

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

**ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN RECURSOS HÍDRICOS**



**“SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL TRANSPORTE DE
SEDIMENTOS EN OBRA DE CONTROL DE INUNDACIONES
EN EL RÍO MOTUPE”**

Presentada por:

MANUEL ANGEL CONTRERAS CANCHAN

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO
MAGISTER SCIENTIAE EN RECURSOS HÍDRICOS**

Lima – Perú

2024

Tesis

INFORME DE ORIGINALIDAD

15%

INDICE DE SIMILITUD

14%

FUENTES DE INTERNET

7%

PUBLICACIONES

7%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	3%
2	repositorio.lamolina.edu.pe Fuente de Internet	<1%
3	docplayer.es Fuente de Internet	<1%
4	dspace.unitru.edu.pe Fuente de Internet	<1%
5	moonlightbutterfly.multiply.com Fuente de Internet	<1%
6	www.fondoeditorialunalm.com Fuente de Internet	<1%
7	repositorio.chapingo.edu.mx Fuente de Internet	<1%
8	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1%
9	es.scribd.com Fuente de Internet	

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

**ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN RECURSOS HÍDRICOS**

**“SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL TRANSPORTE DE
SEDIMENTOS EN OBRA DE CONTROL DE INUNDACIONES
EN EL RÍO MOTUPE”**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO
MAGISTER SCIENTIAE**

Presentada por:

MANUEL ANGEL CONTRERAS CANCHAN

Sustentada y aprobada ante el siguiente jurado:

Ph.D. David Ascencios Templo
PRESIDENTE

Mg.Sc. Cayo Ramos Taipe
ASESOR

Ph.D. Eduardo Chávarri Velarde
MIEMBRO

Mg.Sc. Ricardo Apaella Nalvarte
MIEMBRO

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado primero a Dios por brindarme la inspiración necesaria de seguir adelante en esta investigación, segundo a mi familia por su incansable apoyo.

AGRADECIMIENTO

Al Mg.Sc. Cayo Leonidas Ramos Taípe, por su asesoría para el mejor desarrollo de la presente tesis.

Al Ph.D. David Ascencios Templo, Ph.D. Eduardo Chávarri Velarde y Mg.Sc. Ricardo Apaella Nalvarte por sus consejos durante toda la etapa de la maestría y tener el honor de que sean el jurado para la presentación de la presente tesis.

A mi esposa Nelly Espinoza por su alegría y por emocionarse conmigo con las cosas simple de la vida. Por creer en mí.

A mis padres Cesar, Bertha, hermanos Armando, Richard y suegros Alejandro y Marcelina por hacerme una persona de bien.

A mis queridos amigos que contribuyeron de algún modo con su motivación y recomendación a lo largo del desarrollo de la presente tesis.

ÍNDICE GENERAL

I.	INTRODUCCIÓN	1
II.	REVISIÓN DE LITERATURA.....	5
2.1	Las Inundaciones y su Mitigación.....	5
2.2	Recopilación y Tratamiento de Información.....	6
2.2.1	Precipitación Máxima en 24 Horas	8
2.2.2	Método de Vector Regional	8
2.2.3	Consistencia de la Información.....	9
2.2.4	Análisis de Frecuencia	10
2.2.5	Pruebas de Bondad de Ajuste.....	16
2.2.6	Tormenta de Diseño	16
2.3	Modelo Hidrológico	16
2.3.1	Parámetros del Modelo Hidrológico	18
2.4	Simulación Hidráulica.....	22
2.5	Producción y Transporte de Sedimentos.....	24
2.5.1	Propiedad de los Sedimentos	25
2.5.2	Ángulo de Reposo	28
2.5.3	Inicio de Movimiento del Sedimento.....	29
2.5.4	Velocidad de Caída	31
2.5.5	Sedimento de Fondo.....	33
2.5.6	Sedimento de Suspensión.....	35

2.6	Control de Inundación.....	38
2.6.1	Vertedero Lateral	40
III.	MATERIALES Y MÉTODOS	42
3.1	Materiales.....	42
3.2	Metodología	42
3.3	Área de Estudio	44
3.4	Datos Pluviométricos	47
3.5	Metodología del Modelo Hidrológico.....	50
3.5.1	Delimitación de la Unidad Hidrográfica.....	50
3.5.2	Parámetros Geomorfológicos del Área de Estudio	51
3.5.3	Tiempo de Concentración	52
3.5.4	Porcentaje de Aportación de la Precipitación Máxima en 24 Horas.....	54
3.5.5	Prueba de Datos Dudosos	55
3.5.6	Análisis de Frecuencia y Prueba de Bondad de Ajuste.....	56
3.5.7	Tormenta de Diseño	57
3.5.8	Determinación de la Curva Número y Cálculo de Abstracciones.....	59
3.5.9	Modelo Hidrológico	64
3.5.10	Verificación.....	65
3.6	Metodología para el Cálculo de Condición de Contorno de Sedimentos	67
3.7	Metodología para el Análisis Hidráulico	71
3.7.1	Ubicación de la Estructura de Control de Inundación	71

3.7.2	Bloque 1 – Simulación de las Condiciones Naturales	73
3.7.3	Bloque 2 – Planeamiento y Simulación de la Estructura en Lecho Fijo	76
3.7.4	Bloque 3 – Simulación de la Estructura en Lecho Móvil	83
3.7.5	Evaluación de Resultados	83
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	87
4.1	Máximas Avenidas.....	87
4.1.1	Tiempo de Concentración	87
4.1.2	Polígono de Thiessen	88
4.1.3	Vector Regional	88
4.1.4	Análisis de Frecuencia y Prueba de Bondad de Ajuste.....	92
4.1.5	Precipitación Máxima en 24 Horas para Períodos de Retorno	99
4.1.6	Hietogramas de Simulación	100
4.1.7	Curva Número.....	101
4.1.8	Definición de Parámetros para Tránsito de Avenida	102
4.1.9	Marcas de Agua en Puente Motupe y Chotoque.....	105
4.1.10	Modelo Hidrológico	110
4.2	Simulación Hidráulica en Condiciones Naturales.....	113
4.3	Condición de Contorno de Sedimentos.....	117
4.3.1	Transporte de Sedimentos de Fondo	117
4.3.2	Transporte de Sedimentos en Suspensión	119
4.4	Definición de Estructura de Control de Inundación.....	125

4.5	Simulación de Estructura de Control de Inundación en Lecho Móvil	131
4.5.1	Transporte de Sedimentos de Fondo	131
4.5.2	Transporte de Sedimentos en Suspensión sobre la Estructura	133
4.5.3	Transporte de Sedimento Total	137
4.6	Análisis Comparativo Lecho Fijo – Lecho Móvil.....	142
V.	CONCLUSIONES	143
VI.	RECOMENDACIONES	145
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147
VIII.	ANEXOS	154

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Métodos para el manejo de la inundación	6
Figura 2: Representación esquemática de un sistema fluvial ideal según Schumm	24
Figura 3: Diagrama de Shields	30
Figura 4: Esquema de diferentes esquemas de transporte de sedimento	33
Figura 5: Alternativas para el control de inundación	38
Figura 6: Laminación de hidrograma de avenida en el embalse	39
Figura 7: Metodología planteada para la investigación	44
Figura 8: Esquema de la red hídrica de la cuenca Motupe	45
Figura 9: Ubicación de la cuenca de estudio	46
Figura 10: Ubicación de estaciones con precipitación horaria	49
Figura 11: División de subunidades hidrográficas	50
Figura 12: Polígonos de Thiessen e Isoyetas de marzo 2017 del área de estudio	55
Figura 13: Mayores tormentas registradas por la estación Pasabar (Olmos) desde el 2011 hasta el 2019	58
Figura 14: Mapa de uso de suelos en área de estudio	60
Figura 15: Mapa de tipo de suelos en el área de estudio	61
Figura 16: Mapa de curva número condiciones normales para el área de estudio	63
Figura 17: Precipitación diaria en el mes de marzo del 2017 estación Pasabar (Olmos) ...	64
Figura 18: Modelo hidrológico desarrollado en el software HEC - HMS 4.8	65
Figura 19: Sectores de modelamiento hidráulico y uso de suelos	66
Figura 20: Vista en la zona de ubicación para la obra propuesta	67

Figura 21: Cortes específicos para comparación de resultados	69
Figura 22: Granulometría de la zona de estudio	70
Figura 23: Sectores afectados por el FEN 2017 y relación con la estructura	71
Figura 24: Evolución histórica del río donde se planifica la estructura	72
Figura 25: Dominio computacional en condiciones naturales	73
Figura 26: Mapa de uso de suelos en condiciones naturales para sector de estructura.....	74
Figura 27: Discretización del dominio computacional en condiciones naturales	75
Figura 28: Esquema de alternativa para control de inundación	76
Figura 29: Esquema de alternativa 1	78
Figura 30: Esquema de alternativa 2	80
Figura 31: Mapa de uso de suelos en condición con estructura	81
Figura 32: Discretización del dominio computacional en condiciones con estructura.....	81
Figura 33: Ubicación de ejes de cortes	82
Figura 34: Relación entre caudal captado y caudal derivado de diseño	84
Figura 35: Plano de Alternativa 1	85
Figura 36: Plano de Alternativa 2	86
Figura 37: Gráficos de vector regional para estaciones de la cuenca alta.....	90
Figura 38: Precipitación anual en estaciones de la cuenca baja y media	91
Figura 39: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Cueva Blanca .	92
Figura 40: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación El limon	92
Figura 41: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Incahuasi	93

Figura 42: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Jayanca.....	93
Figura 43: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Olmos.....	93
Figura 44: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Porculla	94
Figura 45: Precipitación Unitaria Acumulada en la Estación Olmos	100
Figura 46: Hietogramas de simulación para el modelo hidrológico del 30 de marzo 2017	101
Figura 47: Simulación hidráulica para calibración de parámetros Muskingum en río Chotoque	103
Figura 48: Simulación hidráulica para calibración de parámetros Muskingum en río Motupe	103
Figura 49: Ubicación de los cauces para el tránsito de avenida.....	105
Figura 50: Sección transversal de puente Motupe	105
Figura 51: Vista en planta de puente Motupe	106
Figura 52: Sección transversal de puente Chotoque	106
Figura 53: Vista en planta de puente Chotoque	106
Figura 54: Obras de descolmatación en el puente Motupe	107
Figura 55: Variación del nivel de agua promedio versus la rugosidad en puente Motupe	108
Figura 56: Resultado en sección de corte de puente Chotoque.....	109
Figura 57: Variación del nivel de agua promedio versus el caudal en puente Chotoque .	110
Figura 58: Hidrogramas de avenida en la zona de investigación.....	113
Figura 59: Caudales Ingresados al modelo hidráulico	114
Figura 60: Evolución del tirante en simulación con condiciones naturales	115
Figura 61: Evolución de la velocidad en simulación con condiciones naturales.....	116

Figura 62: Resultado para 64400 segundo cauce y riberas a plena capacidad.....	117
Figura 63: Hidrogramas de caudal sólido y líquido en el transporte de sedimento de fondo	118
Figura 64: Secciones donde se evalúa el caudal sólido de transporte de sedimentos	119
Figura 65: Secciones de corte R - 3 y R - 4 para análisis de sedimentos en suspensión ..	120
Figura 66: Gráfico de concentración versus caudal método hidráulico teórico.....	123
Figura 67: Concentración (g/l) en las 5 iteraciones para cada método y sección de interés	124
Figura 68: Resultado de tirante para las diferentes alternativas de estructura de control de inundación.....	126
Figura 69: Resultado de velocidad para las diferentes alternativas de estructura de control de inundación	127
Figura 70: Resultado longitudinal por eje R - 1 de tirante y velocidad	128
Figura 71: Gráfico de caja de la diferencia en tirante de cada escenario con las condiciones naturales	129
Figura 72: Gráfico de caja de la diferencia en velocidad de cada escenario con las condiciones naturales	129
Figura 73: Hidrogramas derivado por la estructura para cada alternativa	130
Figura 74: Caudal derivado bajo simulación de transporte de fondo.....	131
Figura 75: Evolución en el tiempo de los sedimentos de fondo	132
Figura 76: Condición de contorno de ingreso en modelo de transporte de sedimento en suspensión	133
Figura 77: Caudal derivado en escenarios de transporte de sedimento en suspensión	134
Figura 78: Perfil de canal colector para diferentes períodos de tiempo	135

Figura 79: Evolución de erosión y sedimentación en el canal colector en sedimento en suspensión	136
Figura 80: Evolución en el tiempo de los sedimentos en suspensión	137
Figura 81: Concentración de sedimento en suspensión en el ingreso para modelo combinado	137
Figura 82: Variación de erosión y sedimentación en modelo combinado	139
Figura 83: Resultado de concentración de sedimentos en suspensión para modelo combinado	140
Figura 84: Caudal sólido de sedimentos de fondo medido en sección R-8	141
Figura 85. Caudal sólido de sedimentos en suspensión medido en sección R-8	141
Figura 86. Caudal líquido derivado por la estructura medido en sección R-8	141

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Fuentes de donde se extrajo la información mencionada anteriormente	7
Tabla 2: Pruebas y criterios estadísticos	9
Tabla 3: Valores de la constante "a" para probabilidad empírica	11
Tabla 4: Funciones de probabilidad teóricas utilizados en el trabajo de investigación	12
Tabla 5: Características de los tres tipos de modelos lluvia – escorrentía	17
Tabla 6: Parámetros usados en el elemento Subbasin.....	18
Tabla 7: Escala sedimentológica de Udden – Wentworth	25
Tabla 8: Índice y factores de forma.....	26
Tabla 9: Formulaciones para determinar el ángulo de reposo del sedimento sumergido ...	29
Tabla 10: Formulaciones para el cálculo de velocidad de caída de sedimentos naturales..	32
Tabla 11: Modelos de transporte de fondo utilizado en la investigación.....	34
Tabla 12: Clasificación de la obra de derivación según el ingreso de sedimentos	40
Tabla 13: Resumen de estaciones cercanas disponible	47
Tabla 14: Parámetros geomorfológicos de las subunidades hidrográficas	51
Tabla 15: Resumen de métodos para cálculo de tiempo de concentración.....	52
Tabla 16: Umbral superior e inferior según estaciones.....	56
Tabla 17: Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria.....	57
Tabla 18: Patrón de la tormenta 30/03/2017 Estación Pasabar (Olmos)	57
Tabla 19: Descripción de la taxonomía del suelo del área de estudio	61
Tabla 20: Clases de humedad antecedentes definidas por la precipitación de 5 días antes	63

Tabla 21: Formulaciones para fijar las condiciones de contorno en el transporte de sedimentos.....	68
Tabla 22: Propiedad de los sedimentos utilizados en los modelos	70
Tabla 23: Valores de coeficientes de rugosidad para el modelo en condiciones naturales.	75
Tabla 24: Variables considerados en escenarios de simulación Alternativa 1.....	78
Tabla 25: Ejes de corte para discusión de resultados.....	83
Tabla 26: Tiempo de concentración.....	87
Tabla 27: Porcentaje de aportación de las estaciones sobre las sub UH.....	88
Tabla 28: Resultados del vector regional para las estaciones de la cuenca alta.....	89
Tabla 29. Hipótesis de independencia, estacionalidad y homogeneidad	94
Tabla 30: Parámetros estadísticos para el método de momentos lineales.....	95
Tabla 31: Parámetros por L-Momentos según función de distribución de probabilidad....	96
Tabla 32: Función de mayor ajuste según estación.....	97
Tabla 33: Prueba de bondad y ajuste	99
Tabla 34: Precipitación máxima en 24 horas para diferentes tiempos de retorno	100
Tabla 35: Curva número y abstracción inicial para cada unidad hidrológica.....	102
Tabla 36: Parámetros calibrados de Muskingum en el río Motupe y Chotoque.....	104
Tabla 37: Parámetros para tránsito de avenidas.....	104
Tabla 38: Resultados en simulación hidráulica de puente Motupe.....	108
Tabla 39: Valores de coeficiente de rugosidad verificados para los modelos hidráulicos	109
Tabla 40: Resultados en simulación hidráulica de puente Chotoque.....	109
Tabla 41: Resultado de caudales picos según elemento hidrológico	111

Tabla 42: Análisis de sensibilidad de la Curva Numero	112
Tabla 43: Resumen de los resultados de los caudales máximo para cada método	118
Tabla 44: Resultado de velocidad de caída según diferentes autores	120
Tabla 45: Propiedades hidráulicas en las secciones de corte para diferentes tiempos.....	121
Tabla 46: Cálculo de la concentración de sedimentos por Smith McLean (1977a).....	121
Tabla 47: Cálculo de la concentración de sedimentos por Van Rijn (1984b).....	122
Tabla 48: Cálculo de la concentración de sedimentos por Celik & Rodi (1991).....	122
Tabla 49: Resultados de la máxima concentración en la iteración 5 para cada método y sección de interés	124
Tabla 50: Resumen de caudales derivados en lecho fijo y móvil	142

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Parámetros Fisiográficos de las Unidades Hidrográficas	154
Anexo 2: Precipitación Histórica	159
Anexo 3: Análisis de Frecuencias	175
Anexo 4: Resultados de Modelo Hec Hms	191
Anexo 5: Análisis de Vertedero Lateral.....	194

RESUMEN

Los eventos climáticos extremos en el Perú son más frecuentes y afectan el desarrollo normal de la sociedad, siendo los más recientes el Niño Costero del 2017 y el ciclón Yaku del 2023, que produjo deslizamientos y huaicos provocando cuantiosas pérdidas. Razón a ello, explorar e investigar nuevas alternativas para el control de inundaciones es una actividad que a menudo tiene atención por parte de los profesionales. Dentro de este contexto, muchos proyectos son desarrollados considerando condiciones ideales, adoptando mayores coeficientes de seguridad, minimizando la importancia de los sedimentos en la estructura, pero con el avance de las herramientas informáticas es posible analizar con mayor detalle el rol del transporte de sedimentos en los diseños. La investigación propone evaluar el impacto de los sedimentos en una alternativa para el control de inundación en el río Motupe el cual durante los eventos climáticos extremos se activa, causando daños a los centros poblados de Jayanca, Pacora, entre otros. Se desarrolla un análisis hidrológico en HEC HMS calibrado por marcas de agua en una cooperación mutua con el modelo hidráulico Iber; una vez obtenido el modelo hidráulico calibrado se planifica una estructura de captación que deriva parte del caudal de avenida. Para el diseño se utilizó un tiempo de retorno de 25 años y condiciones ideales de lecho fijo. Una vez obtenida una estructura óptima se realizaron simulaciones de transporte de sedimento bajo diferentes escenarios, considerando transporte de sedimento en suspensión, transporte de sedimento de fondo y transporte de sedimento total para comparar el grado de alteración del caudal derivado con respecto a las condiciones de diseño. En condiciones de lecho fijo, la estructura logra derivar $417.5 \text{ m}^3/\text{s}$ de los $905.8 \text{ m}^3/\text{s}$ que la cuenca produce para el tiempo de retorno de diseño. Los resultados en lecho móvil demuestran que el escenario más pesimista es considerando únicamente el transporte de sedimento en suspensión debido a que el caudal derivado se reduce en un 14%, mientras que en los otros escenarios el caudal derivado se incrementa debido al incremento de la carga hidráulica por el movimiento del lecho. Estos resultados recomiendan utilizar escenarios de transporte de sedimentos en suspensión para el dimensionamiento de obras de derivación, mientras que el escenario de transporte total para identificar zonas susceptibles a la sedimentación.

Palabras claves: Capacidad de transporte, estructuras hidráulicas, hidráulica fluvial, inundaciones, modelación hidráulica, modelación hidrológica, transporte de sedimento, velocidad de caída.

