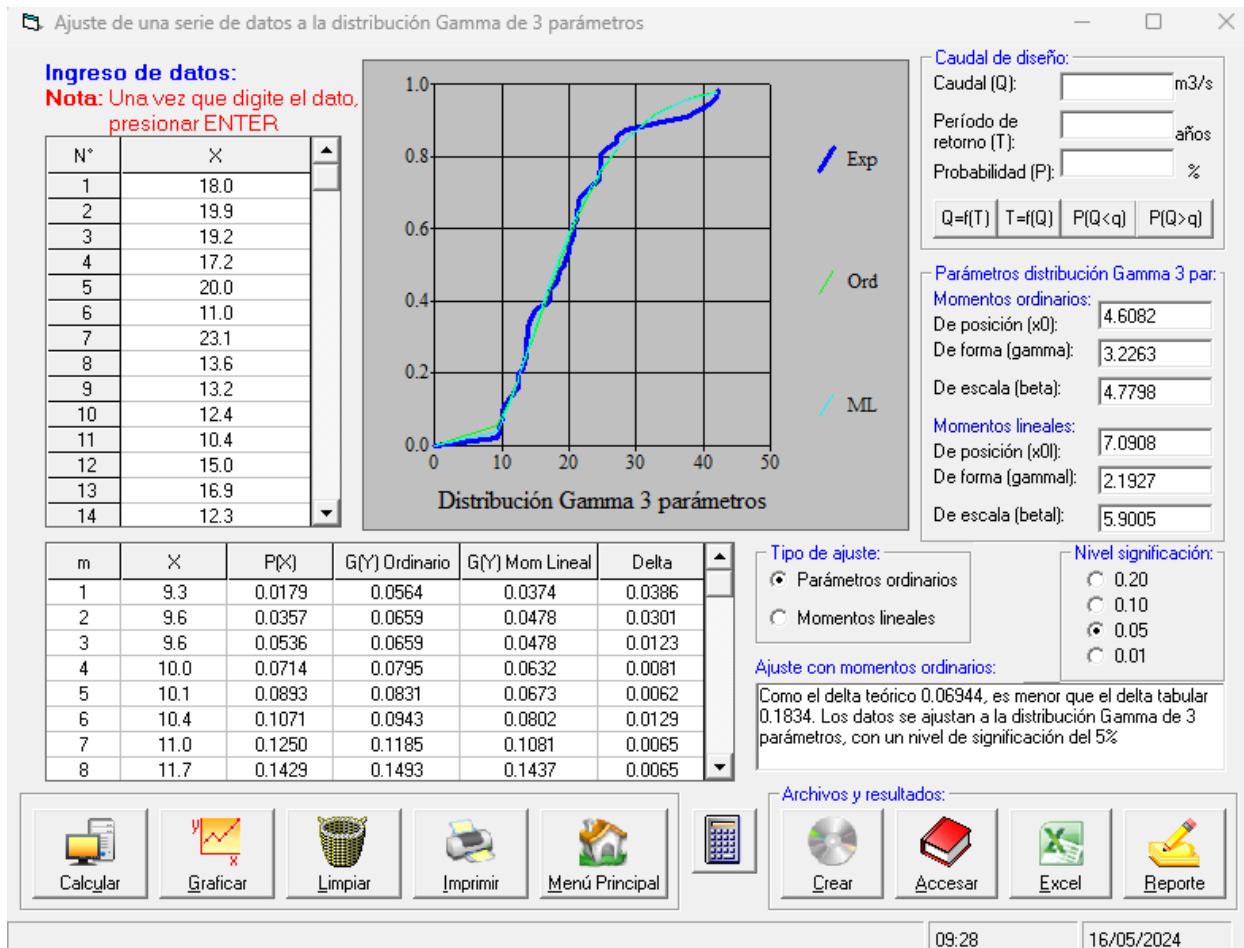


Figura 40

Captura de la Distribución LogNormal 2 parámetros – Estación Pillones.



Nota. Elaboración propia

5.15. Cálculo de precipitaciones según el método estadístico adecuado para cada periodo de retorno (TR)

Con la distribución estadística propiamente determinada para cada estación pluviométrica se procede a calcular la precipitación para cada periodo de retorno (TR) de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años, para ello aún se necesita el apoyo del software HIDROESTA2.

Tabla 36

Cálculo de las Precipitaciones máximas de 24 horas (mm), para diferentes periodos de retorno para cada estación.

TR (años)	Estación	Estación	Estación	Estación	Estación Las
	Sumbay	Ubinas	El Frayle	Pillones	Salinas
	Log Pearson Tipo III	Gamma 2 parámetros	Log Gumbel	LogNormal 2 parámetros	Gamma 3 parámetros
2	24.82	23.12	21.05	23.87	18.47
5	35.27	28.84	27.13	29.34	26.41
10	42.81	32.17	32.09	32.68	31.54
25	53.07	35.99	39.66	36.66	37.78
50	61.24	38.60	46.42	39.49	42.25
100	69.86	41.05	54.27	42.21	46.57
200	78.96	43.36	63.41	44.87	50.77
500	91.78	46.25	77.85	48.32	56.13
1000	102.04	48.31	90.92	50.90	60.04

Nota. Elaboración propia

5.16. Precipitaciones promedio de la Cuenca

5.16.1. Método de Polígono de Thiessen

El método descrito busca identificar y asignar las áreas específicas dentro de una cuenca hidrográfica que corresponden a cada estación de monitoreo. Este proceso es crucial para entender cómo las distintas partes de la cuenca se relacionan entre sí en términos de flujo de agua, calidad del agua y otros parámetros hidrológicos. (Bateman,2007).

$$P_{med} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i * P_i$$

Donde:

P_{med} = Precipitación media

A_T = Suma del Área total

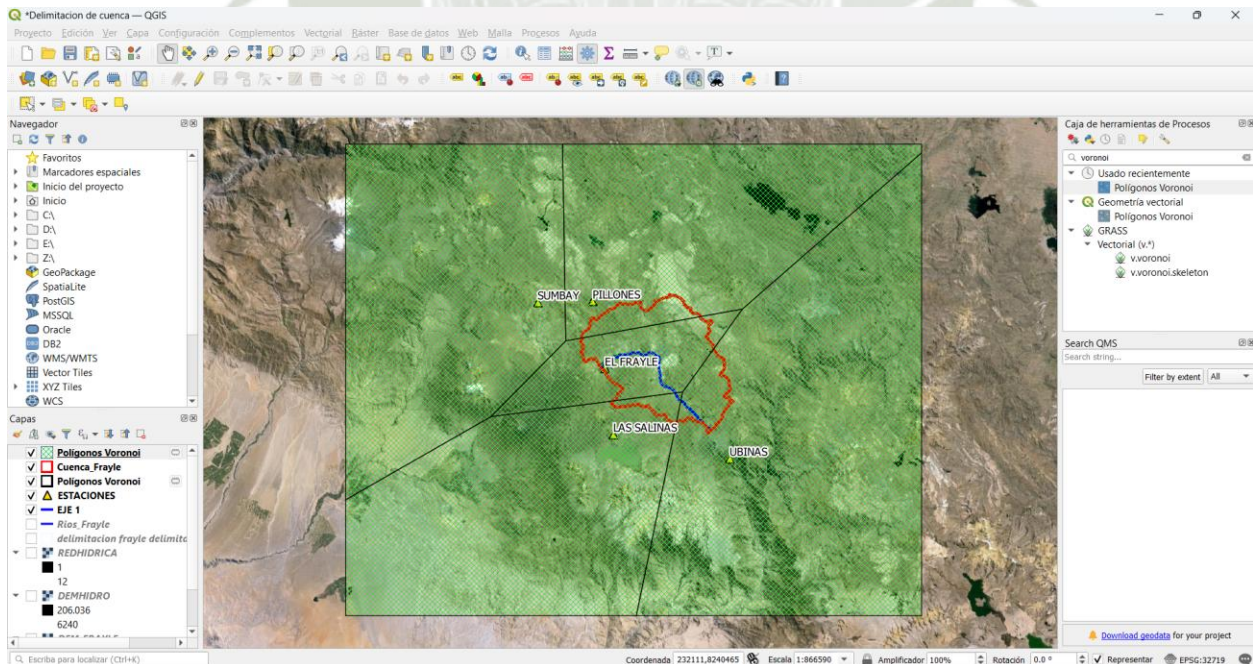
A_i = Área de influencia parcial

P_i = Precipitación de la estación

Para el desarrollo de este método se ha seguido empleando la herramienta software del QGIS v. 3.16. En el programa existe la opción “Polígono Voronoi” en la Caja de Herramientas de Procesos se da clic e inmediatamente saldrá una ventana de diálogo donde se configura los parámetros de la herramienta para luego obtener el Polígono de Thiessen (Figura 41).

Figura 41

Polígonos Voronoi del área circundante a la cuenca.

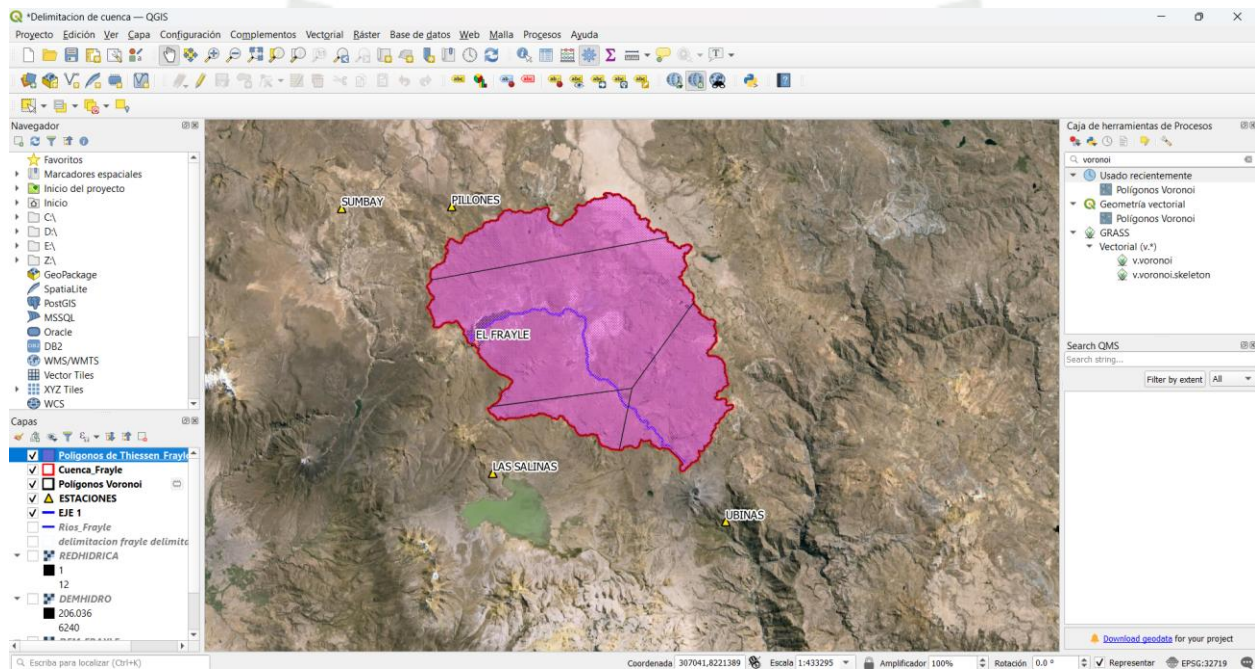


Nota. Elaboración propia

Posteriormente con la herramienta “Cortar” del software se realizará un traslape entre la cuenca y el polígono de Thiessen para poder visualizar el área de influencia de cada estación en la cuenca de estudio, tal como se muestra en la **Figura 42**.

Figura 42

Cuenca sectorizada por el Polígono de Thiessen



Nota. Elaboración propia

Luego con la herramienta “Calculate Geometry” se obtiene el área correspondiente de cada polígono con la estación determinada por el Polígono de Thiessen y de tal manera que se obtiene la Precipitación Media Areal con cada Periodo de Retorno (Tabla 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45 y 46).

Tabla 37

Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=2 años.

TR = 2 AÑOS			
Estación	Precipitación	Área (Km2)	Precipitación*Área
El Frayle	21.05	575.39	12111.96
Las Salinas	18.47	76.40	1411.11
Ubinas	23.12	202.32	4677.64
Pillones	23.87	181.41	4330.26
Total		1035.52	22530.96
Precipitación Media Areal (mm)			21.76

Nota. Elaboración propia

Tabla 38

Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=5 años.

TR = 5 AÑOS			
Estación	Precipitación	Área (Km2)	Precipitación*Área
El Frayle	27.13	575.39	15610.33
Las Salinas	26.41	76.40	2017.72
Ubinas	28.84	202.32	5834.91
Pillones	29.34	181.41	5322.57
Total		1035.52	28785.53
Precipitación Media Areal (mm)			27.80

Nota. Elaboración propia

Tabla 39

Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=10 años.

TR = 10 AÑOS			
Estación	Precipitación	Área (Km2)	Precipitación*Área
El Frayle	32.09	575.39	18464.27
Las Salinas	31.54	76.40	2409.66
Ubinas	32.17	202.32	6508.63
Pillones	32.68	181.41	5928.48
Total		1035.52	33311.03
Precipitación Media Areal (mm)			32.17

Nota. Elaboración propia

Tabla 40

Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=25 años

TR = 25 AÑOS			
Estación	Precipitación	Área (Km2)	Precipitación*Área
El Frayle	39.66	575.39	22819.97
Las Salinas	37.78	76.40	2886.39
Ubinas	35.99	202.32	7281.50
Pillones	36.66	181.41	6650.49
Total		1035.52	39638.35
Precipitación Media Areal (mm)			38.28

Nota. Elaboración propia

Tabla 41

Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=50 años.

TR = 50 AÑOS			
Estación	Precipitación	Área (Km2)	Precipitación*Área
El Frayle	46.42	575.39	26709.60
Las Salinas	42.25	76.40	3227.90

Ubinas	38.6	202.32	7809.55
Pillones	39.49	181.41	7163.88
Total		1035.52	44910.94
Precipitación Media Areal (mm)			43.37

Nota. Elaboración propia

Tabla 42

Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=100 años.

TR = 100 AÑOS			
Estación	Precipitación	Área (Km2)	Precipitación*Área
El Frayle	54.27	575.39	31226.42
Las Salinas	46.57	76.40	3557.95
Ubinas	41.05	202.32	8305.24
Pillones	42.21	181.41	7657.32
Total		1035.52	50746.92
Precipitación Media Areal (mm)			49.01

Nota. Elaboración propia

Tabla 43

Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=200 años.

TR = 200 AÑOS			
Estación	Precipitación	Área (Km2)	Precipitación*Área
El Frayle	63.41	575.39	36485.48
Las Salinas	50.77	76.40	3878.83
Ubinas	43.36	202.32	8772.60
Pillones	44.87	181.41	8139.87
Total		1035.52	57276.77
Precipitación Media Areal (mm)			55.31

Nota. Elaboración propia

Tabla 44

Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=500 años.

TR = 500 AÑOS			
Estación	Precipitación	Área (Km2)	Precipitación*Área
El Frayle	77.85	575.39	44794.11
Las Salinas	56.13	76.40	4288.33
Ubinas	46.25	202.32	9357.30
Pillones	48.32	181.41	8765.73
Total		1035.52	67205.47
Precipitación Media Areal (mm)			64.90

Nota. Elaboración propia

Tabla 45

Cálculo de la Precipitación Máxima Areal para un TR=1000 años.

TR = 1000 AÑOS			
Estación	Precipitación	Área (Km2)	Precipitación*Área
El Frayle	90.92	575.39	52314.46
Las Salinas	60.04	76.40	4587.06
Ubinas	48.31	202.32	9774.08
Pillones	50.9	181.41	9233.77
Total		1035.52	75909.36
Precipitación Media Areal (mm)			73.31

Nota. Elaboración propia

A continuación, se presenta la Tabla 46 Resumen de las Precipitaciones Máximas Areales de 24 hr para los Periodos de Retorno anteriormente detallados:

Tabla 46*Tabla Resumen de Precipitaciones Máximas Areales para cada TR.*

TR (años)	Precipitación Máxima
	Areal 24 hr (mm)
2	21.76
5	27.80
10	32.17
25	38.28
50	43.37
100	49.01
200	55.31
500	64.90
1000	73.31

Nota. Elaboración propia

5.17. Tiempo de Concentración

El tiempo requerido por una gota de agua para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca se conoce como tiempo de concentración. Este concepto es crucial en la hidrología, ya que se refiere al tiempo que toma para que toda el agua de lluvia que cae en la cuenca más alejada llegue al punto de salida de esta (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2012).

Para proyectos de investigación hidrológica, varias fórmulas empíricas se utilizan comúnmente para calcular el tiempo de concentración, ajustándose a diferentes condiciones y características de cuencas. A continuación, se presentan las fórmulas que se utilizarán en el presente proyecto de investigación:

Fórmula de Kirpich

$$T_C = 0.06628 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

$$T_C = 8.83 \text{ hr}$$

, donde:

S = Pendiente (m/m)

L = Longitud del cauce principal (m)

Fórmula de California Culverts Practice (1942)

$$T_C = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$T_C = 8.84 \text{ hr}$$

, donde:

H = Variación de altura (m.s.n.m.)

L = Longitud del cauce principal (m)

Fórmula de Passini

$$T_C = 0.108 * \frac{(L * A)^{\frac{1}{3}}}{S^{1/2}}$$

$$T_C = 43.94 \text{ hr}$$

, donde:

S = Pendiente (m/m)

L = Longitud del cauce principal (m)

A = Área de la cuenca (km²)

Fórmula Temez (1991)

$$T_C = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

$$T_C = 15.26 \text{ hr}$$

, donde:

S = Pendiente (m/m)

L = Longitud del cauce principal (m)

5.18. Determinación de la tormenta de diseño

El método de Dick Peschke es una técnica utilizada para estimar las intensidades de precipitación cuando no se dispone de registros pluviográficos detallados. Este método se basa en la relación entre la precipitación acumulada y la duración del evento, permitiendo calcular intensidades de lluvia a partir de datos de precipitación diaria (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2012).

$$1P_d = P_{24hr} * \left(\frac{d}{1440}\right)^{0.25}$$

, donde:

P_d = Precipitación Total (mm)

d = duración (minutos)

5.18.1. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (Curvas IDF)

Para calcular las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) se utilizó la relación empírica que vincula la intensidad de precipitación, la duración del evento y su periodo de retorno.

Una forma común de expresar esta relación es a través de una ecuación del tipo:

$$I = \frac{C * T^m}{t^n}$$

, donde:

I = Intensidad Máxima (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = duración de la precipitación (min)

C, m, n = Factores característicos

Según la Organización Meteorológica Mundial, en su Guía de Prácticas Hidrológicas, explica que estudios de miles de años-estaciones de datos pluviométricos indican que, al multiplicar las cantidades máximas anuales de lluvia diaria u horaria, para un solo intervalo fijo de observación de una a 24 horas por el factor 1.13, se producirán valores que se aproximan mucho a los que se obtendrían de un análisis de los máximos reales (Tabla 47).

Tabla 47

Tabla Resumen de Precipitaciones Máximas Areales para cada TR corregidas.

TR (años)	Precipitación Máxima Areal 24 hr (mm)	Precipitación Máxima Areal 24 hr Corregido F=1.13 (mm)
2	21.76	24.59
5	27.80	31.41
10	32.17	36.35
25	38.28	43.26
50	43.37	49.01
100	49.01	55.38
200	55.31	62.50
500	64.90	73.34
1000	73.31	82.84

Nota. Elaboración propia

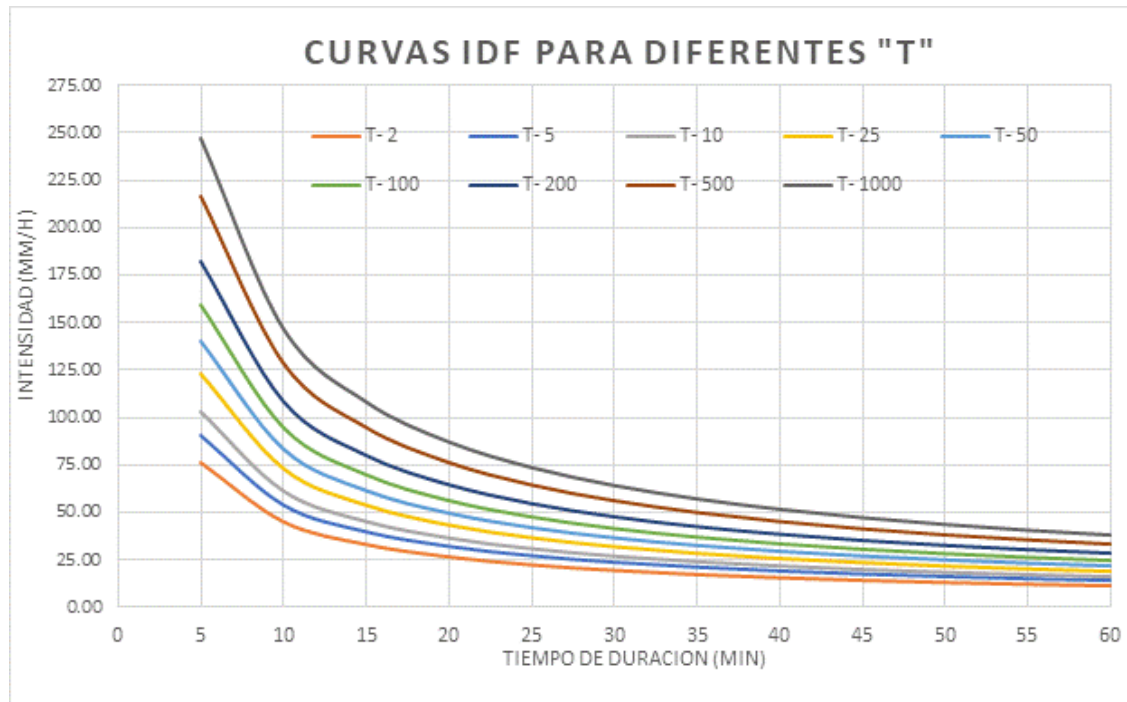
Figura 43

Fórmula para la zona de estudio.

$$I = \frac{222.59105 \cdot T^{0.1899061}}{t^{0.750000}}$$

Figura 44

Curvas IDF – Cuenca de la Presa El Frayle.



Nota. Elaboración propia

5.19. Hietograma de diseño

5.19.1. Método de Bloque Alterno

Según Ven Te Chow (1994) el Método de Bloque Alterno “es una forma simple para desarrollar el Hietograma de diseño utilizando una Curva de Intensidad-duración-frecuencia ... Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

Para desarrollar los Hietogramas de diseño según el Método de Bloques Alterno se ha considerado un intervalo de 10 minutos con un tiempo de duración de 9 horas.

Por consiguiente, se procede al desarrollo correspondiente para cada Periodo de Retorno (TR=100, 200 y 500 años).

Tabla 48

Calculo para el Hietograma de diseño TR = 100 años

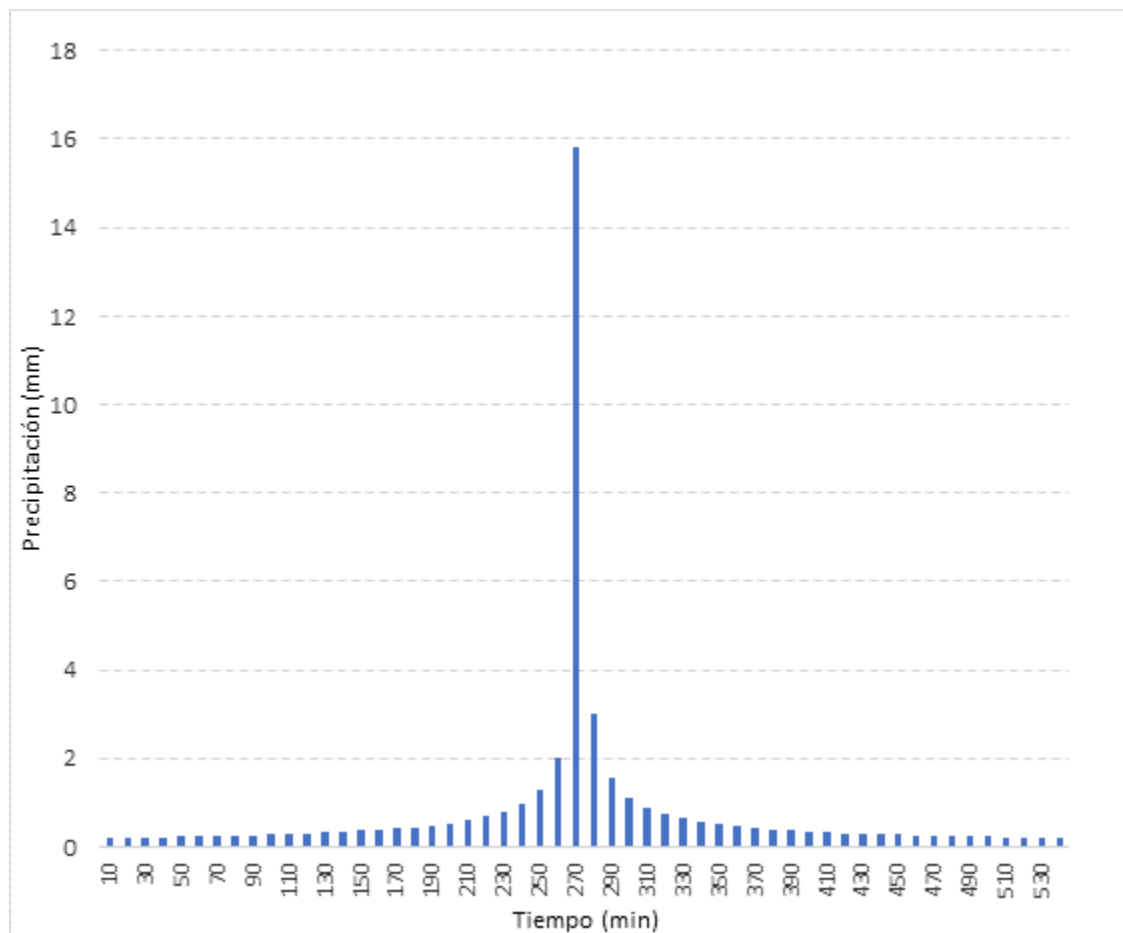
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
10	94.912	15.819	15.819	94.912	0.203	1.217	0.203
20	56.435	18.812	2.993	17.958	0.209	1.253	0.412
30	41.637	20.818	2.007	12.041	0.215	1.291	0.627
40	33.556	22.371	1.552	9.315	0.222	1.333	0.849
50	28.385	23.654	1.283	7.701	0.230	1.377	1.078
60	24.757	24.757	1.103	6.619	0.238	1.426	1.316
70	22.054	25.730	0.973	5.836	0.246	1.478	1.562
80	19.953	26.604	0.873	5.241	0.256	1.535	1.818
90	18.266	27.399	0.795	4.770	0.266	1.598	2.084
100	16.878	28.130	0.731	4.388	0.278	1.667	2.362
110	15.714	28.808	0.678	4.070	0.291	1.743	2.653
120	14.721	29.442	0.634	3.801	0.305	1.828	2.958
130	13.863	30.037	0.595	3.571	0.321	1.924	3.278
140	13.114	30.599	0.562	3.370	0.339	2.032	3.617
150	12.452	31.131	0.532	3.194	0.359	2.155	3.976
160	11.864	31.637	0.506	3.038	0.383	2.297	4.359
170	11.337	32.120	0.483	2.899	0.411	2.463	4.769
180	10.861	32.583	0.462	2.774	0.443	2.660	5.213
190	10.429	33.026	0.443	2.660	0.483	2.899	5.696
200	10.036	33.452	0.426	2.557	0.532	3.194	6.228
210	9.675	33.863	0.411	2.463	0.595	3.571	6.823
220	9.343	34.259	0.396	2.377	0.678	4.070	7.502
230	9.037	34.642	0.383	2.297	0.795	4.770	8.297
240	8.753	35.012	0.371	2.223	0.973	5.836	9.269
250	8.489	35.372	0.359	2.155	1.283	7.701	10.553
260	8.243	35.720	0.349	2.091	2.007	12.041	12.560
270	8.013	36.059	0.339	2.032	15.819	94.912	28.378
280	7.797	36.388	0.329	1.976	2.993	17.958	31.371

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumu lada (mm)	ΔP (mm)	Intensid ad parcial (mm/h)	P. Alterna da (mm)	InPa Alterna da (mm)	P. Acum (mm)
290	7.595	36.709	0.321	1.924	1.552	9.315	32.924
300	7.404	37.021	0.312	1.875	1.103	6.619	34.027
310	7.224	37.326	0.305	1.828	0.873	5.241	34.900
320	7.054	37.623	0.297	1.785	0.731	4.388	35.632
330	6.893	37.914	0.291	1.743	0.634	3.801	36.265
340	6.741	38.198	0.284	1.704	0.562	3.370	36.827
350	6.596	38.476	0.278	1.667	0.506	3.038	37.333
360	6.458	38.748	0.272	1.632	0.462	2.774	37.795
370	6.327	39.014	0.266	1.598	0.426	2.557	38.222
380	6.201	39.275	0.261	1.566	0.396	2.377	38.618
390	6.082	39.531	0.256	1.535	0.371	2.223	38.988
400	5.967	39.782	0.251	1.506	0.349	2.091	39.337
410	5.858	40.028	0.246	1.478	0.329	1.976	39.666
420	5.753	40.270	0.242	1.451	0.312	1.875	39.979
430	5.652	40.508	0.238	1.426	0.297	1.785	40.276
440	5.556	40.741	0.233	1.401	0.284	1.704	40.560
450	5.463	40.971	0.230	1.377	0.272	1.632	40.832
460	5.373	41.196	0.226	1.354	0.261	1.566	41.093
470	5.287	41.418	0.222	1.333	0.251	1.506	41.344
480	5.205	41.637	0.219	1.311	0.242	1.451	41.586
490	5.125	41.852	0.215	1.291	0.233	1.401	41.819
500	5.048	42.064	0.212	1.271	0.226	1.354	42.045
510	4.973	42.273	0.209	1.253	0.219	1.311	42.264
520	4.901	42.479	0.206	1.234	0.212	1.271	42.476
530	4.832	42.681	0.203	1.217	0.206	1.234	42.681
540	4.765	42.881	0.200	1.200	0.200	1.200	42.881

Nota. Elaboración propia

Figura 45

Hietograma de diseño TR = 100 años.