ABSTRACT

Extreme climate events in Peru are becoming more frequent and are impacting the normal development of society. The most recent examples include the Niño Costero of 2017 and cyclone Yaku of 2023, both of which caused landslides and mudslides, resulting in significant losses. As a result, there is a continuous focus among professionals on exploring and researching new alternatives for flood control. Within this context, many projects have been developed under ideal conditions, utilizing higher safety coefficients while downplaying the significance of sediments within the structures. However, with the advancement of computer tools, it's now possible to conduct more detailed analyses of sediment transport in the designs. This research aims to assess the impact of sediments in an alternative flood control approach in the Motupe River. During extreme weather events, the river is activated, causing damage to towns like Jayanca and Pacora, among others. The study involves a hydrological analysis using the HEC HMS model, calibrated with watermarks, in cooperation with the Iber hydraulic model. Once the calibrated hydraulic model is obtained, a catchment structure is designed to divert a portion of the flood flow. The design considers a 25-year return period and ideal fixed bed conditions. Upon obtaining an optimal structure, sediment transport simulations were performed under various scenarios, including suspended sediment transport, bottom sediment transport, and total sediment transport. These simulations were conducted to compare how the derived flow is affected in relation to the design conditions. Under fixed bed conditions, the structure successfully diverts $417.5 \text{ m}^3/\text{s}$ from the $905.8 \text{ m}^3/\text{s}$ generated by the basin for the design return period. Results from scenarios involving a moving bed reveal that the most pessimistic scenario is one that considers only suspended sediment transport, resulting in a 14% reduction in the derived flow. In contrast, in the other scenarios, the derived flow increases due to the rise in hydraulic load from bed movement. These findings recommend using scenarios involving suspended sediment transport for sizing diversion projects, and the total transport scenario to identify areas prone to sedimentation.

Keywords: Fall velocity, floods, hydraulic modeling, hydrologic modeling, hydraulic structures, river hydraulics, sediment transport, transport capacity.

I. INTRODUCCIÓN

De acuerdo con los informes del Panel Intergubernamental de Expertos Sobre el Cambio Climático (IPCC, por sus siglas en inglés) señala que la frecuencia e intensidad de eventos extremos se incrementaría. De acuerdo con De la Cruz Montalvo (2021) los extremos de precipitación tanto en su frecuencia e intensidad presentan incrementos superiores a un 15% en la costa norte. Estos cambios, junto con los fenómenos recurrentes en el Perú, como es el caso de El Niño-Oscilación del Sur (ENSO, por sus siglas en inglés), incrementarían los riesgos por inundación en muchas ciudades. Como ejemplo, se tienen las consecuencias originadas por el ciclón Yaku del 2023 (SENAMHI, 2023), el cual presentó intensas lluvias originadas en la zona norte con desplazamiento hacia la parte central y sur del país; este comportamiento errático del ciclón produjo la activación de quebradas y desborde de ríos en diferentes partes, según datos de Ministerio de Economía y Finanzas (MEF) se estima una pérdida económica debido a daños en 1,521 viviendas destruidas, 2,148 viviendas inhabitables y 27,843 viviendas afectadas, con un estimado de 65,065 personas afectadas, en cuanto a infraestructura afectada y destruida se tuvo 837 kilómetros de carreteras, 436 kilómetros de canales de riego, 338 puentes, 80 kilómetros de redes de agua y 9.8 kilómetros de red de alcantarillado, además 120 establecimientos de salud y 875 aulas escolares quedaron destruidas, inhabilitadas o afectadas (Gestión, 2023). Asimismo, en el año 2017 se presentó el fenómeno del Niño Costero, que, si bien este evento fue de mecanismos locales, puede ser considerado como el tercer ENSO más intenso en los últimos cien años para el Perú (ENFEN, 2017).

Bajo esta realidad, en el Perú se desarrollaron diversos estudios para identificar las zonas con peligro potencial de inundación, entre los cuales podemos encontrar el mapa presentado el 2003 por el Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción de Riesgo de Desastres (CENEPRED). El estudio del 2015 elaborado por el Ministerio del Ambiente bajo el título de “Mapa de Susceptibilidades Físicas”, el cual identifica las regiones de Ica, La Libertad, Lambayeque, Lima, Piura, Puno, Tacna, Tumbes como las regiones con alta probabilidad de ocurrencia ante inundaciones por eventos hidrometeorológicos; El estudio del 2017 realizado por la Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA) el cual identificó cuáles de las 159 cuencas hidrográficas requieren priorizar medidas de prevención

ante inundaciones y recientemente en el 2018 el Nuevo Mapa Potencial de Inundaciones a Nivel Nacional elaborado por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) bajo la dirección del Ing. Cesar Aybar. Así también se pueden encontrar numerosos reportes de los daños ocasionados por inundaciones históricas y recientemente según datos estadísticos; Las tres provincias más afectadas por el Niño Costero del 2017 son La Libertad con 466,144 personas, Piura con 464,974 personas y Lambayeque con 182,955 personas entre dignificadas y afectadas (INDECI, 2017). Con esta información se identificó que la zona norte del país es idónea para plantear una alternativa para mitigar la inundación que consiste en la implementación de una estructura que permita derivar parte del caudal de avenida.

Otro aspecto importante en el estudio de las inundaciones es el efecto que los sedimentos ocasionan en los cauces. Durante un ENSO, la cantidad de sedimentos suspendidos se incrementa de 3-60 veces en comparación con un año normal y las cuencas ubicadas al norte del Perú (entre las latitudes 3°-7° S) son las que tienen mayor producción de sedimentos (Morera et al., 2017). Estos sedimentos reducen la capacidad del cauce que obliga a las regiones hacer obras de descolmatación como los ejecutados en el río La Leche sobre 30 km del río por un valor de S/. 20,531,018.28, de acuerdo con el Informe de Acción Simultánea N.º008-2017-OCI/0052-AS de la Contraloría General de la República. Teniendo en cuenta los caudales de máximas avenidas y el movimiento del sólido se analiza el efecto combinado en una estructura planificada, para ello se realizará simulación conjunta de flujo líquido y sólido.

De acuerdo a diferentes autores, los FEN extraordinarios, es decir, fenómeno El niño, de los últimos cien años en el Perú se presentaron en los años 1925, 1983, 1998 y el 2017 (Douglas et al., 2009; Takahashi, 2004; Takahashi & Martínez, 2019), este último provocó 18,000 casas colapsadas, 1,245 km de carreteras destruidas, 159 puentes colapsados, 145,821 casas afectadas, 665,313 personas afectadas, 103,813 personas heridas y 79 muertes a nivel nacional siendo Piura y Lambayeque las más afectadas (INDECI-COEN, 2017).

La alta producción de sedimentos durante los FEN extraordinarios afecta los sistemas acuáticos, disminuyen la disponibilidad de agua y facilitan el colapso de las infraestructuras hidráulicas (Morera et al., 2017) y este escenario podría agravarse, pues otros estudios mencionan que los FEN se incrementarían durante el cambio climático (Cai et al., 2014).

Llama la atención que muchos estudios sobre inundaciones omiten los efectos producidos por el arrastre de sedimentos en el análisis, ya que estos tienen impacto para períodos de retorno medio y alto (Ahilan et al., 2019) y más aún que de acuerdo con la Autoridad Nacional del Agua (ANA) no existen normas en el Perú sobre el diseño de las estructuras necesarias para la prevención de inundaciones (Agencia de Cooperación Internacional del Japón, 2017).

Por lo expuesto, queda claro que buscar nuevas alternativas para el control de inundaciones es un tema de interés, en este contexto el estudio plantea elaborar un análisis hidrológico en una región ubicada en la parte norte del Perú, específicamente sobre el río Motupe. Después se planificará una obra de captación que permitirá derivar parte del caudal de avenida y para su dimensionamiento se considera condiciones de lecho fijo, es decir, sin considerar el movimiento de los sólidos debido a que es una práctica muy usual en ríos con poca o nula información histórica de sedimentos.

Finalmente, se procederá a realizar diferentes escenarios de simulación de lecho móvil ayudado de un software bidimensional y observar el grado de distorsión del caudal derivado; El resultado de todo ello permitirá resolver las dos preguntas que son el eje de la investigación ¿Cuál es la mejor configuración de la obra de derivación para control de inundación ante el transporte de sedimentos en un evento extraordinario? y ¿Cuál es el grado de alteración que sufre el caudal derivado por efecto del movimiento de los sedimentos comparado entre la condición de lecho fijo y la condición de lecho móvil?

La presente investigación tiene como objetivo general:

- Realizar simulaciones hidráulicas para analizar el transporte de sedimentos en la obra de control de inundaciones en el Río Motupe.

Los objetivos específicos de la investigación son:

- Caracterizar los eventos extraordinarios en la zona de estudio para diferentes períodos de retorno mediante análisis estadístico de la precipitación por L-momentos y modelos precipitación – escorrentía.
- Simular la hidráulica fluvial producida por eventos extraordinarios en la zona de estudio bajo condiciones naturales.

- Dimensionar la obra de control de inundación considerando criterios de lecho fijo en la zona de estudio.
- Realizar la simulación hidráulica del transporte de sedimentos con la estructura de control de inundaciones.
- Analizar el comportamiento y los efectos que tiene el transporte de sedimentos en la estructura con relación a las condiciones de diseño.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Las Inundaciones y su Mitigación

La inundación se puede definir como un gran flujo y/o acumulación de agua en zonas o regiones que habitualmente se encuentran secas y según cómo estas se producen pueden ser clasificadas como: inundaciones por desborde de ríos (river flooding), inundaciones repentinas (flash floods), inundaciones urbanas (urban flooding), inundaciones por marea (tidal flooding), inundaciones por rotura de presas (floods arising due to failure of dam). Sin embargo, el factor principal que desencadena las inundaciones son las precipitaciones intensas (Ghosh, 2014).

De acuerdo con las estrategias adoptadas para el control de inundaciones, se pueden clasificar en estructurales o no estructurales (Ghosh, 2014), pero una clasificación más completa se reproduce en la Figura 1 el cual fue elaborado por la National Commission on Floods (1980). De acuerdo con esta clasificación, el esquema planteado en la investigación es “modificando la onda de avenida” (modifying the avenue wave), para ello se plantea derivar parte del hidrograma de avenida mediante una estructura y ver la interrelación con el transporte de sedimentos.

El primer paso de la investigación es conocer la magnitud de la inundación en condiciones sin intervención, para ello algunas estrategias son: observación histórica de la máxima inundación, fórmulas empíricas, curvas envolventes, estudio de la frecuencia de inundación y simulación de la inundación a partir del estudio de tormentas (Ghosh, 2014). Aplicando la última metodología en la investigación, se tiene que entender los conceptos de: recopilación y tratamiento de la información, modelo hidrológico, simulación hidráulica, transporte de sedimento, capacidad de arrastre y obra de control de inundación.

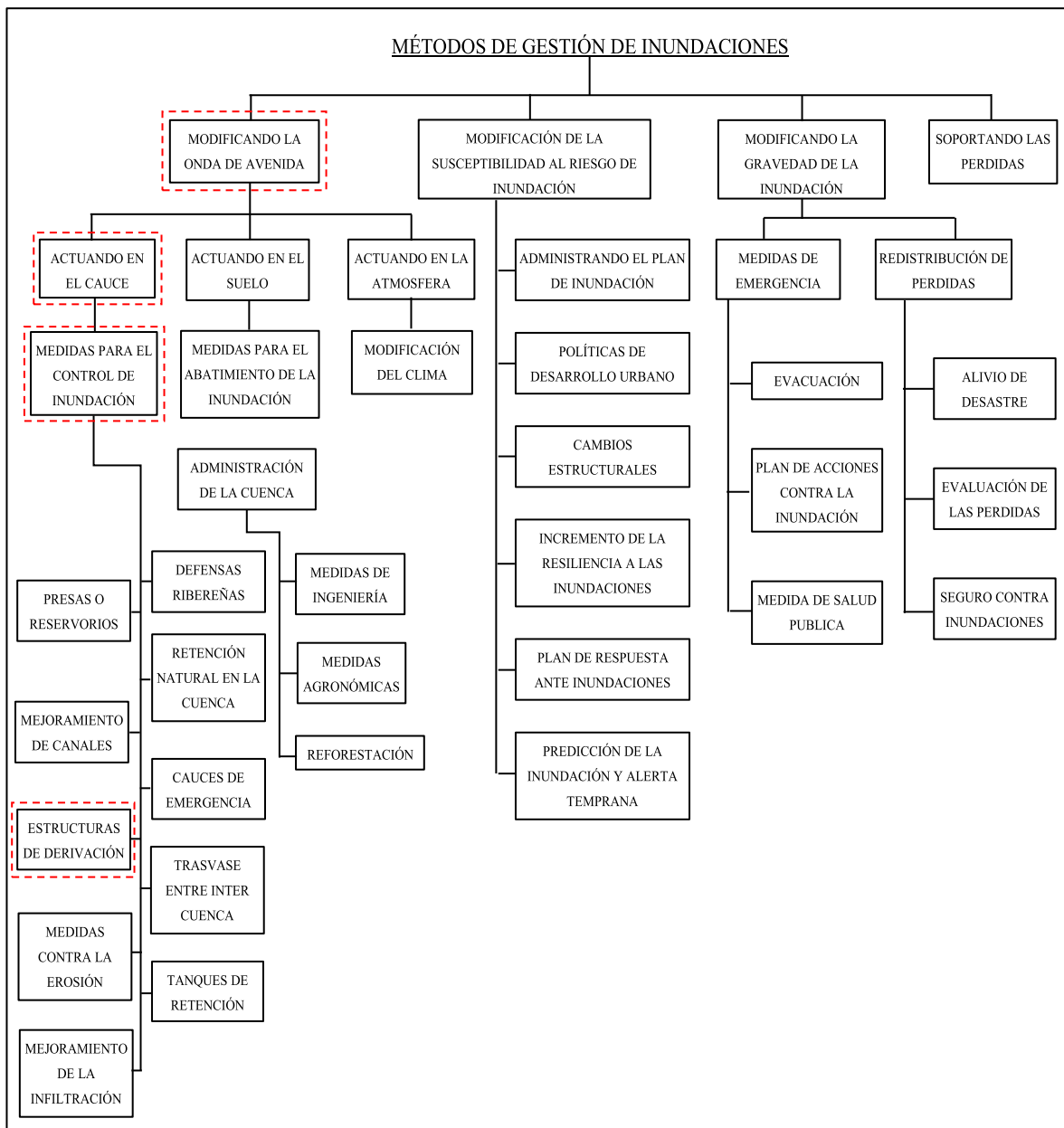


Figura 1: Métodos para el manejo de la inundación

FUENTE: Traducido de la National Commission on Floods (1980).

2.2 Recopilación y Tratamiento de Información

Es importante tener un registro claro e identificable desde el origen, disgregando la data inconsistente de la consistente. A continuación, describimos la fuente y el tratamiento de la información usada en el presente trabajo de investigación.

La precipitación es una variable crucial para diferentes aplicaciones, tales como agricultura, manejo de recursos hídricos, diseño de estructuras, modelamiento ecológico, evaluación y pronóstico de riesgo de sequías e inundaciones, entre otros (Cavalcante et al., 2020).

En la actualidad existen diferentes herramientas para medir la precipitación como son: estaciones pluviométricas, medición por radares y mediciones satelitales (Dingman, 2015). Si bien las estaciones pluviométricas son la principal herramienta para medir la precipitación a nivel de suelo, estas deben estar adecuadamente distribuidas sobre el área de análisis y tener un registro largo de información (Sun et al., 2018). En el territorio nacional el organismo encargado de proveer información meteorológico, hidrológico y climático es el SENAMHI por ello la principal fuente de información para la precipitación son los datos publicados: por SENAMHI, por la ANA y el producto grillado Peruvian Interpolation data of SENAMHI Climatological and hydrological Observations (PISCO).

Según la OMM (2011a), son numerosos los fenómenos hidrológicos extremos que no son posibles predecir por métodos determinísticos y, por lo tanto, es necesario un planteamiento probabilístico que incorpore los efectos de tales fenómenos en las decisiones.

Otro insumo importante para los modelos hidrológicos e hidráulicos es el modelo digital de elevaciones (DEM, por sus siglas en inglés), para ello se explora tres fuentes y su procesamiento seguirá las recomendaciones realizadas por Brown & Pasternack (2019), la primera fuente es la descarga de imagen satelital ALOS PALSAR con resolución 12.5 m x 12.5 m. Mientras que la segunda fuente es la exploración de instituciones oficiales del gobierno como CENEPRED y la última fuente es la toma en campo mediante DRON de sectores específicos.

Tabla 1: Fuentes de donde se extrajo la información mencionada anteriormente

Información	Fuente
Página oficial del Senamhi	https://www.gob.pe/senamhi
Precipitación diaria de lluvia	https://www.senamhi.gob.pe/site/lvera/lluvia.php
Información que SENAMHI en convenio con el ANA ponen a disposición al público	http://snirh.ana.gob.pe/visors2/
Imagen satelital ALOS PALSAR con resolución 12.5 m x12.5 m	https://search.asf.alaska.edu/#/?dataset=ALOS
Data DEM de sectores críticos	https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/biblioteca?c=MODELO%20DIGITAL%20DEL%20TERRENO&p=1

2.2.1 Precipitación Máxima en 24 Horas

Precipitación máxima probable se define como la mayor cantidad de precipitación meteorológicamente posible que corresponde a una determinada duración, en una cuenca dada y en cierta época del año, específicamente la precipitación máxima en 24 horas es la precipitación ocurrida en un periodo de 24 horas (WMO, 1973).

La precipitación excesiva o insuficiente puede causar daños significativos a la vida y propiedades a través de eventos hidrológicos extremos, tales como inundaciones o sequías, respectivamente. La predicción de dicho fenómeno depende en gran medida de cuán precisa sea la estimación de la precipitación y su resolución a diferentes escalas espaciales y temporales (Teegavarapu et al., 2019).

La estimación adecuada de la precipitación está en función de la cantidad de años disponibles y de la red de estaciones que se dispone en el área de estudio. Después de analizar la información de las siguientes fuentes, tales como satélite TRMM, CHIRP, producto PISCO y la disponible en la ANA y SENAMHI, se decidió utilizar los datos disponibles en el visor de este último para los datos pluviométricos.

2.2.2 Método de Vector Regional

Es un método de cálculo orientado a la crítica, homogeneización y completación-extensión de datos de precipitación, consiste en la creación de una estación “Vector”, es decir, una “especie promedio”. Esto se refiere al cálculo de un promedio ponderado de anomalías de lluvia para cada estación, superando los efectos de estaciones con valores extremos y bajos de lluvia. Debido a que este método es un proceso iterativo, permite calcular el vector de cada una de las regiones predefinidas para luego realizar una comparación de variabilidad interanual de estaciones - vector, para así descartar aquellas que no son consistentes con el vector regional (Ilbay et al., 2019); para este método se utiliza el software HYDRACCESS.

Entre los beneficios del uso de este método tenemos: disponer de una base de datos de calidad, obtención de series homogéneas, las cuales son necesarias para la alimentación de modelos hidrop pluviométricos, desarrollo de métodos de visualización de campos pluviométricos que puede determinar campos de varias tendencias climáticas, entre otros (Hammerly et al., 1998).

2.2.3 Consistencia de la Información

Según Chow et al. (1994) y OMM (2011) las series de datos deberán satisfacer determinados criterios estadísticos, como comprobación de datos dudosos, aleatoriedad, independencia, homogeneidad y estacionalidad. En la Tabla 2 se presentan estos criterios de hipótesis.

Tabla 2: Pruebas y criterios estadísticos

Criterio	Explicación	Prueba Estadística aplicado en el estudio
Comprobación de datos dudosos	Los datos dudosos (outliers) son puntos de la información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante. La retención o eliminación de estos datos pueden afectar significativamente la magnitud de los parámetros estadísticos calculados para la información, especialmente en muestras pequeñas (Chow et al., 1994).	Metodología explicada en el libro Prácticas Hidrológicas pág. 415.
Aleatoriedad	En un contexto hidrológico, la aleatoriedad significa esencialmente que las fluctuaciones de la variable se deben a causas naturales. Por ejemplo, los flujos de crecida apreciablemente alterados por las operaciones de un embalse no son naturales y, en consecuencia, no se pueden considerar como aleatorios, a menos que se eliminen antes los efectos de la regulación (OMM, 2011).	No aplica, porque la variable es la precipitación.
Independencia	La independencia implica que ninguna observación de la serie de datos influye en las observaciones posteriores. Incluso si los sucesos de una serie son aleatorios, podrían no ser independientes. La dependencia varía con el intervalo entre elementos sucesivos de la serie: la dependencia entre valores sucesivos del flujo diario tiende a ser grande, mientras que la dependencia entre los valores máximos anuales es generalmente pequeña (OMM, 2011).	Prueba aplicada Wald-Wolfowitz.

«continuación»

Criterio	Explicación	Prueba Estadística aplicado en el estudio
Homogeneidad	Homogeneidad significa que todos los elementos de la serie de datos provienen de una misma población (OMM, 2011). Elderton (1953) indicó que rara vez se obtienen estadísticas de un material estrictamente homogéneo. Cuando la variabilidad del fenómeno hidrológico es demasiado grande, como en el caso de las precipitaciones extremas, la no homogeneidad suele ser difícil de descifrar (Miller, 1972), siendo más fácil detectarla en las sumas de precipitación anual.	Prueba aplicada Wilcoxon.
Estacionalidad	Estacionalidad significa que, excluyendo las fluctuaciones aleatorias, la serie de datos es invariante con respecto al tiempo. La no-estacionalidad puede consistir en tendencias, saltos o ciclos. En el análisis de crecidas, los saltos se deben generalmente a un cambio abrupto en una cuenca o un sistema fluvial, como la construcción de una presa. Las tendencias pueden estar causadas por cambios graduales de las condiciones climáticas o del uso de la tierra, como en el caso de la urbanización. Los ciclos pueden estar asociados a oscilaciones del clima en largos períodos (OMM, 2011).	Prueba aplicada Kendall.

FUENTE: Adaptado de Chow et al. (1994) y OMM (2011).

2.2.4 Análisis de Frecuencia

El objetivo del análisis de frecuencias es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. Un paso necesario en el análisis de frecuencias es determinar la probabilidad empírica de la serie de datos. En la literatura técnica existen numerosas formulaciones para determinar la

probabilidad empírica, las cuales se pueden expresar mediante la siguiente ecuación (Chow et al., 1994).

$$P(X < x_i) = \frac{1}{T} = \frac{i - a}{n - 2a + 1}$$

Donde

$i = 1, 2, \dots, n$ número de orden de los datos ordenados de menor a mayor $x_1 < x_2 < x_3 < \dots < x_n$.

T = periodo de retorno.

En la Tabla 3 se presenta los valores de la constante “a” según diferentes investigadores.

Tabla 3: Valores de la constante "a" para probabilidad empírica

Fórmula	a
Weibull (1939)	0.000
Blom (1958)	0.375
Gunnane (1978)	0.400
Gringorten (1963)	0.440
Hazen (1930)	0.500
Tukey (1962)	0.333
Chegodayev or Leivikov (1955)	0.300

FUENTE: Adaptado de Teegavarapu et al. (2019).

Para determinar los parámetros estadísticos a usar en las funciones de probabilidad teóricas se usó el enfoque de L-Momentos. El concepto de L-momentos fue propuesto por Hosking (1990), el cual se basa en el concepto de combinaciones lineales. Estos parámetros estadísticos se pueden obtener mediante las siguientes ecuaciones.

$$\lambda_1 = \frac{1}{C_1^n} \sum_{i=1}^n x_i$$

$$\lambda_2 = \frac{1}{2} \frac{1}{C_2^n} \sum_{i=1}^n (C_1^{i-1} - C_1^{n-i}) x_i$$

$$\lambda_3 = \frac{1}{3} \frac{1}{C_3^n} \sum_{i=1}^n (C_2^{i-1} - 2C_1^{i-1}C_1^{n-i} + C_2^{n-i}) x_i$$

$$\lambda_4 = \frac{1}{4} \frac{1}{C_4^n} \sum_{i=1}^n (C_3^{i-1} - 3C_2^{i-1}C_1^{n-i} + 3C_1^{i-1}C_2^{n-i} - C_3^{n-i}) x_i$$

Donde:

x_i (para $i = 1, 2, 3, \dots, n$) = Son los valores de la muestra ordenada ascendentemente.

C_k^n = combinaciones de n elementos en grupos de k en k .

$$C_k^n = \binom{n}{k} = \frac{n!}{k!(n-k)!}$$

Tabla 4: Funciones de probabilidad teóricas utilizados en el trabajo de investigación

Distribución	Función de Densidad de probabilidad y/o función de distribución acumulativa	Intervalo	Parámetros calculados por L-Momentos
Normal	Función de densidad $f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}S_x} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{S_x}\right)^2}$	$-\infty < x < \infty$	$\mu_x = \lambda_1 ; S_x = \sqrt{\pi}\lambda_2$ Donde:
	Función de acumulada $F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}S_x} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{S_x}\right)^2} dx$		$\lambda_1 =$ primer momento lineal. $\lambda_2 =$ segundo momento lineal.
Log-Normal	Cambio de variable $y = \ln x$	$0 < x < \infty$	$\mu_x = \lambda_1 ; S_x = \sqrt{\pi}\lambda_2$ Donde:
	Función de densidad $f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}S_y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu_y}{S_y}\right)^2}$		$\lambda_1 =$ primer momento lineal. $\lambda_2 =$ segundo momento lineal. Ambos calculado con $y = \ln x$
Gamma	Función de densidad $f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma}\Gamma(\gamma)}$	$0 \leq x < \infty$ $0 < \gamma < \infty$ $0 < \beta < \infty$	Si $cvl \geq 0.5$; $t_1 = 1 - cvl$ $\gamma = \frac{t_1(b_1 + b_2 \cdot t_1)}{1 + t_1(b_3 + b_4 \cdot t_1)}$ Si $cvl < 0.5$; $t_1 = \pi \cdot cvl^2$ $\gamma = \frac{1 + a_1 \cdot t_1}{t_1(1 + t_1(a_2 + a_3 \cdot t_1))}$ Donde: $cvl = \frac{\lambda_1}{\lambda_2}$ $a_1 = -0.308$; $a_2 = -0.05812$ $a_3 = 0.01765$; $b_1 = 0.7213$ $b_2 = -0.5947$; $b_3 = -2.1817$ $b_4 = 1.2113$; $\beta = \frac{\lambda_1}{\gamma}$ $\lambda_1, \lambda_2 =$ primer y segundo momento lineal.
	Función de acumulada $F(x) = \int_0^x \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma}\Gamma(\gamma)} dx$		

«continuación»

Distribución	Función de Densidad de probabilidad y/o función de distribución acumulativa	Intervalo	Parámetros calculados por L-Momentos
Pearson III	<p>Función de densidad $f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$</p> <p>Función de acumulada $F(x) = \int_{x_0}^x \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} dx$</p>	$x_0 \leq x < \infty$ $-\infty < x_0 < \infty$ $0 < \beta < \infty$ $0 < \gamma < \infty$	<p>Si $t_3 \geq \frac{1}{3}$ entonces</p> $t_1 = 1 - t_3$ $\gamma = \frac{t_1(b_1 + t_1(b_2 + b_3 \cdot t_1))}{1 + t_1(b_4 + t_1(b_5 + b_6 \cdot t_1))}$ <p>Si $t_3 < \frac{1}{3}$</p> $t_1 = \frac{3 \cdot \pi \cdot t_3^2}{1 + a_1 \cdot t_1}$ $\gamma = \frac{t_1(1 + t_1(a_2 + a_3 \cdot t_1))}{t_1(1 + t_1(a_2 + a_3 \cdot t_1))}$ <p>Donde:</p> $t_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2}$ $a_1 = 0.2906; a_2 = 0.1882$ $a_3 = 0.0442; b_1 = 0.36067$ $b_2 = -0.59567; b_3 = 0.25361$ $b_4 = -2.78861; b_5 = 2.56096$ $b_6 = -0.77045$ $\beta = \frac{\sqrt{\pi} \cdot \lambda_2 \cdot \Gamma(\gamma)}{\Gamma(\gamma + \frac{1}{2})}$ $x_0 = \lambda_1 - \beta \cdot \gamma$ <p>$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ = primer, segundo y tercer momento lineal.</p>

«continuación»

Distribución	Función de Densidad de probabilidad y/o función de distribución acumulativa	Intervalo	Parámetros calculados por L-Momentos
			$\text{Si } t_3 \geq \frac{1}{3}; \quad t_1 = 1 - t_3$ $\gamma = \frac{t_1(b_1 + t_1(b_2 + b_3 \cdot t_1))}{1 + t_1(b_4 + t_1(b_5 + b_6 \cdot t_1))}$
	Trabajar con los valores de $y = \ln x$		$\text{Si } t_3 < \frac{1}{3}; \quad t_1 = 3 \cdot \pi \cdot t_3^2$ $\gamma = \frac{1 + a_1 \cdot t_1}{t_1(1 + t_1(a_2 + a_3 \cdot t_1))}$
Log-Pearson III	Función de densidad $f(x) = \frac{(\ln(x)-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln(x)-x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma\Gamma(\gamma)}$ Función de acumulada $F(x) = \int_{x_0}^x \frac{(\ln(x)-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln(x)-x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma\Gamma(\gamma)} dx$	$x_0 \leq x < \infty$ $-\infty < x_0 < \infty$ $0 < \beta < \infty$ $0 < \gamma < \infty$	Donde: $t_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2}$ $a_1 = 0.2906; a_2 = 0.1882$ $a_3 = 0.0442; b_1 = 0.36067$ $b_2 = -0.59567; b_3 = 0.25361$ $b_4 = -2.78861; b_5 = 2.56096$ $b_6 = -0.77045$ $\beta = \frac{\sqrt{\pi} \cdot \lambda_2 \cdot \Gamma(\gamma)}{\Gamma\left(\gamma + \frac{1}{2}\right)}$ $x_0 = \lambda_1 - \beta \cdot \gamma$ $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3 = \text{primer, segundo y tercer momento lineal.}$

«continuación»

Distribución	Función de Densidad de probabilidad y/o función de distribución acumulativa	Intervalo	Parámetros calculados por L-Momentos
	La variable reducida, se define como $y = \frac{x-\mu}{\alpha}$		$\alpha = \frac{\lambda_2}{\ln(2)}$ $\mu = \lambda_3 - \gamma \cdot \alpha$
Gumbel	Función de densidad $g(y) = e^{-y-e^{-y}}$ Función de acumulada $G(y) = e^{-e^{-y}}$	$-\infty < x < \infty$ $0 < \alpha < \infty$ $-\infty < \mu < \infty$	$\gamma =$ constante de Euler, aprox. es 0.577215664901532861 $\lambda_1, \lambda_2 =$ primer y segundo momento lineal. Para el Log-Gumbel trabajar con $y=\ln(x)$
Log-Cumbel	La variable reducida, se define como $y = \frac{\ln(x)-\mu}{\alpha}$ Función de acumulada $G(y) = e^{-e^{-y}}$		

FUENTE: Adaptado de Hosking (1990) y Villón (2005).

2.2.5 Pruebas de Bondad de Ajuste

Según Villón (2005) para determinar el mejor ajuste entre la función de probabilidad teórica y función de probabilidad empírica se hace uso de pruebas de bondad de ajuste, estas pruebas tienen el objetivo de medir la certidumbre de suponer que una variable aleatoria, se distribuya según una cierta función de probabilidad. Las metodologías de mayor uso son: prueba de Chi-cuadrado, prueba de Smirnov – Kolmogorov, criterio de información Bayesiana (BIC) y criterio de información de Akaike (AIC).

La base teórica de cada uno de estos métodos se puede revisar en libros de estadística o hidrología estadística. La prueba de Smirnov – Kolmogorov consiste en obtener la máxima diferencia entre la probabilidad del valor observado y la probabilidad teórica y compararlo con un valor crítico que está en función de un nivel de significancia asumido.

2.2.6 Tormenta de Diseño

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Estas tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes (Chow et al., 1994).

En el Perú, con la instalación de estaciones automáticas que registran la precipitación a nivel horario, se puede determinar la tormenta de diseño utilizando técnicas como la construcción de curvas Huff. La tesis elaborada por Quijada Diaz (2020) construye curvas Huff a nivel nacional que pueden ser usadas para determinar la tormenta de diseño.

2.3 Modelo Hidrológico

El modelo hidrológico lluvia – escorrentía tiene como objetivo simular el flujo máximo en el cauce y obtener su hidrograma tomando en cuenta una lluvia observada o hipotética (Montanari, 2016). Según las características de cada modelo, se pueden agrupar en tres grupos: modelos empíricos, modelos conceptuales y modelos físicos. En la Tabla 5 se resumen sus principales características y diferencias (Devi et al., 2015).

Tabla 5: Características de los tres tipos de modelos lluvia – escorrentía

Modelo		
Empírico	Conceptual	Base Física
También se le conoce como modelo de caja negra.	Modelo paramétrico o de caja gris.	Modelo basado en leyes físicas, llamado también modelo de caja blanca.
Involucra ecuaciones matemáticas empíricas derivadas de valores de series de tiempo disponible.	Basado en el modelamiento de reservorios e incluye ecuaciones semiempíricas con base física.	Basado en distribución espacial, evaluación de parámetros que describen las características físicas.
Poca consideración de las características y procesos del sistema.	Parámetros son derivados de la data medida en campo y de calibración.	Requiere data del estado inicial del modelo y morfología de la cuenca.
Alto poder predictivo, baja profundidad explicativa.	Simple y fácilmente puede ser implementada en código computacional.	Modelo complejo, requiere de expertise humana y capacidad computacional.
No puede aplicarse a otras cuencas.	Requiere gran data hidrológica y meteorológica.	Sufre de problemas relacionados con la escala.
Válido dentro del límite analizado.	La calibración implica hacer ajustes de curva difíciles de interpretación física.	Válido en un amplio rango de situaciones.

FUENTE: Extraído de A Review on Hydrological Models de Devi et al. (2015).

La elección del modelo hidrológico se basa en los datos disponibles de la cuenca, pero se ha demostrado que los modelos conceptuales y de base física se pueden implementar con facilidad y reproducen adecuadamente los eventos hidrológicos extremos (E. Bladé et al., 2014; Cea & Bladé, 2015; Olivares et al., 2019; Zhang et al., 2013).

Un software ampliamente usado en el Perú es el HEC HMS (Hydrologic Engineering Center Hydrologic Modeling System) que fue desarrollado por la Hydrologic Engineering Center of the US Army Corps of Engineers, está diseñado para simular procesos hidrológicos en cuencas dendríticas en espacio y tiempo (US Army Corps of Engineers, 2018). La representación física de la cuenca es a través de componentes hidrológicos individuales que se interconectan. Cada componente representa un proceso físico específico (Cunderlik & Simonvic, 2004). De acuerdo con los estudios realizados por Wijayarathne & Coulibaly

(2020), indica la aplicabilidad de los modelos hidrológicos que utiliza el software en el análisis de eventos máximos.

2.3.1 Parámetros del Modelo Hidrológico

Los elementos utilizados para representar los procesos hidrológicos en la cuenca dentro del software HEC HMS son: subbasin (subcuenca), reach (río), junction (confluencia), source (fuente), reservoir (reservorio), diversion (captación) y sink (sumidero).

En el área de estudio no se identifica obras mayores (reservorio y derivación) que modifique o altere el hidrograma de avenida y las fuentes de agua son reducidas, por lo tanto, pueden ser despreciados en un análisis de máximas avenidas donde se espera grandes caudales por las altas precipitaciones. A continuación, se describe la base teórica de los elementos utilizados en el área de estudio.

Elemento Subbasin (Subcuenca)

El elemento Subbasin calcula el caudal a partir de los datos meteorológicos. El procedimiento de cálculo consiste en transformar la precipitación efectiva, la cual se calcula, restando las pérdidas por filtración de la precipitación total, en escorrentía y se agrega el flujo base. Opcionalmente, se puede optar por incluir un componente de dosel para representar la interceptación y la evapotranspiración. También permite incluir un componente de superficie para representar el agua atrapada en el almacenamiento de la depresión superficial (US Army Corps of Engineers, 2018).

En la Tabla 6 se presentan los parámetros seleccionados dentro del elemento subbasin para transformar la precipitación a escorrentía.

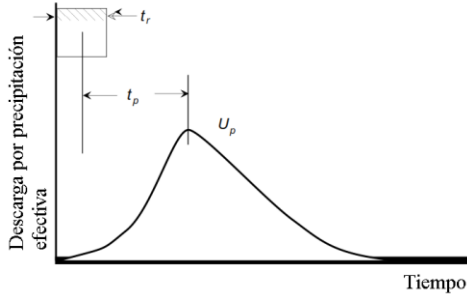
Tabla 6: Parámetros usados en el elemento Subbasin

Ítem	Modelo y/o Variable	Base Teórica y/o Valores Utilizados
1	El modelo de pérdida usado corresponde al modelo de Curva Numero de la SCS.	De acuerdo con Hydrologic Engineering Center (2000) el modelo de Número de Curva (CN) estima el exceso de precipitación en función de la precipitación acumulada, la cobertura del suelo, el uso de la tierra y la humedad antecedente, utilizando las siguientes ecuaciones:

«continuación»

Ítem	Modelo y/o Variable	Base Teórica y/o Valores Utilizados
2	<p>El modelo de transformación usado corresponde al modelo de hidrograma unitario de Snyder, el modelo es elegido siguiendo las recomendaciones de Chow et al. (1994) donde indica que es aplicable para cuencas desde 30km² hasta 30000km².</p>	<p>En 1938, Snyder introdujo el concepto del hidrograma unitario (HU) sintético que fue desarrollado por el análisis de cuencas no aforadas en las montañas Apalaches en Estados Unidos (Hydrologic Engineering Center, 2000). El modelo relaciona los parámetros del HU con las características de la cuenca de la siguiente manera.</p> <p>Para el cálculo de la escorrentía se utiliza la siguiente ecuación:</p> <hr/> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> $\frac{U_p}{A} = 2.75 \frac{C_p}{t_p}$ <p>Relación entre tiempo de retardo y duración de la lluvia (ver figura inferior).</p> $t_p = 5.5t_r$ <p>Tiempo de retardo en función de las características de la cuenca.</p> $t_p = 0.75 \times C_t \times (L \times L_c)^{0.30}$ </div> <div style="width: 45%;"> <p>Donde:</p> <p>t_p = tiempo de retardo (<i>hr</i>).</p> <p>t_r = tiempo de duración de la precipitación (<i>hr</i>).</p> <p>U_p =caudal pico (<i>m³/s</i>).</p> <p>A = área de la cuenca (<i>km²</i>).</p> <p>C_p =coef. pico, varía entre 0.4 y 0.8.</p> <p>C_t =típicamente en el rango de 1.8 – 2.2, aunque varía de 0.4 en áreas montañosas a 8 a lo largo del Golfo de México (Hydrologic Engineering Center, 2000).</p> </div> </div>
		<p>Donde:</p> <p>P_e = precipitación efectiva acumulada.</p> <p>P = precipitación total acumulada.</p> <p>I_a = abstracción inicial.</p> <p>S = retención máxima potencial.</p> <p>CN = curva número valor entre 0 y 100.</p>

«continuación»

Ítem	Modelo y/o Variable	Base Teórica y/o Valores Utilizados
2	Para áreas menores a 30km ² se podrá utilizar el método de hidrograma unitario triangular de la SCS. El marco teórico de este modelo se puede revisar en el manual de referencia hidráulico del software.	<p>Si la duración de la precipitación ingresada es diferente de la duración teórica entonces se tiene que realizar las siguientes correcciones.</p> $t_{pR} = t_p - \frac{t_r - t_R}{4}$ <p>Entonces el cálculo de escorrentía queda de la siguiente forma:</p> $\frac{U_{pR}}{A} = 2.75 \frac{C_p}{t_{pR}}$ 
		<p>L =longitud del cauce principal desde la salida hasta la divisoria (km).</p> <p>L_c = longitud del cauce desde la salida de la cuenca hasta el punto más cercano al centroide de la cuenca (km).</p> <p>t_{pR} = tiempo de retardo real (hr).</p> <p>t_R = duración de la lluvia real (hr).</p>
3	Flujo Base.	<p>El software tiene la posibilidad de utilizar diversos métodos para definir el flujo base en función de la información disponible.</p> <p>Para nuestra área de estudio se cuenta con el “Compendio Nacional de Estadísticas de Recursos Hídricos” (SNIRH, 2017), donde se reporta los caudales promedios en la estación Marrison, que para el mes de marzo del 2017 registro un caudal mínimo de 3 m³/s y en abril de 4m³/s. En función a esta información se utilizará un caudal definido como Constant Monthly (constante mensual).</p>

Elemento Reach (Ríos)

Este elemento puede tener una o más entradas, pero resulta en una sola salida. El hidrograma de entrada proviene de otros elementos aguas arriba, los cuales se suman para después transitar el flujo sobre el cauce, obteniendo un hidrograma a la salida. El tránsito de avenida consiste en determinar el desfase por la traslación del flujo y la atenuación del hidrograma

entre la entrada y salida del elemento (US Army Corps of Engineers, 2018). Opcionalmente, el elemento permite ingresar pérdidas o ganancias de flujo en el cauce.