Nota. Elaboración propia

Tabla 49

Calculo para el Hietograma de diseño TR = 200 años

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
10	108.265	18.044	18.044	108.265	0.231	1.388	0.231
20	64.375	21.458	3.414	20.484	0.238	1.429	0.469
30	47.495	23.747	2.289	13.735	0.245	1.473	0.715
40	38.277	25.518	1.771	10.625	0.253	1.520	0.968
50	32.379	26.982	1.464	8.784	0.262	1.571	1.230

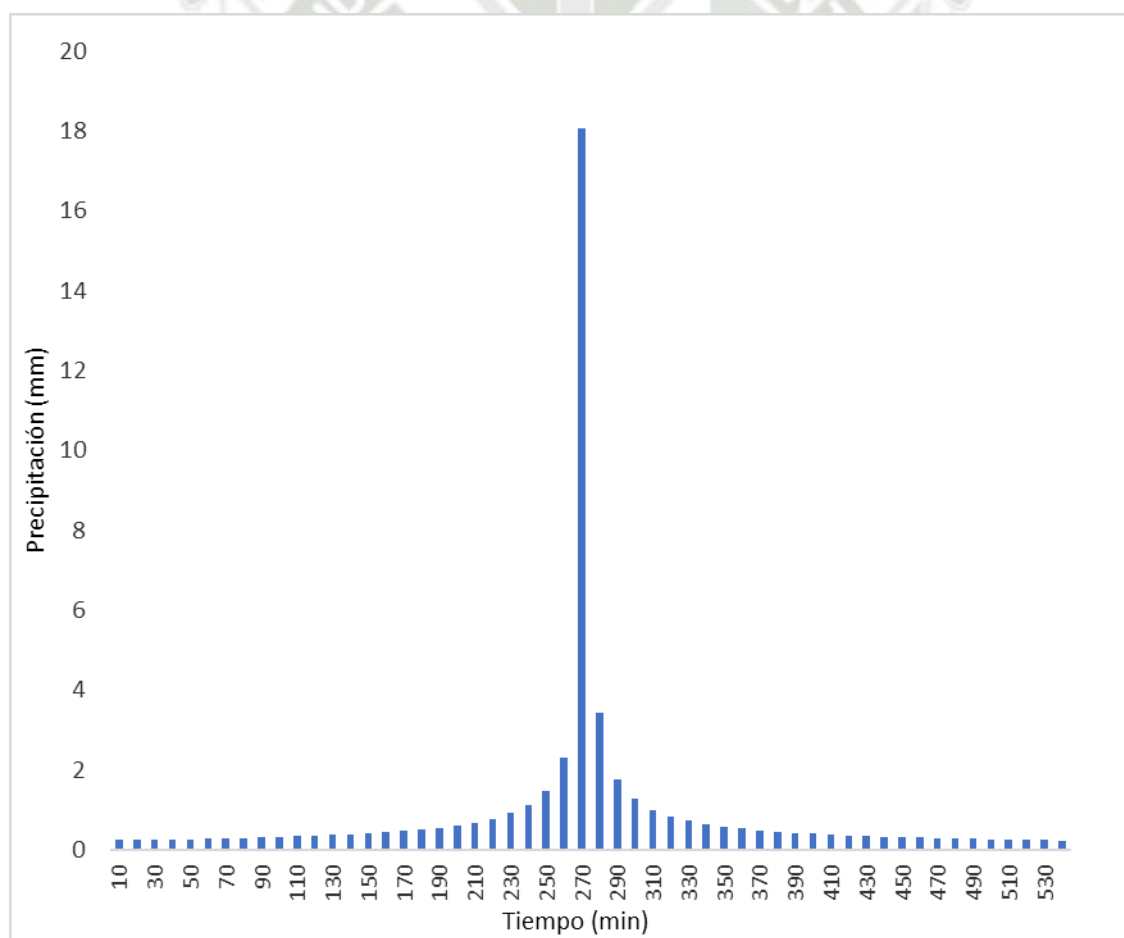
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
60	28.241	28.241	1.258	7.550	0.271	1.626	1.501
70	25.157	29.350	1.110	6.657	0.281	1.686	1.782
80	22.760	30.346	0.996	5.978	0.292	1.751	2.074
90	20.836	31.253	0.907	5.441	0.304	1.823	2.378
100	19.253	32.088	0.834	5.005	0.317	1.901	2.695
110	17.924	32.861	0.774	4.642	0.331	1.989	3.026
120	16.792	33.584	0.723	4.336	0.348	2.086	3.374
130	15.814	34.263	0.679	4.073	0.366	2.194	3.739
140	14.959	34.903	0.641	3.844	0.386	2.318	4.126
150	14.204	35.511	0.607	3.643	0.410	2.458	4.535
160	13.533	36.088	0.578	3.466	0.437	2.620	4.972
170	12.932	36.639	0.551	3.307	0.468	2.810	5.440
180	12.389	37.167	0.527	3.164	0.506	3.035	5.946
190	11.897	37.672	0.506	3.035	0.551	3.307	6.497
200	11.448	38.159	0.486	2.917	0.607	3.643	7.104
210	11.036	38.627	0.468	2.810	0.679	4.073	7.783
220	10.658	39.079	0.452	2.711	0.774	4.642	8.557
230	10.308	39.516	0.437	2.620	0.907	5.441	9.464
240	9.985	39.938	0.423	2.536	1.110	6.657	10.573
250	9.683	40.348	0.410	2.458	1.464	8.784	12.037
260	9.403	40.745	0.398	2.385	2.289	13.735	14.327
270	9.140	41.132	0.386	2.318	18.044	108.265	32.371
280	8.894	41.507	0.376	2.254	3.414	20.484	35.785
290	8.663	41.873	0.366	2.194	1.771	10.625	37.556
300	8.446	42.230	0.356	2.138	1.258	7.550	38.814
310	8.241	42.577	0.348	2.086	0.996	5.978	39.810
320	8.047	42.916	0.339	2.036	0.834	5.005	40.645
330	7.863	43.248	0.331	1.989	0.723	4.336	41.367
340	7.689	43.572	0.324	1.944	0.641	3.844	42.008
350	7.524	43.889	0.317	1.901	0.578	3.466	42.586
360	7.366	44.199	0.310	1.861	0.527	3.164	43.113
370	7.217	44.503	0.304	1.823	0.486	2.917	43.599
380	7.074	44.800	0.298	1.786	0.452	2.711	44.051
390	6.937	45.092	0.292	1.751	0.423	2.536	44.474
400	6.807	45.379	0.286	1.718	0.398	2.385	44.871
410	6.682	45.660	0.281	1.686	0.376	2.254	45.247
420	6.562	45.935	0.276	1.655	0.356	2.138	45.603
430	6.447	46.207	0.271	1.626	0.339	2.036	45.942
440	6.337	46.473	0.266	1.598	0.324	1.944	46.266
450	6.231	46.735	0.262	1.571	0.310	1.861	46.577
460	6.129	46.992	0.258	1.545	0.298	1.786	46.874
470	6.031	47.246	0.253	1.520	0.286	1.718	47.161
480	5.937	47.495	0.249	1.496	0.276	1.655	47.437

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
490	5.846	47.740	0.245	1.473	0.266	1.598	47.703
500	5.758	47.982	0.242	1.450	0.258	1.545	47.960
510	5.673	48.220	0.238	1.429	0.249	1.496	48.210
520	5.591	48.455	0.235	1.408	0.242	1.450	48.451
530	5.512	48.686	0.231	1.388	0.235	1.408	48.686
540	5.435	48.914	0.228	1.368	0.228	1.368	48.914

Nota. Elaboración propia

Figura 46

Hietograma de diseño TR = 200 años.



Nota. Elaboración propia

Tabla 50

Calculo para el Hietograma de diseño TR = 500 años

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
10	128.842	21.474	21.474	128.842	0.275	1.652	0.275
20	76.610	25.537	4.063	24.378	0.283	1.700	0.559
30	56.522	28.261	2.724	16.346	0.292	1.753	0.851
40	45.553	30.368	2.107	12.645	0.301	1.809	1.152
50	38.533	32.111	1.742	10.454	0.312	1.870	1.464
60	33.608	33.608	1.497	8.985	0.323	1.935	1.786
70	29.939	34.929	1.320	7.923	0.334	2.006	2.121
80	27.086	36.114	1.186	7.114	0.347	2.084	2.468
90	24.796	37.194	1.079	6.475	0.362	2.169	2.830
100	22.912	38.186	0.993	5.956	0.377	2.263	3.207
110	21.331	39.107	0.921	5.525	0.394	2.367	3.601
120	19.984	39.967	0.860	5.160	0.414	2.482	4.015
130	18.819	40.775	0.808	4.847	0.435	2.612	4.450
140	17.802	41.537	0.762	4.575	0.460	2.758	4.910
150	16.904	42.260	0.723	4.336	0.488	2.925	5.397
160	16.105	42.947	0.687	4.124	0.520	3.118	5.917
170	15.389	43.603	0.656	3.935	0.557	3.344	6.474
180	14.744	44.231	0.628	3.765	0.602	3.612	7.076
190	14.158	44.833	0.602	3.612	0.656	3.935	7.732
200	13.623	45.411	0.579	3.472	0.723	4.336	8.455
210	13.134	45.969	0.557	3.344	0.808	4.847	9.263
220	12.684	46.506	0.538	3.226	0.921	5.525	10.183
230	12.268	47.026	0.520	3.118	1.079	6.475	11.263
240	11.882	47.529	0.503	3.018	1.320	7.923	12.583
250	11.524	48.017	0.488	2.925	1.742	10.454	14.325
260	11.190	48.490	0.473	2.839	2.724	16.346	17.050
270	10.878	48.949	0.460	2.758	21.474	128.842	38.523
280	10.585	49.397	0.447	2.682	4.063	24.378	42.586
290	10.310	49.832	0.435	2.612	2.107	12.645	44.694
300	10.051	50.256	0.424	2.545	1.497	8.985	46.191
310	9.807	50.670	0.414	2.482	1.186	7.114	47.377
320	9.576	51.073	0.404	2.423	0.993	5.956	48.370
330	9.358	51.468	0.394	2.367	0.860	5.160	49.230
340	9.151	51.853	0.386	2.313	0.762	4.575	49.992
350	8.954	52.231	0.377	2.263	0.687	4.124	50.680
360	8.767	52.600	0.369	2.215	0.628	3.765	51.307
370	8.588	52.961	0.362	2.169	0.579	3.472	51.886
380	8.418	53.315	0.354	2.126	0.538	3.226	52.423

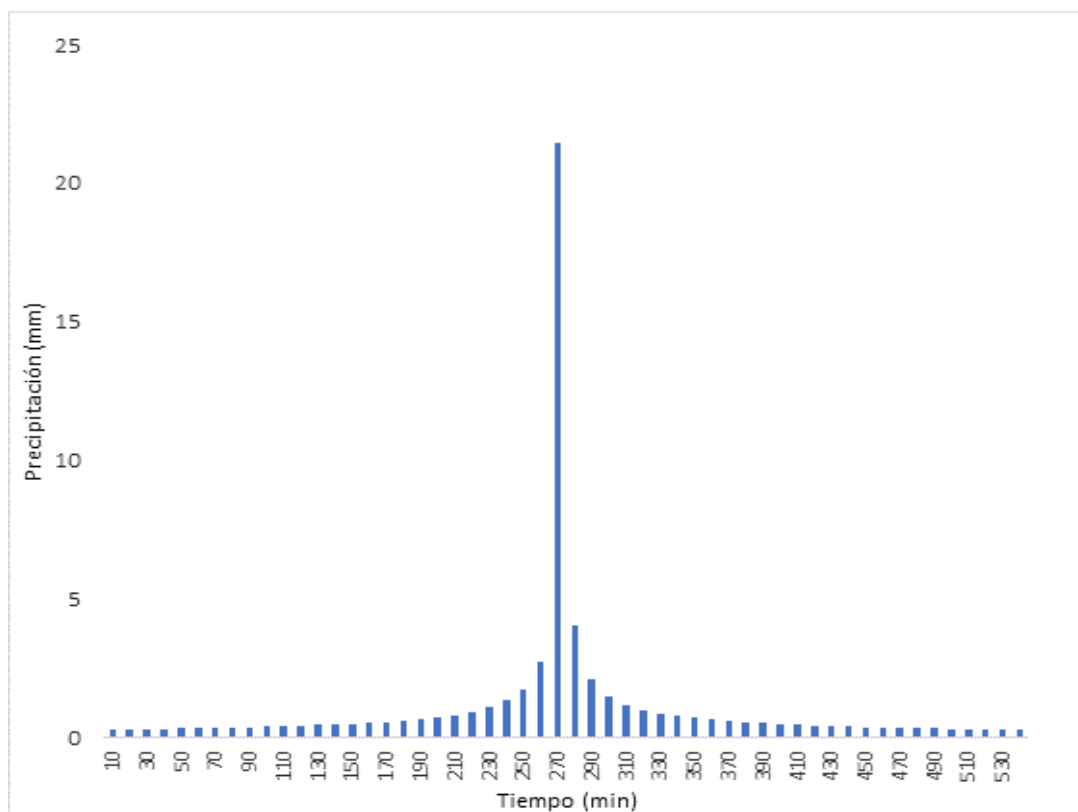
Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
390	8.256	53.663	0.347	2.084	0.503	3.018	52.926
400	8.101	54.004	0.341	2.044	0.473	2.839	53.400
410	7.952	54.338	0.334	2.006	0.447	2.682	53.847
420	7.809	54.666	0.328	1.970	0.424	2.545	54.271
430	7.673	54.989	0.323	1.935	0.404	2.423	54.675
440	7.542	55.306	0.317	1.902	0.386	2.313	55.060
450	7.416	55.617	0.312	1.870	0.369	2.215	55.429
460	7.294	55.924	0.306	1.839	0.354	2.126	55.784
470	7.178	56.225	0.301	1.809	0.341	2.044	56.124
480	7.065	56.522	0.297	1.780	0.328	1.970	56.453
490	6.957	56.814	0.292	1.753	0.317	1.902	56.770
500	6.852	57.102	0.288	1.726	0.306	1.839	57.076
510	6.751	57.385	0.283	1.700	0.297	1.780	57.373
520	6.654	57.664	0.279	1.676	0.288	1.726	57.660
530	6.559	57.940	0.275	1.652	0.279	1.676	57.940
540	6.468	58.211	0.271	1.628	0.271	1.628	58.211

Nota. Elaboración propia

Figura 47

Hietograma de diseño TR = 500 años.





Nota. Elaboración propia

Nota. Elaboración propia

Tabla 51

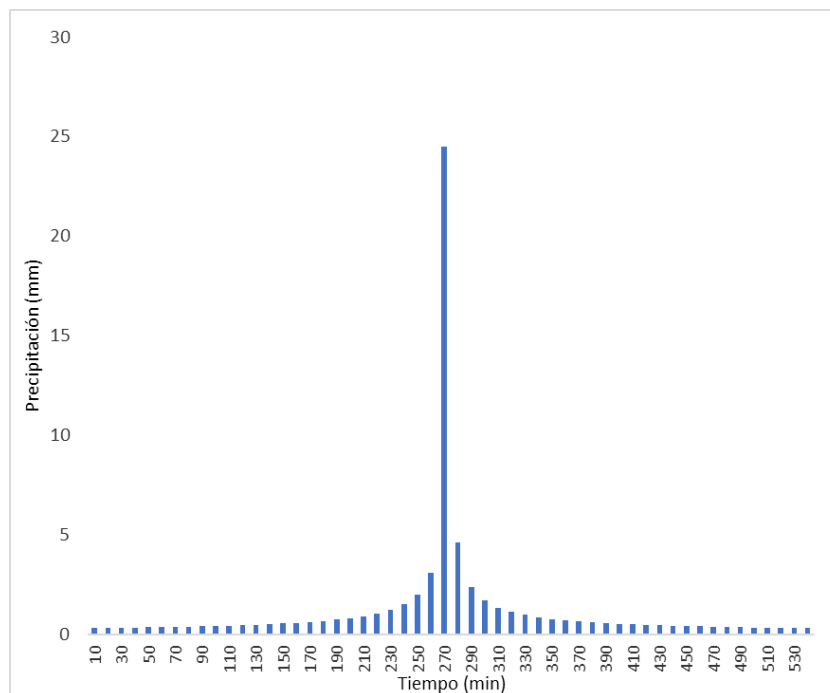
Calculo para el Hietograma de diseño TR = 1000 años

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
10	146.969	24.495	24.495	146.969	0.314	1.884	0.314
20	87.388	29.129	4.635	27.808	0.323	1.940	0.637
30	64.474	32.237	3.108	18.646	0.333	1.999	0.970
40	51.961	34.641	2.404	14.423	0.344	2.063	1.314
50	43.954	36.628	1.987	11.924	0.355	2.133	1.670
60	38.336	38.336	1.708	10.249	0.368	2.207	2.038
70	34.151	39.843	1.506	9.037	0.381	2.289	2.419
80	30.896	41.195	1.353	8.115	0.396	2.377	2.815
90	28.284	42.426	1.231	7.386	0.412	2.474	3.228
100	26.135	43.559	1.132	6.794	0.430	2.581	3.658
110	24.332	44.609	1.050	6.302	0.450	2.699	4.108

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	P.acumulada (mm)	ΔP (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	P. Alternada (mm)	InPa Alternada (mm)	P. Acum (mm)
120	22.795	45.590	0.981	5.886	0.472	2.831	4.580
130	21.467	46.512	0.921	5.529	0.496	2.979	5.076
140	20.306	47.381	0.870	5.219	0.524	3.146	5.601
150	19.282	48.206	0.824	4.946	0.556	3.337	6.157
160	18.371	48.990	0.784	4.705	0.593	3.557	6.750
170	17.555	49.738	0.748	4.489	0.636	3.814	7.385
180	16.818	50.454	0.716	4.295	0.687	4.120	8.072
190	16.150	51.140	0.687	4.120	0.748	4.489	8.820
200	15.540	51.800	0.660	3.960	0.824	4.946	9.644
210	14.982	52.436	0.636	3.814	0.921	5.529	10.566
220	14.468	53.049	0.613	3.680	1.050	6.302	11.616
230	13.994	53.642	0.593	3.557	1.231	7.386	12.847
240	13.554	54.216	0.574	3.443	1.506	9.037	14.353
250	13.145	54.772	0.556	3.337	1.987	11.924	16.341
260	12.764	55.312	0.540	3.238	3.108	18.646	19.448
270	12.408	55.836	0.524	3.146	24.495	146.969	43.943
280	12.074	56.346	0.510	3.060	4.635	27.808	48.578
290	11.761	56.843	0.496	2.979	2.404	14.423	50.982
300	11.465	57.326	0.484	2.903	1.708	10.249	52.690
310	11.187	57.798	0.472	2.831	1.353	8.115	54.042
320	10.924	58.259	0.461	2.763	1.132	6.794	55.175
330	10.674	58.709	0.450	2.699	0.981	5.886	56.156
340	10.438	59.149	0.440	2.639	0.870	5.219	57.026
350	10.214	59.579	0.430	2.581	0.784	4.705	57.810
360	10.000	60.000	0.421	2.526	0.716	4.295	58.525
370	9.797	60.412	0.412	2.474	0.660	3.960	59.186
380	9.603	60.816	0.404	2.425	0.613	3.680	59.799
390	9.417	61.213	0.396	2.377	0.574	3.443	60.373
400	9.240	61.601	0.389	2.332	0.540	3.238	60.912
410	9.071	61.983	0.381	2.289	0.510	3.060	61.422
420	8.908	62.357	0.375	2.247	0.484	2.903	61.906
430	8.752	62.725	0.368	2.207	0.461	2.763	62.367
440	8.603	63.087	0.362	2.169	0.440	2.639	62.807
450	8.459	63.442	0.355	2.133	0.421	2.526	63.228
460	8.321	63.792	0.350	2.097	0.404	2.425	63.632
470	8.188	64.136	0.344	2.063	0.389	2.332	64.020
480	8.059	64.474	0.338	2.031	0.375	2.247	64.395
490	7.936	64.807	0.333	1.999	0.362	2.169	64.756
500	7.816	65.135	0.328	1.969	0.350	2.097	65.106
510	7.701	65.459	0.323	1.940	0.338	2.031	65.445
520	7.590	65.777	0.319	1.911	0.328	1.969	65.773
530	7.482	66.091	0.314	1.884	0.319	1.911	66.091
540	7.378	66.401	0.310	1.857	0.310	1.857	66.401

Figura 48

Hietograma de diseño TR = 1000 años.



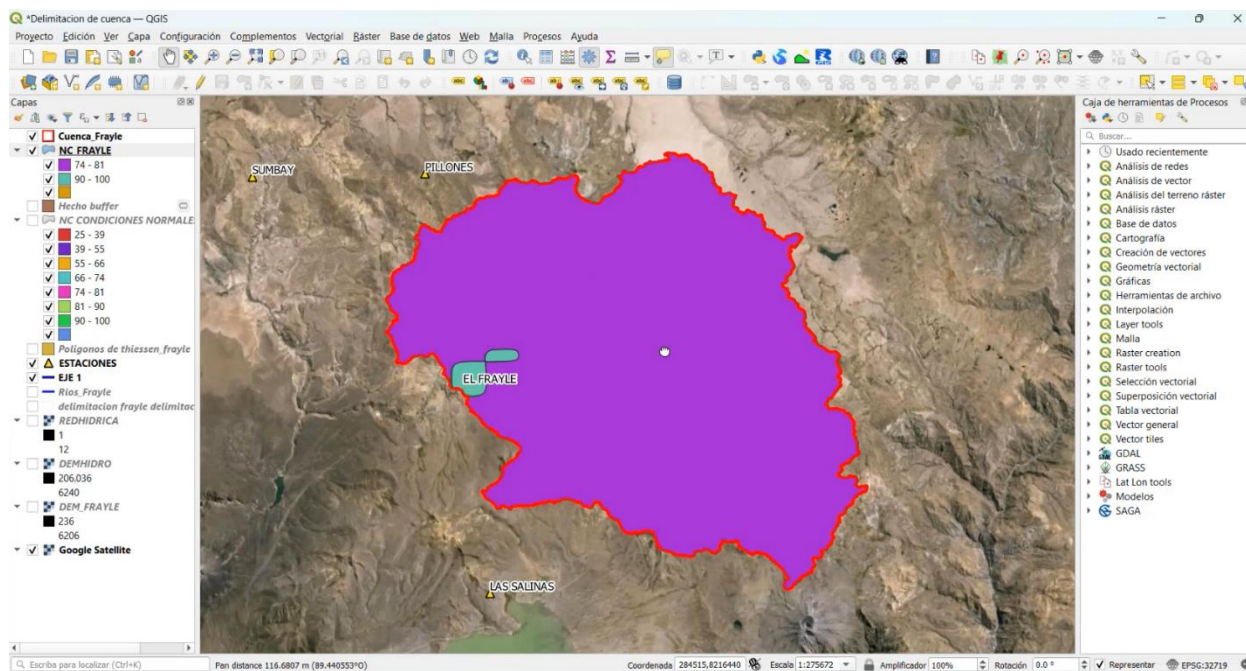
Nota. Elaboración propia

5.20. Número de Curva

Con un archivo shape file del MINAN es trasladado al QGIS 3.16 para poder visualizar el tipo y uso de suelo del Perú y con la herramienta “Buffer” del software realizamos el corte con la cuenca de estudio, tal como se muestra la Figura 49.

Figura 49

Clasificación del Suelo de la cuenca de estudio a través del archivo del MINAM.

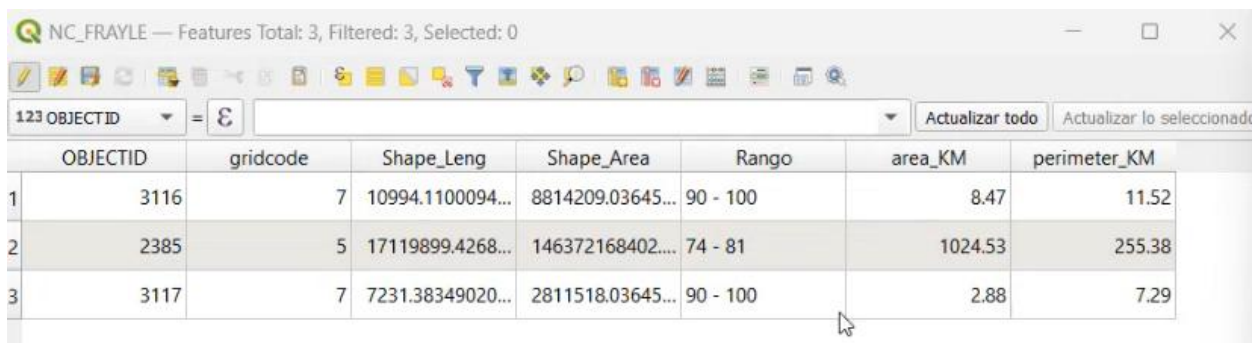


Nota. Elaboración propia

Luego de ello a través del uso del software se obtendrá el número de rango de cada área en este caso dichos datos se obtienen con la herramienta “Calculate Geometry” como se muestra en la siguiente Figura 50.

Figura 50

Rango de cada superficie de suelo de la Cuenca de estudio.



OBJECTID	gridcode	Shape_Leng	Shape_Area	Rango	area_KM	perimeter_KM	
1	3116	7	10994.1100094...	8814209.03645...	90 - 100	8.47	11.52
2	2385	5	17119899.4268...	146372168402...	74 - 81	1024.53	255.38
3	3117	7	7231.38349020...	2811518.03645...	90 - 100	2.88	7.29

Posteriormente a través de una hoja de cálculo se obtiene el Numero de Curva, tal como se muestra en la Tabla 52.

Tabla 52

Obtención del Número de Curva

ITEM	Área (km ²)	Rangos		Prom. Rangos	NC de diseño
1	8.47	90	100	95	804.65
2	1024.53	74	81	77.5	79401.075
3	2.88	90	100	95	273.6
Área total	1035.88			Suma.Ncde Diseño	80479.325
NC FRAYLE				77.69	

Nota. Elaboración propia

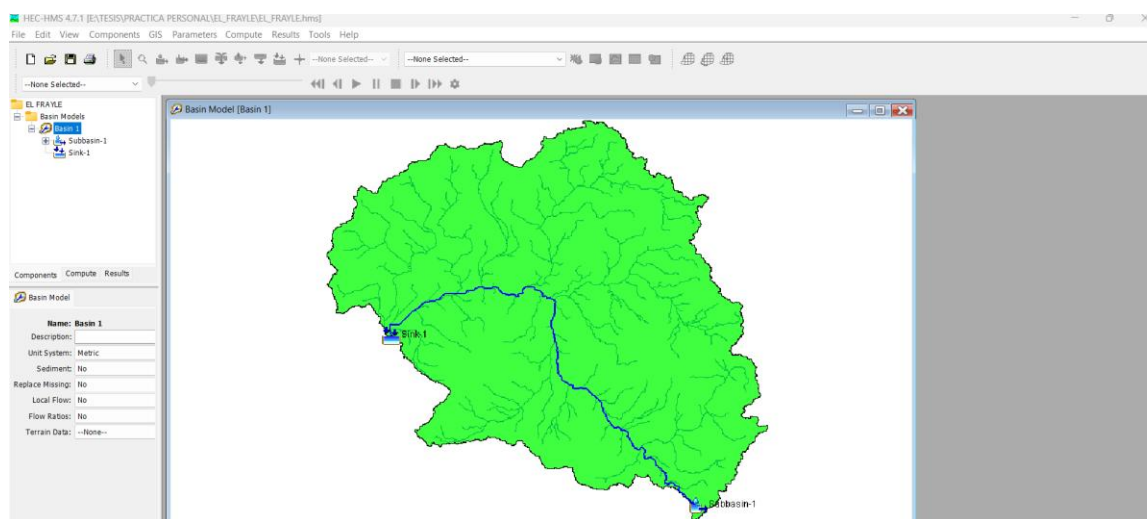
5.21. Estimación de Caudales

5.21.1. Método Software HEC-HMS

5.21.1.1. Parámetros de entrada

Figura 51

Ingreso de la Cuenca delimitada al HEC-HMS.



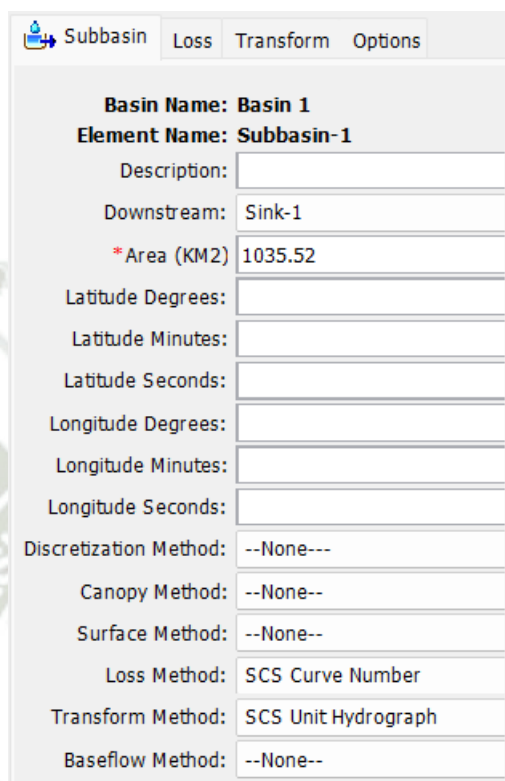
Nota. Elaboración propia

Para continuar con el estudio hidrológico se hace ingreso al software HEC-HMS la cuenca delimitada con su respectivos ríos y cauce principal que se obtuvo en el QGIS 3.16.

Posteriormente se colocará los parámetros de entrada en el Subbasin-1y Slink-1, tal como el área y además se escogerá el Método SCS tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 52

Parámetros de entrada para Subbasin-1y Slink-1



Subbasin	
Basin Name:	Basin 1
Element Name:	Subbasin-1
Description:	
Downstream:	Sink-1
*Area (KM2)	1035.52
Latitude Degrees:	
Latitude Minutes:	
Latitude Seconds:	
Longitude Degrees:	
Longitude Minutes:	
Longitude Seconds:	
Discretization Method:	--None---
Canopy Method:	--None--
Surface Method:	--None--
Loss Method:	SCS Curve Number
Transform Method:	SCS Unit Hydrograph
Baseflow Method:	--None--

Nota. Elaboración propia

Por consiguiente, en la pestaña “Loss” se ingresa el dato del Número de Curva que se obtuvo anteriormente y el valor de la Impermeabilidad es cero porque al tratarse en este presente estudio de una cuenca natural no existe infiltración a edificaciones de concreto.

Figura 53

Parámetro de entrada para la pestaña “Loss”

En la pestaña Transform se introducirá el tiempo de retardo el cual se calcula a través de la siguiente fórmula:

$$T_R = 0.6T_C$$

$$T_R = 324 \text{ min}$$

, donde:

T_R = Tiempo de retardo (min)

T_C = Tiempo de concentración (min)

Figura 54

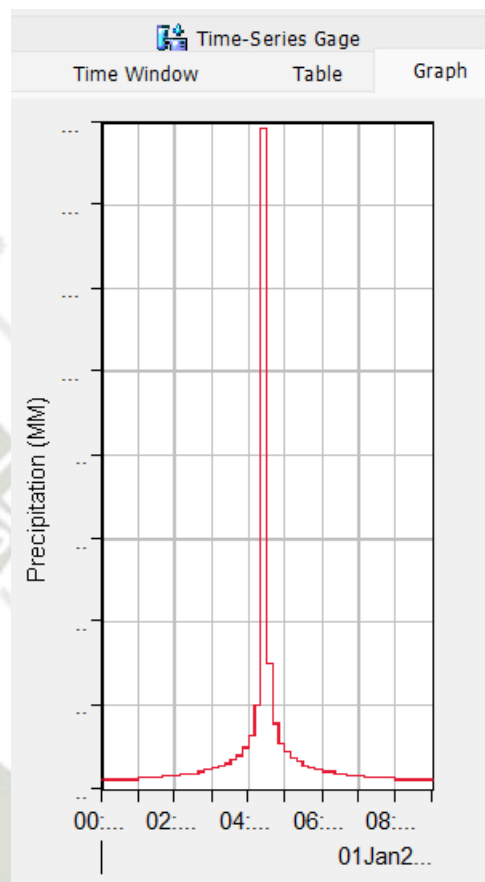
Parámetro de entrada para la pestaña “Transform”

5.21.1.2. Time Series Data

Los datos de Precipitación calculados por el Método de Bloques Alternos deben ser ingresados al HEC-HMS para cada Periodo de Retorno que se ha calculado.

Figura 52

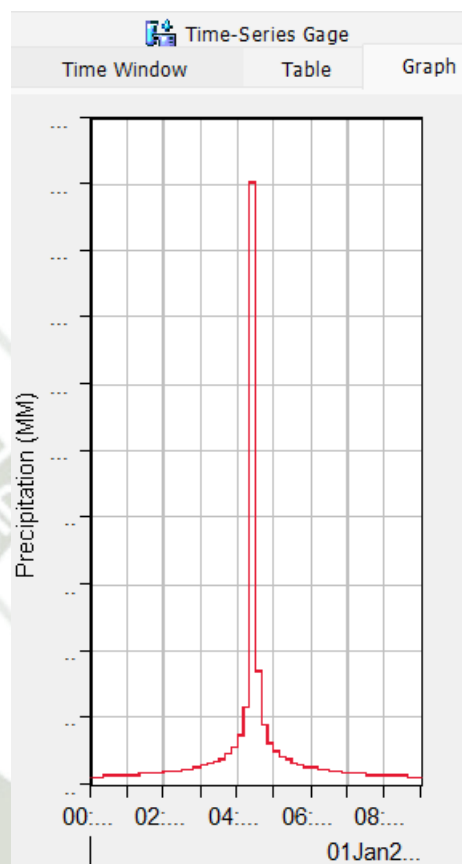
Graph para TR=100 años.