El modelo para el tránsito de avenida a utilizar en la investigación es el de Muskingum. Este modelo se basa en la solución de la ecuación de continuidad por diferencias finitas de la siguiente forma.

$$\left(\frac{I_{t-1} + I_t}{2}\right) - \left(\frac{O_{t-1} + O_t}{2}\right) = \left(\frac{S_t - S_{t-1}}{\Delta t}\right)$$

Donde:

I =caudal de ingreso (m^3/s).

O =caudal de salida (m^3/s).

S =almacenamiento.

Δt =variación del tiempo .

t =subíndice que indica el instante t .

El almacenamiento en el cauce es modelado asumiendo un volumen prismático cuya variación está en función del caudal de ingreso, caudal de salida y el tiempo de viaje de la onda mediante la siguiente expresión.

$$S_t = KO_t + KX(I_t - O_t)$$

Para estimar los parámetros de K y X (USACE, 1994) presenta las siguientes relaciones.

$$V_w = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dy}$$

$$K = \frac{L}{V_w}$$

Cunge (1969) propone la siguiente relación para la variable X .

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q_0}{BS_0c\Delta x}\right)$$

Donde:

K =tiempo de viaje de la onda de inundación a través del tramo de cauce.

X =factor adimensional ($0 \leq X \leq 0.5$).

V_w =velocidad de la onda de avenida.

B =ancho de espejo de agua.

$\frac{dQ}{dy}$ =pendiente de la curva de caudales en la sección representativa.

L = longitud del cauce.

Q_0 = caudal de referencia del hidrograma.

c = celeridad de la onda de inundación.

S_0 = pendiente de fricción o pendiente del fondo del cauce.

Δx = longitud del tramo del cauce.

Entonces la ecuación que desarrolla el modelo queda de la siguiente manera:

$$O_t = \left(\frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \right) I_t + \left(\frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \right) I_{t-1} + \left(\frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \right) O_{t-1}$$

Los valores asumidos de K, X son calibrados usando modelos hidráulicos en el puente Motupe y Chotoque.

Elemento Junction (Confluencia)

Es un elemento con una o más entradas y solo una salida. Todo el flujo de entrada se suma para producir el flujo de salida asumiendo cero almacenamientos. Por lo general, se usa para representar la confluencia de un río o arroyo (US Army Corps of Engineers, 2018).

Elemento Sink (Sumidero)

Es un elemento con una o más entradas, pero sin salida. Las múltiples entradas se suman para determinar la cantidad total de agua que ingresa al elemento. Los sumideros se pueden utilizar para representar el punto más bajo de un área de drenaje interior o la salida del modelo de cuenca (US Army Corps of Engineers, 2018).

2.4 Simulación Hidráulica

Hoy en día las simulaciones numéricas se han convertido en una poderosa herramienta de análisis (Ernest Bladé et al., 2019) y se pueden encontrar paquetes para la solución numérica de las ecuaciones hidrodinámicas en uno, dos o tres dimensiones (Castro-Orgaz & Hager, 2019; Novak et al., 2018). También se pueden encontrar diversos estudios haciendo comparaciones de la performance de diversos modelos, los cuales concuerdan en la adaptabilidad que tienen los modelos bidimensionales para una geometría compleja en el análisis de mapas de inundación (Pinos & Timbe, 2019; Rincón et al., 2017).

A efectos de la investigación, los modelos hidráulicos serán en dos dimensiones usando el software Iber, el cual resuelve las ecuaciones de St. Venant incorporando los efectos de la turbulencia y rozamiento superficial por viento. La selección del software obedece a las capacidades que se tiene para adaptarse a la geometría planificada mediante una malla no estructurada, las ecuaciones que resuelve el software son:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU_x}{\partial x} + \frac{\partial hU_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_x) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hU_x^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_xU_y) = -gh\frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x}\left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial y}\right)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hU_y) + \frac{\partial}{\partial x}(hU_xU_y) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hU_y^2 + g\frac{h^2}{2}\right) = -gh\frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x}\left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial y}\right)$$

En donde h es el tirante, U_x , U_y son las velocidades horizontales promedias en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, ρ es la densidad del agua, Z_b es la cota de fondo, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debida al rozamiento del fondo y v_t es la viscosidad turbulenta. La fricción de fondo se evalúa mediante la fórmula de Manning como:

$$\tau_{b,x} = \rho g h \frac{n^2 U_x |U|^2}{h^{4/3}}$$

$$\tau_{b,y} = \rho g h \frac{n^2 U_y |U|^2}{h^{4/3}}$$

Otra capacidad del Iber es que puede resolver el modelo de transporte de sedimentos no-cohesivos en régimen no estacionario, por lo tanto, en cada interacción utiliza el resultado de las ecuaciones hidrodinámicas y de turbulencia acopladas con las ecuaciones de carga de fondo y carga en suspensión para calcular la variación del fondo (FLUMEN et al., 2014). Para el cálculo de la variación de la cota de fondo en un análisis de transporte de sedimento de fondo utiliza la ecuación de Exner.

$$(1 - p) \frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = D - E$$

Donde p es la porosidad de los sedimentos que forman el lecho, Z_b es la cota de fondo, $q_{sb,x}$ y $q_{sb,y}$ son las dos componentes del caudal sólido de fondo. La diferencia D-E representa un balance entre carga de fondo y carga en suspensión, mientras que en un análisis de transporte de sedimentos en suspensión utiliza la siguiente ecuación.

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial hU_x C}{\partial x} + \frac{\partial hU_y C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\left(\Gamma + \frac{v_t}{S_{c,t}} \right) h \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial D_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial D_{sy}}{\partial x} + (E - D)$$

Donde C es la concentración de sólidos en suspensión en profundidad, U_x , U_y son las dos componentes de la velocidad horizontal promediadas en profundidad, v_t es la viscosidad turbulenta, Γ es el coeficiente de difusión molecular de sólidos en suspensión, $S_{c,t}$ es el

número de Schmidt que relaciona el coeficiente de difusión turbulenta de momento con el coeficiente de difusión turbulenta de sólidos en suspensión y D_{sx} y D_{sy} es la dispersión de los sedimentos en suspensión.

2.5 Producción y Transporte de Sedimentos

De acuerdo con Basile (2018) los procesos erosivos, transporte y sedimentación para diferentes escalas temporales y espaciales de los sistemas fluviales ocurren en todo el sistema. Sin embargo, si se analiza el sistema en su conjunto, se observa que algunos de dichos procesos pueden preponderar en determinadas zonas de este. En el caso de un sistema fluvial ideal, como el propuesto Schumm (1977), se puede distinguir tres zonas: (I) producción, (II) transferencia y (III) sedimentación, como se observa en la Figura 2.

De acuerdo con su localización, la estructura de control de avenida se ubica en la zona de transferencia, donde priman los fenómenos de movimiento por las fuerzas hidrodinámicas inducidas por el movimiento del flujo en el cauce. Por ello, primero es importante describir el marco teórico de los siguientes conceptos: propiedad de los sedimentos, ángulo de reposo, inicio del movimiento del sedimento, velocidad de caída, transporte de sedimento de fondo y transporte de sedimento en suspensión.

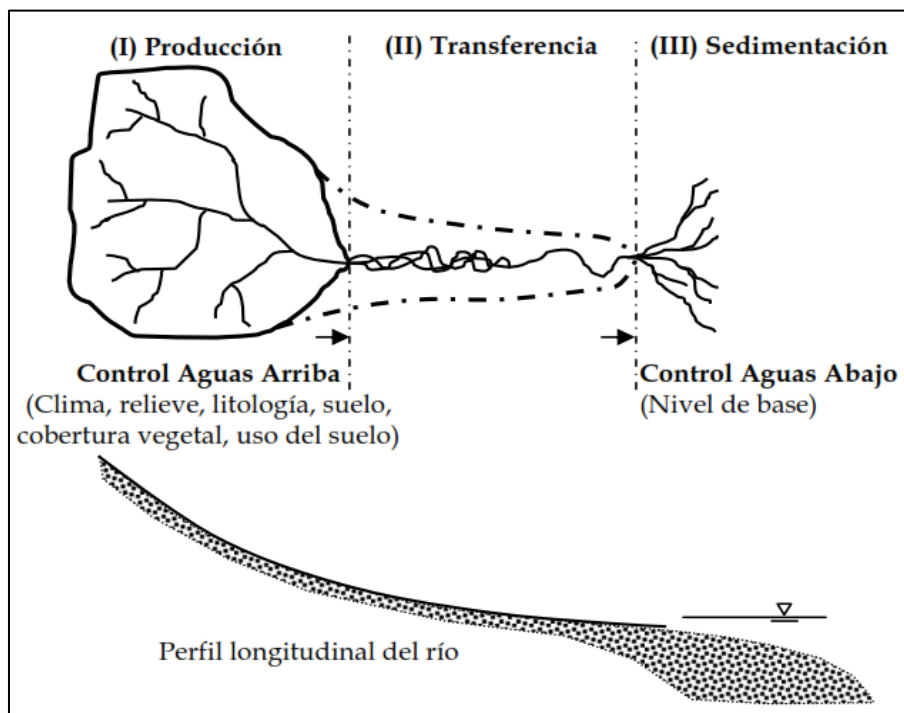


Figura 2: Representación esquemática de un sistema fluvial ideal según Schumm

FUENTE: Extraído de transporte de Sedimentos y Morfodinámica de Ríos Fluviales de Basile (2018).

2.5.1 Propiedad de los Sedimentos

Los sedimentos pueden dividirse en propiedades individuales, tales como el tamaño, la forma, la densidad, la velocidad de caída y propiedades grupales, tales como la composición granulométrica, la porosidad, la densidad global in situ y el ángulo de reposo (Basile, 2018).

“De las diferentes propiedades individuales de los sedimentos, el tamaño, es la de mayor importancia desde el punto de vista de la ingeniería hidráulica, no solo porque la dimensión geométrica sea la más fácil de medir, sino que otras propiedades como forma y peso específico varían con el tamaño de la partícula” (Marcacuzco, 2017).

Para describir el tamaño de la partícula se puede definir mediante los siguientes conceptos: diámetro de tamiz, diámetro de sedimentación, dimensiones triaxiales, diámetro de cubo o de esfera equivalente y escala sedimentológica de Udden – Wentworth (Basile, 2018); esta última clasificación fue adoptada por el Subcomité de Terminología Sedimentológica de la Unión Americana de Geofísicos (AGU, por sus siglas en inglés), el cual reproducimos en la Tabla 7.

Tabla 7: Escala sedimentológica de Udden – Wentworth

Denominación	d (mm)	Φ	d (μm)
Cantos rodados muy grandes	4096 – 2048	-12 a -11	
Cantos rodados grandes	2048 – 1024	-11 a -10	
Cantos rodados medianos	1024 – 512	-10 a -9	
Cantos rodados pequeños	512 – 256	-9 a -8	
Guijarros grandes	256 – 128	-8 a -7	
Guijarros pequeños	128 – 64	-7 a -6	
Grava muy gruesa	64 – 32	-6 a -5	
Grava gruesa	32 – 16	-5 a -4	
Grava mediana	16 – 8	-4 a -3	
Grava fina	8 – 4	-3 a -2	
Grava muy fina	4 – 2	-2 a -1	
Arena muy gruesa	2 - 1	-1 a 0	

«continuación»

Denominación	d (mm)	Φ	d (μm)
Arena gruesa	1 – 1/2	0 a 1	
Arena mediana	1/2 – 1/4	1 a 2	
Arena fina	1/4 – 1/8	2 a 3	
Arena muy fina	1/8 – 1/16	3 a 4	125 - 62.5
Limo grueso	1/16 – 1/32	4 a 5	62.5 – 31.3
Limo mediano	1/32 – 1/64	5 a 6	31.3 – 15.6
Limo fino	1/64 – 1/128	6 a 7	15.6 – 7.8
Limo muy fino	1/128 – 1/256	7 a 8	7.8 – 3.9
Arcilla gruesa	1/256 – 1/512	8 a 9	3.9 – 1.95
Arcilla mediana	1/512 – 1/1024	9 a 10	1.95 – 0.98
Arcilla fina	1/1024 – 1/2048	10 a 11	0.98 – 0.49
Arcilla muy fina	1/2048 – 1/4096	11 a 12	0.49 – 0.24

FUENTE: Adaptado de transporte de Sedimentos y Morfodinámica de Ríos Aluviales de Basile (2018).

La escala sedimentológica Φ se expresa mediante la siguiente ecuación, donde d representa el diámetro de la partícula en mm.

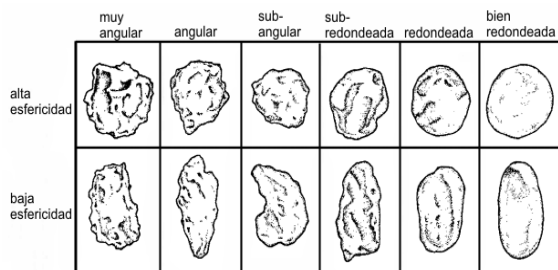
$$\Phi = -\log_2 d$$

La forma describe la geometría de la partícula, el cual es importante debido a su influencia en el movimiento de la partícula en el seno de la corriente hídrica. En la Tabla 8 describimos distintos factores e índices utilizados para determinar las características morfométricas.

Tabla 8: Índice y factores de forma

Índice o Factor	Fórmula	Explicación
Factor de Forma	$SF = \frac{c}{\sqrt{ab}}$	Representada a través del factor de forma de Core, donde a , b y c son dimensiones triaxiales, es decir, a (mayor), b (intermedia) y c (menor). Para una esfera perfecta $SF=1$, para arenas naturales $SF \approx 0.7$.

«continuación»

Índice o Factor	Fórmula	Explicación
Índice de Elongación y de Achatamiento	$I_e = \frac{b}{a}, I_a = \frac{c}{b}$	Índice de elongación (I_e) y de achatamiento (I_a), definidos por Markwick.
Esfericidad	$\varepsilon = \sqrt[3]{\frac{bc}{a^2}}$	La esfericidad máxima es 1, en la práctica la misma varía entre 0.3 y 0.9, pudiéndose clasificar en baja: $0.3 \leq \varepsilon \leq 0.5$, media: $0.5 \leq \varepsilon \leq 0.7$ y alta: $0.7 \leq \varepsilon \leq 0.9$.
Redondez		La redondez indica el grado de abrasión que han experimentado los granos y refleja la historia de transporte.

FUENTE: Tabla generada con información del libro Transporte de Sedimentos y Morfodinámica de Ríos Aluviales de Basile (2018).

La densidad es otra propiedad importante en el estudio del transporte de sedimentos y depende de la composición mineralógica. Esta propiedad relaciona la masa por unidad de volumen del sedimento mediante la siguiente expresión.

$$\rho_s = \frac{\text{Masa Sólido}}{\text{Volumen Sólido}} = \frac{m_s}{V_s}$$

El peso específico del sedimento se obtiene mediante la siguiente expresión

$$\gamma_s = g \cdot \rho_s$$

La composición granulométrica es una propiedad de grupo que es obtenida a partir de la frecuencia en peso por tamizado de una muestra volumétrica que se extrae del lecho del río. Sin embargo, cuando el lecho está compuesto por sedimentos gruesos (grava muy gruesa, guijarros y cantos rodados), generalmente se realiza un muestreo superficial individual, obteniéndose de esta manera una distribución de frecuencia por número. Por otra parte, para

sedimentos finos ($d < 62.5 \mu\text{m}$) la distribución granulométrica se obtiene indirectamente mediante el análisis de sedimentación de una muestra volumétrica (Basile, 2018).

La porosidad (p) cuantifica la fracción del volumen del sedimento que esté compuesto por espacios vacíos, mediante la siguiente ecuación.

$$p = \frac{\text{Volumen de Vacios}}{\text{Volumen Total}} = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_t - V_s}{V_t} = 1 - \frac{V_s}{V_t}$$

La relación de vacíos (e) es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen sólido.

$$e = \frac{\text{Volumen de Vacios}}{\text{Volumen de Solidos}} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_t - V_v}$$

De acuerdo con Basile (2018) y Vanoni (2008) el volumen total depositado (o erosionado) debe calcularse considerando que parte de este estará formado por vacíos.

$$V_t = \frac{V_s}{(1 - p)}$$

La ecuación anterior es muy importante para el cálculo correcto de los niveles del fondo del río asociado a procesos de erosión y deposición de sedimentos. Komura (1961) obtuvo la siguiente expresión (con d_{50} en mm) para la porosidad de sedimentos saturados no consolidados, válida para $4 \times 10^{-4} \text{ mm} < d_{50} < 80 \text{ mm}$:

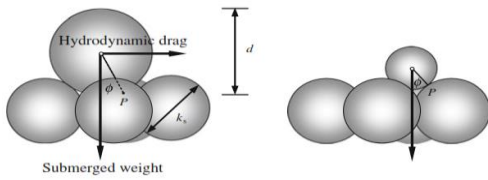
$$p = 0.245 + 0.14d_{50}^{-0.21}$$

2.5.2 Ángulo de Reposo

Es el ángulo más pronunciado con respecto al plano horizontal cuando las partículas de sedimento sumergidas en agua están a punto de deslizarse; el ángulo de reposo es aproximadamente igual al ángulo de fricción interna entre el contacto de los sedimentos (Dey, 2014).

Algunas formulaciones para determinar el ángulo de reposo en función del diámetro representativo de la muestra de sedimento se listan en la Tabla 9.

Tabla 9: Formulaciones para determinar el ángulo de reposo del sedimento sumergido

Formulación	Fórmula	Explicación															
Zang et al. (1989)	$\phi = 32.5 + 1.27d_{50}$	<p>Donde:</p> <p>ϕ = ángulo en grados.</p> <p>d_{50} = diámetro de sedimento en <i>mm</i>.</p> <p>Para el rango $0.2 \leq d_{50} \leq 4.4$ <i>mm</i>.</p>															
Ippen and Eagleson (1955)	$\phi = 0.866 \left[\left(\frac{d}{k_s} \right)^2 + 2 \left(\frac{d}{k_s} \right) - \frac{1}{3} \right]^{-0.5}$ 	<p>Donde:</p> <p>d = diámetro de la partícula de sedimento.</p> <p>k_s = altura de rugosidad del fondo.</p> <p>Para el rango $0.3 \leq k_s \leq 3$.</p>															
Li and Komar (1986)	$\phi = \alpha \left(\frac{d}{k_s} \right)^{-\beta}$ <table border="1" data-bbox="443 963 933 1097"> <thead> <tr> <th>Shape</th> <th>α</th> <th>β</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Sphere</td> <td>51.3</td> <td>0.33</td> </tr> <tr> <td>Ellipsoidal gravels</td> <td>31.9</td> <td>0.36</td> </tr> <tr> <td>Angular gravels</td> <td>36.3</td> <td>0.72 for $d/k_s > 1$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>36.3</td> <td>0.55 for $d/k_s < 1$</td> </tr> </tbody> </table>	Shape	α	β	Sphere	51.3	0.33	Ellipsoidal gravels	31.9	0.36	Angular gravels	36.3	0.72 for $d/k_s > 1$		36.3	0.55 for $d/k_s < 1$	<p>Donde:</p> <p>α y β = coeficiente y exponente que depende de la forma.</p>
Shape	α	β															
Sphere	51.3	0.33															
Ellipsoidal gravels	31.9	0.36															
Angular gravels	36.3	0.72 for $d/k_s > 1$															
	36.3	0.55 for $d/k_s < 1$															

FUENTE: Tabla generada con información de Fluvial Hydrodynamics de Dey (2014).