Nota. Elaboración propia

Figura 53

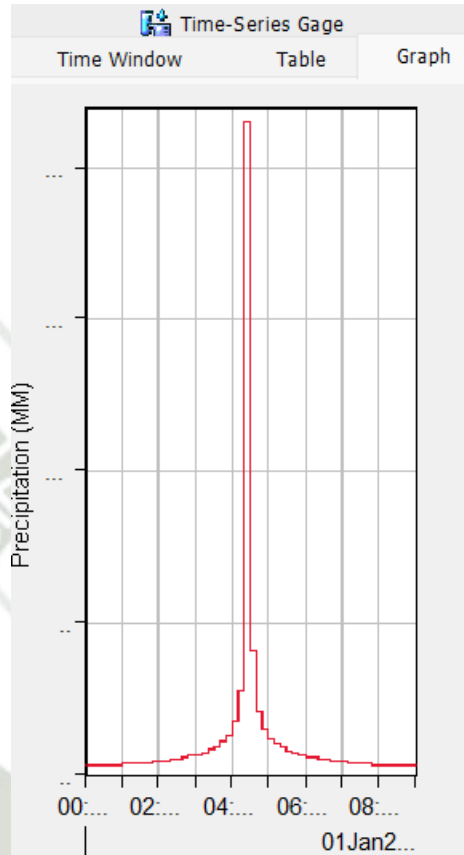
Graph para TR=200 años



Nota. Elaboración propia

Figura 54

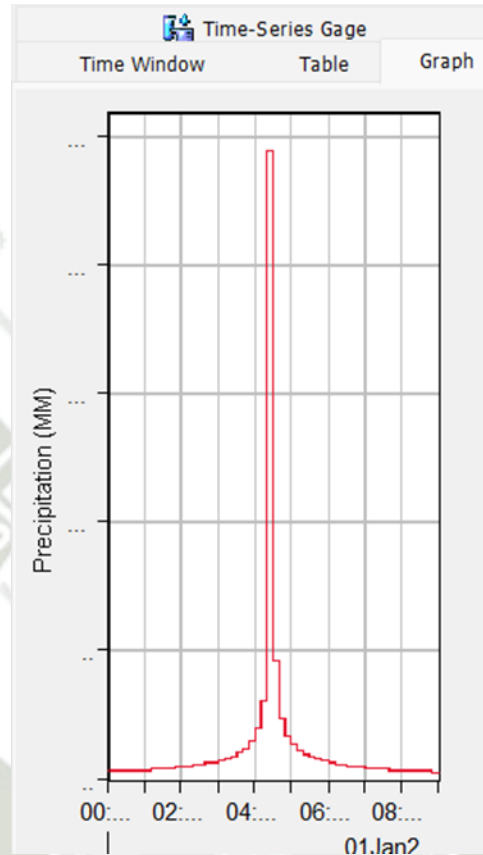
Graph para TR=500 años



Nota. Elaboración propia

Figura 55

Graph para TR=1000 años



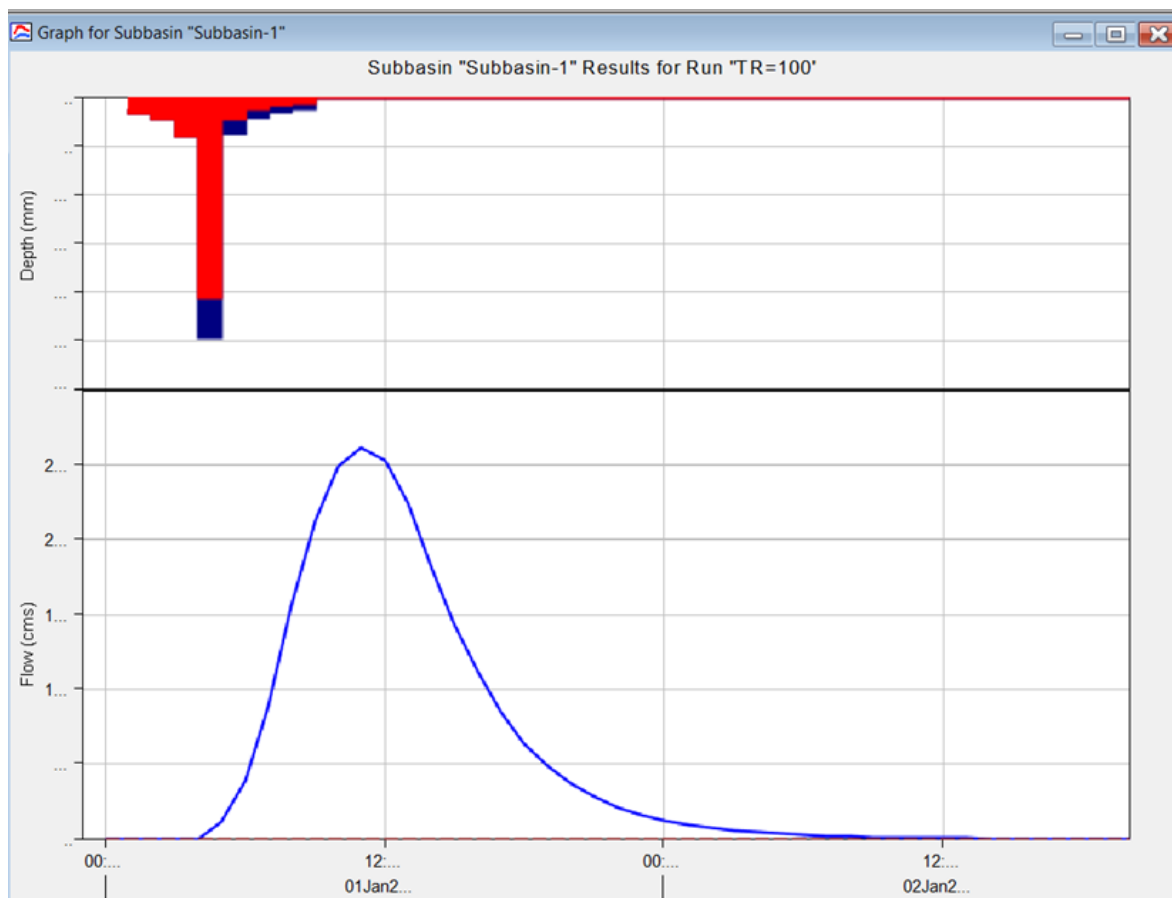
Nota. Elaboración propia

5.21.1.3. Hidrograma de Diseño

Se obtiene los Hidrogramas de diseño para cada periodo de retorno el cual se muestra el resultado en las siguientes Figuras:

Figura 56

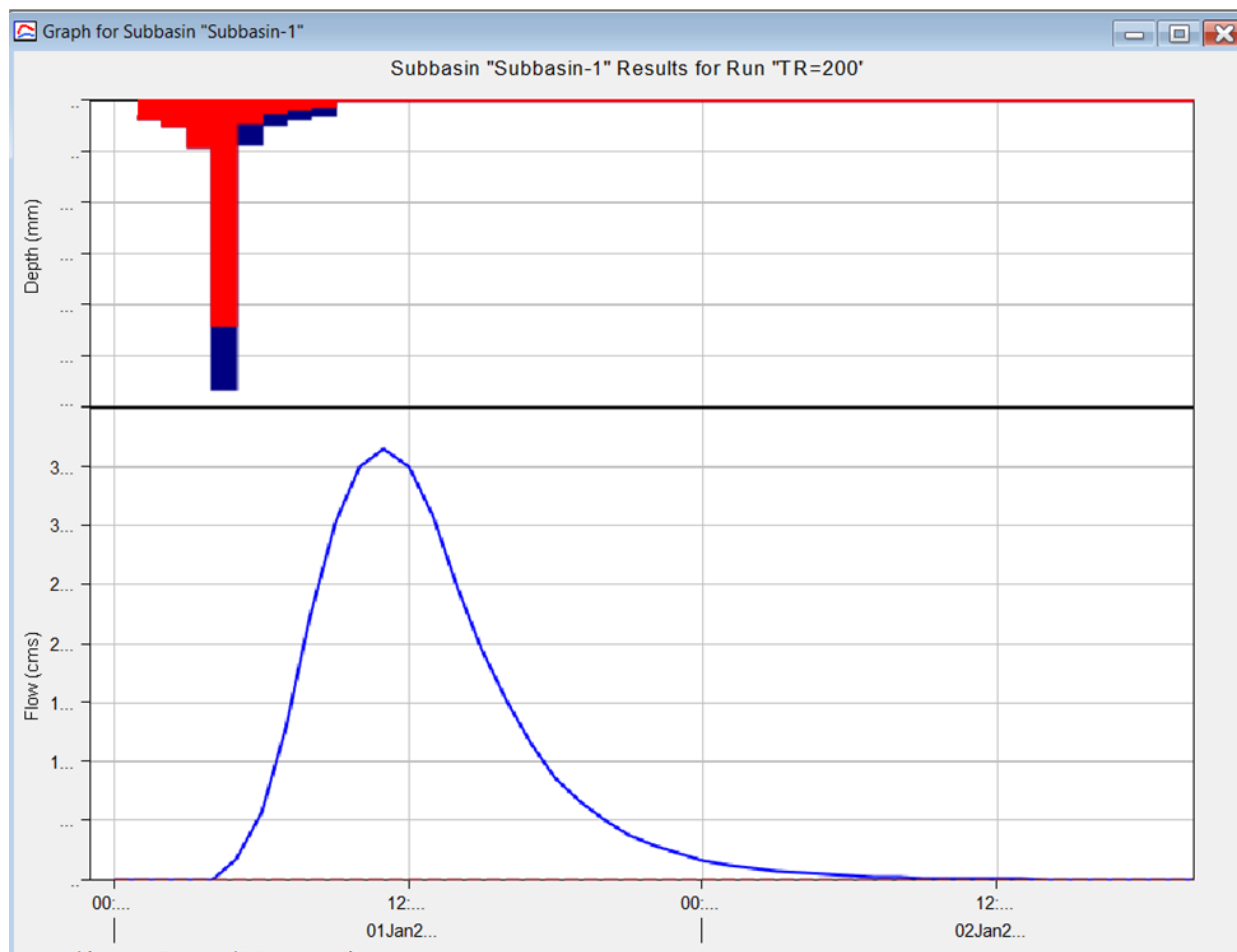
Hidrograma de diseño TR=100 años



Nota. Elaboración propia

Figura 57

Hidrograma de diseño TR=200 años

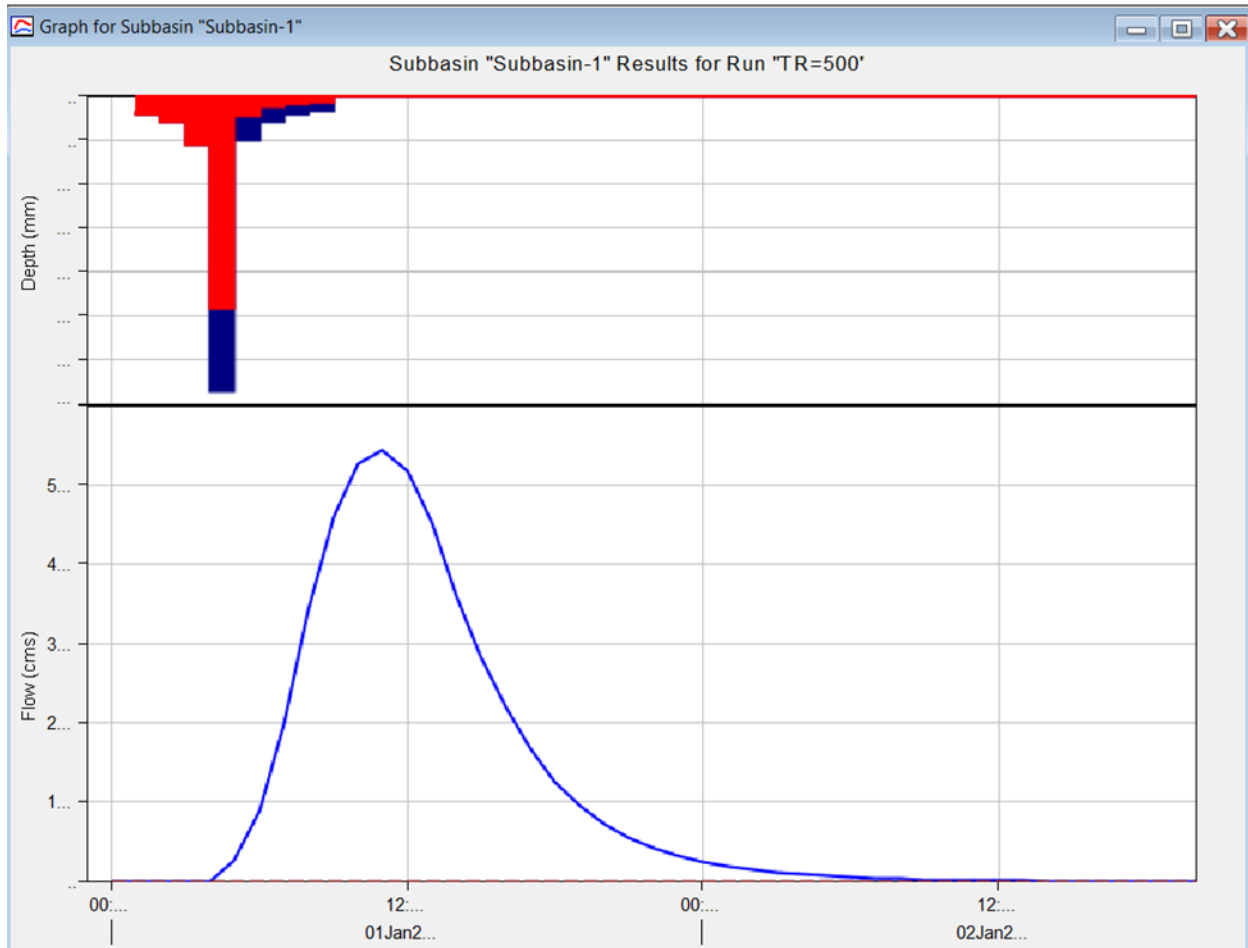


Nota. Elaboración propia



Figura 58

Hidrograma de diseño TR=500 años

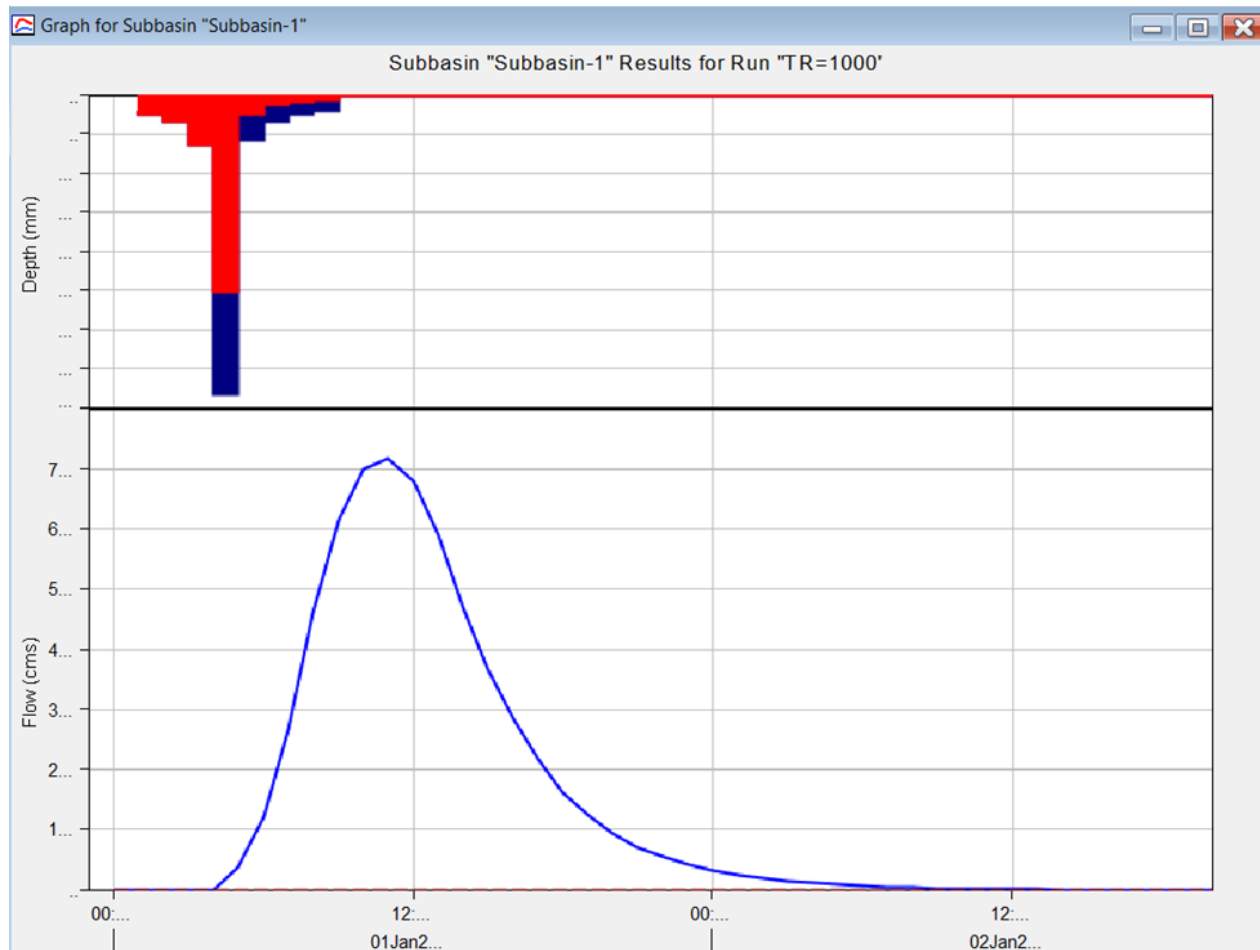


Nota. Elaboración propia



Figura 59

Hidrograma de diseño TR=1000 años



Nota. Elaboración propia



Figura 60

Cálculo de Caudal para TR=100 años

Global Summary Results for Run "TR=100"

Project: FRAYLE Simulation Run: TR=100

Start of Run: 01ene.2000, 00:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 02ene.2000, 20:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 31jul.2024, 00:08:20 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Eleme... Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-1	1035.52	261.5	01ene.2000, 11:00	7.91
Sink-1	1035.52	261.5	01ene.2000, 11:00	7.91

Nota. Elaboración propia

Figura 61

Cálculo de Caudal para TR=200 años

Global Summary Results for Run "TR=200"

Project: FRAYLE Simulation Run: TR=200

Start of Run: 01ene.2000, 00:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 02ene.2000, 20:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 31jul.2024, 00:29:31 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Eleme... Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-1	1035.52	364.5	01ene.2000, 11:00	10.99
Sink-1	1035.52	364.5	01ene.2000, 11:00	10.99

Nota. Elaboración propia

Figura 62

Cálculo de Caudal para TR=500 años

Global Summary Results for Run "TR=500"

Project: FRAYLE Simulation Run: TR=500

Start of Run: 01ene.2000, 00:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 02ene.2000, 20:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 31jul.2024, 00:34:30 Control Specifications: Control 1

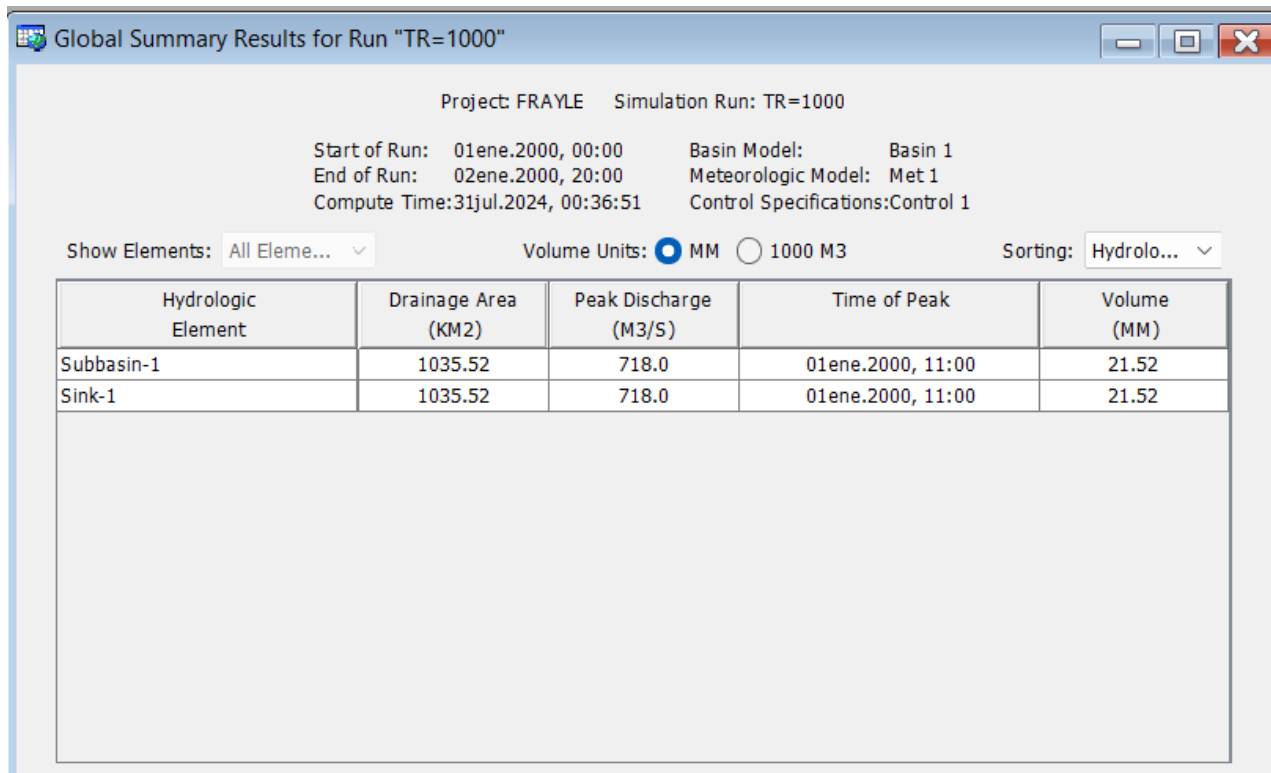
Show Elements: All Eleme... Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-1	1035.52	543.6	01ene.2000, 11:00	16.32
Sink-1	1035.52	543.6	01ene.2000, 11:00	16.32

Nota. Elaboración propia

Figura 63

Cálculo de Caudal para TR=1000 años.



Project: FRAYLE Simulation Run: TR=1000

Start of Run: 01ene.2000, 00:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 02ene.2000, 20:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 31jul.2024, 00:36:51 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Eleme... Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo... ▾

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-1	1035.52	718.0	01ene.2000, 11:00	21.52
Sink-1	1035.52	718.0	01ene.2000, 11:00	21.52

Nota. Elaboración propia

En consecuencia, de los resultados obtenidos se procede a mostrar en la Tabla 53 en el que se contempla el resumen de los caudales máximos para cada periodo de retorno

Tabla 53

Caudales máximos por HEC-HMS

Periodo de Retorno TR (años)	Caudal Máximo (m3/s)
100	261.50
200	364.50
500	543.60
1000	718.00

5.21.2. Estimación del Caudal Máximo

Llamado también Caudal de Rotura o Caudal Pico, para su estimación numérica existen una variedad de ecuaciones empíricas para la predicción del caudal máximo. La ecuación más adecuada es la que fue expuesta por Frohlich (1995), debido a que se relaciona el caudal máximo con el ancho de la brecha y el volumen de la presa:

$$Q_P = 0.607(V_w^{0.295} * h_w^{1.24})$$

, donde:

Q_P : Caudal Pico (m³/s).

V_w : Volumen del embalse en el momento de la falla (m³).

h_w : altura de la presa (m).

Para el cálculo de caudal de rotura, se asumirá el volumen total de diseño de presa debido a que es la capacidad máxima de almacenamiento de la presa que en valor numérico es 200 MM³, y con respecto a la altura disponible de la presa según SUNASS (2018) sería un valor de 50 m.

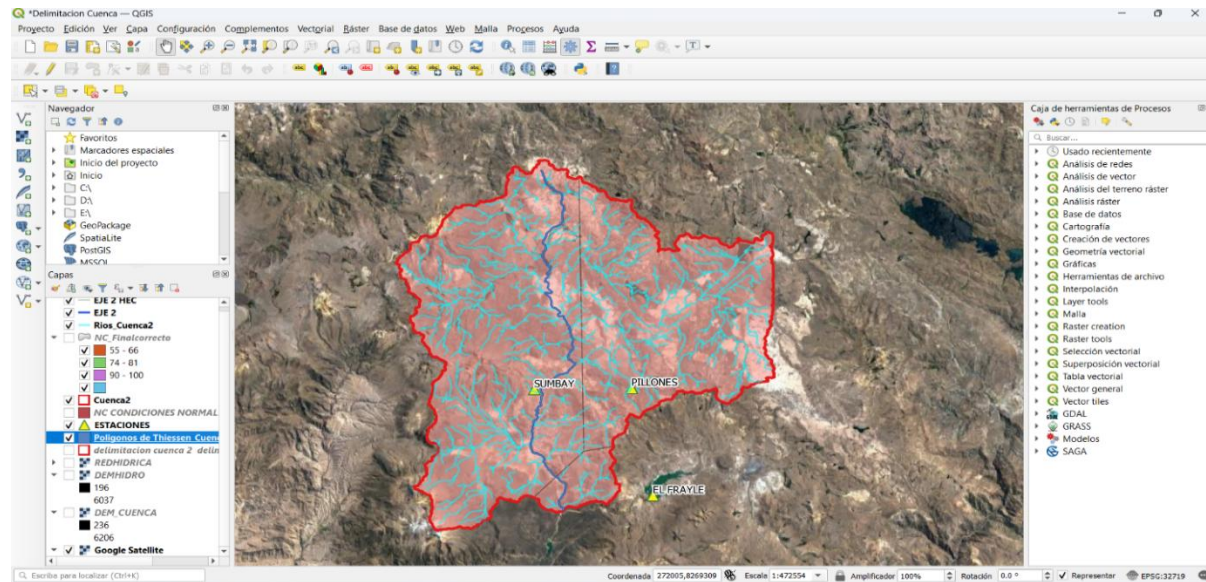
$$Q_P = 0.607(200'000,000^{0.295} 50^{1.24})$$

$$Q_P = 21,813.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.22. Resumen de estudio hidrológico de la cuenca adyacente aportante

Figura 64

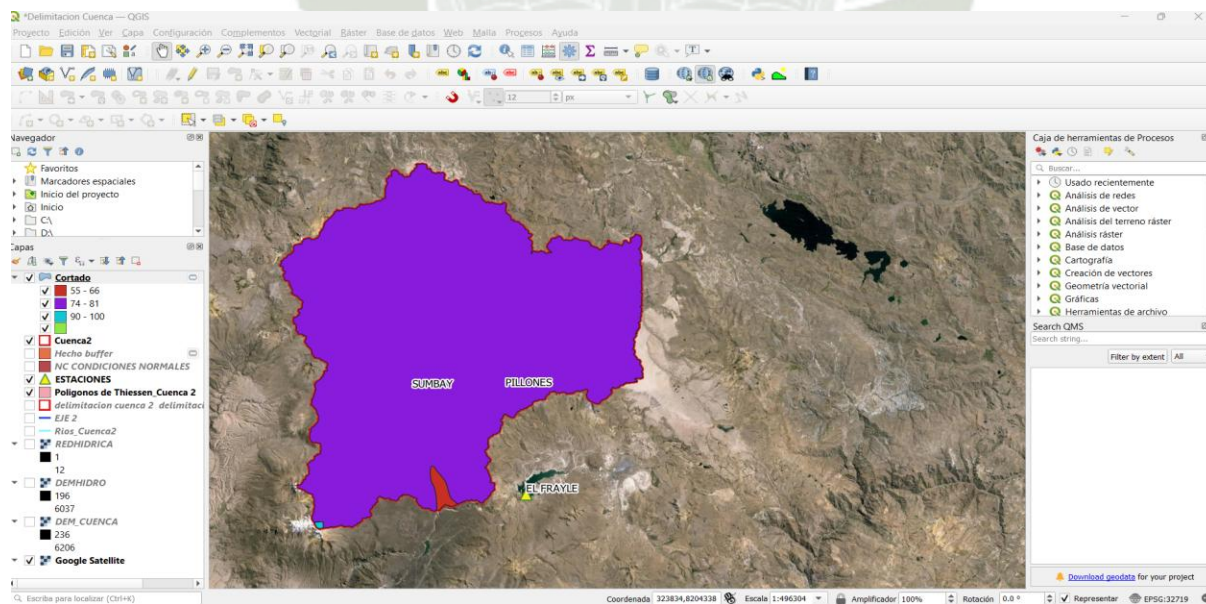
Delimitación de la cuenca hidrográfica adyacente



Nota. Elaboración propia

Figura 65

Clasificación del suelo



Nota. Elaboración propia

Tabla 54

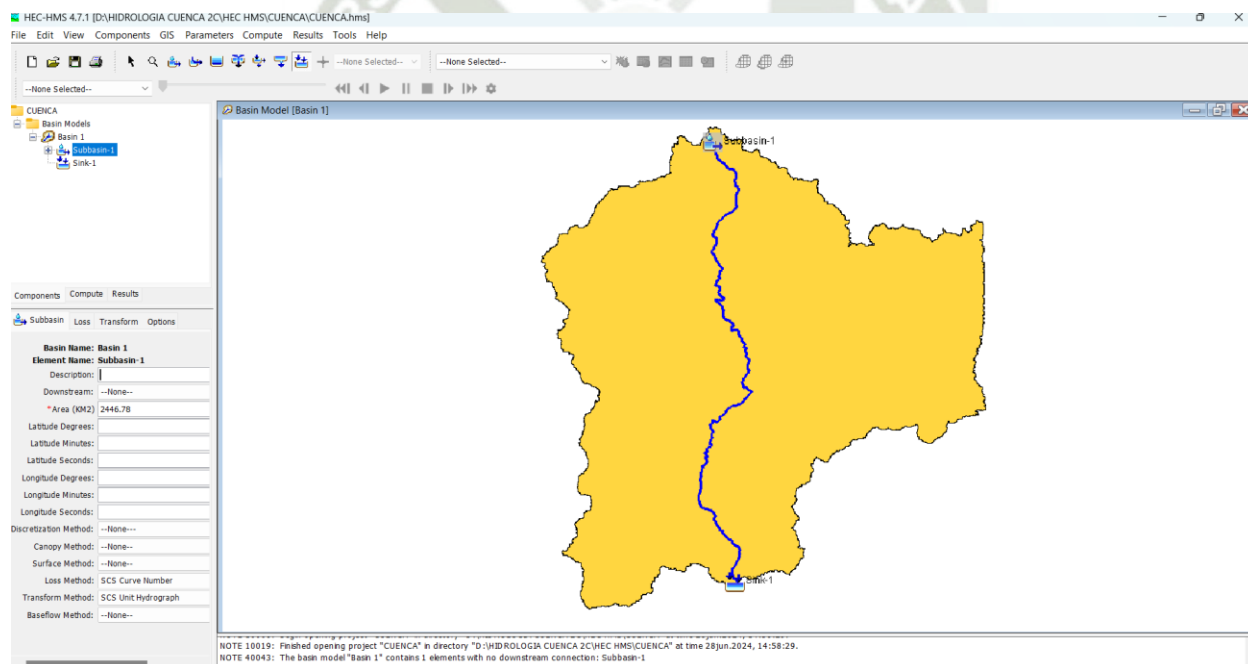
Obtención del Número de Curva

ITEM	Área (km ²)	Rangos		Prom. Rangos	NC de diseño
1	2429.98	74	81	77.50	188323.45
2	1.45	90	100	95.00	137.75
3	15.74	55	66	60.50	953.27
Área total	2446.78			Suma.Ncde Diseño	189413.47
NC FRAYLE				77.40	

Nota. Elaboración propia

Figura 66

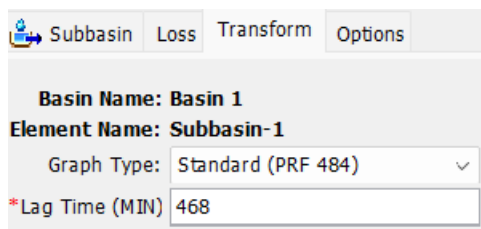
Ingreso de la Cuenca adyacente delimitada al HEC-HMS



Nota. Elaboración propia

Figura 67

Lag Time



Subbasin Loss Transform Options

Basin Name: Basin 1
Element Name: Subbasin-1
Graph Type: Standard (PRF 484) v
*Lag Time (MIN) 468

Nota. Elaboración propia

Como resultado final del estudio hidrológico, se obtienen los caudales máximos para cada periodo de retorno, como se observa en la Tabla 52:

Tabla 55

Caudales máximos por HEC-HMS

Periodo de Retorno	Caudal Máximo
TR (años)	(m ³ /s)
100	2065.10
200	2635.30
500	3499.00
1000	4292.90

Nota. Elaboración propia

6. Modelamiento Hidráulico

6.1. Área de Estudio

Según la Autoridad Nacional del Agua (2011), la presa El Frayle se encuentra ubicada a 78 kilómetros de la ciudad de Arequipa y posee una capacidad de almacenamiento de diseño de 200 millones de metros cúbicos de agua, los cuales son utilizados para el riego de las pampas de La Joya.

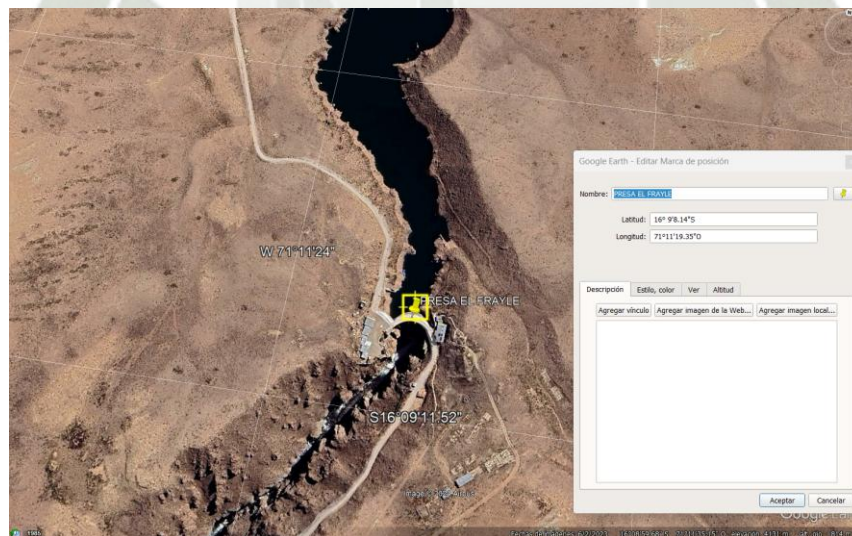
De acuerdo con el software Google Earth Pro, la presa El Frayle se encuentra localizada en las siguientes coordenadas geográficas:"

Latitud: 16° 9'8.14"S

Longitud: 71°11'19.35"O

Figura 68

Coordenadas geográficas de la Presa El Frayle en Google Earth Pro.