2.5.3 Inicio de Movimiento del Sedimento

El transporte de sedimentos es el arrastre y movimiento de las partículas de suelo y roca a través de procesos de saltación, suspensión, rodamiento y deslizamiento, con procesos continuos de erosión y sedimentación. Una tasa en equilibrio de transporte es cuando la cantidad de sedimento erosionado es igual al sedimentado (Prosser & Rustomji, 2000).

La capacidad de transporte de los sedimentos en el cauce es afectada por las propiedades del sedimento y las condiciones hidráulicas, por ello muchos investigadores ha realizado esfuerzos para analizar la influencia de diferentes variables hidráulicas, tales como el caudal, la pendiente hidráulica, la velocidad media del flujo, esfuerzo cortante y energía potencial sobre la capacidad de transporte (Liu et al., 2020).

Es claro que el movimiento de flujo ejerce un esfuerzo cortante sobre las partículas de sedimentos superficiales en el lecho. Este esfuerzo puede ser calculado para un flujo estacionario uniforme por la siguiente expresión:

$$\tau_b = \rho g R S$$

Donde: ρ = densidad del agua, g = aceleración de la gravedad, R = radio hidráulico, S = pendiente de energía; Con ayuda de este esfuerzo cortante se puede definir la velocidad de corte (u_*) como:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}}$$

La velocidad de corte y el esfuerzo cortante, proveen una medida directa de la intensidad del flujo y su habilidad para arrastrar y transportar partículas de sedimentos. Un razonamiento similar se puede utilizar para definir el esfuerzo cortante crítico (τ_{bc}) y la velocidad cortante crítica (u_{*c}) que son valores para los cuales se inicia el movimiento del sedimento.

De acuerdo con Rocha (1998) determinar el inicio del movimiento de las partículas que constituyen el lecho es muy importante en el estudio de la teoría de transporte de sedimento debido a que permite calcular el gasto sólido de fondo, así como dimensionar canales estables y diversos problemas de hidráulica fluvial. Uno de los criterios utilizados hoy en día es el uso del diagrama de Shields.

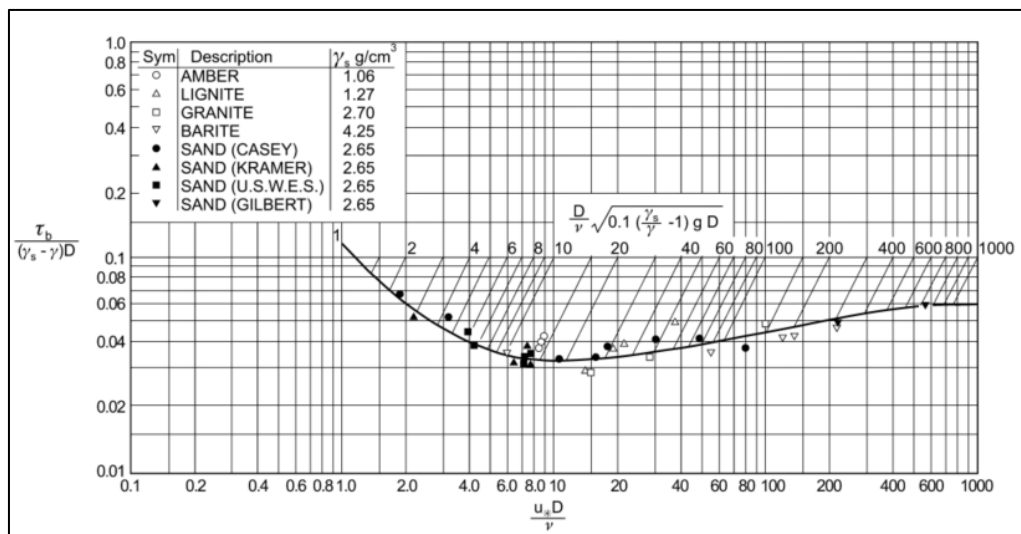


Figura 3: Diagrama de Shields

FUENTE: Extraído de libro Sedimentation Engineering de Vanoni (2008).

Shields (1936) llevó a cabo un conjunto de experimentos pioneros para dilucidar las condiciones para las cuales los granos de sedimento estarían a punto de moverse. Mientras hace esto, Shields introdujo los conceptos fundamentales de similitud y análisis dimensional e hizo un conjunto de observaciones que se han vuelto legendarios en el campo del transporte de sedimentos. Shields dedujo del análisis dimensional y de consideraciones de mecánica de fluido que τ_c^* debe ser una función del número de Reynolds cortante ($Re_* = \frac{u_* D}{\nu}$). El diagrama de Shields (ver Figura 3) es expresado por una combinación adimensional del esfuerzo cortante crítico (τ_{bc}), peso específico del agua (γ), peso específico de sedimentos (γ_s), tamaño del sedimento (D), velocidad crítica de corte ($u_{*c} = \sqrt{\frac{\tau_{bc}}{\rho}} = \sqrt{gRS}$) y viscosidad cinemática del agua (ν).

2.5.4 Velocidad de Caída

Según Dey (2014) la velocidad de caída del sedimento en un fluido es un parámetro importante cuando los sedimentos en suspensión dominan el proceso de transporte y actúa como una fuerza restauradora contra la fuerza de arrastre turbulenta que actúa sobre la partícula.

La velocidad de caída de una partícula individual en un flujo en reposo se determina igualando la fuerza hacia abajo debido al peso sumergido de la partícula, con la fuerza de resistencia por el movimiento del sedimento en el fluido; la ecuación queda de la siguiente forma.

$$w_s = \left[\frac{4(s-1)gd}{3C_D} \right]^{1/2}$$

Donde:

w_s = velocidad de caída de la partícula (m/s).

s = densidad relativa del sólido ($\frac{\rho_s}{\rho}$).

ρ_s = densidad del sólido (kg/m^3).

ρ = densidad del flujo (kg/m^3).

g = aceleración de la gravedad ($9.81m/s^2$).

d = diámetro de la partícula (m).

C_D = coeficiente de resistencia.

Para el caso de partículas de sedimentos naturales, el coeficiente de resistencia depende del tipo de flujo y existen numerosas expresiones para determinar su valor (Basile, 2018). De la misma forma, existen ecuaciones propuestas para estimar la velocidad de caída, las cuales

incluyen las tres condiciones de flujo en torno a la partícula. Las formulaciones utilizadas en el desarrollo de la investigación se reproducen en la siguiente tabla.

Tabla 10: Formulaciones para el cálculo de velocidad de caída de sedimentos naturales

Formulación	Fórmula	Explicación
Sadat-Helbar et al. (2009)	$w_s = \begin{cases} 0.033 \frac{v}{d} D_*^{2.899} & , D_* \leq 10 \\ 0.510 \frac{v}{d} D_*^{1.659} & , D_* > 10 \end{cases}$ $D_* = d \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3}$	
Wu y Wang (2006)	$w_s = \frac{M \nu}{N d} \left[\sqrt{\frac{1}{4} + \left(\frac{4 N}{3 M^2} D_*^3 \right)^{1/n}} - \frac{1}{2} \right]^n$ $M = 53.5 e^{-0.65 SF} ; N = 5.65 e^{-2.5 SF}$ $n = 0.7 + 0.9 SF$	<p>Donde:</p> <p>w_s = velocidad de caída de la partícula (m/s).</p>
Ferguson y Church (2004)	$w_s = \frac{(s-1)g d^2}{C_1 \nu + \sqrt{0.75 C_2 (s-1)g d^3}}$ $C_1 = 18; C_2 = 1$	<p>d = diámetro de la partícula (m).</p> <p>s = densidad relativa del sólido $\left(\frac{\rho_s}{\rho}\right)$.</p>
Cheng (1997)	$w_s = \frac{v}{d} \left[(25 + 1.2 D_*^2)^{1/2} - 5 \right]^{3/2}$	<p>g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).</p>
Julien (1995)	$w_s = 8 \frac{v}{d} \left[\left(1 + 0.222 \frac{D_*^3}{16} \right)^{1/2} - 1 \right]$	<p>ν = viscosidad cinemática (m²/s).</p>
Zhang (1989)	$w_s = \sqrt{\left(13.95 \frac{v}{d} \right)^2 + 1.09(s-1)g d} - 13.95 \frac{v}{d}$	<p>SF = factor de forma.</p>
Van Rijn (1984)	$d \leq 0.1 \text{ mm}$ $w_s = \frac{1}{18} \frac{(s-1)g d^2}{\nu}$ $0.1 \text{ mm} < d \leq 1 \text{ mm}$ $w_s = 10 \frac{v}{d} \left[(1 + 0.01 D_*^3)^{1/2} - 1 \right]$	

FUENTE: Tabla generada con información del libro Transporte de Sedimentos y Morfodinámica de Ríos Aluviales de Basile (2018).

2.5.5 Sedimento de Fondo

Según Marcacuzco (2017) cuando el esfuerzo de corte promedio en el fondo excede la fuerza tractiva crítica para el material, estadísticamente las partículas del fondo empiezan a moverse en la dirección del flujo. El transporte de fondo se define como las partículas de sedimentos transportados por el flujo del cauce en dirección de la corriente, ya sea deslizándose, rodando o saltando cerca del fondo, como se aprecia en la Figura 4.

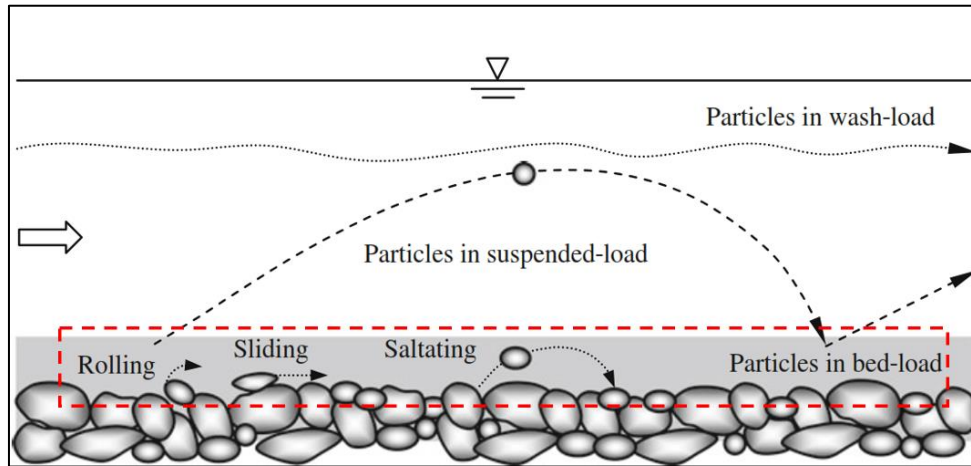


Figura 4: Esquema de diferentes esquemas de transporte de sedimento

FUENTE: Adaptado de Fluvial Hydrodynamics de Dey (2014).

La carga de transporte de sedimento (q_b) generalmente se expresa como el peso del sedimento transportado por unidad de tiempo y ancho (Dey, 2014). Sin embargo, de forma adimensional, la intensidad de la carga de fondo se define mediante la siguiente ecuación.

$$\Phi = \frac{q_b}{\rho_s g [(s - 1) g d^3]^{0.5}}$$

Donde:

q_b = peso de sedimento transportado por unidad de tiempo y unidad de ancho ($kg/m.s$).

s = densidad relativa del sólido ($\frac{\rho_s}{\rho}$).

ρ_s = densidad del sólido (kg/m^3).

ρ = densidad del flujo (kg/m^3).

g = aceleración de la gravedad ($9.81m/s^2$).

d = diámetro de la partícula (m).

A pesar de los esfuerzos realizados por los investigadores para determinar una solución para predecir la capacidad de transporte en un cauce, en la actualidad solo se puede determinar una orden de magnitud. Razón a esto, se explorarán las funciones de mayor uso acorde con las funciones disponibles en el Iber sobre el área de estudio (Ancy, 2020). En la Tabla 11 se resume los modelos utilizados y sus respectivas ecuaciones.

Tabla 11: Modelos de transporte de fondo utilizado en la investigación

Formulación	Fórmula	Explicación
Meyer – Peter & Müller (1948)	<p>Ecuación empírica de mayor uso, que adimensionalmente se expresa mediante la siguiente ecuación.</p> $\left(\frac{n_s}{n}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{\gamma RS}{(\gamma_s + \gamma)d} = 0.047 + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{q_B}{\gamma_s}\right)^{\frac{2}{3}} \frac{1}{(\gamma_s - \gamma)}$ $\left(\frac{n_s}{n}\right)^{\frac{3}{2}} \tau_* = 0.047 + 0.25 \Phi^{\frac{2}{3}}$	<p>$\tau_* = \frac{\gamma RS}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d}$ τ_* = relación adimensional del esfuerzo cortante inducido por el flujo. τ_{*c} = relación adimensional del esfuerzo cortante crítico para iniciar el movimiento. τ_0 = esfuerzo constante crítico (kgf/m2).</p>
Engelund y Fredsoe (1976)	<p>Usando la relación de la velocidad de la partícula y la probabilidad (p) del movimiento de la partícula en el fondo se tiene.</p> $p = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{0.267}{\tau_* - \tau_{*c}}\right)^4\right]^{\frac{1}{4}}}$ $\Phi = 5p(\tau_* - 0.7\sqrt{\tau_{*c}})$	<p>$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$ velocidad de corte (m/s). u'_* = velocidad de corte relativo a los granos. u_{*c} = velocidad de corte crítico (puede obtenerse del diagrama de Shields).</p>
Van Rijn (1984a)	$\Phi = \frac{0.053 T^{2.1}}{\gamma_s D_*^{0.3}}$ <p>Parámetro de partícula</p> $D_* = d_{50} \left(\frac{g \rho_s - \rho}{\nu^2 \rho}\right)^{1/3}$ <p>Parámetro del estado de transporte</p> $T = \frac{(u'_*)^2 - (u_{*c})^2}{(u_{*c})^2}$ $u_{*c} = \frac{0.30}{1 + 1.2D_*} + 0.055(1 - e^{-0.02D_*})$	<p>$n_s = \frac{d_{90}^{\frac{1}{6}}}{26}$ n = rugosidad. d_{90} = diámetro 90% (m). d_{50} = diámetro 50% (m). γ = peso específico del flujo (kgf/m3). γ_s = peso específico del sedimento (kgf/m3) d = diámetro de la partícula (m) R = radio hidráulico (m) S = pendiente (m/m) ρ_s = densidad del sólido (kg/m3) ρ = densidad del flujo (kg/m3) ν = viscosidad cinemática (m2/s) g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s2)</p>
	<p>Velocidad de corte crítico (puede obtenerse también del diagrama de Shields);</p> $u'_* = \frac{g^{0.5}}{C'} U$ <p>Es la velocidad de corte relativo a granos con</p> $C' = 18 \log \left(\frac{12R}{3d_{90}}\right)$ <p>Como el coeficiente de Chezy relativo a granos y U la velocidad media del flujo</p>	

FUENTE: Adaptado de Ancy (2020), Basile (2018), Dey (2014), Marcacuzco (2017) y Vanoni (2008).

2.5.6 Sedimento de Suspensión

De acuerdo con Dey (2014) cuando el movimiento de las partículas en el fluido es de tal manera que el fluido cubre completamente el sólido por un apreciable período de tiempo, se puede decir que el transporte es en suspensión y la carga de sedimento en suspensión es calculada por la integración del producto de la concentración de sedimento y la velocidad del flujo expresado mediante la siguiente ecuación.

$$q_s = \int_a^h C \bar{u} dz; g_s = \rho_s g \int_a^h C \bar{u} dz$$

$$\Phi_s = \frac{q_s}{(\Delta g d^3)^{0.5}} = \frac{g_s}{\rho_s g (\Delta g d^3)^{0.5}}$$

Donde:

q_s = es la tasa de carga de sedimento suspendido en volumen por unidad de tiempo y ancho.

g_s = es la tasa de sedimento suspendido en peso por unidad de tiempo y ancho.

\bar{u} = velocidad promediada en el tiempo en una elevación z .

C = concentración por volumen en una elevación z promediada en el tiempo.

a = es el espesor de la capa de fondo activa.

h = es el tirante.

ρ_s = densidad del sedimento en masa.

Las partículas en suspensión están sujetas a la acción del componente vertical de la velocidad turbulenta hacia arriba y hacia abajo y a la acción de la gravedad que causa la sedimentación (Marcacuzco, 2017). Si consideramos un estado de equilibrio en la concentración, la ecuación de difusión queda establecida de la siguiente manera.

$$\omega \cdot C + \varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial y} = 0$$

Donde:

$\omega \cdot C$ = transporte de sedimento neto hacia abajo.

$\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial y}$ = transporte de sedimento neto hacia arriba.

ω = velocidad de sedimentación.

C = Concentración.

ε_s = coeficiente de difusión.

Conociendo la función del coeficiente de difusión con respecto a la elevación, se puede determinar la concentración a cualquier distancia vertical. Actualmente, existen diversos modelos que relacionan la concentración de sedimentos en función de los parámetros hidráulicos del cauce, pues este parámetro es de suma importancia para establecer las condiciones de contorno en las simulaciones hidráulicas.

Sin importar el modelo utilizado para determinar la concentración, éste solo ofrece órdenes de magnitud debido a la complejidad del fenómeno, razón por lo cual en la presente investigación exploraremos las funciones de Smith Mclean (1977a), Van Rijn (1984b) y Celik & Rodi (1991). Cabe mencionar que la concentración varía con la profundidad y muchos investigadores definen la concentración a un nivel de referencia.

Smith McLean (1977a): Argumentó que el espesor de la capa de lecho es igual al espesor del nivel de velocidad cero, por lo tanto, la concentración en el nivel de referencia “ C_a ” este dado por la siguiente ecuación.

$$C_a = 0.004C_0 \left(\frac{\frac{\tau'_* - \tau_{*c}}{\tau_{*c}}}{1 + 0.004 \frac{\tau'_* - \tau_{*c}}{\tau_{*c}}} \right)$$

$$a = 3d_{90} + 26.3(\tau'_* - \tau_{*c})d_{50}$$

Concentración máxima.

$$C_0 = 0.65$$

Donde:

a = altura de referencia (m).

C_a = concentración en un nivel de referencia.

h = profundidad (m).

d_{90} = diámetro 90 (m).

d_{50} = diámetro 50 (m).

R = radio hidráulico (m).

γ = peso específico del flujo (kgf/m^3).

γ_s = peso específico del sedimento (kgf/m^3).

d = diámetro de la partícula (m).

Coefficiente de Chezy relativo a los granos.

$$C' = 18 \log \frac{12R}{3d_{90}} \left[\frac{m^2}{s} \right]$$

Esfuerzo de corte efectivo.

$$\tau'_b = \gamma \left(\frac{U}{C'} \right)^2 \left[\frac{kgf}{m^2} \right]$$

$$\tau'_* = \frac{\tau'_b}{(\gamma_s - \gamma)d_{50}}$$

$$= \frac{\tau_{*c}}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad [\text{del diagrama de Shields}]$$

Van Rijn (1984b): Sugiere que el espesor de la capa del lecho puede ser obtenida de la altura de saltación de las partículas del lecho. El nivel de referencia “ a ” y la concentración de referencia “ C_a ” se puede determinar mediante la siguiente ecuación.

$$C_a = 0.015 \frac{d_{50} T^{1.5}}{a D_*^{0.3}}$$

$$a = k_s$$

$$k_s = 12 \cdot h \cdot 10^{-\frac{c}{18}}$$

Donde:

a = altura de referencia (m).

C_a = concentración en un nivel de referencia.

d_{50} = diámetro 50 (m).

Coeficiente de Chezy.

$$C = \frac{U}{\sqrt{RS}}$$

Coeficiente de Chezy relativo a los granos.

$$C' = 18 \log \frac{12R}{3d_{90}} \left[\frac{m^1}{s} \right]$$

Esfuerzo de corte efectivo.

$$\tau'_b = \gamma \left(\frac{U}{C'} \right)^2 \left[\frac{kgf}{m^2} \right]$$

Del diagrama de Shields.

$$\tau_c = \tau_{*c} (\gamma_s - \gamma) d$$

Parámetro de partícula.

$$D_* = d_{50} \left(\frac{g}{v^2} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{1/3}$$

Parámetro del estado de transporte de fondo.

$$T = \frac{\tau'_b - \tau_c}{\tau_c}$$

d_{90} = diámetro 90 (m).

ρ_s = densidad del sólido (kg/m^3).

ρ = densidad del flujo (kg/m^3).

ν = viscosidad cinemática (m^2/s).

R = radio hidráulico (m).

S = pendiente (m/m).

U = velocidad media (m/s).

γ = peso específico del flujo (kgf/m^3).

γ_s = peso específico del sedimento (kgf/m^3).

g = aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$).

Celik & Rodi (1991): Sugieren que, en un canal de flujo turbulento sin recirculación, la distribución de la concentración de sedimentos en suspensión promediados en el tiempo es gobernado con buena aproximación mediante la siguiente ecuación:

$$U \frac{\partial C}{\partial x} + V \frac{\partial C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\Gamma_{ts} \frac{\partial C}{\partial y} + W_s C \right)$$

Donde: $x; y$ = dirección del sistema de coordenadas, U = velocidad en la dirección x , V = velocidad en la dirección y , Γ_{ts} = coeficiente de transporte turbulento para sedimentos en suspensión, C = concentración de sedimento, W_s = velocidad de caída del sedimento.

Celik y Rodi (1991) resolvieron la ecuación anterior bajo el supuesto de que, en un flujo completamente desarrollado, parte de la energía utilizada para mantener las partículas en suspensión es una proporción constante de la producción total. Ellos encontraron la siguiente relación para determinar la concentración de los sedimentos en suspensión.

$$C_T = \beta \left[1 - \left(\frac{k_s}{h} \right)^n \right] \frac{\tau_w}{(\rho_s - \rho) g h} \frac{U_m}{W_s}$$

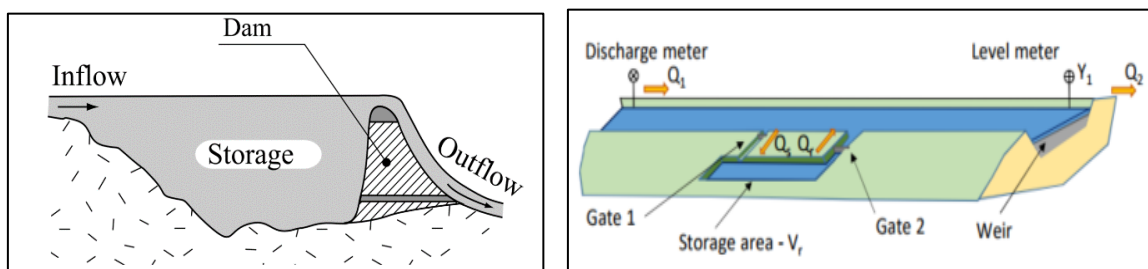
Donde: β, n = Constantes empíricas; h = tirante; U_m = velocidad media; τ_w = esfuerzo cortante; k_s = parámetro equivalente de resistencia que puede ser calculado mediante la siguiente ecuación.

$$\frac{k_s}{h} = E_r e^{\left(-1 - k \frac{U_m}{U_*}\right)}$$

Donde: $E_r \cong 30$ es el parámetro de rugosidad; $k =$ constante de von Kármán (0.4); $U_* =$ velocidad de corte.

2.6 Control de Inundación

Dentro de las medidas estructurales para el control de inundaciones basadas en el objetivo de “modificando la onda de avenida” se pueden mencionar las presas de laminación, derivación del caudal, mejoramiento de la capacidad hidráulica del cauce, entre otros (Ghosh, 2014). Para seleccionar una alternativa primero se deben entender las principales características de la estructura, para lo cual hacemos un breve comentario de las dos primeras estructuras mencionadas. Las presas son estructuras de control directo debido a que el vaso del embalse produce el amortiguamiento de la onda de avenida. Mientras que, la alternativa de derivación del caudal es extraer una porción del caudal de avenida para un sistema auxiliar (ver Figura 5).



a) Presa de laminación, fuente: Julien, 2018

b) Derivación del caudal, fuente: Hadid et al., 2019

Figura 5: Alternativas para el control de inundación

El dimensionamiento de una presa está en función de la capacidad de laminación que tiene el vaso del embalse y para este propósito se utiliza la ecuación de conservación de la masa como se aprecia en la Figura 6 (c). Queda claro que las limitaciones de la presa están en función de las características del vaso.

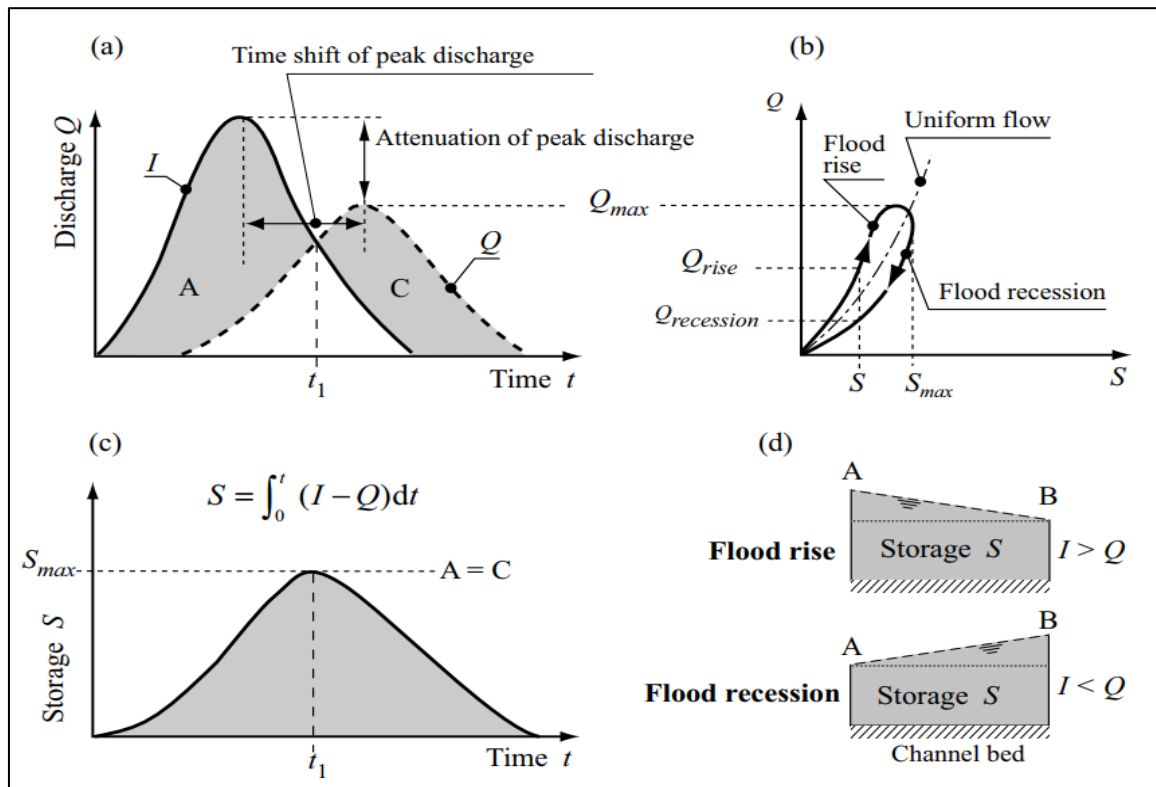


Figura 6: Laminación de hidrograma de avenida en el embalse

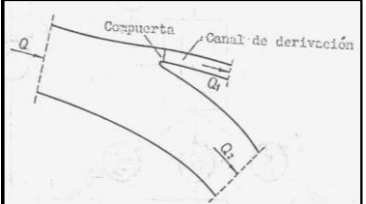
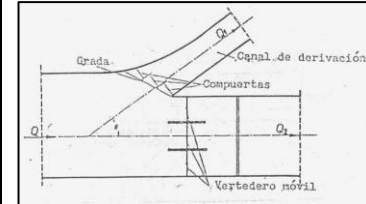
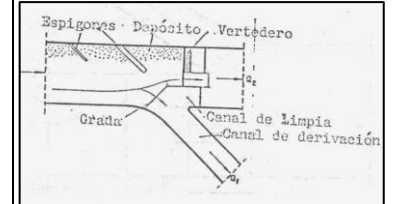
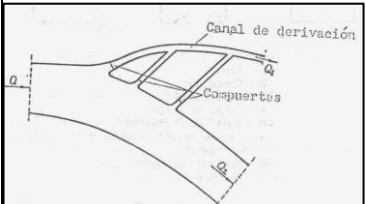
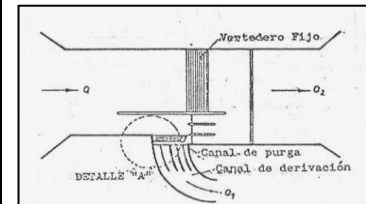
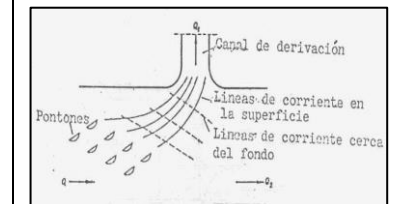
Nota: a) Hidrograma de ingreso y salida. b) Histéresis indirecta entre las salidas y el almacenamiento en el embalse. c) Variación del volumen de almacenamiento con el tiempo. d) Superficie del agua dentro del embalse considerado durante el aumento de la inundación y la recesión.

FUENTE: Extraído de Hydrology a Science for Engineers de Musy et al. (2014).

Por otro lado, para la alternativa de derivación del caudal se requiere de una estructura de derivación y de estructuras auxiliares. Las estructuras auxiliares dependen de la configuración del sistema y puede estar conformado por reservorios, canales, sistema de evacuación, entre otros y antes de proponer los sistemas auxiliares primero se debe analizar la viabilidad de la obra de derivación en la zona seleccionada. La estructura de derivación debe ser diseñada de manera que no se obstruya con los sedimentos arrastrados, no inicie erosión local o afecte el equilibrio morfológico del cauce natural (James, 2020). Como esta estructura funcionará principalmente en eventos extremos, es importante conocer cómo los sedimentos afectarán su funcionamiento.

Según Rocha F. (1991), las obras de derivación se pueden clasificar en tres categorías de acuerdo a la manera de combatir el ingreso de sólidos: a) derivación sin ningún dispositivo de control (derivación directa); b) derivación con barraje (con captación a ángulo recto o inclinado); c) derivación con efectos especiales (espigones, pontones, etc.), en la Tabla 12 se representan las obras de derivación según la clasificación mencionada.

Tabla 12: Clasificación de la obra de derivación según el ingreso de sedimentos

<i>Derivación sin Ningún Dispositivo de Control</i>	<i>Derivación con Barraje</i>	<i>Derivación con Efectos Especiales</i>
		
<p><i>Derivación directa con una sola entrada.</i></p>	<p><i>Derivación con barraje móvil y captación inclinada.</i></p>	<p><i>Derivación con efecto especial (espigones).</i></p>
		
<p><i>Derivación directa con varias entradas.</i></p>	<p><i>Derivación con barraje mixto y captación en ángulo recto.</i></p>	<p><i>Derivación con efecto especial (pontones).</i></p>

FUENTE: Adaptado de Rocha (1991).

Para el diseño de esta estructura se debe considerar adicional a las consideraciones por el transporte de sedimentos: la ubicación, el tipo de derivación, las dimensiones de la derivación, forma de la entrada, orientación de la entrada, transporte de material flotante, entre otros. Con el propósito de no alterar la morfología del cauce, nos limitaremos a considerar en el análisis una derivación directa y una derivación con efecto especial (espigones).

2.6.1 Vertedero Lateral

El vertedero lateral es una estructura hidráulica que desvía parte del flujo de agua desde un canal principal hacia un canal secundario o una zona de alivio cuando el nivel de agua en el canal principal excede cierto límite. Su propósito consiste en regular el flujo de agua dentro del sistema hidráulico con el fin de evitar daños por exceso de caudal. Se utiliza como una medida de seguridad al permitir una descarga controlada del exceso de agua, protegiendo de esta forma las estructuras principales y las áreas circundantes de posibles inundaciones o daños.

Con respecto al diseño, una capacidad de caudal adecuada asegura que el sistema maneje grandes volúmenes de agua sin desbordarse, evitando sobrecargas en la estructura del

vertedero y del canal. Esto es esencial para mantener la integridad de las infraestructuras hidráulicas. Además, una capacidad bien diseñada minimiza la erosión y otros impactos negativos en el entorno natural, protegiendo el suelo y la vegetación a lo largo de los cursos de agua. Optimizar la capacidad de caudal de los vertederos laterales reduce los costos de construcción y mantenimiento, evitando sobredimensionamientos innecesarios y utilizando los recursos de manera más efectiva (Novak et al., 2007).

El sobredimensionamiento puede aumentar significativamente los costos de construcción y materiales, una inversión que puede no justificarse si los caudales previstos no alcanzan los niveles máximos esperados. Además, los vertederos más grandes requieren más espacio, lo cual es problemático en áreas urbanas o donde el terreno es limitado o costoso. Estas estructuras también demandan más recursos para su mantenimiento y operación. Un vertedero sobredimensionado puede alterar el entorno natural, afectando la flora y fauna local y modificando el régimen hidrológico del área. En algunos casos, puede no operar eficientemente bajo condiciones normales de caudal, provocando problemas como sedimentación o crecimiento de vegetación no deseada en el canal (French, 1985).

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Materiales

Los equipos y materiales utilizados durante la investigación son:

- ✓ Computadora Core i7 4ta generación de 16 Gb de RAM y tarjeta de video 1Gb. DRON para levantamiento de la zona de la estructura de derivación, puente Motupe y puente Chotoque, Cámara digital, GPS.
- ✓ Los softwares utilizados son: HEC – HMS 4.9, Iber 3.1, QGIS, Hydrognomon, Microsoft Office 2016.

3.2 Metodología

El primer paso fue conocer la caracterización hidrológica de la zona de estudios durante eventos extraordinarios, así como la tasa de arrastre de sedimentos. Para ello se elaboró un modelo hidrológico de precipitación – escorrentía en el software HEC-HMS en su versión 4.9, donde se recopiló información meteorológica y cartográfica necesaria para su desarrollo.

Debido a la poca información existente en la zona de estudio, se eligió una calibración basada en la comparación de las marcas de agua dejada en los pilares y estribos en los puentes Motupe y Chotoque durante el FEN 2017. El procedimiento consiste en comparar las marcas de agua dejada por la avenida y los resultados del modelo hidráulico, considerando los caudales obtenidos en el modelo hidrológico para el FEN 2017.

El procedimiento de calibración es iterativo entre el modelo hidráulico e hidrológico hasta obtener parámetros consistentes con el comportamiento físico de la cuenca. Aunque este proceso de calibración no es robusto, la limitada disponibilidad de información en el área de estudio impide la aplicación de otros procesos de calibración. Sin embargo, la metodología seleccionada nos permite obtener órdenes de magnitud que, a un nivel de planeamiento, se considera aceptable.

Después de calibrar el modelo hidráulico se procedió a cuantificar la concentración de sedimentos en el área de estudio a través de métodos teóricos y modelos hidráulicos utilizando calicatas de la zona donde se plantea la estructura de derivación. Cabe mencionar que esta metodología considera el escenario más desfavorable debido a que mayor cantidad de sedimentos ingresados al modelo no podrá ser arrastrado y estos terminarían acumulándose en el inicio del modelo.

Una vez obtenido el modelo hidráulico calibrado, se diseña la estructura de derivación bajo condiciones ideales de lecho fijo. Esta metodología es frecuente en muchos proyectos de ingeniería para reducir los tiempos de cálculo y para prever los efectos de los sedimentos consideran coeficientes de seguridad mayores. Bajo esta consideración, la forma y magnitud del hidrograma derivado por la estructura no es alterado por la acumulación de sedimentos en la zona de toma y como hipótesis de la presente investigación es que los sedimentos pueden alterar las condiciones de trabajo en más del 10%.

Una vez dimensionada la estructura óptima, se procede a hacer modelos hidráulicos bajo diferentes escenarios de transporte de sedimento aplicando la concentración de sedimentos calculados en pasos previos. Los escenarios de transporte de sedimento se dividieron en tres grupos, los cuales son: transporte de sedimento en suspensión, transporte de sedimento de fondo y transporte de sedimento total. Esto se debe a que el software Iber permite hacer dichos análisis por separado y de esa forma tener más criterios de juicio sobre los sedimentos en la estructura.

Los resultados de la simulación de transporte ofrecerán una valoración cualitativa de cómo se produce la sedimentación y/o erosión en la zona de derivación, así también nos permitirá tener una valoración cuantitativa con la comparación entre el hidrograma captado bajo condiciones de diseño (lecho fijo) y el hidrograma captado en el escenario de transporte de sedimento (lecho móvil) para así obtener la conclusión de los objetivos planteados.

La metodología planteada se basa en la experiencia y el estado de arte para el desarrollo de alternativas en el control de inundaciones. En la Figura 7 se presenta el diagrama de flujo, el cual se explicó.

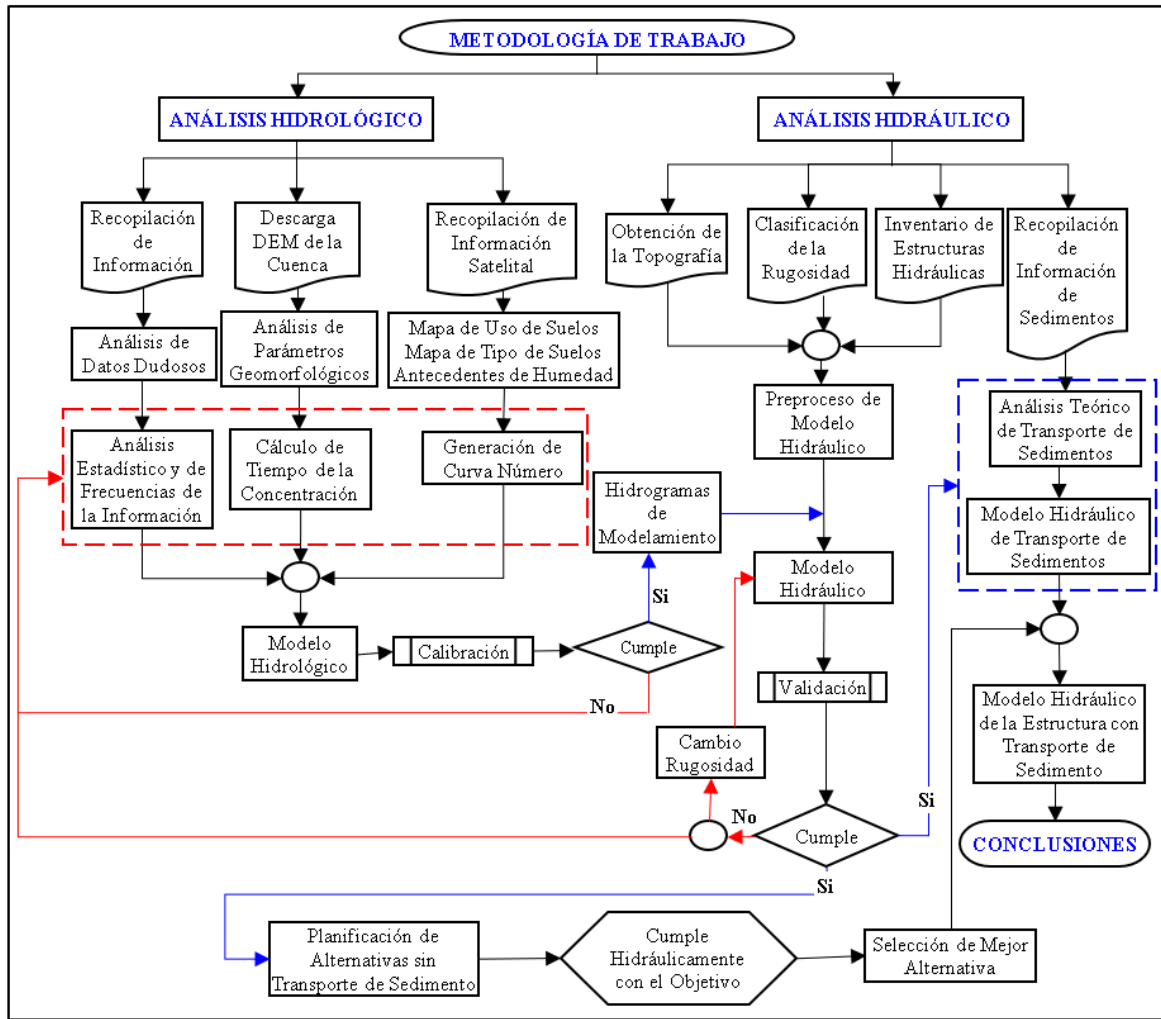


Figura 7: Metodología planteada para la investigación

3.3 Área de Estudio

De acuerdo con la configuración de la red hídrica de la cuenca, el río Motupe se forma por la confluencia de los ríos Chiniama y Chochope (Figura 8). En su recorrido aguas abajo recibe las aportaciones de cauces con potencial de generar inundaciones con el río Chotoque. Por ello, la zona donde se planifica la estructura de control se ubica, aguas abajo de la confluencia de los ríos Motupe y Chotoque, en la latitud $6^{\circ}18'1''$ S y longitud $79^{\circ}45'45''$ O. La elección de la zona de estudio se llevó a cabo después de una exploración visual de las imágenes históricas de Google Earth buscando un tramo del cauce estable y recto, debido a que es una condición recomendada para el planeamiento de obras hidráulicas (James, 2020).