Nota. Elaboración propia

6.1.1. Ubicación Política

Región: Arequipa

Provincia: Arequipa

Distrito: San Juan de Tarucani

(MINAGRI, et al, 2013)

6.2. Modelamiento Hidráulico Bidimensional

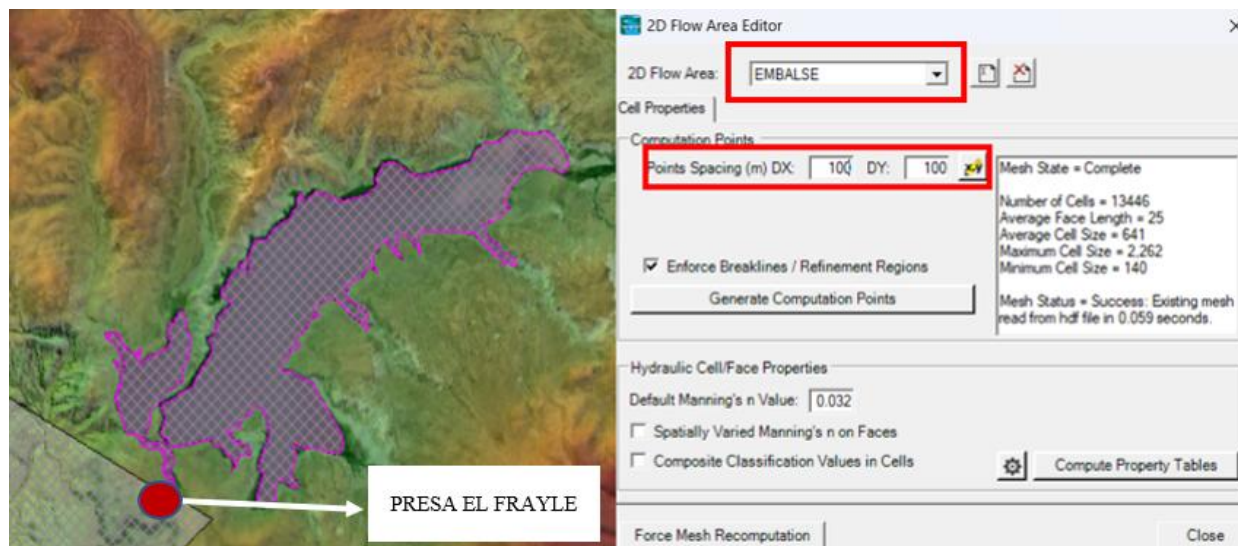
6.2.1. Representación espacial

6.2.1.1. Modelamiento en HEC-RAS

Antes de iniciar con el modelado, es importante mencionar que en el presente estudio se utilizó el software HEC-RAS v.6.4.1 para la simulación. Para comenzar el proceso de modelado, se requirió un Modelo Digital de Elevación (MDE) y datos de ubicación, los cuales se obtuvieron de una plataforma satelital en línea debido a la falta de información topográfica detallada. A continuación, se realizó una mejora del terreno utilizando las herramientas de RAS Mapper, tanto para el embalse de la presa El Frayle como para el cauce del río aguas abajo hasta la presa de Aguada Blanca, dado que los modelos digitales disponibles en línea suelen presentar errores de altimetría. Posteriormente, se delimitó la zona a modelar y se procedió a crear una malla de 100x100 metros tanto para el embalse (ver Figura 69) como para el área aguas abajo, según se detalla en la Figura 70.

Figura 69

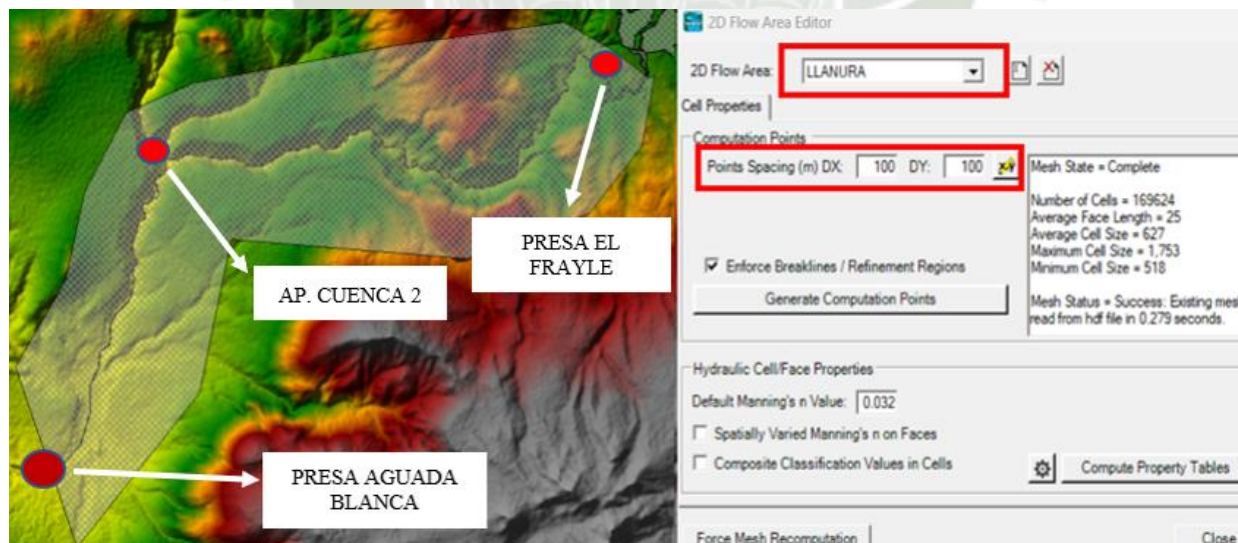
Terrain mejorado y selección de malla para el Embalse El Frayle



Nota. Imagen extraída de HEC-RAS v.6.4.1.

Figura 70

Terrain mejorado y selección de malla para el cauce rio aguas abajo



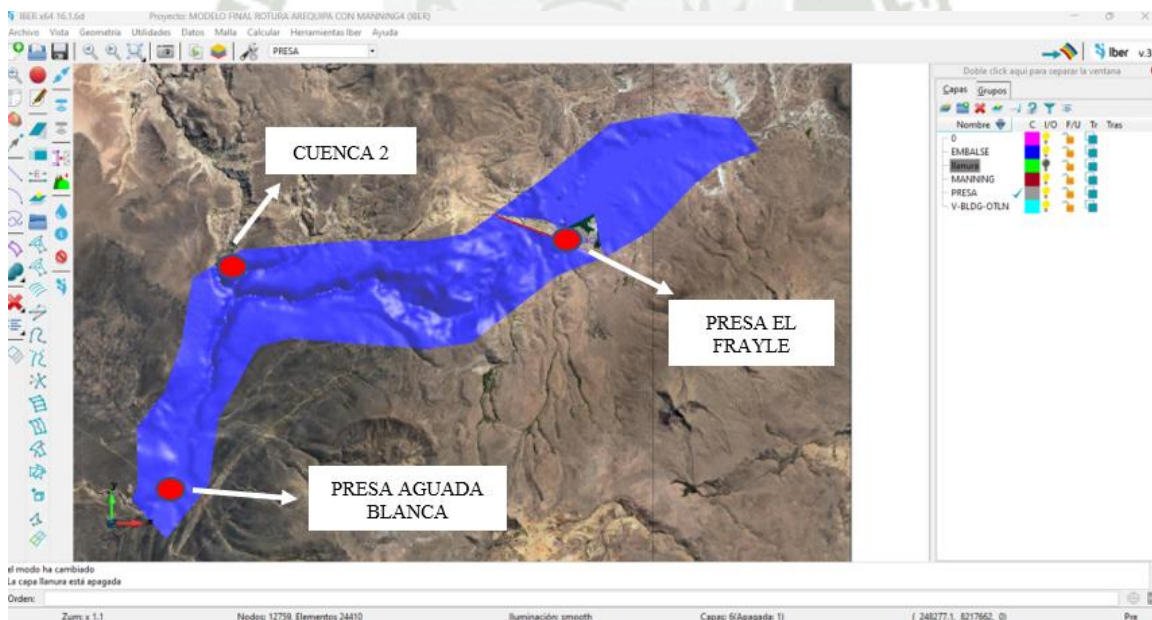
Nota. Imagen extraída de HEC-RAS v.6.4.1.

6.2.1.2. Modelamiento en IBER

En vista de que el área de estudio es muy extensa, se implementaron técnicas computacionales en el software a modelar para garantizar una simulación adecuada. El modelado de estudio se llevó a cabo utilizando el software IBER v.3.3.1. En primer lugar, se trazaron polígonos cerrados dentro del perímetro a modelar, seguido de la creación de superficies. Posteriormente, se importó el terreno mejorado del HEC-RAS en formato TXT, como se muestra en la Figura 71, lo que permitió realizar la modelación en una topografía uniforme. Para la creación de la malla, se utilizó una malla no estructurada con celdas de 100x100 metros, según se ilustra en la Figura 72.

Figura 71

DEM importado a IBER



Nota. Imagen extraída de IBER v.3.3.1.

Figura 72

Creación de Malla No Estructurada 100x100



Nota. Imagen extraída de IBER v.3.3.1.

6.2.2. *Condiciones de Contorno y Condiciones Iniciales*

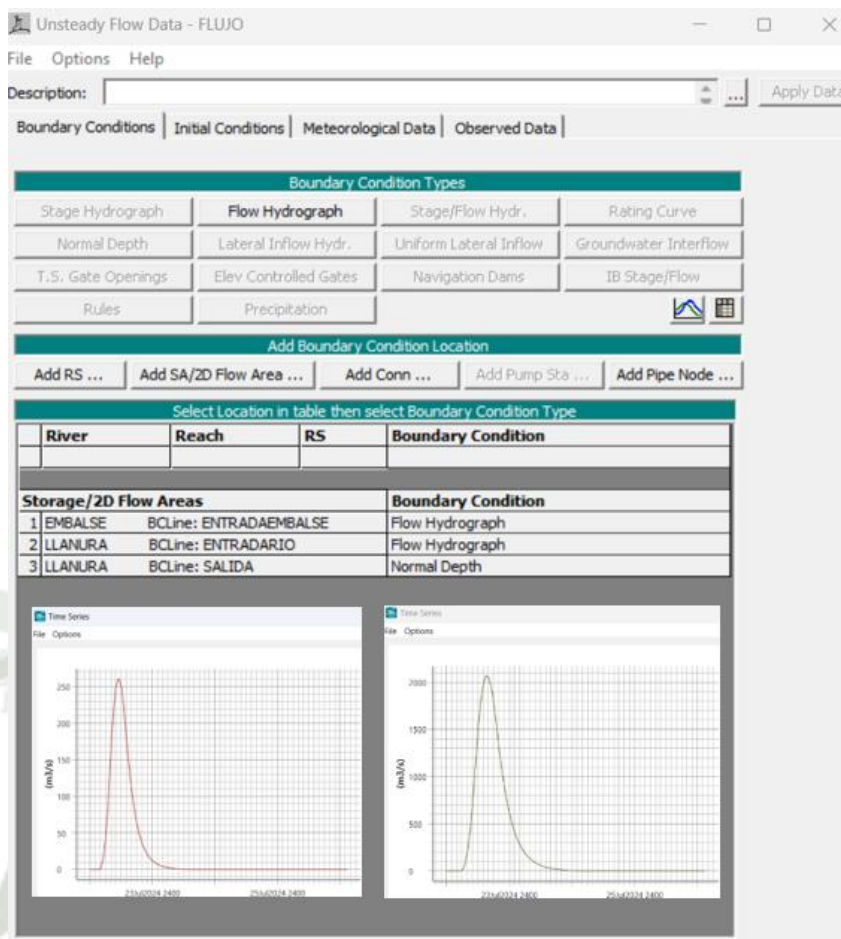
6.2.2.1. **Modelo Hidráulico en HEC-RAS**

6.2.2.1.1. *Flujo Newtoniano*

Con los Hidrogramas de diseño obtenidos en el ítem 5.21.1.3. y 5.22 para los diferentes periodos de Retorno de los puntos de control: Embalse de El Frayle y de la Cuenca 2 respectivamente se genera las condiciones de contorno, siendo estos datos introducidos al HEC-RAS como se muestra en la Figura 73.

Figura 73

Configuración de las Condiciones de contorno en HEC-RAS



Nota. Imagen extraída de HEC-RAS v.6.4.1.

Para determinar la Condición Inicial del modelado, se debe indicar en el HEC-RAS la cota de agua preliminar del Embalse El Frayle el cual es la altura con el cual va a iniciar la simulación. Debido a la falta de una batimetría en el informe técnico de AUTODEMA se procedió a realizar un cálculo empírico que permitirá determinar la altura de agua con respecto a un volumen de este, para ello primero se calculó el área del Embalse en el software QGIS dando como resultado según lo descrito en la Tabla 56:

Tabla 56

Datos del Embalse El Frayle

Descripción	Área (km ²)	Perímetro (km)
Embalse El Frayle	8.62	35.39

Nota. Elaboración propia

Según el reporte de AUTODEMA del 19 de marzo de 2024, para esa fecha el volumen de agua en el embalse alcanzó 147.46 millones de metros cúbicos (MM³) debido a precipitaciones elevadas, superando así el volumen máximo permitido de 127 MM³ (El Pueblo, 2024). Para calcular la altura promedio del embalse, se considerará el caso crítico correspondiente al año 2024. Esta altura se determinará utilizando la siguiente fórmula geométrica:

$$V = Axh$$

$$h = \frac{V}{A}$$

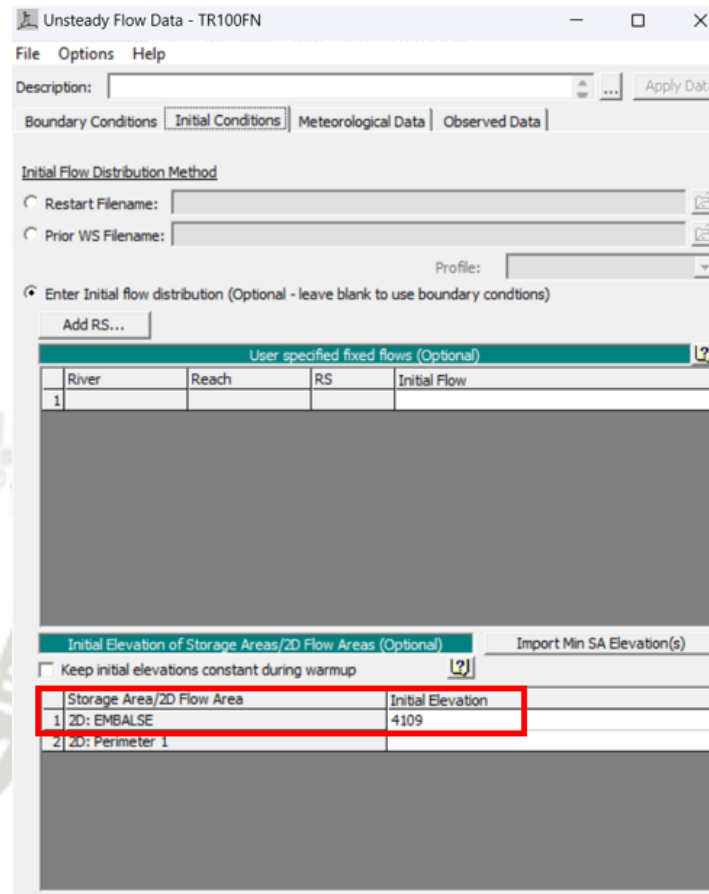
$$h = \frac{147,000,000.00 \text{ m}^3}{8,620,000.00 \text{ m}^2}$$

$$h = 17.05 \text{ m}$$

Según la topografía del terreno en el HECRAS indica que la cota mínima del Embalse está a 4091.95 m.s.n.m. a ello se le sumó la altura de 17.05 m resultando como cota de nivel de agua inicial del Embalse a 4109 m.s.n.m. como se demuestra en la Figura 74

Figura 74

Cota de elevación inicial de agua en el Embalse.



6.2.2.1.2. *Flujo No Newtoniano*

Dado que no se han registrado eventos en los que el fluido de la presa de estudio se haya comportado como un fluido no newtoniano, se optó por considerar un evento de flujo hiperconcentrado. Para ello, se seleccionó el Modelo Bingham, debido a la falta de datos de estudios de mecánica de suelos proporcionados por la entidad AUTODEMA. Además, el acceso a la zona es riesgoso debido a las pendientes pronunciadas del cañón, lo que dificulta la realización de calicatas para estudios adicionales.

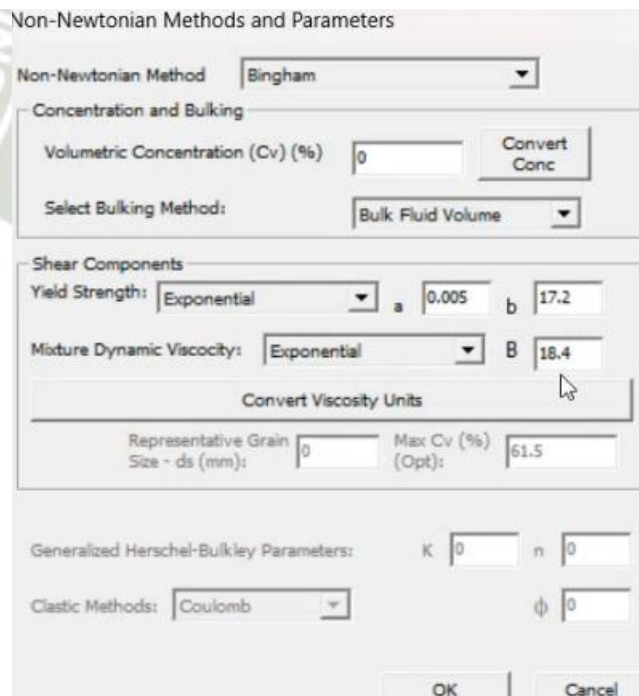
El volumen de concentración (CV) se establecerá en un 35%, basándose en la metodología de calibración descrita por Gibson y Sánchez (2020). Esta calibración considera eventos previos, informes, imágenes LIDAR antes y después del evento. Dado que no se han registrado eventos similares, se ha optado por un valor mínimo de 35%.

En la opción 'Yield Strength' (Límite Elástico), se activa la opción 'Exponencial', dado que se está modelando un flujo hiperconcentrado. Para este modelo, los valores de a y b se establecen en 0.005 y 17.2, respectivamente, según lo detallado en la Tabla 4.

En la opción 'Mixture Dynamic Viscosity' (Viscosidad Dinámica), se selecciona la opción 'Exponential'. Según la Tabla 5, para un suelo típico, el valor numérico de B es 18.4

Figura 75

Configuración de Fluido No Newtoniano en HECRAS



Non-Newtonian Methods and Parameters

Non-Newtonian Method: Bingham

Concentration and Bulking

Volumetric Concentration (Cv) (%): 0

Select Bulking Method: Bulk Fluid Volume

Shear Components

Yield Strength: Exponential a: 0.005 b: 17.2

Mixture Dynamic Viscosity: Exponential B: 18.4

Representative Grain Size - ds (mm): 0 Max Cv (%) (Opt): 61.5

Generalized Herschel-Bulkley Parameters: K: 0 n: 0

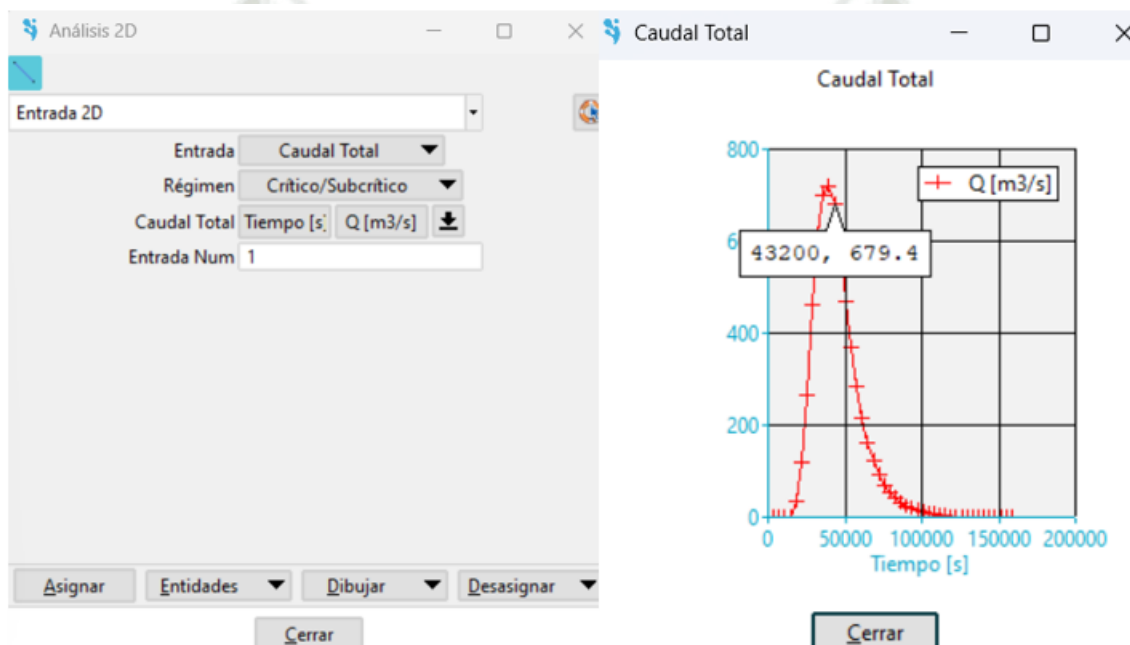
Clastic Methods: Coulomb ϕ : 0

6.2.2.2. Modelo Hidráulico en IBER

Se ingresa al menú de opciones en Datos > Hidrodinámica > Condiciones de Contorno, es ahí donde se realiza el ingreso de los hidrogramas de la Cuenca El Frayle y de la Cuenca 2 (Figuras 76, 77 y 78).

Figura 76

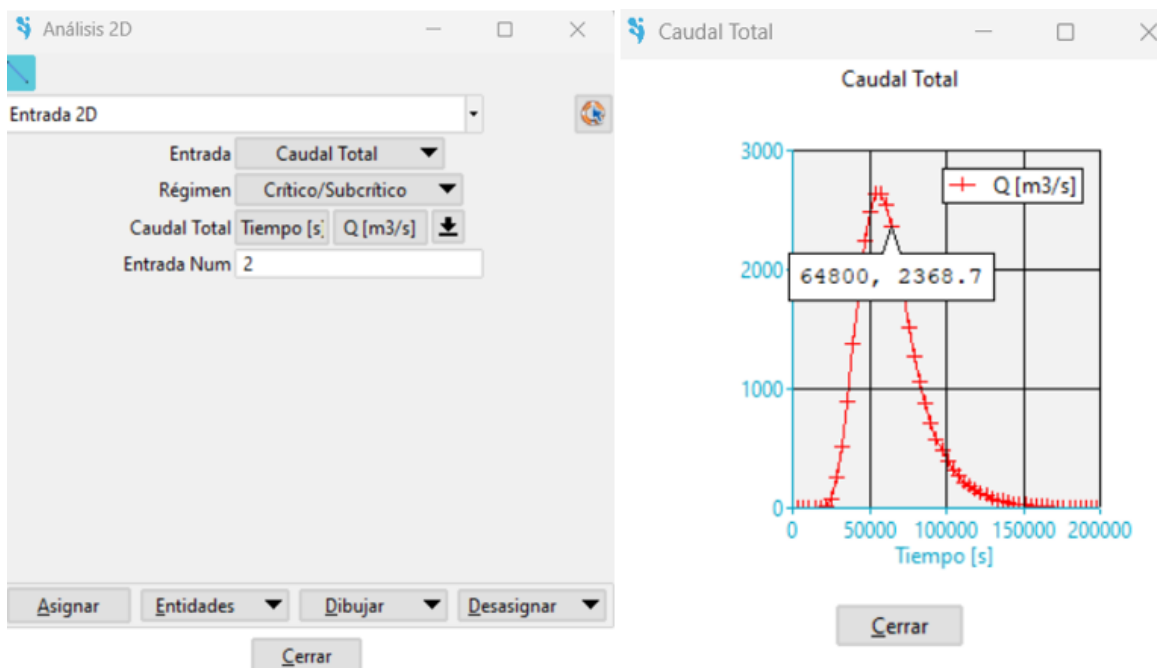
Condición de Contorno – Hidrograma Embalse Frayle



Nota. Imagen extraída de IBER v.3.3.1.

Figura 77

Condición de Contorno – Hidrograma Cuenca 2

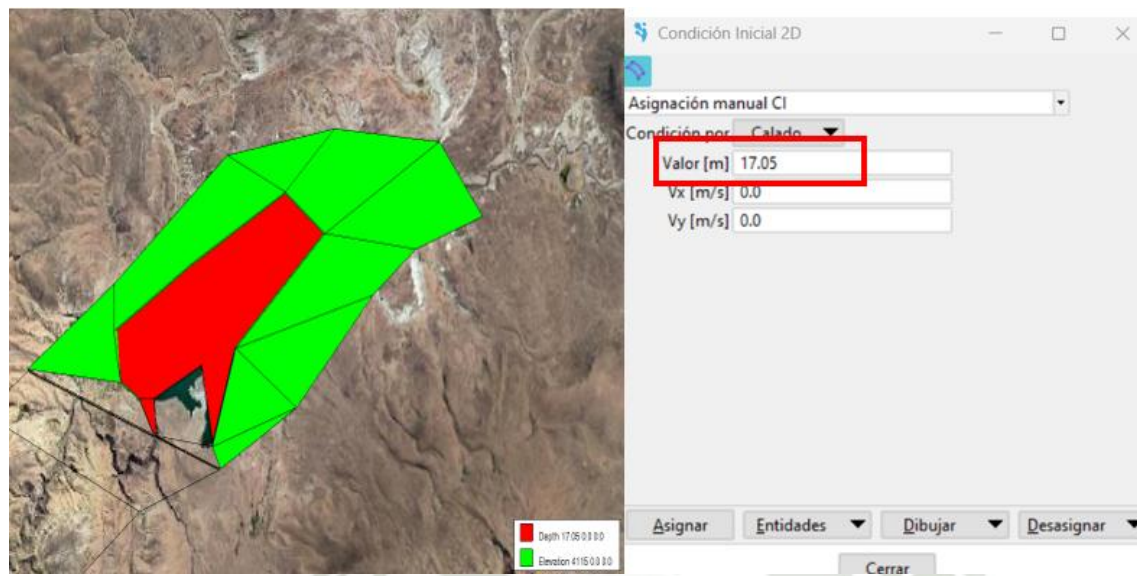


Nota. Imagen extraída de IBER v.3.3.1.

Luego, se ingresa a la opción Datos > Hidrodinámica > Condiciones Iniciales y se indica al programa la altura inicial del embalse que es dato del ítem 7.2.2.1.1.

Figura 78

Asignación de altura del nivel de agua en el Embalse



Nota. Imagen extraída de IBER v.3.3.1.

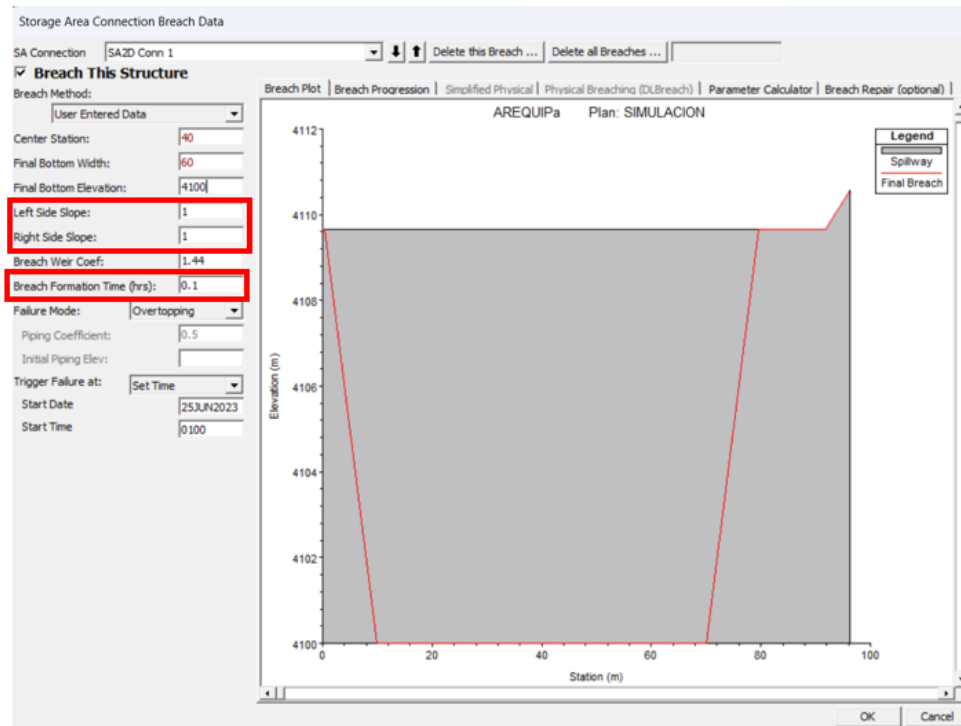
6.2.3. Determinación de Brecha y Tiempo de Rotura

6.2.3.1. Modelo Hidráulico en HEC-RAS

Para la programación de la brecha de rotura, se está determinando que es de forma trapezoidal y es de tipo overtopping (sobrevvertido). El tiempo de rotura de la represa es de 0.1 hrs y se produce el mismo día de inicio de la simulación.

Figura 79

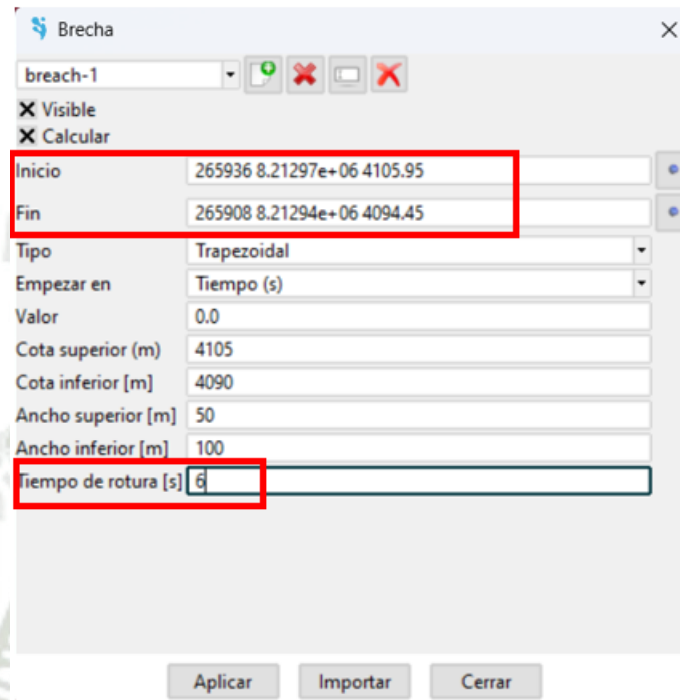
Programación de Brecha y Tiempo de Rotura.



Nota. Imagen extraída de HEC-RAS v.6.4.1.

6.2.3.2. Modelo Hidráulico en IBER

Primero se determinó que la brecha es de tipo Trapezoidal, en el software se indicó el punto de inicio, punto fin, cota superior e inferior de la brecha. El tiempo de rotura es de 0.1hrs = 6 segundos.

Figura 80*Programación de Brecha y Tiempo de Rotura*

Parámetro	Valor
breach-1	
Inicio	265936 8.21297e+06 4105.95
Fin	265908 8.21294e+06 4094.45
Tipo	Trapezoidal
Empezar en	Tiempo (s)
Valor	0.0
Cota superior (m)	4105
Cota inferior (m)	4090
Ancho superior [m]	50
Ancho inferior [m]	100
Tiempo de rotura [s]	6

Nota. Imagen extraída de IBER v.3.3.1.

6.2.4. Asignación de número de Manning

Para definir el número de Manning y asignarlo al programa, se consideró el valor dado por Máximo Villón que para este tipo de suelo del cauce del río es de 0,032.

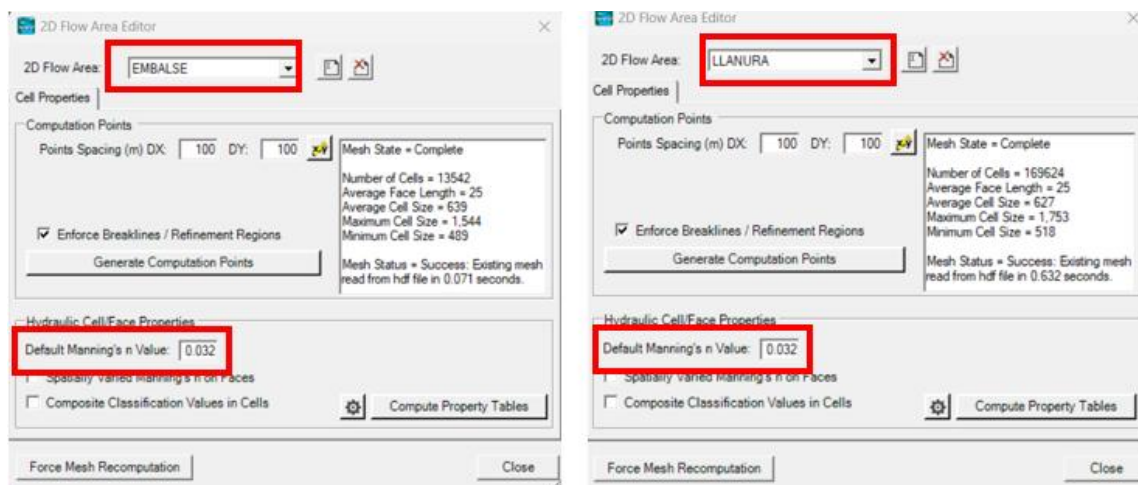
En este caso, al tratarse de un solo tramo con características similares y de similitud a un río, se asignó un coeficiente “n” de Manning de **0.032**.

6.2.4.1. Asignación del Número de Manning en HEC-RAS

En la ventana de RassMapper y en la opción de Edit 2D Area Properties se introduce al programa el Numero de Manning tanto para el embalse y a la zona de aguas abajo, como se muestra en la Figura 81.