La estructura de control delimita una Unidad Hidrográfica (UH) de $1,115.97 \text{ km}^2$ (ver Figura 9), dentro de la provincia de Lambayeque, abarcando los distritos de Motupe, Chochope y

Salas. El modelo digital de elevaciones (DEM) utilizado en la división de la UH es el producto de la misión ALOS PALSAR (ASF, 2023) de la Agencia Japonesa de Exploración Aeroespacial (JAXA) que tiene una precisión de 12.5 m x 12.5 m, apoyado por la delimitación de UH de la ANA (ANA, 2023).

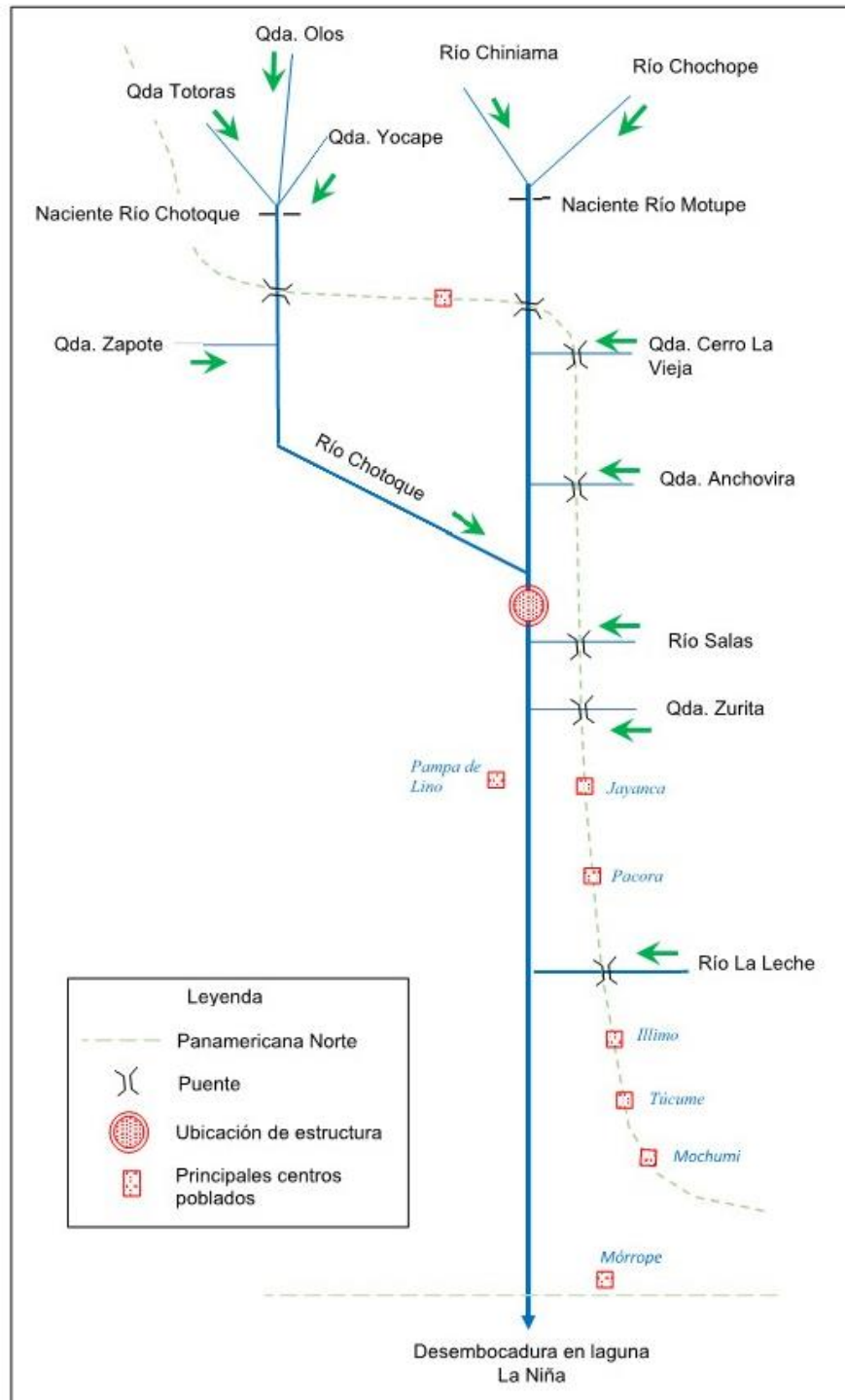


Figura 8: Esquema de la red hídrica de la cuenca Motupe

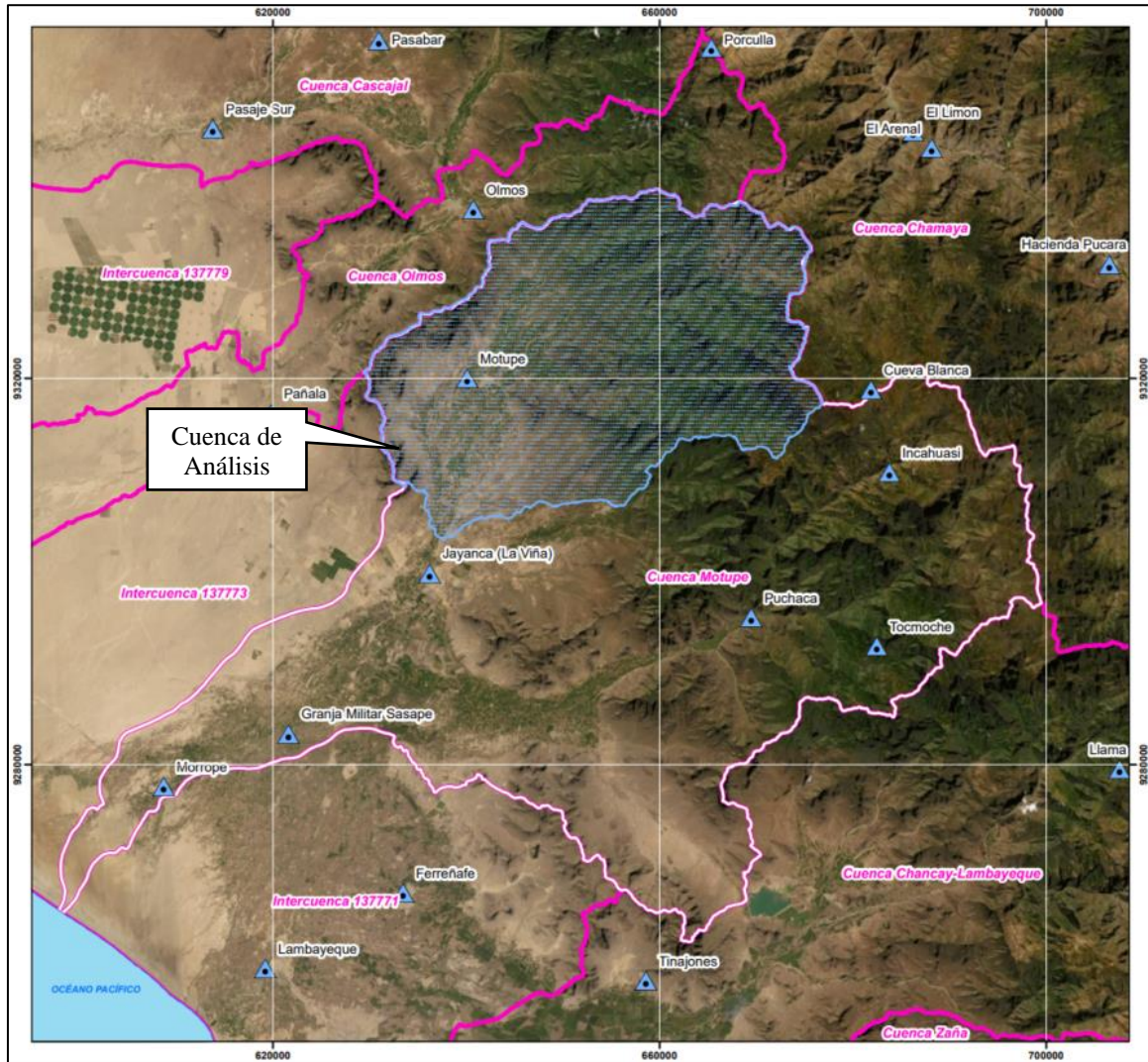


Figura 9: Ubicación de la cuenca de estudio

La cuenca del río Motupe se encuentra en el norte de Perú, abarcando una vasta región que consta de zonas montañosas andinas y tierras bajas costeras. El propósito principal de esta cuenca es agrícola y desempeña un papel esencial en el cultivo de productos como arroz, maíz y caña de azúcar. Sin embargo, una explotación tan intensa de la tierra presenta desafíos; Ahora está la cuestión de la gobernanza adecuada del agua y las prácticas de conservación sostenibles, considerando el impacto inherente en la calidad del agua, así como la erosionabilidad del suelo debido a la erosión del suelo.

La variabilidad climática junto con los cambios en los patrones de precipitación podrían influir en gran medida en la disponibilidad de agua en la cuenca, lo que enfatiza lo esencial que es para la gestión adecuada de los recursos hídricos asegurar la sostenibilidad tanto de la agricultura como de los ecosistemas.

3.4 Datos Pluviométricos

La información pluviométrica corresponde a la precipitación máxima en 24 horas, obtenida a partir de las estaciones meteorológicas administradas por el SENAMHI, para ello se exploraron 24 estaciones (ver Tabla 13), de los cuales se eliminaron 03 estaciones por no registrar el evento del FEN 2017 y 10 estaciones por no tener más de 30 años completos. De este análisis resultó en 11 estaciones para generar el polígono de Thiessen (ver Figura 12) y solo 06 estaciones tienen influencia sobre el área de estudio, los cuales son: Cueva Blanca, El Limón, Incahuasi, Jayanca, Olmos (la información se completó con los datos de la estación automática de Pasabar del año 2011 – 2019) y Porculla.

Tabla 13: Resumen de estaciones cercanas disponible

N°	Estación	Período de Registro	Ubicación	Long.	Lat.	Altitud msnm	Considerado
1	Cerro de Arena	2008 - Actual	Lambayeque-Lambayeque-Olmos	80°12'16.65"	5°55'28.58"	59	No
2	Colasay	1965 - 1999	Cajamarca-Jaén-Colosay	79°4'1"	5°58'1"	1975	No
3	Cueva Blanca	1965 - Actual	Lambayeque-Ferreñafe-Incahuasi	79° 21' 22"	6° 9' 35"	2900	Si
4	El Arenal	1965 - 1975	Cajamarca-Jaén-Pomahuaca	79°18'1"	5°56'1"	1155	No
5	El Limón	1965 - Actual	Cajamarca-Jaén-Pomahuaca	79° 19' 3"	5° 55' 5"	1132.6	Si
6	Ferreñafe	1963 - 2010	Lambayeque-Ferreñafe-Ferreñafe	79° 47' 32"	6° 37' 56"	63.7	No
7	Granja Militar Sasape	1971	Lambayeque-Lambayeque-Túcume	79°54'1"	6°29'1"	27	No

«continuación»

N°	Estación	Período de Registro	Ubicación	Long.	Lat.	Altitud msnm	Considerado
8	Hacienda Pucara	1963 - Actual	Cajamarca-Jaén-Pucará	79° 8' 2"	6° 2' 30"	1061.6	Si
9	Incahuasi	1963 - Actual	Lambayeque-Ferreñafe-Incahuasi	79° 19' 7.10"	6° 14' 1.30"	3078	Si
10	Jayanca	1964 - Actual	Lambayeque-Lambayeque-Jayanca	79° 46' 6"	6° 19' 58"	102.7	Si
11	Lambayeque	1963 - Actual	Lambayeque-Lambayeque	79°55' 16"	6° 42' 12"	18	No
12	Llama	1967 - Actual	Cajamarca-Chota-Llama	79° 7' 21"	6° 30' 52"	2133.5	No
13	Morrope	1986 - 1987, 1995 - 1997	Lambayeque-Lambayeque-Morrope	80°1'1"	6°32'1"	18	No
14	Motupe	1964 - 2010	Lambayeque-Lambayeque-Motupe	79° 44' 55"	6° 12' 57.10"	152	No
15	Olmos	1964 - 2006 2011 - Actual	Lambayeque-Lambayeque-Olmos	79° 43' 42"	5° 59' 31"	225.9	Si
16	Pañala	1963 - 1984	Lambayeque-Lambayeque-Jayanca	79°55'1"	6°11'1"	80	No
17	Pasabar	2006 - Actual	Lambayeque-Lambayeque-Olmos	79°49'1"	5°50'1"	124	No
18	Pasaje Sur	2008 - Actual	Lambayeque-Lambayeque-Olmos	79°58'19"	5°55'2"	85	No

«continuación»

N°	Estación	Período de Registro	Ubicación	Long.	Lat.	Altitud msnm	Considerado
19	Puchaca	1963 - Actual	Lambayeque-Ferreñafe-Incahuasi	79°28'1.10"	6° 22' 23.40"	365	No
20	Porculla	1965 - Actual	Piura-Huancabamba-Huarmaca	79° 30' 22"	5° 50' 23"	2169	Si
21	Querocotillo	1963 - 2018	Cajamarca-Cutervo-Querocotillo	79° 2' 13"	6° 16' 25"	1978.7	No
22	San Felipe	1965 - 1996	Cajamarca-Jaén-San Felipe	79°19'1"	5°46'1"	1925	No
23	Tocmoche	1964 - Actual	Cajamarca-Chota-Tocmoche	79° 21' 21"	6° 24' 29"	1450	Si
24	Tinajones	1995 - Actual	Lambayeque-Chiclayo-Pátatpo	79° 33' 54.05"	6° 42' 49.41"	226	No

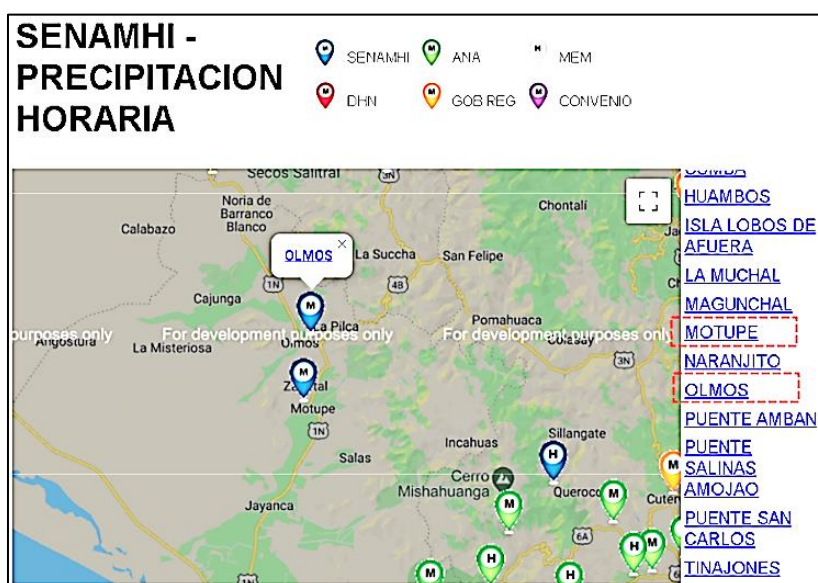


Figura 10: Ubicación de estaciones con precipitación horaria

FUENTE: Extraído de la página web <https://www.senamhi.gob.pe/site/lvera/lluvia.php>.

En el área de estudio se cuenta con la estación Olmos que registran datos a nivel horario que contiene información del FEN 2017 (ver Figura 10 en pág. 49) por ello esta estación será usado para identificar la tormenta de diseño contrastado por las curvas Huff desarrollado por Quijada Diaz (2020).

3.5 Metodología del Modelo Hidrológico

3.5.1 Delimitación de la Unidad Hidrográfica

El proceso de delimitación de la UH se llevó a cabo con ayuda de las funciones GIS del software HEC-HMS, también se tomó en consideración los límites de las cuencas de la ANA. El resultado de esta operación se observa en la Figura 11.

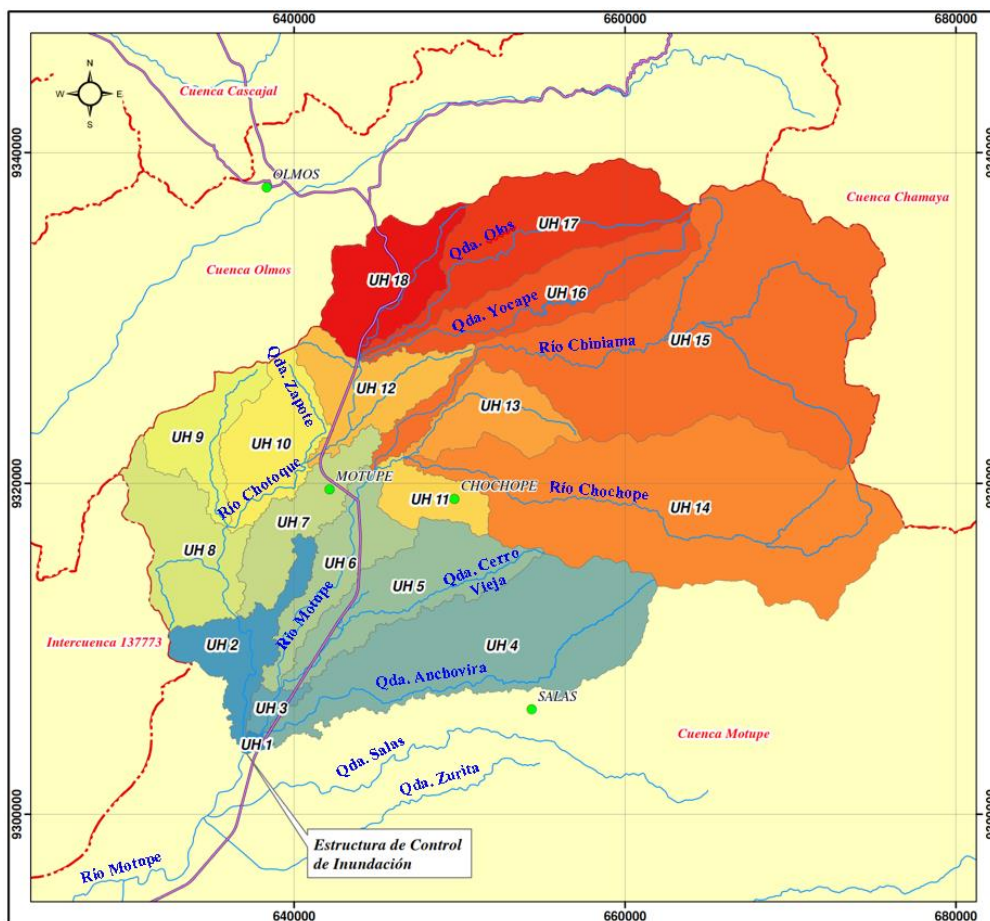


Figura 11: División de subunidades hidrográficas

La UH se dividió en 18 subunidades, primero se rectificó el DEM llenando las depresiones con el comando “Preprocess Sink” para después definir la red de drenaje superficial con el comando “Preprocess Drainage” y determinar cuáles son subunidades hidrográficas “Catchment”.