Figura 81

Asignación del Número de Manning en HEC-RAS

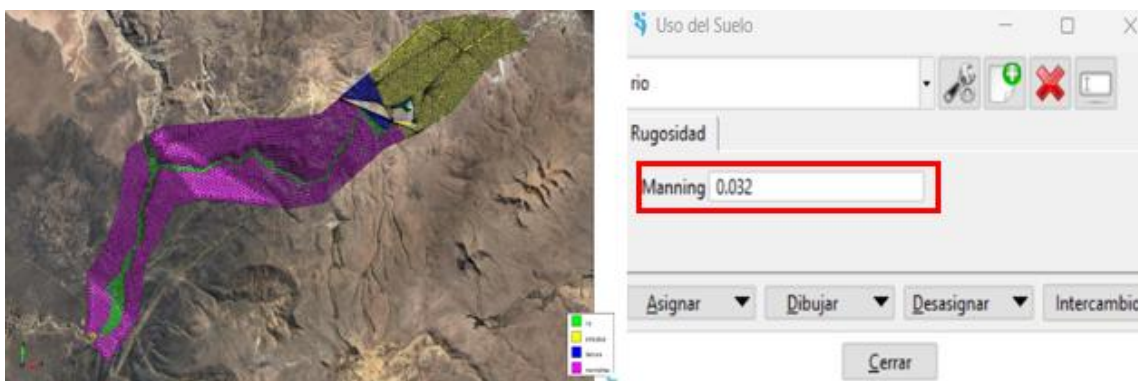


Nota. Imagen extraída de HEC-RAS v.6.4.1.

6.2.4.2. Asignación del Número de Manning en IBER

Figura 82

Asignación del Número de Manning en IBER



Nota. Imagen extraída de IBER v.3.3.1.

Para asignar el número de Manning primero se importó un archivo TXT con el valor de 0.032 para cauce del flujo aguas abajo, tal como se indica en la Figura 82.

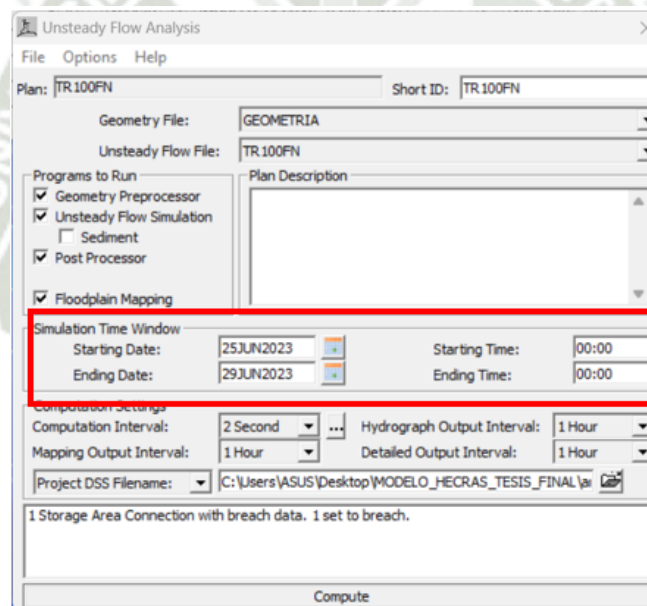
6.2.5. *Parámetros de Simulación*

6.2.5.1. **Modelo Hidráulico en HEC-RAS**

En la opción Unsteady Flow Analysis se introdujeron los parámetros para la simulación, el tiempo de simulación se determinó para 5 días según como se puede evidenciar en la Figura 83.

Figura 83

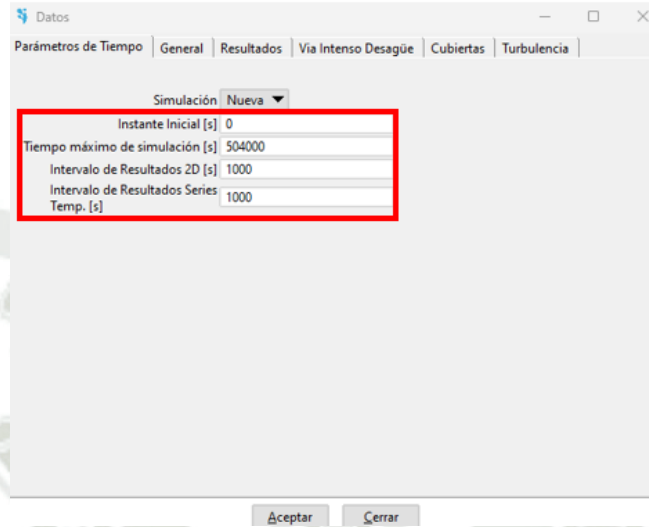
Parámetros de simulación en HEC-RAS



Nota. Imagen extraída de HEC-RAS v.6.4.1.

6.2.5.2. **Modelo Hidráulico en IBER**

De la misma forma en el IBER se introdujo el tiempo de simulación de 5 días equivalente a 504,000 segundos con un intervalo de resultados de 1,000 segundos.

Figura 84*Parámetros de simulación en IBER*

Nota. Imagen extraída de IBER v.3.3.1.

6.3. Resultados

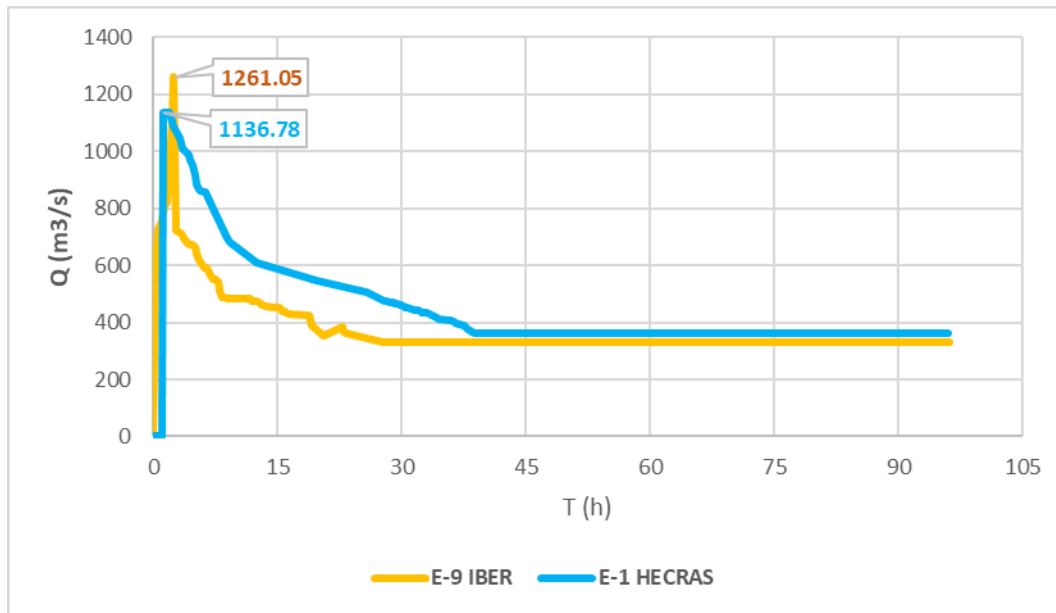
Los resultados obtenidos a partir del modelado hidráulico con los softwares IBER y HEC-RAS serán comparados para su respectivo análisis. La comparación se llevará a cabo considerando los principales parámetros hidráulicos, como la velocidad del flujo, la profundidad del agua, el comportamiento de las corrientes y los hidrogramas generados. Además, se evaluarán las diferencias en la representación gráfica de los resultados, así como la capacidad de cada software para simular las condiciones del sistema bajo estudio

6.3.1. Parámetros de Simulación**6.3.1.1. Hidrogramas de rotura en la Presa El Frayle**

A. Para el E-1 vs E-9, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 85 según la simulación realizada con cada software.

Figura 85

Hidrogramas de rotura Presa El Frayle TR=100 años Flujo Newtoniano

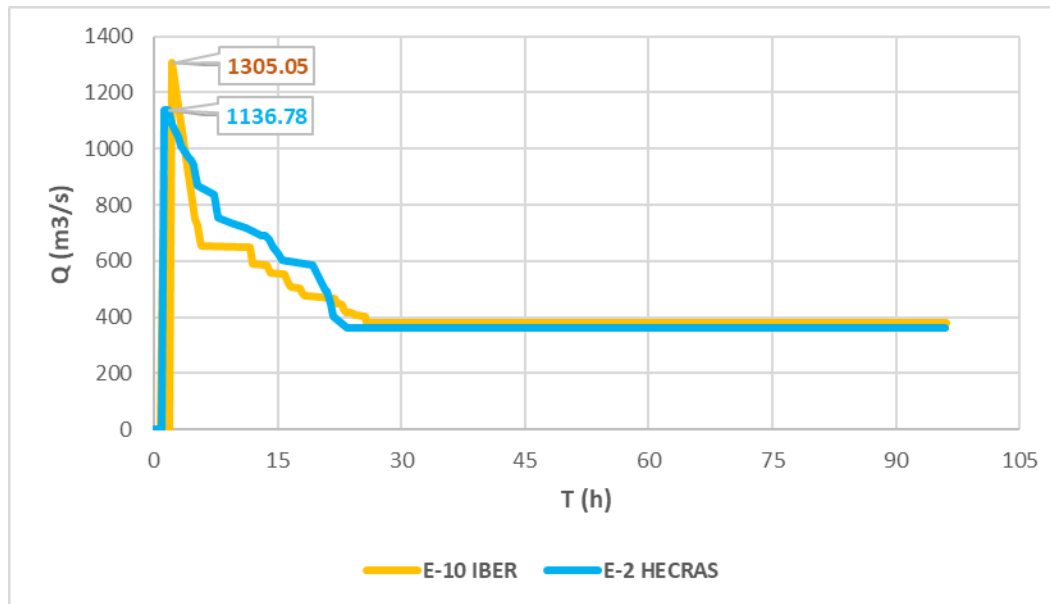


Nota. Elaboración propia

B. Para el E-2 vs E-10, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 86 según la simulación realizada con cada software.

Figura 86

Hidrogramas de rotura Presa El Frayle TR=1000 años Flujo Newtoniano

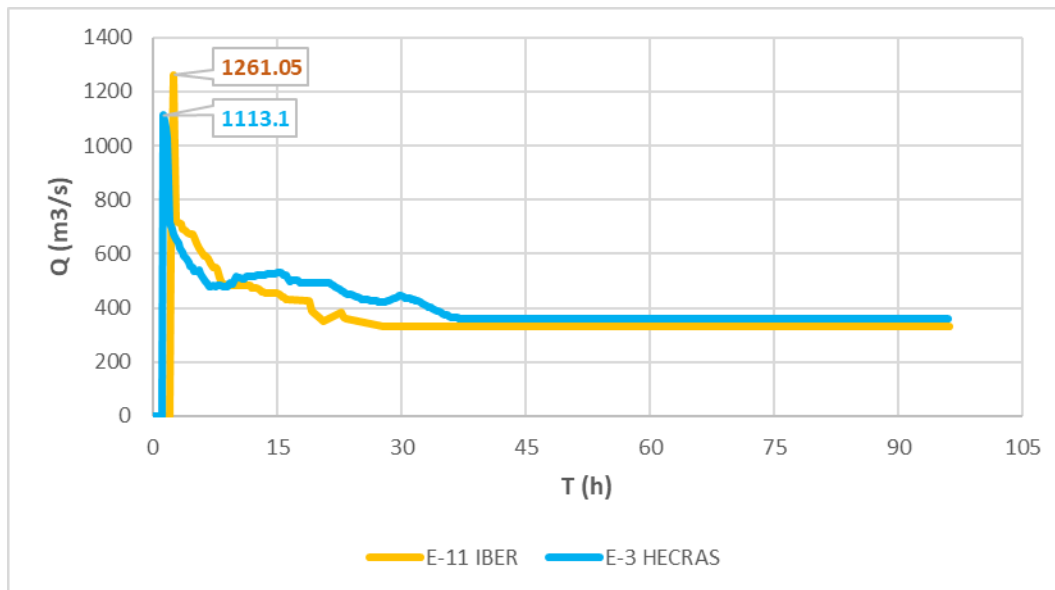


Nota. Elaboración propia

C. Para el E-3 vs E-11, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 87 según la simulación realizada con cada software.

Figura 87

Hidrogramas de rotura Presa El Frayle TR=100 años Flujo Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años

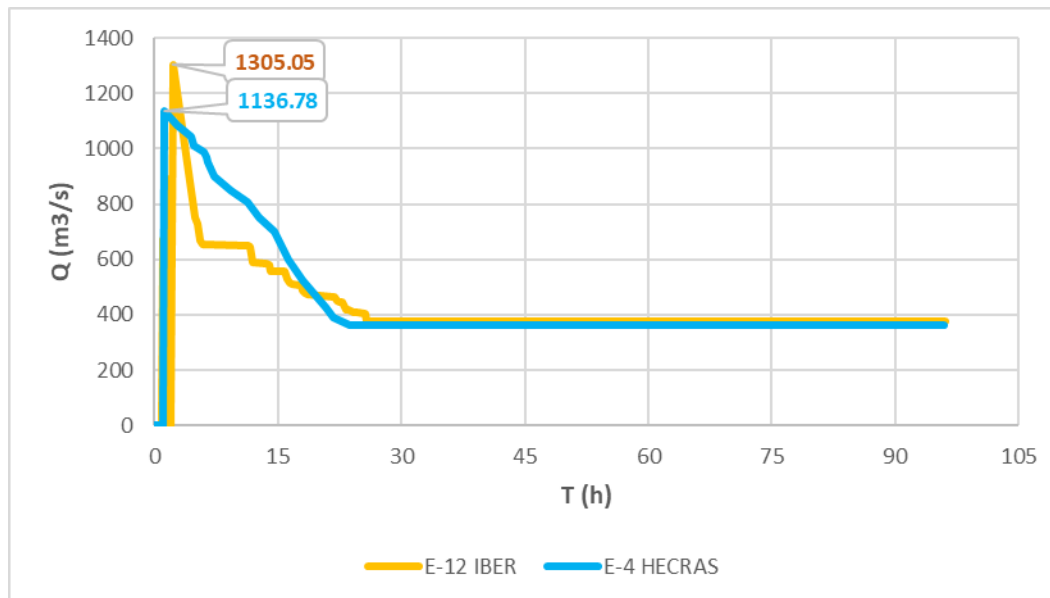


Nota. Elaboración propia

D. Para el E-4 vs E-12, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 88 según la simulación realizada con cada software.

Figura 88

Hidrogramas de rotura Presa El Frayle TR=1000 años Flujo Newtoniano – Cuenca 2 TR=1000 años

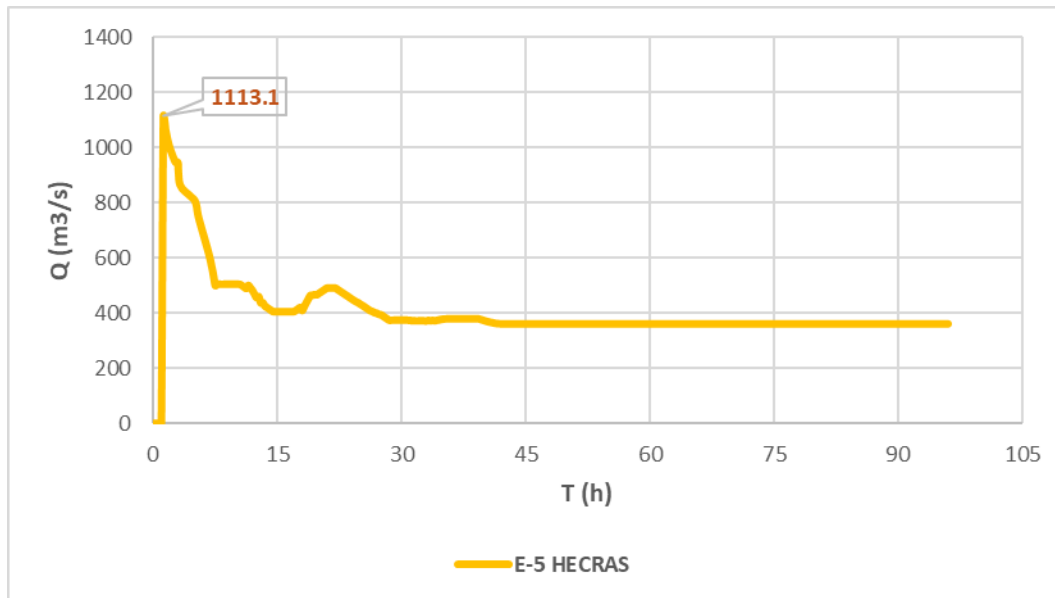


Nota. Elaboración propia.

E. Para el E-5, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 89 según la simulación realizada con cada software.

Figura 89

Hidrograma de rotura Presa El Frayle TR=100 años Flujo No Newtoniano

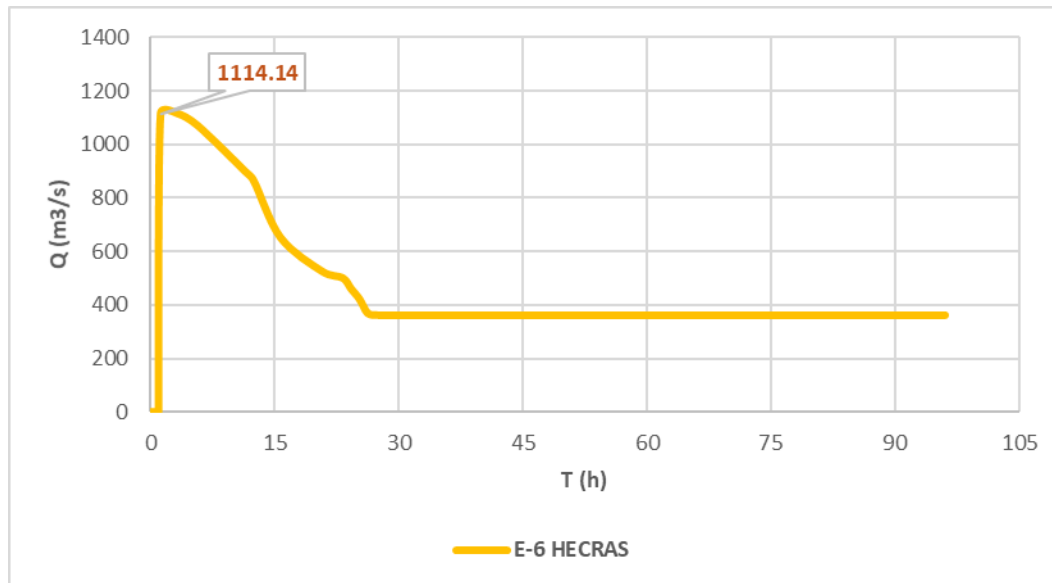


Nota. Elaboración propia.

F. Para el E-6, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 90 según la simulación realizada con cada software.

Figura 90

Hidrograma de rotura Presa El Frayle TR=1000 años Flujo No Newtoniano

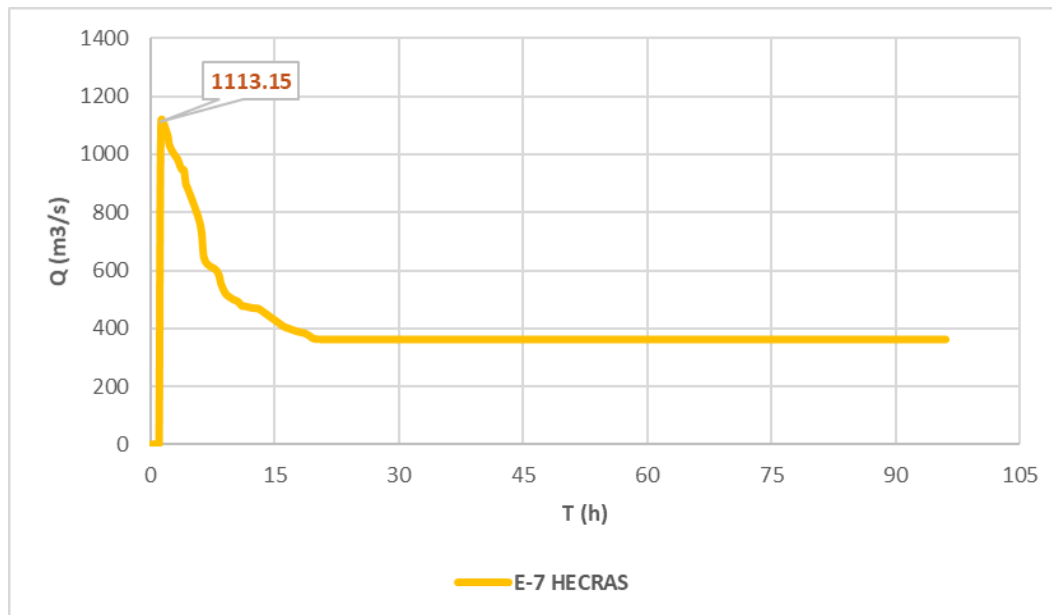


Nota. Elaboración propia.

G. Para el E-7, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 91 según la simulación realizada con cada software.

Figura 91

Hidrograma de rotura Presa El Frayle TR=100 años Flujo No Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años



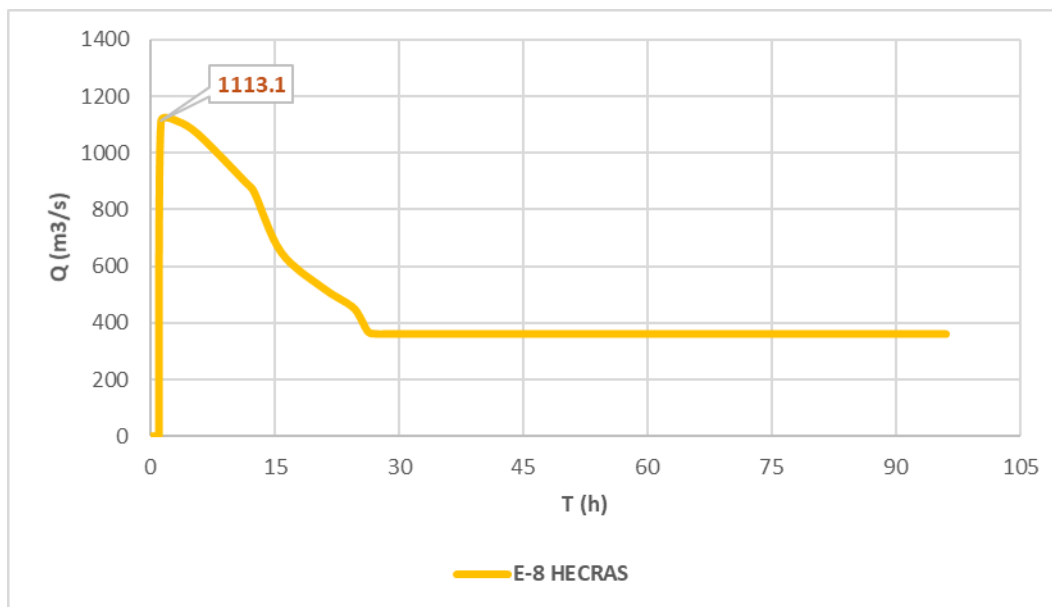
Nota. Elaboración propia.

H. Para el E-8, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 92 según la simulación realizada con cada software.

Figura 92

Hidrograma de rotura Presa El Frayle TR=1000 años Flujo No Newtoniano – Cuenca 2

TR=1000 años



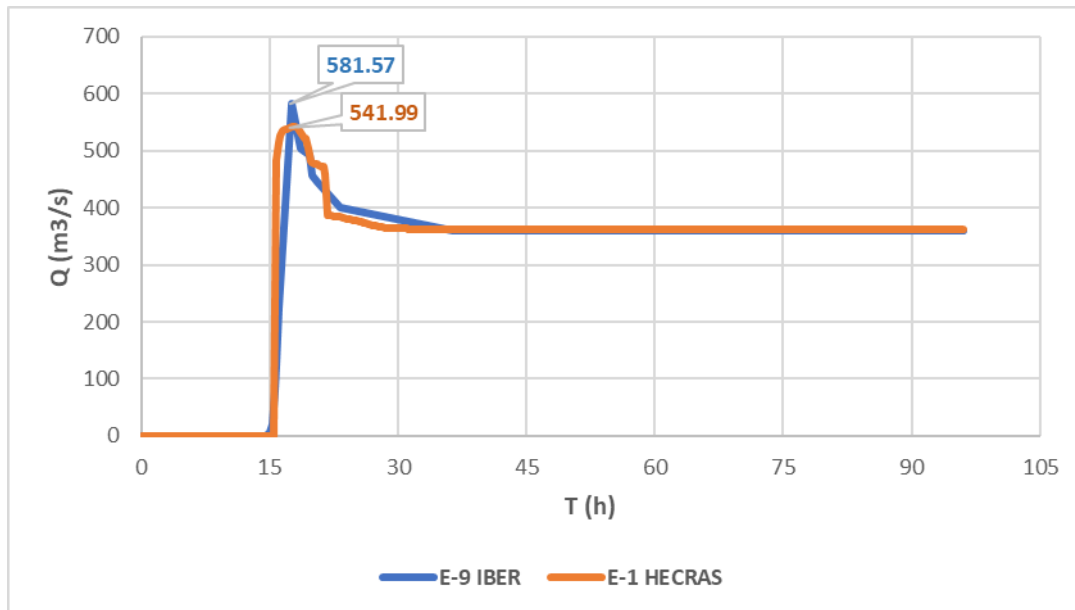
Nota. Elaboración propia.

6.3.1.2. Hidrogramas de llegada en la entrada del Embalse de Aguada Blanca

A. Para el E-1 vs E-9, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 93 según la simulación realizada con cada software.

Figura 93

Hidrograma de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=100 años Flujo Newtoniano

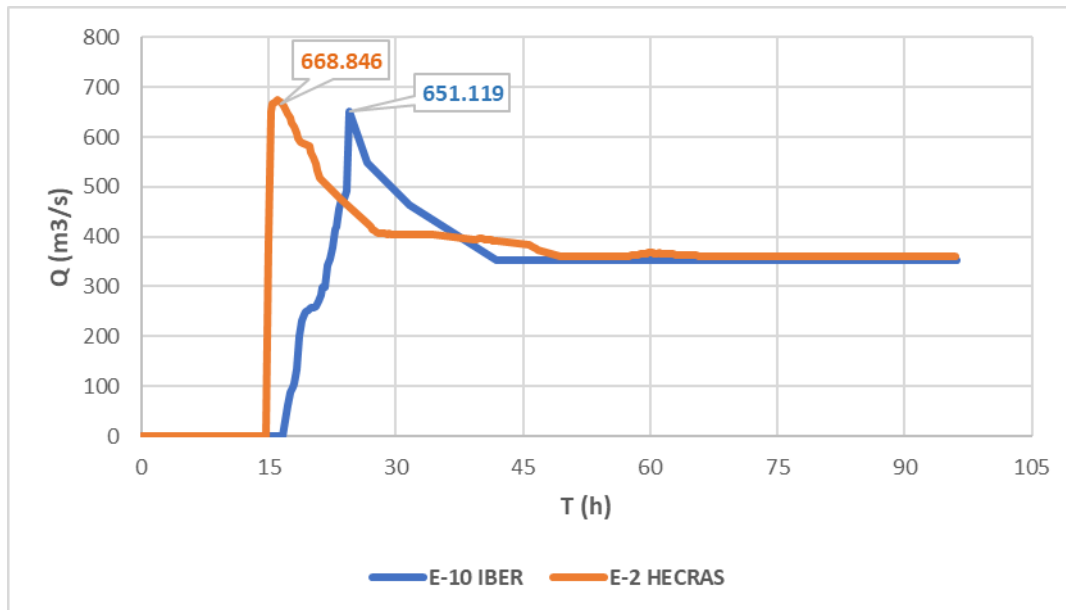


Nota. Elaboración propia.

- B.** Para el E-2 vs E-10, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 94 según la simulación realizada con cada software.

Figura 94

Hidrograma de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo Newtoniano

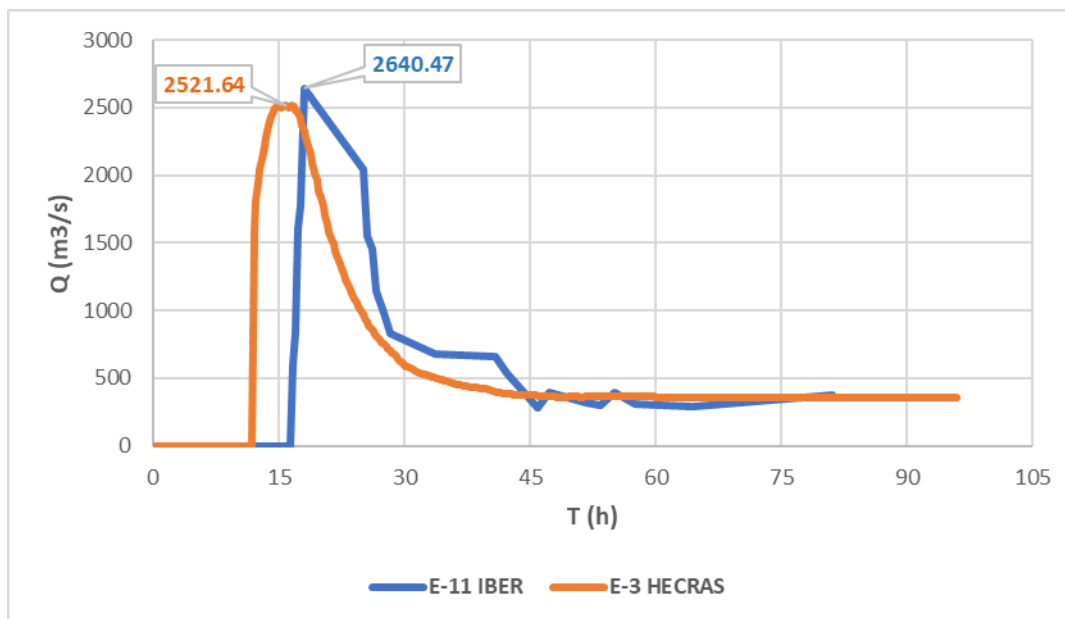


Nota. Elaboración propia.

- C. Para el E-3 vs E-11, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 95 según la simulación realizada con cada software.

Figura 95

*Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=100 años Flujo Newtoniano –
Cuenca 2 TR=100 años.*

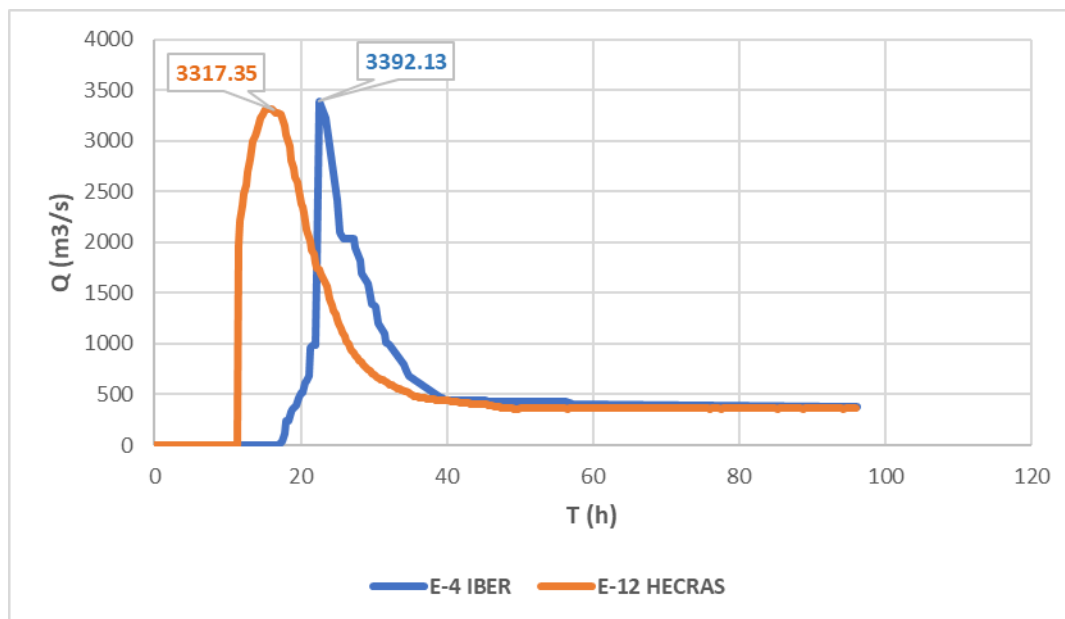


Nota. Elaboración propia.

- D.** Para el E-4 vs E-12, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 96 según la simulación realizada con cada software.

Figura 96

*Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo Newtoniano –
Cuenca 2 TR=1000 años.*

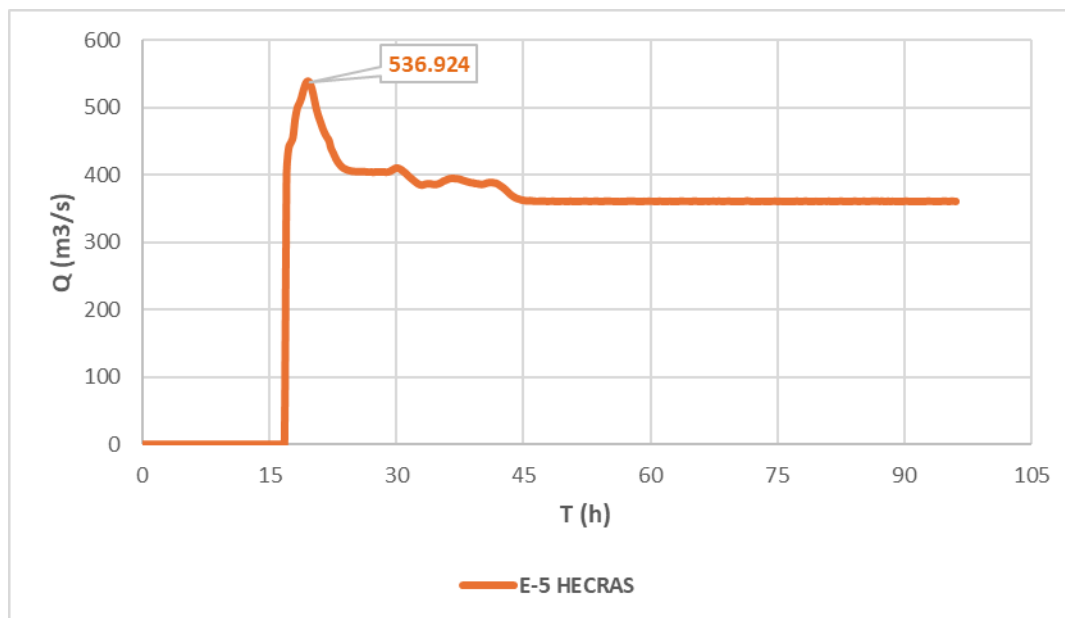


Nota. Elaboración propia.

E. Para el E-5, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 97 según la simulación realizada con cada software.

Figura 97

Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=100 años Flujo No Newtoniano

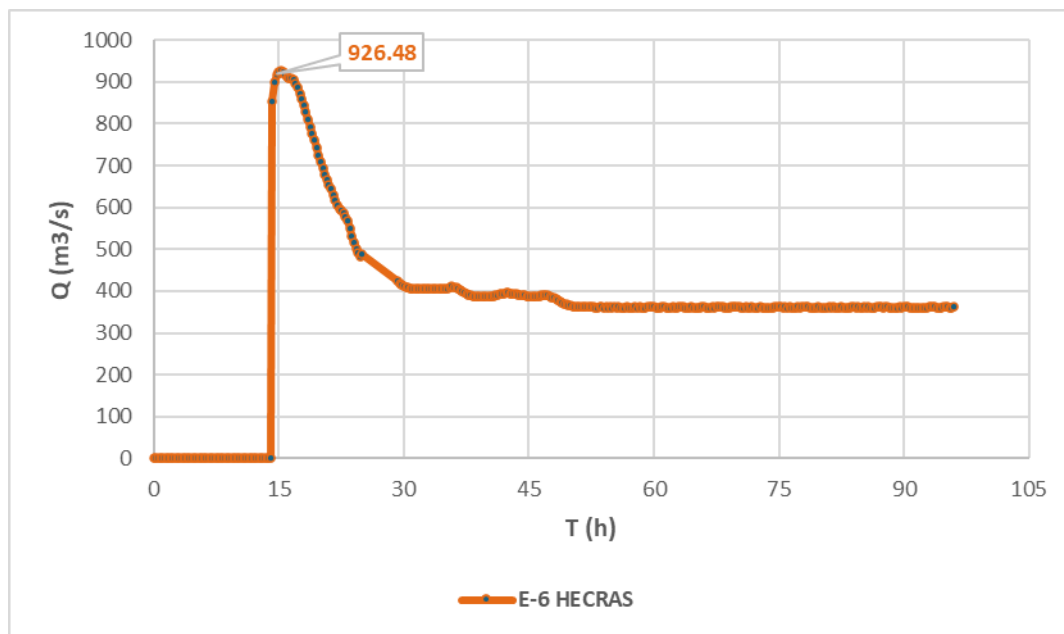


Nota. Elaboración propia.

F. Para el E-6, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 98 según la simulación realizada con cada software.

Figura 98

Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo No Newtoniano.

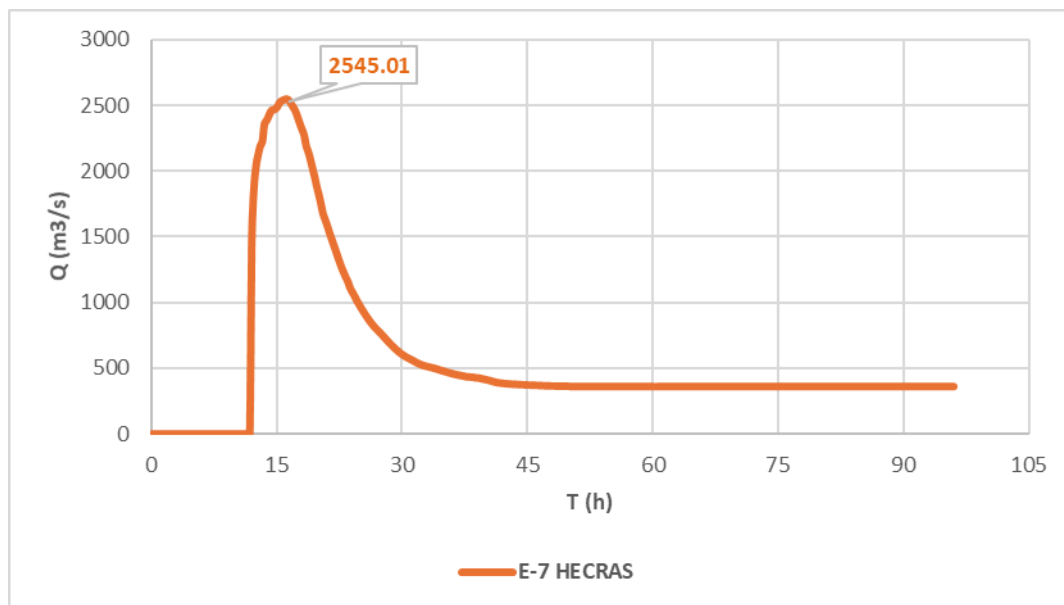


Nota. Elaboración propia.

G. Para el E-7, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 99 según la simulación realizada con cada software.

Figura 99

*Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=100 años Flujo No Newtoniano –
Cuenca 2 TR=100 años.*

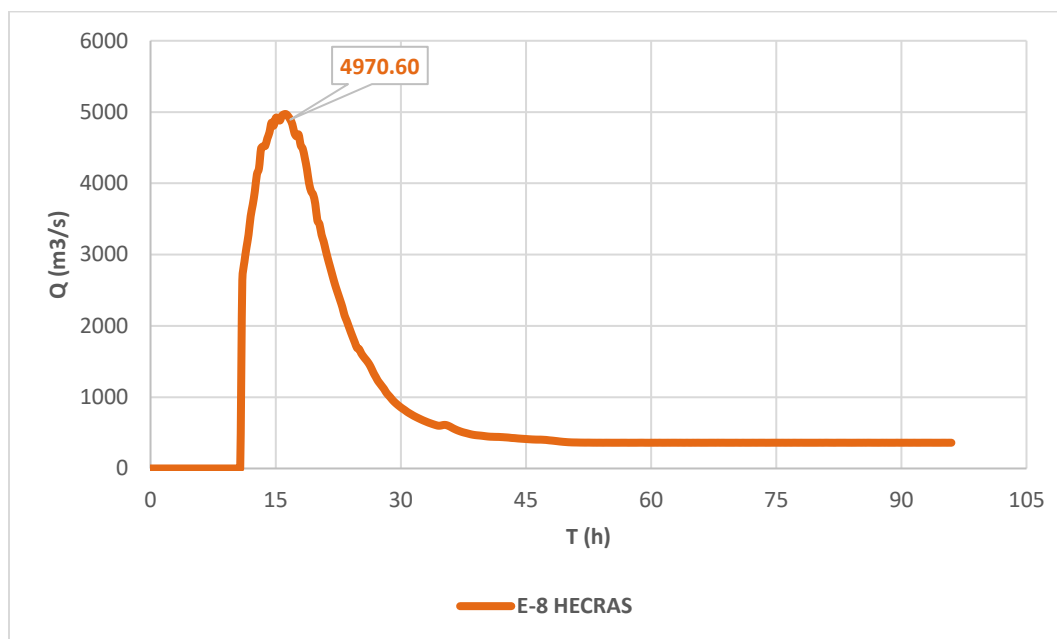


Nota. Elaboración propia.

H. Para el E-8, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 100 según la simulación realizada con cada software.

Figura 100

*Hidrogramas de llegada a Embalse de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo No Newtoniano –
Cuenca 2 TR=1000 años.*



Nota. Elaboración propia.

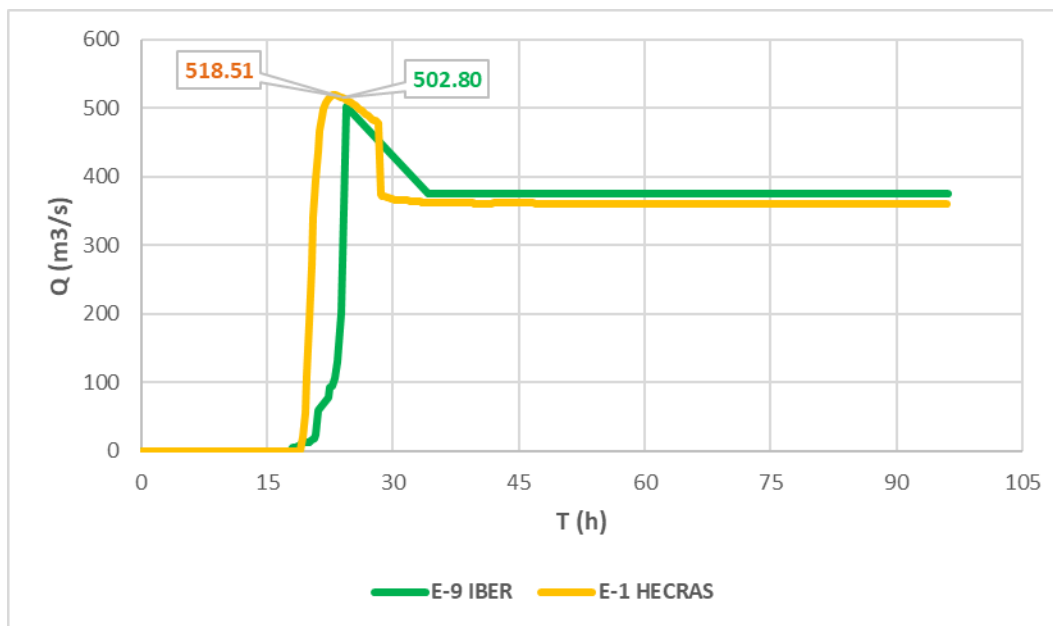
6.3.1.3. Hidrogramas de llegada Aguas Abajo en la Presa Aguada Blanca

A. Para el E-1 vs E-9, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 101 según la simulación realizada con cada software.

Figura 101

Hidrograma de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=100 años Flujo

Newtoniano



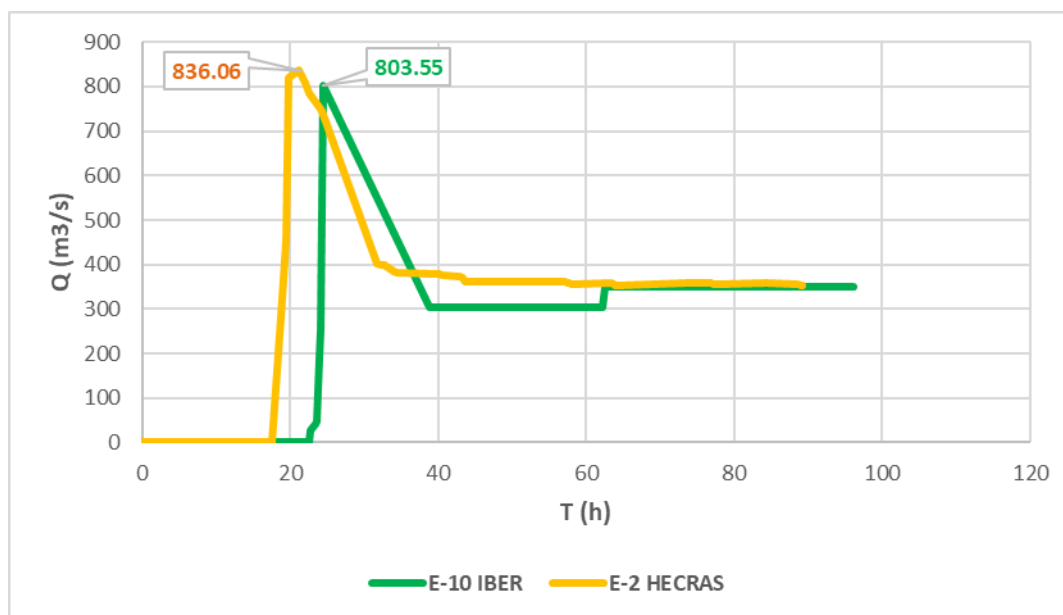
Nota. Elaboración propia.

- B.** Para el E-2 vs E-10, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 102 según la simulación realizada con cada software.

Figura 102

Hidrograma de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo

Newtoniano.



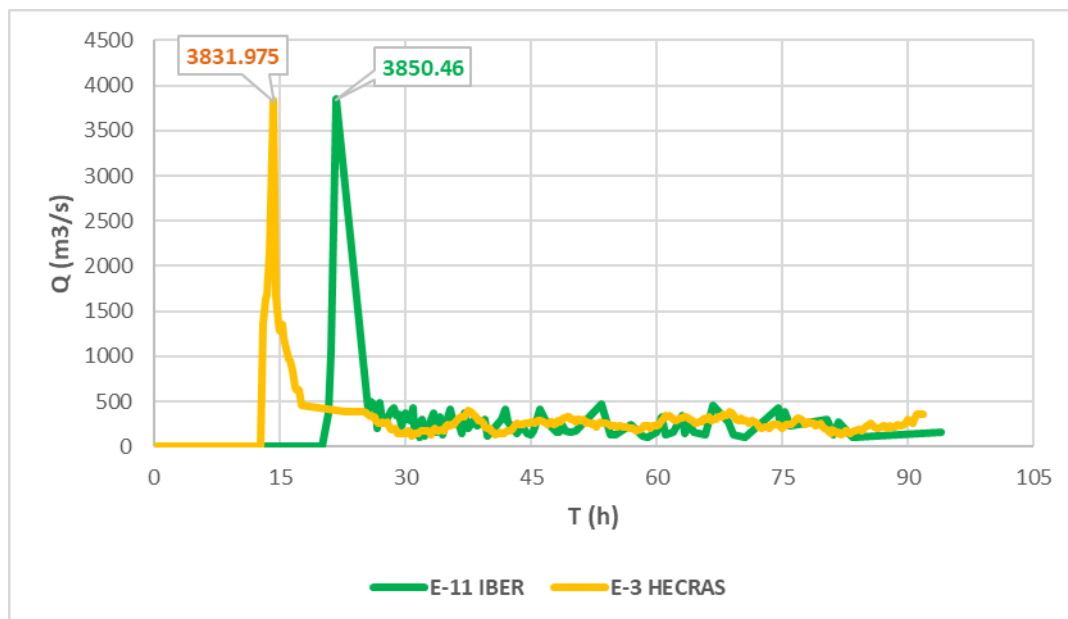
Nota. Elaboración propia.

C. Para el E-3 vs E-11, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 103 según la simulación realizada con cada software.

Figura 103

Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=100 años Flujo

Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años.



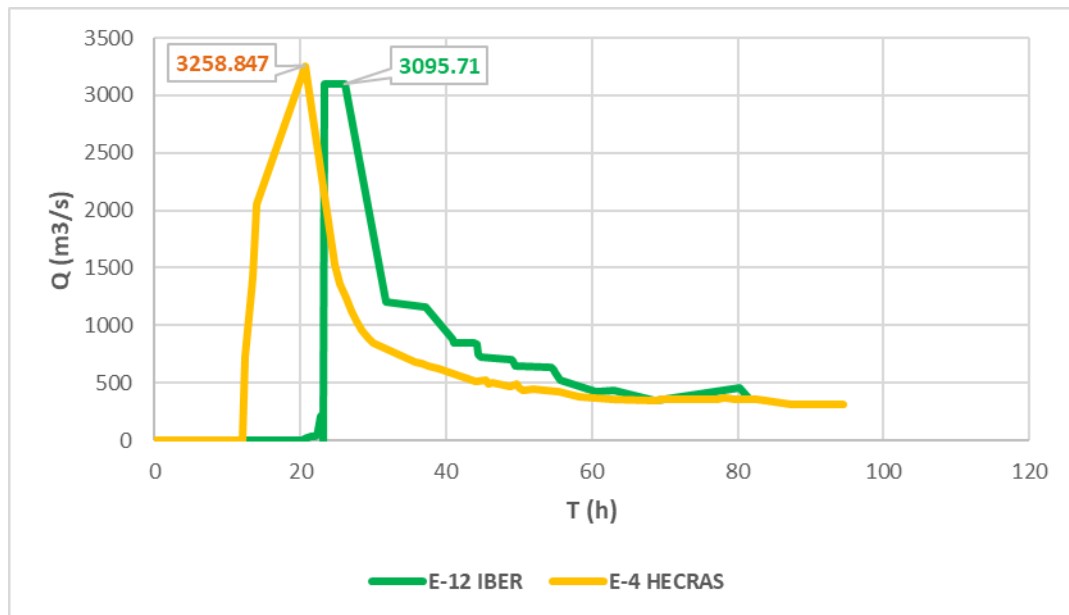
Nota. Elaboración propia.

- D.** Para el E-4 vs E-12, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 104 según la simulación realizada con cada software.

Figura 104

Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo

Newtoniano – Cuenca 2 TR=1000 años.

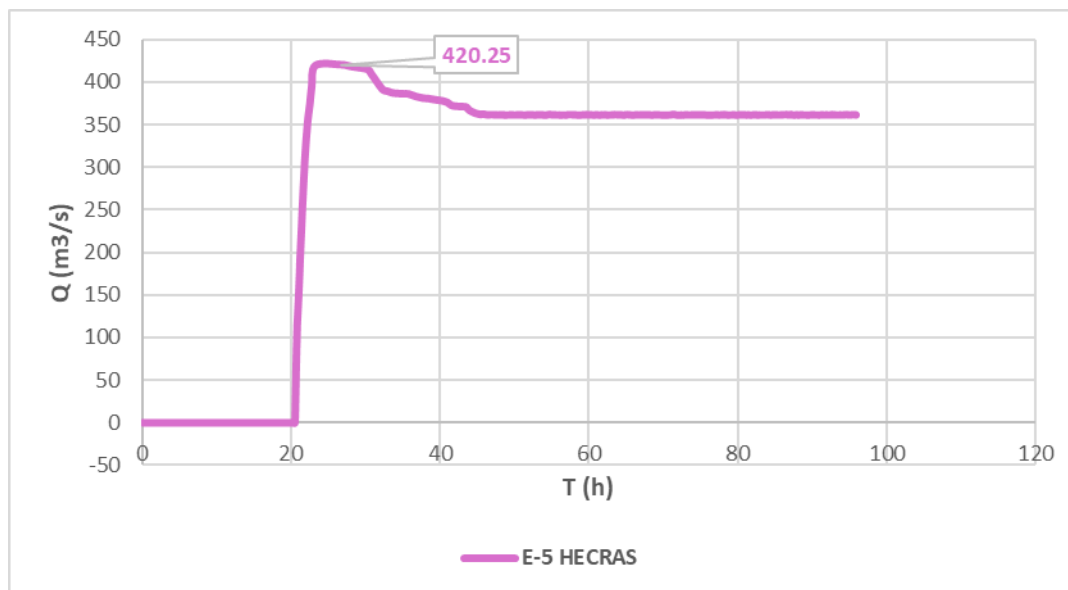


Nota. Elaboración propia.

E. Para el E-5, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 105 según la simulación realizada con cada software.

Figura 105

Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=100 años Flujo No Newtoniano.

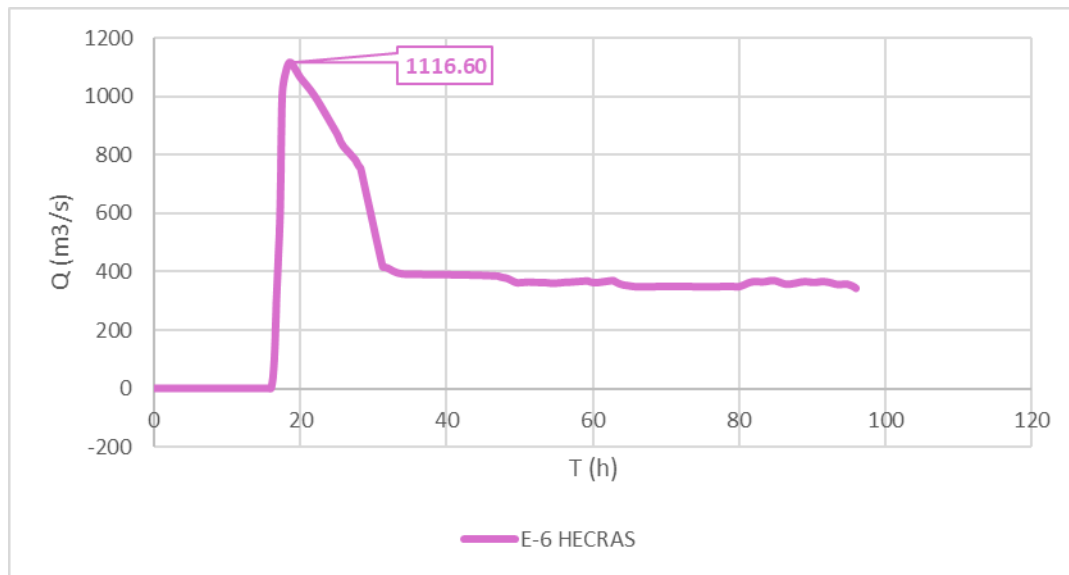


Nota. Elaboración propia.

F. Para el E-6, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 106 según la simulación realizada con cada software.

Figura 106

Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo No Newtoniano.



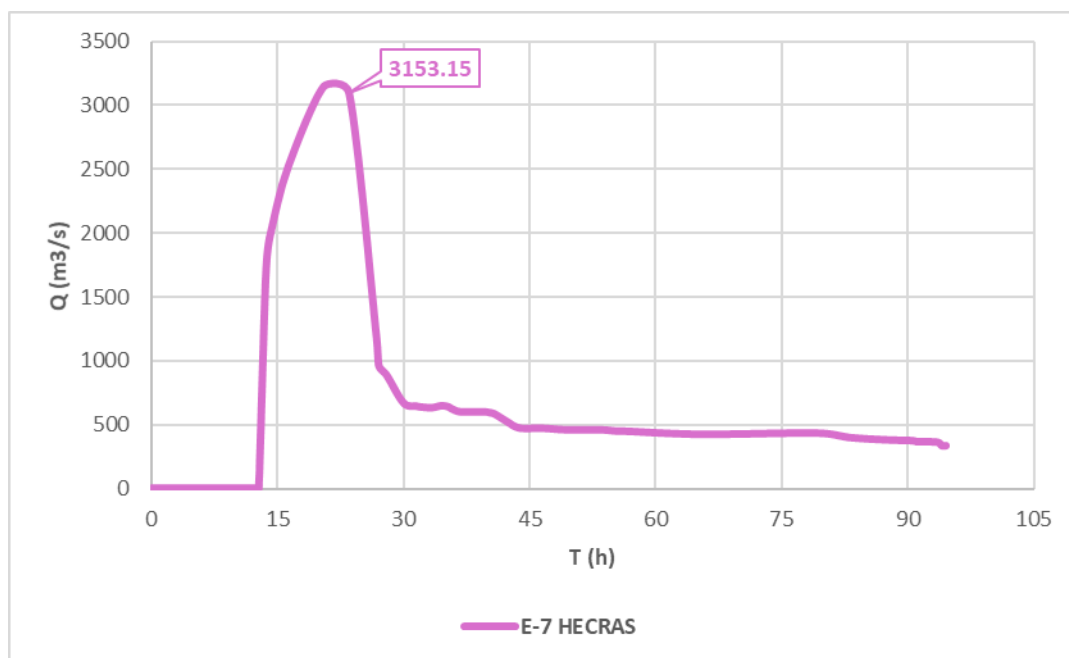
Nota. Elaboración propia.

G. Para el E-7, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 107 según la simulación realizada con cada software.

Figura 107

Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=100 años Flujo No

Newtoniano – Cuenca 2 TR=100 años.

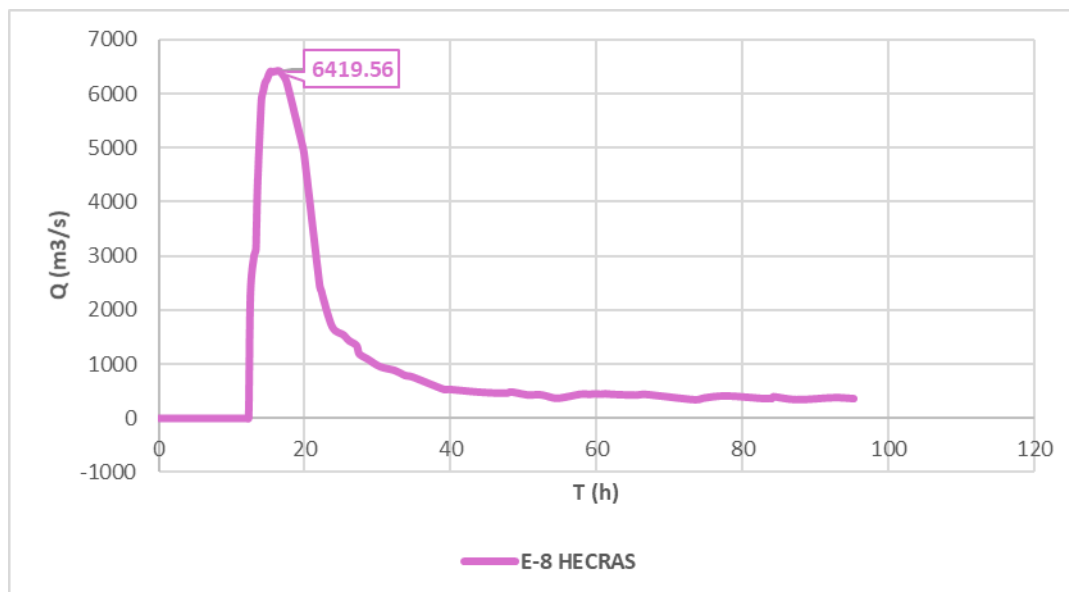


Nota. Elaboración propia.

H. Para el E-8, se obtuvieron los siguientes resultados en la Figura 108 según la simulación realizada con cada software.

Figura 108

Hidrogramas de llegada Aguas Abajo a la Presa de Aguada Blanca TR=1000 años Flujo No Newtoniano – Cuenca 2 TR=1000 años.



Nota. Elaboración propia.

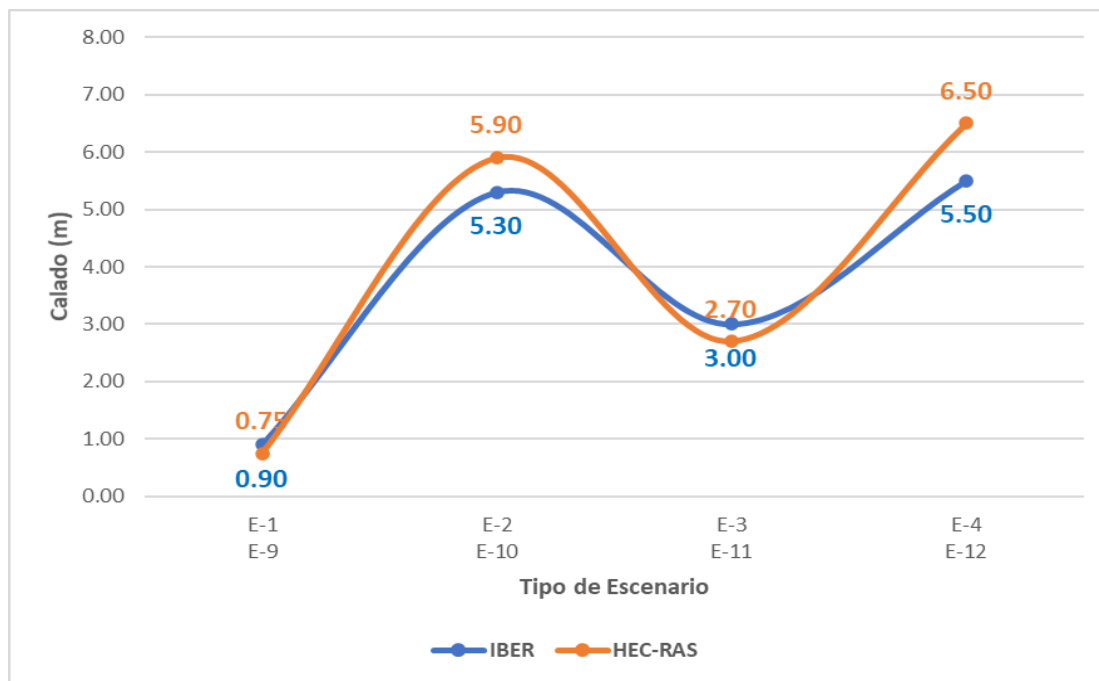
6.3.2. Determinación de calados

En la Figura 109 y Figura 110 se muestran los calados resultantes de llega a la Presa Aguada Blanca, reflejando las variaciones en profundidad del agua bajo las mismas condiciones de entrada para ambos softwares. La comparación incluye tanto los valores absolutos de calado como las tendencias generales observadas en los resultados.

A) Para Flujos Newtonianos:

Figura 109

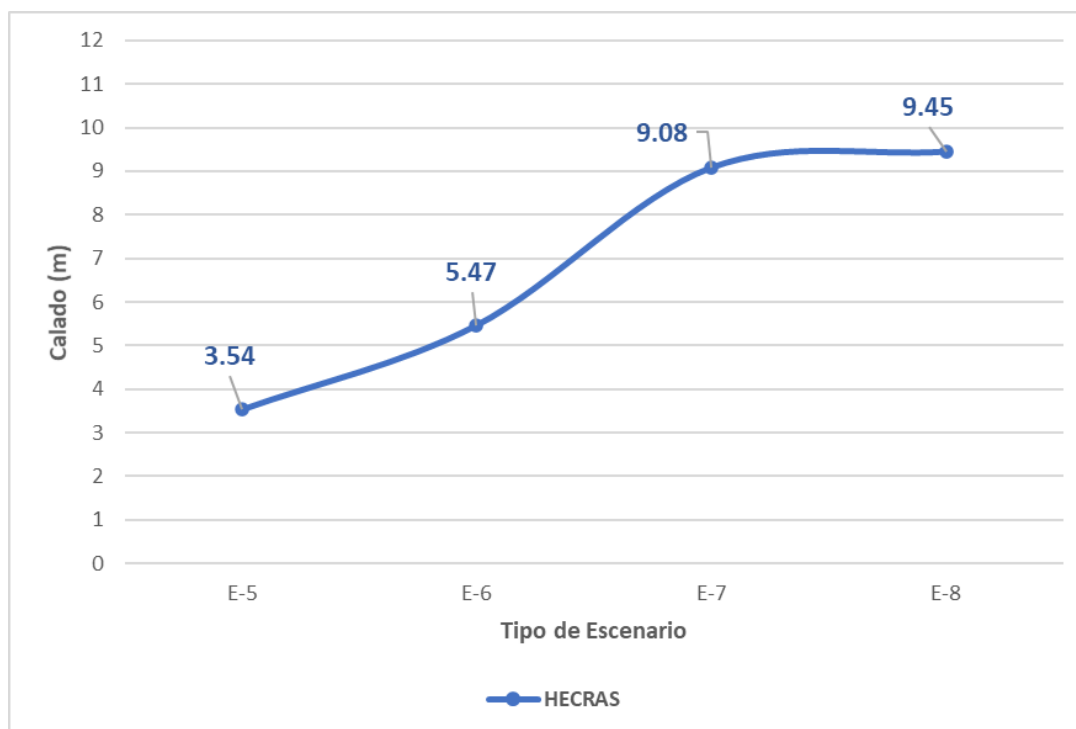
Gráfico comparativo de calado en Flujos Newtonianos IBER vs HEC-RAS.



Nota. Elaboración propia.

B) Para Flujos No Newtonianos**Figura 110**

Gráfico de Calado para Flujos No Newtonianos en HEC-RAS.



Nota. Elaboración propia.

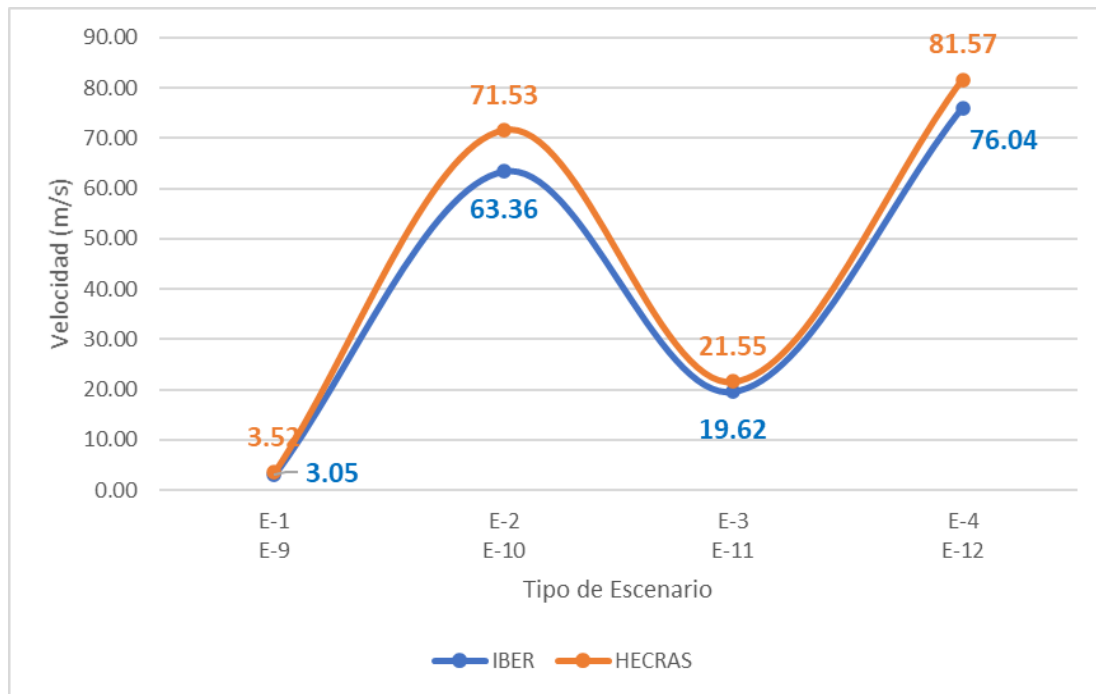
6.3.3. Determinación de velocidades

En las siguientes Figuras se presentan los resultados de las velocidades del flujo obtenidas mediante simulaciones en la presa Aguada Blanca utilizando los softwares IBER y HEC-RAS. Este análisis se centra en la distribución de las velocidades a lo largo del cuerpo de la presa y en sus alrededores, proporcionando una visión integral del comportamiento hidráulico en esta estructura clave.

A) Para Flujos Newtonianos

Figura 111

Gráfico comparativo de velocidades en Flujos Newtonianos IBER vs HEC-RAS.

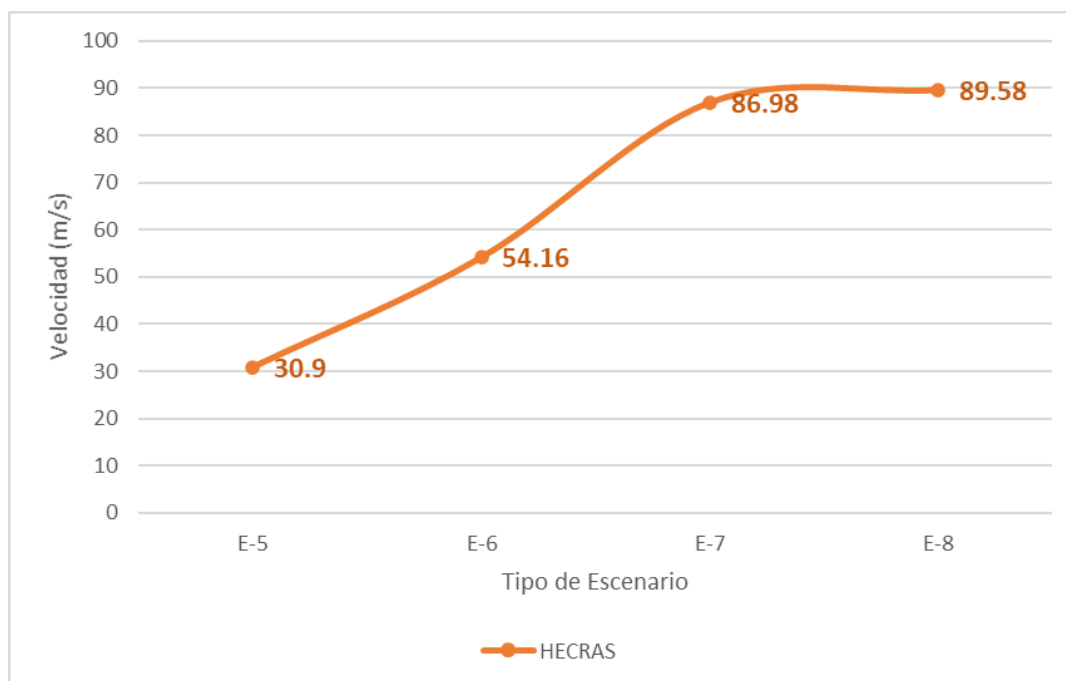


Nota. Elaboración propia.

B) Para Flujos No Newtonianos

Figura 112

Gráfico de Velocidades para Flujos No Newtonianos en HEC-RAS.



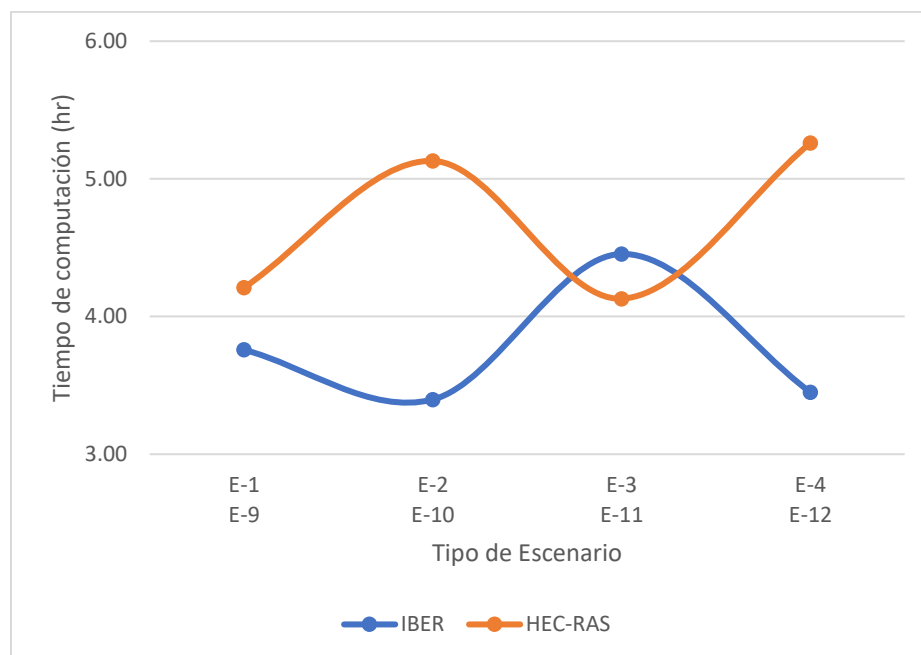
Nota. Elaboración propia.

6.3.4. Tiempo de proceso de simulación del computador

Para la simulación de los modelos hidráulicos se ha realizado en dos equipos de cómputo, para la simulación en el software HEC-RAS se hizo uso de una laptop Intel Core i5 13va generación con 16 GB RAM y los modelos en el IBER se usó una laptop Ryzen7 con 16 GB RAM. A continuación, se mostrará los tiempos de computación en Flujos Newtonianos como se muestra en la Figura 113:

Figura 113

Tiempos de computación para la modelación hidráulica



Nota. Elaboración propia.

6.3.5. Comparación de resultados

En la presente sección se presenta un cuadro comparativo de los caudales obtenidos en diferentes escenarios simulados, con el fin de analizar las variaciones en los caudales y tiempo de llegada para cada punto de control. Estos escenarios fueron seleccionados para representar condiciones típicas, extremas y proyectadas, con el objetivo de evaluar el comportamiento del sistema bajo distintas circunstancias.

Tabla 57

Cuadro comparativo de Hidrograma de Flujos Newtonianos en HECRAS e IBER.

Tipo de Escenario	HECRAS						Tipo de Escenario	IBER					
	Brecha R. El		Embalse		Represa			Brecha R. El		Embalse Aguada		Represa Aguada	
	Frayle		Aguada Blanca		Aguada Blanca			Frayle		Blanca		Blanca	
	Q	T	Q	T	Q	T		Q	T (h)	Q	T	Q	T
	(m3/s)	(h)	(m3/s)	(h)	(m3/s)	(h)		(m3/s)	(h)	(m3/s)	(h)		
E-1	1,136.78	1.25	518.51	23.00	541.99	17.75	E-9	1,261.05	2.50	502.80	24.44	581.57	17.50
E-2	1,136.78	1.25	836.06	21.25	673.96	16.00	E-10	1,305.05	2.22	803.55	24.44	651.12	24.44
E-3	1,136.78	1.25	3,831.98	15.50	2,521.64	16.50	E-11	1,261.05	2.50	3,850.46	21.67	2,640.47	24.72
E-4	1,136.78	1.25	3,258.85	20.75	3,317.35	15.50	E-12	1,305.05	2.22	3,095.71	23.33	3,392.13	22.50

Nota. Elaboración propia.

Donde:

Q = Caudal máximo obtenido.

T = Tiempo que tarda en alcanzar el caudal máximo.

Tabla 58*Cuadro resumen de Hidrograma de Flujos No Newtonianos.*

HECRAS						
Tipo de Escenario	Brecha R. El Frayle		R. Aguada Blanca		Embalse R. Aguada Blanca	
	Q (m³/s)	T (h)	Q (m³/s)	T (h)	Q (m³/s)	T (h)
E-5	1,136.78	1.25	420.25	26.75	540.01	19.75
E-6	1,136.78	1.25	1116.60	18.50	926.48	14.75
E-7	1,136.78	1.25	3,153.15	23.50	2,545.01	16.50
E-8	1,136.78	1.25	6,419.56	16.00	4,970.60	16.75

Nota. Elaboración propia.

Donde:

Q = Caudal máximo obtenido para cada escenario.

T = Tiempo que tarda en alcanzar el caudal máximo.

6.3.6. Mapas de Inundación ante avenidas máximas

En las Figuras 114 y Figura 115 se muestran los mapas de los resultados más críticos del modelamiento hidráulico por Rotura de presa en el cual se está considerando el calado y velocidad máxima respectivamente.

Figura 114

Mapa de alturas máximas de inundación ante modelo de rotura de presa el Frayle

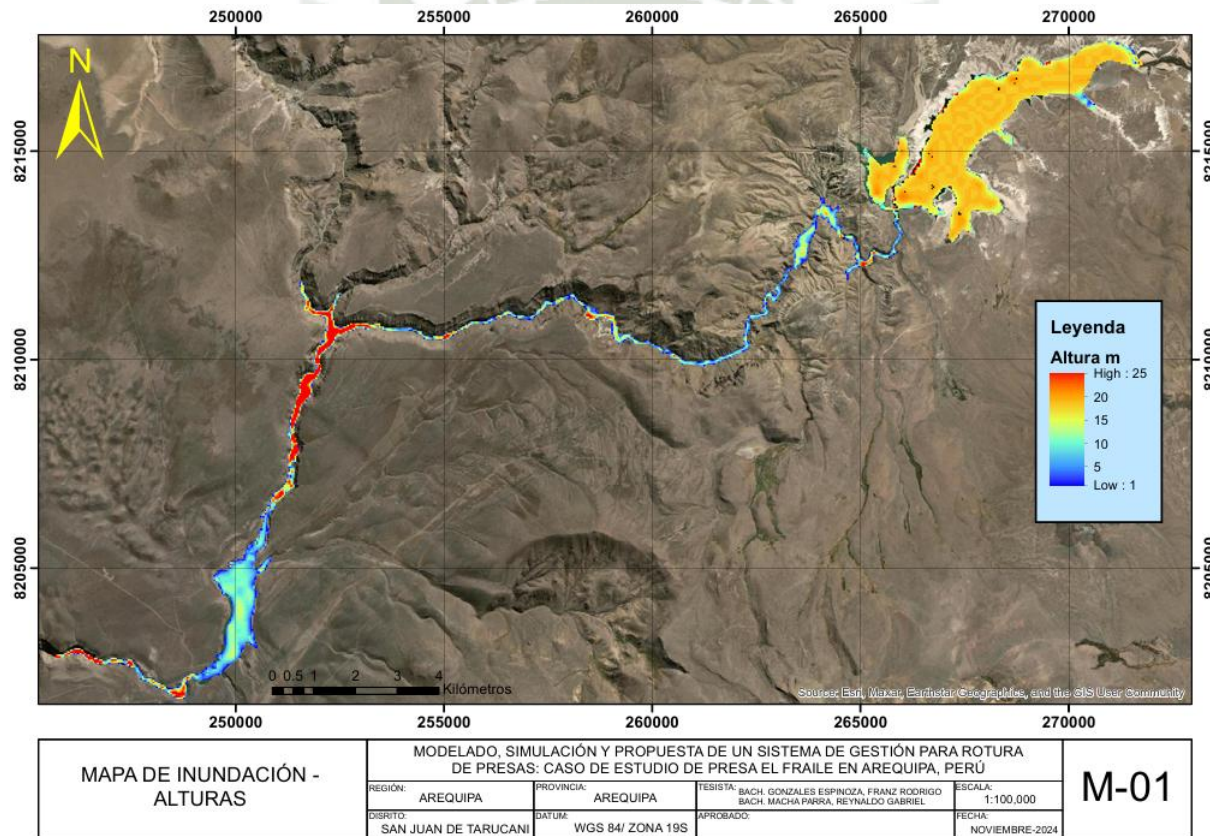
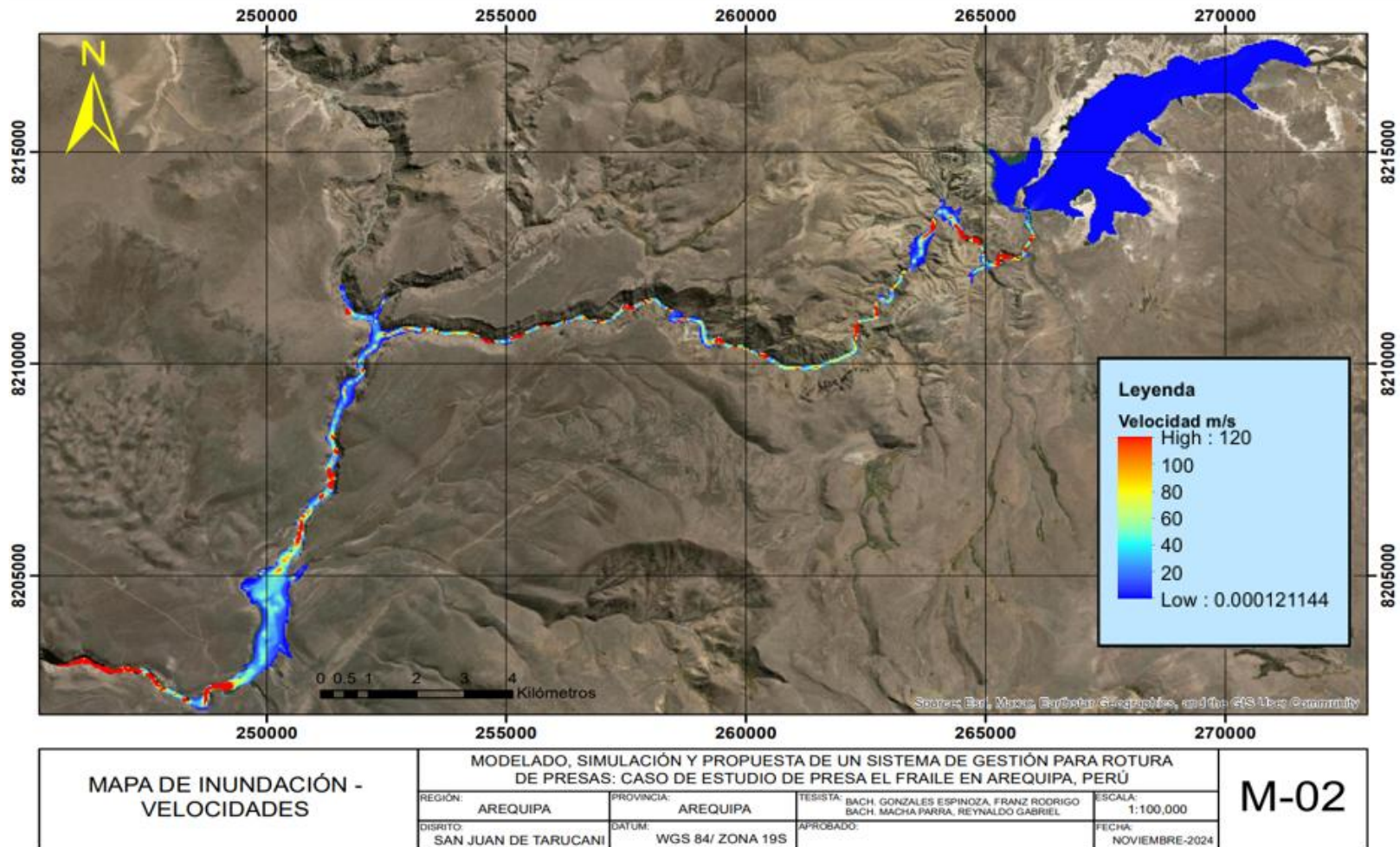


Figura 115

Mapa de velocidades máximas de inundación ante modelo de rotura de presa el Frayle



En las Figuras 116 y Figura 117 se muestran los mapas de los resultados más críticos del modelamiento hidráulico por Canalización de flujo de agua en Presa en el cual se está considerando el calado y velocidad máxima respectivamente.

Figura 116

Mapa de alturas máximas de inundación ante modelo de canalización de rotura de presa el Frayle

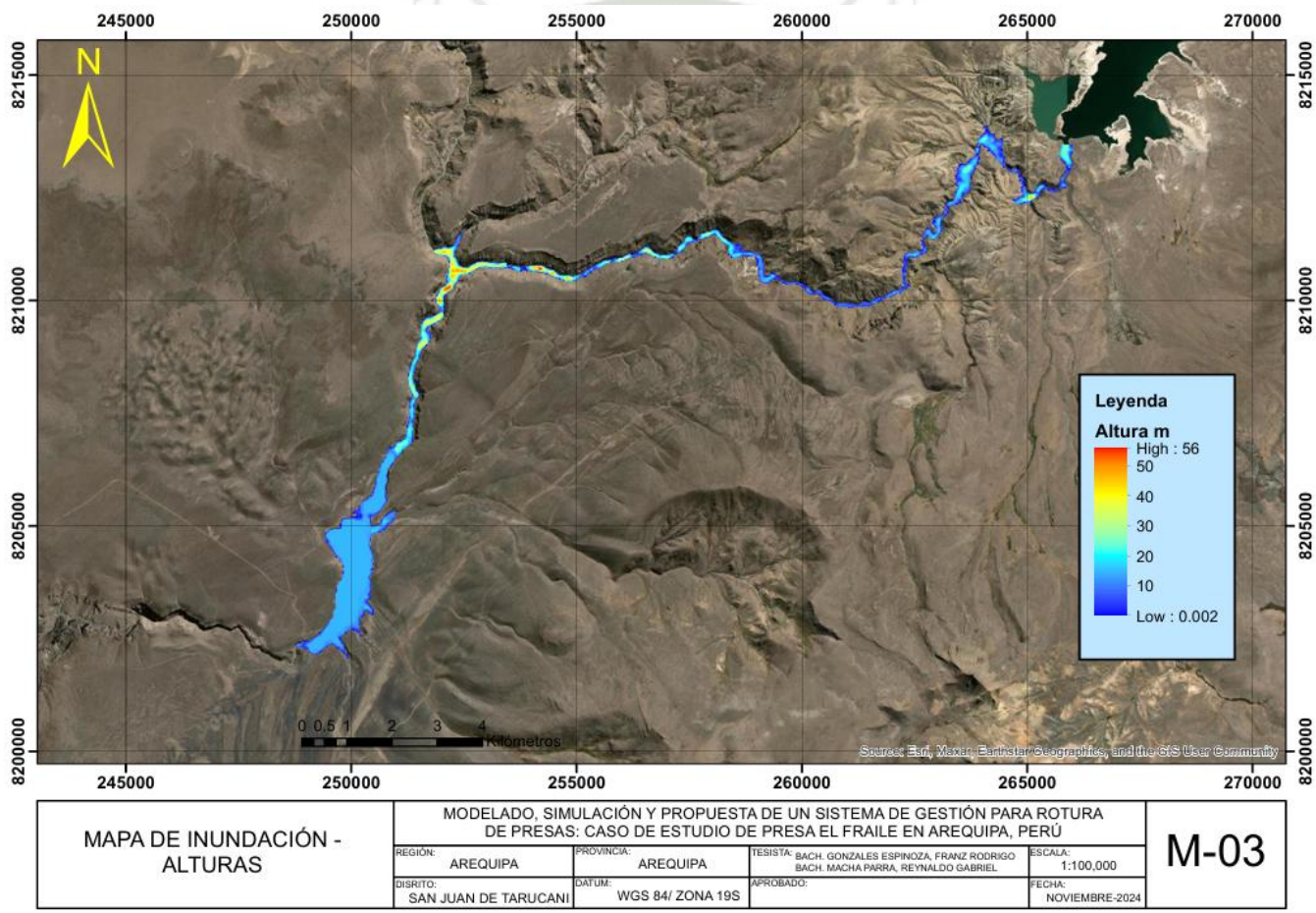
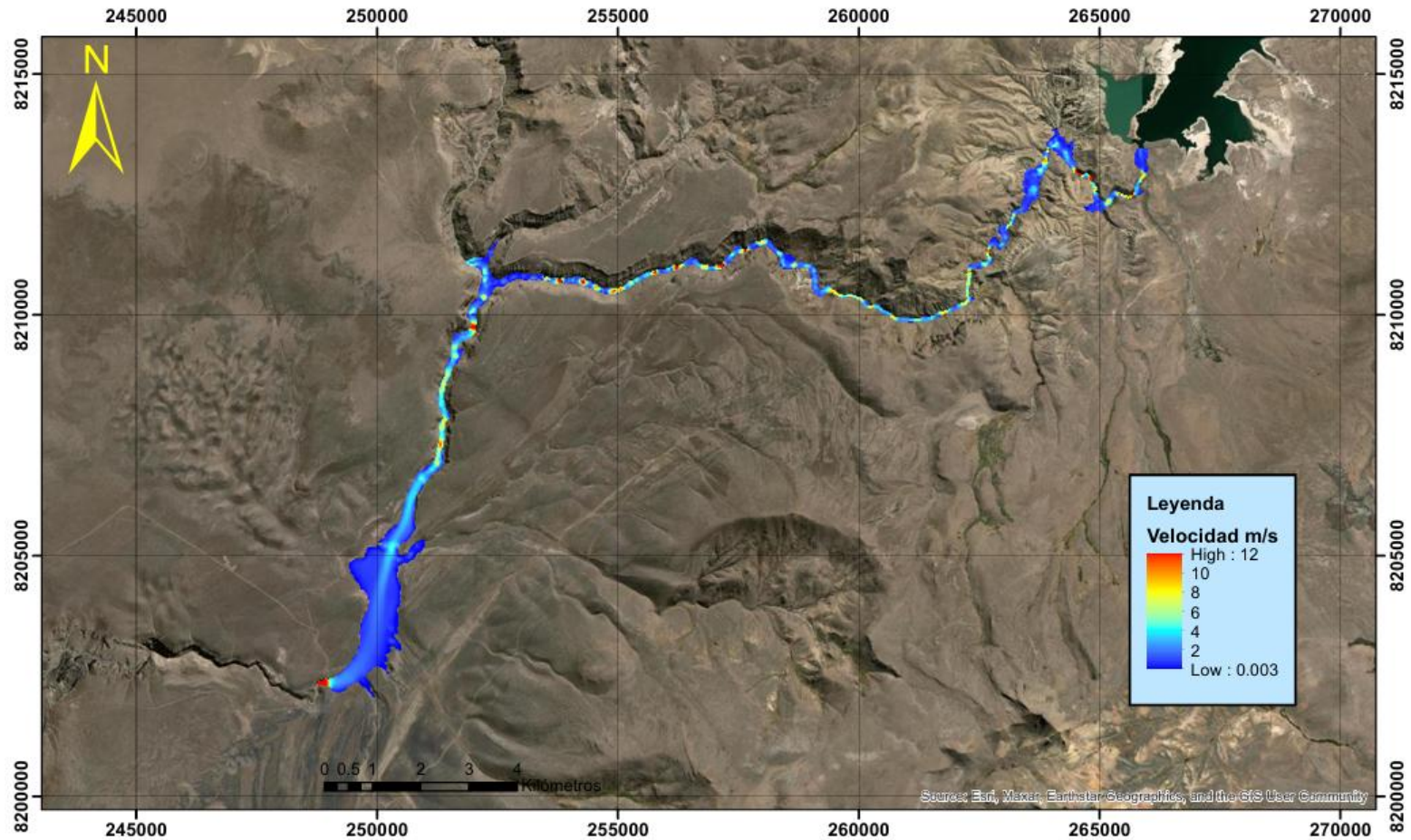


Figura 117

Mapa de velocidades máximas de inundación ante modelo de canalización de rotura de presa el Frayle



MAPA DE INUNDACIÓN - VELOCIDADES	MODELADO, SIMULACIÓN Y PROPUESTA DE UN SISTEMA DE GESTIÓN PARA ROTURA DE PRESAS: CASO DE ESTUDIO DE PRESA EL FRAILE EN AREQUIPA, PERÚ				M-04
	REGIÓN: AREQUIPA	PROVINCIA: AREQUIPA	TESISTA: BACH. GONZALES ESPINOZA, FRANZ RODRIGO BACH. MACHA PARRA, REYNALDO GABRIEL	ESCALA: 1:100,000	
	DISRITO: SAN JUAN DE TARUCANI	DATUM: WGS 84/ ZONA 19S	APROBADO:	FECHA: NOVIEMBRE-2024	

6.3.7. *Tiempos de llegada a la represa Aguada Blanca*

Los tiempos de llegada obtenidos de la simulación para cada escenario se pueden observar en la tabla 59:

Tabla 59

Tiempos de llegada para cada escenario

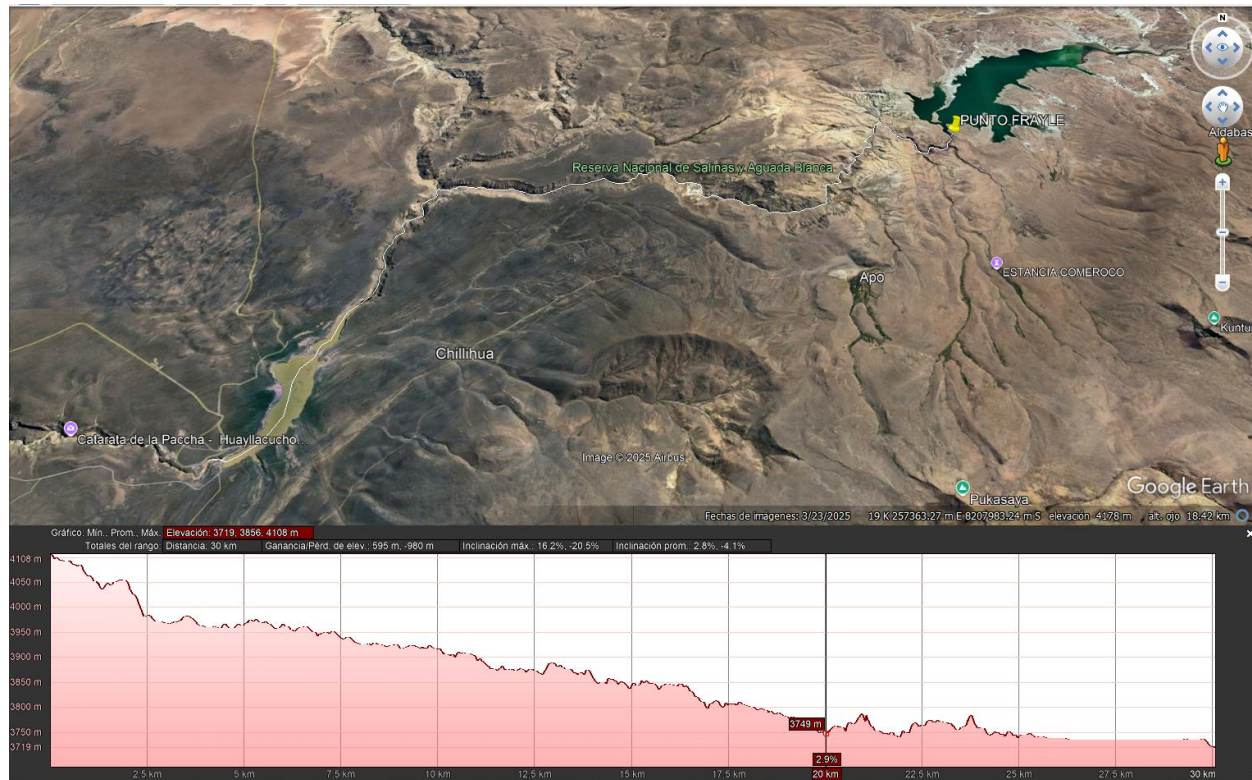
Código de Escenario	Software Modelador	Tiempo de llegada (h)	
		Embalse	Represa
		Aguada Blanca	Aguada Blanca
E-1	HEC-RAS	14.75	18.00
E-2	HEC-RAS	14.00	16.75
E-3	HEC-RAS	11.00	12.00
E-4	HEC-RAS	10.50	11.25
E-5	HEC-RAS	16.00	19.75
E-6	HEC-RAS	13.00	15.25
E-7	HEC-RAS	11.00	12.00
E-8	HEC-RAS	10.00	10.50
E-9	IBER	15.17	19.48
E-10	IBER	14.89	18.10
E-11	IBER	12.45	13.75
E-12	IBER	11.35	13.05

Nota. Elaboración propia

Cabe destacar que, al ser un tramo sinuoso y con pendientes variables, hay sectores del recorrido en las que el terreno natural actúa como estructura rompe aguas, lo que reduce la velocidad y, por ende, aumenta el tiempo de llegada a los puntos de control. Esto lo podemos ver con más claridad al analizar el perfil del terreno, como se observa en la figura 118:

Figura 118

Perfil del alineamiento del terreno utilizado en la simulación



Estas diferencias en elevaciones y pendientes hacen que haya tramos en los que el recorrido del agua es más tardado, como podemos ver en la figura 119:

Figura 119

Comparación del tiempo de llegada y salida en tramos con diferencias de elevaciones pronunciadas



Se puede observar que, solo en ese tramo, el recorrido del flujo tomó 4 horas. Los tiempos de llegada pueden parecer altos, pero como pudimos observar, el terreno influye mucho en el cálculo de ese factor.

7. Análisis de Vulnerabilidad

En el Perú no existe un manual específico para el análisis de vulnerabilidad y riesgos en presas de agua. Aunque el Reglamento de Seguridad de Presas Públicas de Embalse de Agua del ANA está vigente, no detalla métodos para este análisis. Por ello, se elaboró una matriz de vulnerabilidad basada en dicho reglamento y en normativas e investigaciones internacionales, como se presenta en la tabla 60.

Tabla 60

Bibliografía tomada en cuenta para la elaboración de la matriz de vulnerabilidad

<i>Autor (es)</i>	<i>Relevancia</i>
<i>(Espinoza & Booker, 2023)</i>	Matriz de vulnerabilidad hidrológica para puentes propuesta por los autores, donde los criterios hidrológicos pueden ser adaptados para presas al ser ambas infraestructuras con fines hidráulicos.
<i>(Huarca, 2023)</i>	Análisis multidimensional y definición de variables para elaboración de matriz de evaluación de vulnerabilidad hidrológica.
<i>(Nekooie & Gholizadeh, 2021)</i>	Parámetros de evaluación de vulnerabilidad en presas y su afectación sobre las áreas inundables por rotura.
<i>(Cullas, 2016)</i>	Monitoreo de seguridad y riesgo en presas y requerimientos de instrumentación para control
<i>(ANA, 2019)</i>	Disposiciones generales y clasificación de presas de embalse de agua para el ámbito nacional
<i>(CENEPRED, 2014)</i>	Parámetros de evaluación de riesgos para infraestructuras y edificaciones de gran envergadura, adaptada para presas
<i>(SPANCOLD, 2013)</i>	Modelos de riesgo, estudios de peligros y análisis de consecuencias en rotura de presas.
<i>(CDA, 2019)</i>	Análisis de categorías de consecuencia para rotura de presas

La matriz de análisis de vulnerabilidad de rotura de presas propuesta se puede observar en la **Tabla 61**. Esta matriz se estructuró en cuatro niveles: Vulnerabilidad Baja, Media, Alta y Muy Alta, con una escala de puntuación que va de 1 a 4 respectivamente. La clasificación final se

determina en base a una ponderación de los puntajes obtenidos para cada criterio, donde una puntuación final de 0 a 1 indica un nivel de Vulnerabilidad Bajo, de 1.01 a 2 indicaría un nivel de Vulnerabilidad Medio, de 2.01 a 3 un nivel Alto y de 3.01 a 4 un nivel Muy Alto. Para este análisis, se identificaron 13 criterios de evaluación, los cuales se engloban en dos dimensiones: Vulnerabilidad de la represa sometida a análisis de rotura y Vulnerabilidad del área en riesgo por rotura de presa. Adicionalmente, estas a su vez se subdividen en 4 subcategorías, las cuales representan las cuatro áreas clave de la matriz: Integridad estructural (E), Estado de la instrumentación (I), Contexto histórico y geográfico (M) y Riesgos Principales (R). Las letras de la columna ID son identificadores que permiten diferenciar en que subcategoría de análisis se clasificará el resultado, y a su vez, a qué criterio pertenece.

Cabe resaltar que, debido a que en la normativa nacional no se encontró una matriz de consulta, estos criterios y niveles de clasificación fueron seleccionados y adaptados al contexto local en base a la revisión bibliográfica de las normativas e investigaciones regionales e internacionales, asegurando que el análisis sea sólido y con bases que permitan obtener resultados significativos.

Tabla 61

Matriz de análisis de vulnerabilidad de rotura de presas.

Dimensión 1: Vulnerabilidad de represa sometida a análisis de rotura.					
<i>ID</i>	<i>Variable</i>	<i>Baja: 1</i>	<i>Media: 2</i>	<i>Alta: 3</i>	<i>Muy Alta: 4</i>
<i>E1</i>	<i>Dimensiones de la presa</i>	Altura medida desde su cota de cimentación comprendida entre 2 y 5 metros, incluyendo el borde libre mínimo	Altura medida desde su cota de cimentación comprendida entre 5 y 10 metros, incluyendo el borde libre mínimo	Altura medida desde su cota de cimentación comprendida entre 10 y 15 metros, incluyendo el borde libre mínimo	Altura medida desde su cota de cimentación mayor a 15 metros, incluyendo el borde libre mínimo
<i>E2</i>	<i>Capacidad de Embalse</i>	Capacidad de embalse menor a 500 000 m ³	Capacidad de embalse comprendida entre 500 000 a 3 000 000 m ³	Capacidad de embalse comprendida entre 3 000 000 a 100 000 000 m ³	Capacidad de embalse mayor a 100 000 000 m ³
<i>E3</i>	<i>Estado de la infraestructura</i>	No presenta ni presentó problemas en su estructura.	Presentó problemas en su estructura, pero ya fueron subsanados.	Presenta problemas en su estructura que han sido identificados y están en proceso de subsanación.	Presenta problemas en su estructura que han sido identificados pero que no están en proceso de subsanación.
<i>E4</i>	<i>Problemas de colmatación por sedimentación</i>	La sedimentación está dentro de los parámetros normales de diseño y no afecta la capacidad operativa de la presa.	Se ha identificado sedimentación que puede disminuir la eficiencia operativa a largo plazo, pero no representa un riesgo inmediato.	La sedimentación está afectando el volumen útil de la presa, reduciendo su capacidad operativa y aumentando el riesgo de obstrucción.	La colmatación severa ha reducido significativamente la capacidad de la presa, comprometiendo su seguridad estructural y operativa.
<i>II</i>	<i>Instrumentación instalada en la presa</i>	La presa cuenta con instrumentación operativa y con un monitoreo constante.	La presa cuenta con instrumentación operativa e inoperativa, pero con un monitoreo constante.	La presa cuenta con instrumentación mayormente inoperativa, pero con un monitoreo constante.	La presa no cuenta con instrumentación operativa, lo que dificulta el monitoreo constante.

M1	Almacenamiento o histórico máximo	El máximo histórico de la presa no llegó al 50% de la capacidad máxima de almacenamiento.	El máximo histórico de la presa estuvo entre el 50% y el 75% de la capacidad máxima de almacenamiento.	El máximo histórico de la presa estuvo entre el 75% y el 90% de la capacidad máxima de almacenamiento.	El máximo histórico de la presa fue mayor al 90% de la capacidad máxima de almacenamiento.
M2	Ubicación en el sistema de represas	La presa no recibe descargas de ninguna represa perteneciente al sistema de represas.	La presa recibe descarga de 1 presa perteneciente al sistema de represas.	La presa recibe descargas de 2 presas pertenecientes al sistema de represas.	La presa recibe descargas de más de 2 presas pertenecientes al sistema de represas.
M3	Antigüedad y tiempo de vida de la infraestructura	La antigüedad de la presa es menor a 10 años.	La antigüedad de la presa es mayor a 10 pero menor a 25 años.	La antigüedad de la presa es mayor a 25 pero menor a 40 años.	La antigüedad de la presa es mayor a 50 años.

Dimensión 2: Vulnerabilidad de área en riesgo por rotura de represa.

R1	Centros poblados en riesgo	No existe ninguna población en riesgo ni posibilidad de pérdida de vidas.	Existe población en riesgo solo temporalmente, sin pérdidas de vida especificadas.	Existe población en riesgo permanente, con una potencial pérdida de vidas menor a 100 personas.	Existe población en riesgo permanente, con una potencial pérdida de vidas mayor a 100 personas.
R2	Infraestructura importante en riesgo	El área afectada contiene escasa infraestructura y/o servicios.	Pérdidas de instalaciones recreativas, de trabajo estacional y/o rutas de transporte de uso poco frecuente.	Afectación a ecosistemas, infraestructura importante (carreteras, instalaciones de almacenamiento, etc.) y afectación a comunidades que posiblemente requieran reubicación.	Destrucción de infraestructura, ecosistemas, comunidades, rutas de transporte frecuente y/o servicios críticos (hospitales, escuelas, centros de trabajo, etc.) y afectación a comunidades que requieran reubicación.

R3	<i>Tirante</i>	El tirante obtenido del modelado para el punto más crítico está entre 0 y 0.5m.	El tirante obtenido del modelado para el punto más crítico está entre 0.5 y 1.5m.	El tirante obtenido del modelado para el punto más crítico está entre 1.5 y 2.5m.	El tirante obtenido del modelado para el punto más crítico es mayor a 2.5m.
R4	<i>Velocidad</i>	La velocidad obtenida del modelado para el punto más crítico está entre 0.5 y 1.0 m/s.	La velocidad obtenida del modelado para el punto más crítico está entre 1.0 y 2.0 m/s.	La velocidad obtenida del modelado para el punto más crítico está entre 2.0 y 3.0 m/s.	La velocidad obtenida del modelado para el punto más crítico es mayor a 3.0 m/s.
R5	<i>Tiempo de llegada</i>	El tiempo de llegada obtenido del modelado para el punto más crítico es mayor a 1 día.	El tiempo de llegada obtenido del modelado para el punto más crítico está entre 24 y 12 horas.	El tiempo de llegada obtenido del modelado para el punto más crítico está entre 12 y 6 horas.	El tiempo de llegada obtenido del modelado para el punto más crítico es menor a 6 horas.

Nota. Elaboración propia



7.1. Evaluación de la presa de estudio

Para poder aplicar la matriz de vulnerabilidad de presas desarrollada, es necesario identificar cómo conseguir la información necesaria para la evaluación de los parámetros y posterior comparación con la escala propuesta. Al ser una matriz general, permite que sea aplicada en cualquier presa. Las alternativas y métodos de recolección de datos se pueden observar en la

Tabla 62

Métodos de recolección de información para llenado de matriz de vulnerabilidad

ID	Variable	Método de recolección de datos
E1	Dimensiones de la presa	Memoria técnica, informes técnicos y/o planos obtenidos a través de revisión bibliográfica y/o solicitados a la entidad correspondiente.
E2	Capacidad de Embalse	Memoria técnica, informes técnicos y/o planos obtenidos a través de revisión bibliográfica y/o solicitados a la entidad correspondiente.
E3	Estado de la infraestructura	Revisión bibliográfica y/o informes técnicos obtenidos de entidades relacionadas con el control y monitoreo.
E4	Problemas de colmatación por sedimentación	Revisión bibliográfica y/o informes técnicos obtenidos de entidades relacionadas con el control y monitoreo.
I1	Instrumentación instalada en la presa	Revisión bibliográfica y/o consulta a la entidad correspondiente.
M1	Almacenamiento histórico máximo	Revisión bibliográfica y/o consulta en el portal del organismo de control correspondiente.
M2	Ubicación en el sistema de represas	Revisión bibliográfica
M3	Mantenimiento y operación	Revisión bibliográfica y/o informes técnicos obtenidos de entidades relacionadas con el control y monitoreo.
R1	Centros poblados en riesgo	Obtenido de los resultados del modelo y simulación
R2	Infraestructura importante en riesgo	Obtenido de los resultados del modelo y simulación
R3	Tirante	Obtenido de los resultados del modelo y simulación
R4	Velocidad	Obtenido de los resultados del modelo y simulación
R5	Tiempo de llegada	Obtenido de los resultados del modelo y simulación

En la tabla 63 se pueden observar los parámetros evaluados para la presa El Frayle y su respectiva puntuación.

Tabla 63

Puntuación de parámetros evaluados para la represa el Frayle

ID	Evaluación	Puntuación
E1	La estructura de cierre de la presa está constituida por una presa de doble arco de concreto armado. La cota de fundación es de 3934 m.s.n.m., con una cota de coronación de 4012 m.s.n.m., dando una altura total de 78.00m. (AUTODEMA, 2023)	4
E2	La presa regula los recursos hídricos de una cuenca de 1049 km ² . Tiene una capacidad total de 204.85 hm ³ , operando en la actualidad con una capacidad de almacenamiento limitada a 127.24 hm ³ de Volumen Útil, a una cota de Nivel de Agua Máximo de Operación de 4004.5 msnm, la cual no es posible de incrementar por razones de seguridad. (AUTODEMA, 2023)	4
E3	La infraestructura del embalse El Frayle comprende la presa de arco, el dique de bloques y las obras de estabilización de Quebrada el Cazador I y II. En abril de 1961, el estribo izquierdo sufrió un daño en su estructura, el cual fue reforzado con un enorme contrafuerte de 63m de alto en el lado izquierdo (ANA, 2009)	2
E4	La presa el Frayle tiene un volumen muerto de diseño de 8 MMC. En el año 2008, la presa fue vaciada y se identificó que los sedimentos tras seis años de limpieza estaban dentro de los límites normales. (Correo, 2014). En el año 2014, INGEMMET identificó problemas de erosión en varias zonas del embalse, lo cual podía tener como consecuencia el incremento de los niveles de sedimentación. Para el año 2024, autoridades de AUTODEMA manifestaron que existen problemas de sedimentación en el Frayle debido al mal funcionamiento de las compuertas de descarga y que está planificada su intervención en el mediano plazo, por lo que no se considera de carácter urgente. Sin embargo, se menciona también la falta de evaluaciones técnicas que permitan determinar las condiciones reales de las represas. (Encuentro, 2024)	3
II	La seguridad de la presa ante eventos externos y el comportamiento de la estructura frente a la presencia de esfuerzos, fueron las razones principales que condujeron a instrumentar cada una de las represas operadas; siendo el propósito fundamental la obtención de datos que ayuden a evaluar la seguridad de la presa. Actualmente el Frayle cuenta con instrumentos de medición de presión hidrostática, volumen infiltrado y movimientos estructurales. (AUTODEMA, 2017)	1
M1	Según los registros históricos obtenidos de los reportes a fin de mes del ANA, el volumen máximo para la represa el Frayle se dio en este año, con un volumen de almacenamiento de 146.12 hm ³ , cuando su volumen	4

ID	Evaluación	Puntuación
M2	<p>máximo debe ser de 127 hm³, aproximadamente. Según el gerente de AUTODEMA, esta capacidad especial fue evaluada y autorizada por el Consejo de Cuenca.</p> <p>La presa el Frayle es la más grande del sistema regulado de la cuenca del río Chili y se encuentra ubicada estratégicamente a una altitud media de 4000 msnm, en el extremo sur, en el distrito de San Juan de Tarucani. Esta presa no recibe la descarga de alguna regulación adicional del sistema al que pertenece. (AUTODEMA, 2023)</p>	1
M3	<p>La represa el Frayle fue diseñada con una vida útil proyectada de 50 años, iniciando su construcción entre los años 1956 a 1958. Actualmente tiene más de 60 años de funcionamiento, por lo que se están proyectando medidas para su rehabilitación o posterior reemplazo. (Encuentro, 2024)</p>	4
R1	<p>La rotura de la represa el Frayle representaría uno de los peores escenarios de desastre para la región Arequipa, ya que al ser la de mayor almacenamiento del sistema, su aporte al caudal del río Chili sería importante. Sin embargo, al estar en una ubicación aislada y según el área inundable identificada, existen pequeños poblados en riesgo, junto con el personal que labora en las instalaciones de la represa de Aguada Blanca. El centro poblado más importante cercano a la presa es el de San Juan de Tarucani, a más de 13km de distancia. Existe un anexo más cercano a la represa, llamado Anexo de Pucasaya, el cual se encuentra aproximadamente a 8km de la presa. Por la geografía del terreno, la afectación a esos 2 centros poblados es poco probable.</p>	2
R2	<p>El principal riesgo de la rotura de la represa el Frayle es el colapso de la represa que recibiría su descarga, es decir, la represa de Aguada Blanca. A pesar de que no existe mayor cantidad de infraestructura importante en los tramos de las áreas inundables, el colapso de la represa mencionada anteriormente traería consecuencias graves para la ciudad de Arequipa.</p>	4
R3	<p>El tirante máximo obtenido del modelado para el punto más crítico fue de 6.5 m para flujos newtonianos y 9.45m para flujos no newtonianos.</p>	4
R4	<p>La velocidad máxima obtenida del modelado para el punto más crítico fue de 81.57 m/s para flujos newtonianos y 89.58 para flujos no newtonianos.</p>	4
R5	<p>El tiempo de llegada mínimo obtenido del modelado para el punto más crítico fue de 11.25 h para flujos newtonianos y 10.50h para flujos no newtonianos.</p>	3

Nota. Elaboración propia

7.2. Matriz de evaluación y resultados finales

Debido a que el escenario más crítico considerado es la posibilidad de la rotura conjunta de la presa de Aguada Blanca, se definió como punto de control la corona de la represa en mención. Los valores más críticos para los flujos Newtonianos se pueden apreciar en la tabla 64:

Tabla 64

Valores más críticos para flujos Newtonianos.

Item	Software	Escenario	Valor	Unidad
Tiempo de llegada mínimo	Hec-Ras	E-4	11.25	h
Calado máximo	Hec-Ras	E-4	6.5	m
Velocidad máxima	Hec-Ras	E-4	81.57	m/s
Caudal máximo	Iber	E-11	3850.46	m ³ /s

Nota. Elaboración propia

Los valores más críticos para los flujos No Newtonianos se pueden apreciar en la tabla 65:

Tabla 65

Valores más críticos para flujos No Newtonianos.

Item	Escenario	Valor	Unidad
Tiempo de llegada mínimo	E-8	10.50	h
Calado máximo	E-8	9.45	m
Velocidad máxima	E-8	89.58	m/s
Caudal máximo	E-8	6419.58	m ³ /s

Nota. Elaboración propia

Estos resultados sugieren un flujo altamente dinámico que podría causar daños significativos a la infraestructura a lo largo de su trayectoria. Además, el volumen de agua indicaría una falla por desborde en la presa de Aguada Blanca, elevando el riesgo.

Finalmente, en la tabla 66 se pueden observar los valores obtenidos para la caracterización del flujo de rotura:

Tabla 66

Valores del flujo de rotura en ambos softwares.

Item	Escenario	Valor	Unidad
Caudal de rotura Hec-Ras	Todos	1136.78	m3/s
Caudal de rotura Iber	E-10,E-12	1305.05	m3/s

Nota. Elaboración propia

Una vez identificados los resultados más críticos, se procede a evaluar la vulnerabilidad de la presa El Frayle. En la tabla 67 se muestra el resumen y promedio final ponderado del análisis de vulnerabilidad luego de haber aplicado la matriz de evaluación.

Tabla 67

Tabla resumen de puntuación y promedio ponderado para la presa el Frayle.

ID	Variable	Puntuación
E1	Dimensiones de la presa	4
E2	Capacidad de Embalse	4
E3	Estado de la infraestructura	2
E4	Problemas de colmatación por sedimentación	3
I1	Instrumentación instalada en la presa	1
M1	Almacenamiento histórico máximo	4
M2	Ubicación en el sistema de represas	1
M3	Mantenimiento y operación	4
R1	Centros poblados en riesgo	2
R2	Infraestructura importante en riesgo	4
R3	Tirante	4
R4	Velocidad	4
R5	Tiempo de llegada	3
	PROMEDIO	3.14

Nota. Elaboración propia

De la tabla anterior, se obtiene un resultado de 3.14, el cual es señal de vulnerabilidad Muy Alta ante una posible rotura de presa para El Frayle.



8. Conclusiones y Recomendaciones

8.1. Conclusiones

Respecto al **O.E.1.**, la identificación y recopilación de datos sobre las características físicas y estructurales de la presa El Frayle, así como los factores demográficos y de infraestructura de la zona de estudio, permitió establecer un perfil detallado de la represa y su contexto geográfico. A través de una revisión bibliográfica, se confirmó que El Frayle es la estructura más grande del sistema de represas del río Chili, con una capacidad máxima de 204.85 hm³, aunque debido al daño sufrido en 1961 en su estribo izquierdo, se recomendó limitar la capacidad a 127.24 hm³ para evitar mayores riesgos estructurales. Asimismo, se determinó que el área circundante a la represa carece de poblaciones densamente habitadas, siendo el anexo de Pucasaya y el centro poblado de San Juan de Tarucani los más cercanos con una distancia a la presa de 8 y 13 km respectivamente, lo que reduce la posibilidad de impacto directo sobre la población en caso de rotura. No obstante, la cercanía de la represa de Aguada Blanca y su conexión con el sistema aumenta la vulnerabilidad del área ante un evento conjunto de fallos estructurales, lo cual podría traer consecuencias significativas para la ciudad de Arequipa.

Respecto al **O.E.2.**, la elaboración de un modelo de simulación para reproducir escenarios de rotura de la presa El Frayle, considerando diversos factores hidrológicos y topográficos, permitió la creación de un marco robusto para entender el comportamiento del flujo en situaciones de emergencia. Obteniendo para periodos de retorno de 100, 200, 500 y 1000 años, unos caudales máximos de 2065.10, 2635.30, 3499.00, 4292.90 (m³/s) respectivamente. Utilizando los softwares HEC-RAS e IBER, se modelaron un total de 18 escenarios que varían en condiciones de rotura y aportes hídricos, considerando modelos bidimensionales donde se empleó topografía satelital para abarcar la extensa área de estudio. Aunque se optó por un enfoque de modelación geométrica

simplificada, los resultados ofrecieron valiosa información sobre tiempos de llegada, calados, flujos y velocidades máximas. Los resultados del modelo mostraron que el tiempo mínimo de llegada del flujo al punto más crítico fue de 14.25 horas para fluidos newtonianos y 16.25 para fluidos no newtonianos. HEC-RAS destaca por su eficiencia, estabilidad y facilidad de uso, mientras que Iber presenta una interfaz menos amigable y requiere mayores conocimientos técnicos. Los flujos Newtonianos presentaron un comportamiento más predecible, mientras que se evidencia un comportamiento más agresivo del flujo en condiciones de alta turbidez. Esto resalta la necesidad de considerar el tipo de flujo al modelar escenarios de inundación, especialmente en áreas con alta turbidez. La simulación que incluyó el aporte de la cuenca adyacente produjo flujos significativamente más altos, sugiriendo que los eventos de lluvia o deshielo podrían exacerbar los efectos de una rotura. Este aspecto es crítico para la planificación de medidas de mitigación y respuesta a emergencias.

HEC-RAS demostró tener resultados más consistentes y coherentes, con tiempos de llegada más cortos. Iber, aunque menos consistente, mostró caudales máximos que superan a los de HEC-RAS. Esto sugiere que es importante validar y comparar resultados de múltiples softwares para obtener una comprensión más completa del fenómeno. Para los resultados obtenidos en el punto de control de la represa Aguada Blanca, se observan similitudes en la estimación del caudal máximo, con valores de 3831.89 m³/s para HEC-RAS y 3850.46 m³/s para Iber. Sin embargo, se aprecia una diferencia significativa en el tiempo de llegada del pico de la crecida, siendo de 14.55 horas para HEC-RAS y 21.67 horas para Iber. Es por esto por lo que el análisis de los flujos de rotura revela la complejidad y los riesgos asociados con la gestión de presas. Los resultados obtenidos no solo contribuyen a la comprensión de las dinámicas de inundación, sino que también

ofrecen una base sólida para futuras investigaciones y el desarrollo de políticas efectivas de gestión de riesgos.

Respecto al **O.E.3.**, se desarrolló una matriz de vulnerabilidad que permite evaluar de manera sistemática el riesgo asociado al sistema de presas estudiado, en este caso la presa El Frayle. Esta matriz se estructuró en cuatro niveles: Vulnerabilidad Baja, Media, Alta y Muy Alta, con una escala de puntuación que va de 1 a 4 respectivamente. Se identificaron 13 criterios de evaluación, los cuales se dividen en dos dimensiones: Vulnerabilidad de la represa y del área en riesgo debido a la rotura, las cuales a su vez se subdividen en 4 subcategorías: Integridad estructural (E), Estado de la instrumentación (I), Contexto histórico y geográfico (M) y Riesgos Principales (R). Estos criterios fueron seleccionados en base a la revisión bibliográfica, con el fin de que los resultados obtenidos puedan clasificarse en rangos definidos en base la normativa internacional y los estudios consultados. Según los resultados de la recopilación de información y del modelo de simulación, la combinación de estas variables arrojó una puntuación ponderada de 3.04, lo que situó a la presa El Frayle dentro de la categoría de Vulnerabilidad Muy Alta. Esta conclusión es particularmente importante porque el análisis mostró que, aunque la presa está situada en una zona de baja densidad poblacional, la infraestructura crítica cercana, como la represa de Aguada Blanca, está dentro del área de influencia, revelando que un fallo en el sistema podría tener efectos catastróficos a nivel regional. Es importante destacar que este trabajo también revela una limitación significativa en la bibliografía disponible a nivel nacional en cuanto a matrices de vulnerabilidad para presas. Por ello, se recurrió a normativa internacional, asegurando que la matriz cumple con estándares de calidad reconocidos a nivel mundial. Esto, aunque supuso un desafío en la adaptación de los parámetros al contexto local, garantiza la robustez del análisis. El desarrollo de esta matriz de vulnerabilidad no solo proporciona una herramienta valiosa para la

evaluación de riesgos asociados a la presa El Frayle, sino que también es aplicable a otras presas bajo condiciones similares. Además, los resultados confirman la necesidad de implementar medidas de mitigación y monitoreo continuo debido a la alta vulnerabilidad que presenta la presa en caso de falla estructural.



8.2. Recomendaciones

Se recomienda realizar un levantamiento topográfico usando tecnologías avanzadas como sistema LiDAR y drones con sensores especializados, que permiten obtener datos precisos de la topografía y batimetría de la zona afectada. Estos datos son esenciales para garantizar la precisión y fiabilidad de las simulaciones hidráulicas.

Se sugiere realizar un análisis exhaustivo de todo el sistema de cuencas, con el objetivo de garantizar que todos los caudales aportantes presenten valores coherentes. Esto permitirá simular escenarios que se acerquen lo más posible a la realidad.

Es fundamental contar con un conocimiento sólido de los conceptos clave de los programas de simulación hidráulica, como IBER y HEC-RAS, para asegurar su correcta aplicación. Un uso adecuado de estas herramientas permite representar modelos que se ajusten con mayor precisión a las condiciones reales, mejorando así la calidad de las simulaciones y los resultados obtenidos.

Se debe tener en consideración que los resultados obtenidos de las simulaciones hidráulicas dependen del criterio y experiencia del modelador y no se debe tomar bajo ningún criterio como absolutos, sino como aproximaciones del comportamiento del flujo hidráulico del modelo.

Se sugiere que, para la implementación de la matriz de análisis de vulnerabilidad por parte de las entidades públicas, se desarrolle una guía o manual de uso que ayude a comprender la metodología. Los resultados deben ser expuestos de manera clara y concisa a la población.

Se recomienda implementar y seguir optimizando la matriz a través de su aplicación en otras represas, tanto a nivel nacional como internacional, con el fin de reducir la vulnerabilidad de estas infraestructuras hidráulicas esenciales para la población.

Referencias

- ANA. (2012). *Boletín técnico: Necesidad de creación de organismo técnico*.
- ANA. (2015). *Inventario de Presas en el Perú* (ANA, Ed. 1 ed.). Ministerio de Agricultura y Riego.
- ANA. (2019). *Reglamento de Seguridad de Presas Públicas de Embalse de Agua* (ANA, Ed. 1 ed.). Autoridad Nacional del Agua.
- Arequipa*.
- Ausili, A., Borowiec, P. et al. (2023). *Estrategia común de aplicación para la directiva marco del agua* (vol. 1).
- AUTODEMA. (2020). *Levantamiento topográfico y batimétrico de la represa el Frayle*.
- Bustamante, Y. (2013). *Modelamiento numérico de una onda de avenida generada por la rotura de una presa de tierra y su estimación de riesgo: Aplicación a la presa Yuracmayo* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Mayor de San Marcos]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Cáceres Valdez, J. E. (2021). Análisis de la vulnerabilidad hidrológica de la quebrada huaylla y protección contra inundaciones con defensas ribereñas, simuladas con los programas sap 2000 cypecad en el distrito de characato, provincia de arequipa, departamento de Arequipa.
- Universidad Católica de Santa María*.
- Cannata, M., & Marzocchi, R. (2012). Two-dimensional dam break flooding simulation: A GIS-embedded approach [Article]. *Natural Hazards*, 61(3), 1143-1159.
- <https://doi.org/10.1007/s11069-011-9974-6>
- CDA. (2019). *Dam Safety Guidelines*.

- CENEPRED. (2014). *Manual para la Evaluación de Riesgos por Fenómenos Naturales*.
- CENEPRED. (2023). *Escenarios de riesgo por lluvias para el verano 2024*
- CEPLAN. (2023). *Aumento de la frecuencia de eventos climáticos extremos*.
<https://observatorio.ceplan.gob.pe/ficha/t57>
- Cimbala, C. (2006). *Mecánica de Fluidos Fundamentos y Aplicaciones* (1ra Edition ed., Vol. 1).
- Cullas, C. (2016). *Tecnología para instrumentación, monitoreo y control en presas*
- Dutta, D., Teng, J., Vaze, J., Lerat, J., Hughes, J., & Marvanek, S. (2013). Storage-based approaches to build floodplain inundation modelling capability in river system models for water resources planning and accounting . *Journal of Hydrology*, 504, 12-28.
<https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2013.09.033>
- EGASA. (2003). El Chili: *Fuente de vida y Progreso de Arequipa*. 1, 38.
<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/4090142/Chili.pdf.pdf>
- Encuentro. (2024). *Arequipa: Almacenamiento de agua lleva al límite infraestructura de represas*. <https://encuentro.pe/actualidad/destacadas/arequipa-almacenamiento-de-agua-lleva-al-limite-infraestructura-de-represas/>
- Espinoza Vigil, A. J., & Booker, J. (2023). Hydrological Vulnerability Assessment of Riverine Bridges: The Bajo Grau Bridge Case Study. *Water*, 15(5), 846.
<https://www.mdpi.com/2073-4441/15/5/846>
- Espinoza Vigil, A. J., & Booker, J. D. (2023). Building national disaster resilience: assessment of ENSO-driven disasters in Peru. *International Journal of Disaster Resilience in the Built Environment*, 14(4), 423-433. <https://doi.org/10.1108/IJDRBE-10-2022-0102>
- Espinoza, A. (2023). *Libia y un país liviano*. <https://jugo.pe/libia-y-un-pais-liviano/>

- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G., & Foster, M. (2014). *Geotechnical Engineering of Dams*. CRC Press. <https://books.google.com.pe/books?id=d0nLBQAAQBAJ>
- Guarniz, C. (2014). *Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis de rotura en presas de materiales sueltos; y aplicación a la presa Palo Redondo* [Tesis de licenciatura, Universidad Privada Antenor Orrego]. Repositorio Institucional de la Universidad Privada Antenor Orrego.
- Guidelines, A. C. (2024). *Presa Chalhuanca*.
(https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/4090381/PRESA_CHALHUANCA.pdf.
pdf?v=1675463562)
- H., M. (1996). *Estadísticas y Parámetros De Referencia. Ingeniería Hidraulica En Mexico*.
<https://www.revistatyca.org.mx/ojs/index.php/tyca/article/view/762>
- Hicks, F. E., & Peacock, T. (2005). Suitability of HEC-RAS for Flood Forecasting [Article].
Canadian Water Resources Journal, 30(2), 159-174.
<https://doi.org/10.4296/cwrj3002159>
- ICOLD. (2007). *Las presas y el agua en el mundo* (C. N. E. d. G. Presas, Ed.). Comité Nacional Español de Grandes Presas.
- ICOLD. (2019). *Statistical analysis of dam failures* [Bulletin].
- Katopodes, N., & Strelkoff, T. (1978). Computing two-dimensional dam-break flood waves [Article]. *ASCE J Hydraul Div*, 104(9), 1269-1288.
<https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-0018018333&partnerID=40&md5=a95663d6ea386eadb377efd98c5adb9d>

- Kuo, J.-T., Yen, B.-C., Hsu, Y.-C., & Lin, H.-F. (2007). Risk Analysis for Dam Overtopping— Feitsui Reservoir as a Case Study. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(8), 955-963.
[https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2007\)133:8\(955\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:8(955))
- Magno, D. (2019). *20 días del desastre de la represa de una mina en Brasil*. EL PAIS Retrieved 13/02/2019 from https://elpais.com/elpais/2019/02/13/album/1550080975_473035.html
- Maicera, A. (2024). *Colapso de la presa de Teton en Idaho*. <https://www.iagua.es/2011/06/35-anos-del-colapso-de-la-presa-de-teton-en-idaho>
- Mao, J., Wang, S., Ni, J., Xi, C., & Wang, J. (2017). Management System for Dam-Break Hazard Mapping in a Complex Basin Environment. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 6(6), 162. <https://www.mdpi.com/2220-9964/6/6/162>
- MINAM. (2024). *Fenómeno El Niño en el Perú*.
<https://www.minam.gob.pe/fenomenodelnino/#:~:text=En%20nuestro%20pa%C3%ADs%2C%20E2%80%9CEI%20Fen%C3%B3meno,a%20nivel%20regional%20y%20global>
- Mohamad Bagus, A., Anak Agung Ngurah Satria, D., Nastasia Festy, M., & Danayanti Azmi Dewi, N. (2021). Flood inundation and dam break analysis for disaster risk mitigation (a case study of way apu dam). *Geomate Journal*, 21(84), 85-92.
<https://geomatejournal.com/geomate/article/view/121>
- Nekooie, M. A., & Gholizadeh, S. (2023). New hybrid method for vulnerability assessment in floodplain areas exposed to dam break. *Engineering Reports*, 5.
<https://doi.org/10.1002/eng2.12664>

Oviedo, J., Robles, R. (2009). *Evaluación de la eficiencia del uso del agua en la cuenca del río chili* (Vol. 1).

https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normatividad/files/v1_completo_0_0_2.pdf

Parrilla, A. (2019). *Simulación 2D de la rotura de la presa de Malpasset con los modelos Iber y RiverFlow2D* [Tesis de licenciatura, Universidad de Zaragoza]. Repositorio Institucional de la Universidad de Zaragoza.

Patel, A., Keriwala, N., & Yadav, S. M. (2024). 2D Flood Simulation and Mapping Using Hydraulic Model and GIS Technology. Lecture Notes in Civil Engineering,

Perú, I. d. I. d. M. d. (2018). *Minera Lincuna paraliza operaciones por derrame de relaves en Recuay*. <https://iimp.org.pe/raiz/minera-lincuna-paraliza-operaciones-por-derrame-de-relaves-en-recuay>

Peruana, I. (2010). *Represa de Bamputañe*.

<https://infraestructuraperuana.blogspot.com/2010/06/represa-de-bamputane.html>

Pueblo, E. (2017). *Represas de Arequipa siguen aumentando volumen de agua*.

<https://diarioep.pe/represas-de-arequipa-siguen-aumentando-volumen-de-agua/>

Pulcha, A. S. H. H. (2023). *Metodología de evaluación hidrológica de puentes sobre cauces de río – caso de estudio: Río Chili en la ciudad de Arequipa, Perú* [Tesis de licenciatura, Universidad Católica de Santa María]. Repositorio Institucional de la Universidad Católica de Santa María.

Resolución de G.G. N° 28-2021-ANA-GG, (2021).

Sampieri, R. H. (2018). *Metodología de la investigación: las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta*. McGraw-Hill Interamericana.

<https://books.google.com.pe/books?id=5A2QDwAAQBAJ>

- SENAMHI. (2024). *Histórico de lluvias*. <https://www.senamhi.gob.pe/?p=escenarios-lluvia>
- Shrestha, N., Bhatta, U. D., Ghimire, B. N. S., & Karna, A. K. (2024). *Dam Break Flood Hazard Mapping and Vulnerability Analysis in Kulekhani Dam, Nepal. Lecture Notes in Civil Engineering*,
- SPANCOLD. (2013). *Guía Técnica de Seguridad de Presas*.
- Tedla, M. G., Cho, Y., & Jun, K. (2021). Flood mapping from dam break due to peak inflow: A coupled rainfall–runoff and hydraulic models approach [Article]. *Hydrology*, 8(2), Article 89. <https://doi.org/10.3390/hydrology8020089>
- Timbadiya, P. V., Patel, P. L., & Porey, P. D. (2011). Hec-ras based hydrodynamic model in prediction of stages of lower tapi river. *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, 17(2), 110-117. <https://doi.org/10.1080/09715010.2011.10515050>
- Toapaxi Alvarez, J., & Acero Quilumbaquin, A. (2021). Análisis de Inundación por Rotura de Presa Utilizando el Modelo HEC-RAS 2D: Caso de Estudio de la Presa Mulacorral, Provincia de Tungurahua, Ecuador. *Revista Politécnica*, 48(1), 51-64. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=688772209005>
- Turpo, J. (2024). *Advierten riesgo en almacenamiento de la represa El Frayle de 1958. El Pueblo*. <https://diarioelpueblo.com.pe/index.php/2024/03/20/advierten-riesgo-en-almacenamiento-de-la-represa-el-frayle-de-1958/>
- Viseu, T., & Almeida, A. B. d. (2009). *Chapter 6 Dam-break risk management and hazard mitigation*.
- Zoppou, C., & Roberts, S. (2000). Numerical solution of the two-dimensional unsteady dam break [Article]. *Applied Mathematical Modelling*, 24(7), 457-475. [https://doi.org/10.1016/S0307-904X\(99\)00056-6](https://doi.org/10.1016/S0307-904X(99)00056-6)