3.5.2 Parámetros Geomorfológicos del Área de Estudio

Los parámetros geomorfológicos del área de estudio describen la forma física de la cuenca y permiten conocer el tiempo de concentración de la cuenca. Este valor es importante en la determinación del caudal de avenida en los modelos de precipitación – escorrentía. Los parámetros calculados son: área de la cuenca, pendiente media de la cuenca, pendiente del río principal (según Taylor y Schwarz), longitud del cauce mayor, longitud del cauce próximo al centroide, coeficiente de Gravelius, factor de forma, relación de elongación. En la Tabla 14 se muestran los parámetros geomorfológicos del área de estudio.

Tabla 14: Parámetros geomorfológicos de las subunidades hidrográficas

Sub UH	Área (km ²)	Pendiente Media de Cuenca	Pendiente del Río Principal	Long. Cauce Mayor (km)	Long. Cauce Centroide (km)	Coef. Gravelius (kc)	Factor de Forma	Rel. de Elongación
1	1.39	0.034	0.0060	2.33	0.94	1.75	0.26	0.57
2	31.89	0.131	0.0026	16.38	7.41	2.49	0.12	0.39
3	5.98	0.032	0.0044	5.00	1.93	1.78	0.24	0.55
4	123.15	0.213	0.0561	32.12	17.11	1.94	0.12	0.39
5	53.88	0.128	0.0564	21.53	11.63	2.03	0.12	0.38
6	35.91	0.077	0.0102	18.50	10.82	2.28	0.10	0.37
7	33.35	0.033	0.0031	17.37	8.76	2.29	0.11	0.38
8	49.32	0.242	0.0553	15.62	6.48	1.64	0.20	0.51
9	30.11	0.355	0.0786	12.91	5.99	1.80	0.18	0.48
10	42.01	0.192	0.0667	17.00	8.44	1.56	0.15	0.43
11	19.80	0.215	0.0566	9.49	4.22	1.55	0.22	0.53
12	38.68	0.137	0.0120	14.32	6.77	1.98	0.19	0.49
13	32.03	0.328	0.0720	14.60	8.39	1.64	0.15	0.44

«continuación»

Sub UH	Área (km ²)	Pendiente Media de Cuenca	Pendiente del Río Principal	Long. Cauce Mayor (km)	Long. Cauce Centroide (km)	Coef. Gravelius (kc)	Factor de Forma	Rel. de Elongación
14	203.14	0.459	0.0985	38.09	19.06	1.64	0.14	0.42
15	243.91	0.493	0.0616	47.34	29.72	1.91	0.11	0.37
16	52.71	0.389	0.0528	32.54	17.48	2.07	0.05	0.25
17	74.70	0.422	0.0736	28.21	16.74	1.85	0.09	0.35
18	44.00	0.222	0.0676	13.72	6.00	1.42	0.23	0.55

3.5.3 Tiempo de Concentración

De acuerdo con MTC (2014), el tiempo de concentración es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Esta definición indica que toda la cuenca aporta sobre el caudal de descarga a la salida de la cuenca.

Según Salimi et al. (2017) para los hidrólogos el tiempo de concentración es uno de los parámetros más importantes para determinar la respuesta de la cuenca ante una precipitación. Existen diversas maneras de calcular el tiempo de concentración. En la Tabla 15 se presentan las formulaciones analizadas en la presente investigación.

Tabla 15: Resumen de métodos para cálculo de tiempo de concentración

Formulación	Fórmula para t_c	Observación
Kirpich	$t_c = 0.06628 L^{0.77} S^{-0.385}$ <p>t_c = tiempo de concentración, horas. L = longitud del cauce desde aguas arriba hasta la salida, km. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Desarrollado para cuencas pequeñas en Tennessee y Pennsylvania, con áreas de cuenca entre 0.40 – 45.3 ha.

«continuación»

Formulación	Fórmula para t_c	Observación
Témez	$t_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$ <p>t_c = tiempo de concentración, <i>horas</i>. L = longitud del cauce desde aguas arriba hasta la salida, <i>km</i>. S = pendiente promedio de la cuenca, <i>m/m</i>.</p>	Método utilizado en cuencas de tamaño muy variable, ampliamente utilizado en la península Ibérica. Válido para cuencas de 1 km ² hasta 3,000 km ² .
Williams	$t_c = \frac{L}{1.5 D} \sqrt[5]{\frac{A^2}{S}}$ <p>t_c = tiempo de concentración, <i>horas</i>. L = longitud del cauce desde aguas arriba hasta la salida, <i>km</i>. D = diámetro del círculo equivalente a la superficie de la cuenca, <i>km</i>². A = área de la cuenca, <i>km</i>². S = pendiente media del cauce principal, <i>m/m</i>.</p>	Para cuencas de hasta 129.5 km ² .
California Culverts Practice	$t_c = 0.95 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$ <p>t_c = tiempo de concentración, <i>horas</i>. L = longitud más larga del cauce hasta la salida, <i>km</i>. H = desnivel entre la divisoria de aguas y la salida, <i>m</i>.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Giandotti	$t_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1.5 L}{0.8 \sqrt{H}}$ <p>t_c = tiempo de concentración, <i>horas</i>. L = longitud más larga del cauce hasta la salida, <i>km</i>. A = área de la cuenca, <i>km</i>². H = desnivel entre la divisoria de aguas y la salida, <i>m</i>.</p>	Desarrollado para pequeñas cuencas agrícolas.

«continuación»

Formulación	Fórmula para t_c	Observación
	$t_c = \frac{58.5 L}{A^{0.1} S^{0.2}}$	
Bransby - Williams	t_c = tiempo de concentración, <i>min.</i> L = longitud más larga del cauce hasta la salida, <i>km.</i> A = área de la cuenca, <i>km².</i> S = pendiente areal de la cuenca, <i>m/km.</i>	Para cuencas grandes.
	$t_c = \frac{6.48 (A L)^{0.333}}{S^{0.5}}$	
Passini	t_c = tiempo de concentración, <i>min.</i> L = longitud más larga del cauce hasta la salida, <i>km.</i> A = área de la cuenca, <i>km².</i> S = pendiente promedio, <i>m/m.</i>	Para cuencas grandes.
	$t_c = 7.62 \left(\frac{A}{S} \right)^{0.5}$	
Ventura	t_c = tiempo de concentración, <i>min.</i> A = área de la cuenca, <i>km².</i> S = pendiente promedio del cauce, <i>m/m.</i>	Para canales naturales.
	$t_l = C_t (L L_c)^{0.30}$	
Snyder	t_l = tiempo de retardo, <i>horas.</i> C_t = coef. basado en avenidas instrumentadas en la misma región, 1.35 – 1.65. L = pendiente promedio del cauce, <i>km.</i> L_c = pendiente promedio del cauce, <i>km.</i>	-

FUENTE: La información sobre el método Témez fue extraída de la página <http://eimaformacion.com/como-elegir-el-tiempo-de-concentracion-adeecuado/>, el contenido restante fue extraída de MTC (2014) y Salimi et al. (2017).

3.5.4 Porcentaje de Aportación de la Precipitación Máxima en 24 Horas

Para el cálculo del porcentaje de aportación de la precipitación registrada en las estaciones sobre el área de estudio se calculó el polígono de Thiessen y se rectificó con las isoyetas del 2017. Esta corrección permite usar la información de las estaciones ubicadas en la cuenca media, los cuales tienen registro de las altas precipitaciones ocurridas durante marzo del

2017, cabe mencionar que durante los FEN la distribución de la precipitación se altera con respecto a un año normal donde las altas precipitaciones se concentran en la cuenca media. Cabe mencionar que el periodo de diseño se define en 25 años, que es el más cercano al FEN del 2017. En la Figura 12 se muestra el resultado de este análisis.

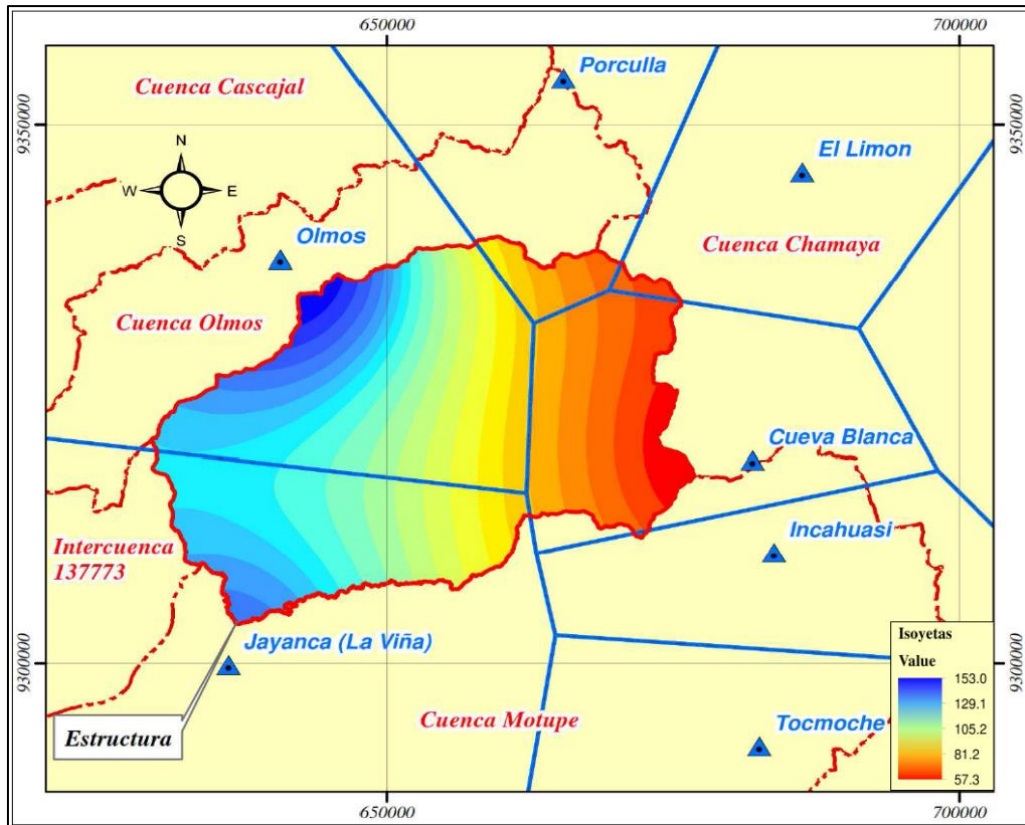


Figura 12: Polígonos de Thiessen e Isoyetas de marzo 2017 del área de estudio

3.5.5 Prueba de Datos Dudosos

La prueba de datos dudosos se llevó a cabo considerando la metodología del Water Resources Council recopilado en el libro de Hidrología Aplicada de Chow et al. (1994). La metodología consiste en calcular el umbral superior e inferior en función del número de datos, la media aritmética y la desviación estándar, las ecuaciones utilizadas son:

Umbral superior

$$y_H = \bar{y} + K_n S_y$$

Donde:

y_H = umbral de dato dudoso superior en unidades logarítmicas.

y_L = umbral de dato dudoso inferior en unidades logarítmicas.

Umbral inferior

$$y_L = \bar{y} - K_n S_y$$

\bar{y} = media aritmética de los datos en unidades logarítmicas.

S_y = desviación estándar de los datos en unidades logarítmicas.

k_n = valor extraído de la tabla 12.5.3 del libro Hidrología Aplicada (pág. 416).

Este procedimiento ayudó a determinar que las estaciones Cueva Blanca, El Limón, Incahuasi, Jayanca y Olmos no contienen datos atípicos fuera de los umbrales, mientras que la estación Porculla contiene un dato atípico en el 2010, el cual fue retirado. En la siguiente tabla se presenta el valor de los umbrales para cada estación y el número de años considerados para el análisis de frecuencias.

Tabla 16: Umbral superior e inferior según estaciones

Estación	Años Registrados	Umbral		Años Eliminados	Años Utilizados en el Estudio
		Inferior	Superior		
Cueva Blanca	50	16.9	86.5	-	50
El Limón	50	18.4	91.3	-	50
Incahuasi	50	17.0	62.0	-	50
Jayanca	50	2.4	120.8	-	50
Olmos	43	5.7	156.5	-	43
Porculla	50	16.7	117.1	2010	49

3.5.6 Análisis de Frecuencia y Prueba de Bondad de Ajuste

De acuerdo con Chow et al. (1994) el análisis de frecuencia nos permite relacionar la magnitud de los eventos extremos, con su frecuencia de ocurrencias mediante el uso de distribución de probabilidad. Los datos pluviométricos de las estaciones, sin datos dudosos, se usarán para el cálculo de la probabilidad empírica, estadísticos descriptivos y funciones de probabilidad teóricas utilizando el método de L-Momentos.

Las funciones de probabilidad teórica utilizadas son: función normal, función log – normal, función gamma, función Pearson III, función log – Pearson III, función Gumbel y función log – Gumbel. Con las funciones de probabilidad se procede analizar la prueba de bondad de ajuste para determinar cuál es la función teórica con el mayor ajuste sobre la probabilidad empírica, para ello se utilizó la metodología de Kolmogorov – Smirnov.

Identificada la función que mejor se ajusta se procedió a calcular las precipitaciones para diferentes períodos de retorno con el factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria según la recomendación de la OMM, los valores utilizados se reproducen en la Tabla 17.

Tabla 17: Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria

Número de observaciones / día	1	2	3 – 4	5 – 8	9 – 24	> 24
Factor de Ajuste	1.13	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00

FUENTE: Extraído de guía de prácticas hidrológicas de OMM (2011).

3.5.7 Tormenta de Diseño

La tormenta de diseño se definió con la estación automática de Pasabar, ubicada en Olmos, (SENAMHI, 2017), que registró un valor máximo en 24 horas de 139.0 mm el 30 de marzo del 2017 (fecha que será utilizada en la calibración). La exploración de las tormentas se realizó desde 7 de febrero del 2011 hasta el 22 de abril del 2019, para ello se filtraron las tormentas que acumularon más de 50 mm durante 24 horas, resultando 8 tormentas, las cuales se muestran en la Figura 13.

Se observa de la figura que estas tormentas inician entre la 1:00 pm – 6:00 pm y qué gran parte de la precipitación acumulada se concentran en 4 horas, también se puede observar que la tormenta más severa corresponde al 30 de marzo del 2017, el cual se consideró como tormenta patrón para la simulación hidrológica. En la Tabla 18, se muestran los datos considerados en la investigación.

Tabla 18: Patrón de la tormenta 30/03/2017 Estación Pasabar (Olmos)

Hora	Precipitación (mm) 30/03/2017	Precipitación Acumulada (mm)	Fracción de Precipitación
7:00 am	0.0	0.0	0.000
8:00 am	0.0	0.0	0.000
9:00 am	0.0	0.0	0.000
10:00 am	0.0	0.0	0.000
11:00 am	0.0	0.0	0.000
12:00 m	0.0	0.0	0.000
1:00 pm	0.0	0.0	0.000

«continuación»

Hora	Precipitación (mm) 30/03/2017	Precipitación Acumulada (mm)	Fracción de Precipitación
2:00 pm	0.0	0.0	0.000
3:00 pm	0.0	0.0	0.000
4:00 pm	0.0	0.0	0.000
5:00 pm	0.0	0.0	0.000
6:00 pm	32.1	32.1	0.231
7:00 pm	40.1	72.2	0.519
8:00 pm	45.7	117.9	0.848
9:00 pm	11.3	129.2	0.929
10:00 pm	2.6	131.8	0.948
11:00 pm	3.5	135.3	0.973
00:00	0.9	136.2	0.980
1:00 am	2.5	138.7	0.998
2:00 am	0.0	138.7	0.998
3:00 am	0.2	138.9	0.999
4:00 am	0.1	139.0	1.000
5:00 am	0.0	139.0	1.000
6:00 am	0.0	139.0	1.000

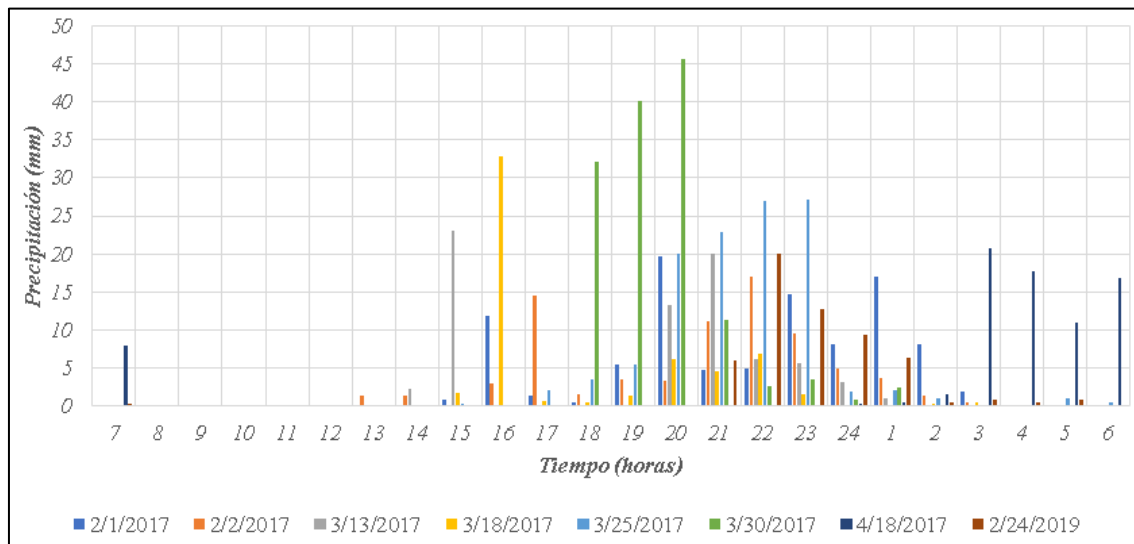


Figura 13: Mayores tormentas registradas por la estación Pasabar (Olmos) desde el 2011 hasta el 2019

Las curvas de Huff son una representación probabilística resumida que utiliza tiempos transcurridos y eventos acumulados de tormenta adimensionales para describir un evento de tormenta. Se basan en registros reales de precipitación y, al ser adimensionales, permiten comparar eventos de diferentes duraciones y precipitaciones totales.

Quijada (2020) realizó un análisis regional de las curvas huff utilizando las regiones de precipitación máxima de 24 horas, su área de estudio abarco todo el territorio peruano, clasificándolas de la siguiente manera regiones de la Costa (P1 a P7), regiones de los Andes (A1 a A15), región altiplánica y parte de la Sierra Sur (AL1); y subregiones de la Selva (S1 A S5).

Se observa que, en nuestra área de estudio, la cuenca del río Motupe, se encuentra en la región P2. Al realizar el análisis y la gráfica de la curva de precipitación adimensional a lo largo del tiempo en todos los cuartiles en las tres probabilidades de ocurrencia para la región P2, se verificó que la curva histórica, tormenta patrón del 30 de marzo de 2017, coincide con la curva Huff en el cuartil II con probabilidad de ocurrencia de 50%.

3.5.8 Determinación de la Curva Número y Cálculo de Abstracciones

El método de abstracciones y pérdidas seleccionado para la investigación es el de Curva Número (CN), el cual se determinó utilizando el mapa de uso de suelos, el mapa de tipo de suelos y los antecedentes de humedad.

Mapa de uso de suelos

El mapa de uso de suelo fue extraído del “Estudio de Suelos con Fines de Zonificación Ecológica Económica” desarrollado por Gobierno Regional (GORE) de Lambayeque (Garnique Chumioque & Gonzales Malca, 2012). En la Figura 14, se reproduce el mapa de uso de suelos para el área de análisis. Se puede observar que una gran extensión de la superficie está cubierta de cultivos, vegetación secundaria y bosques densos, bajos y altos. También de la inspección de campo se puede constatar que la mayoría de los cauces son estacionales.

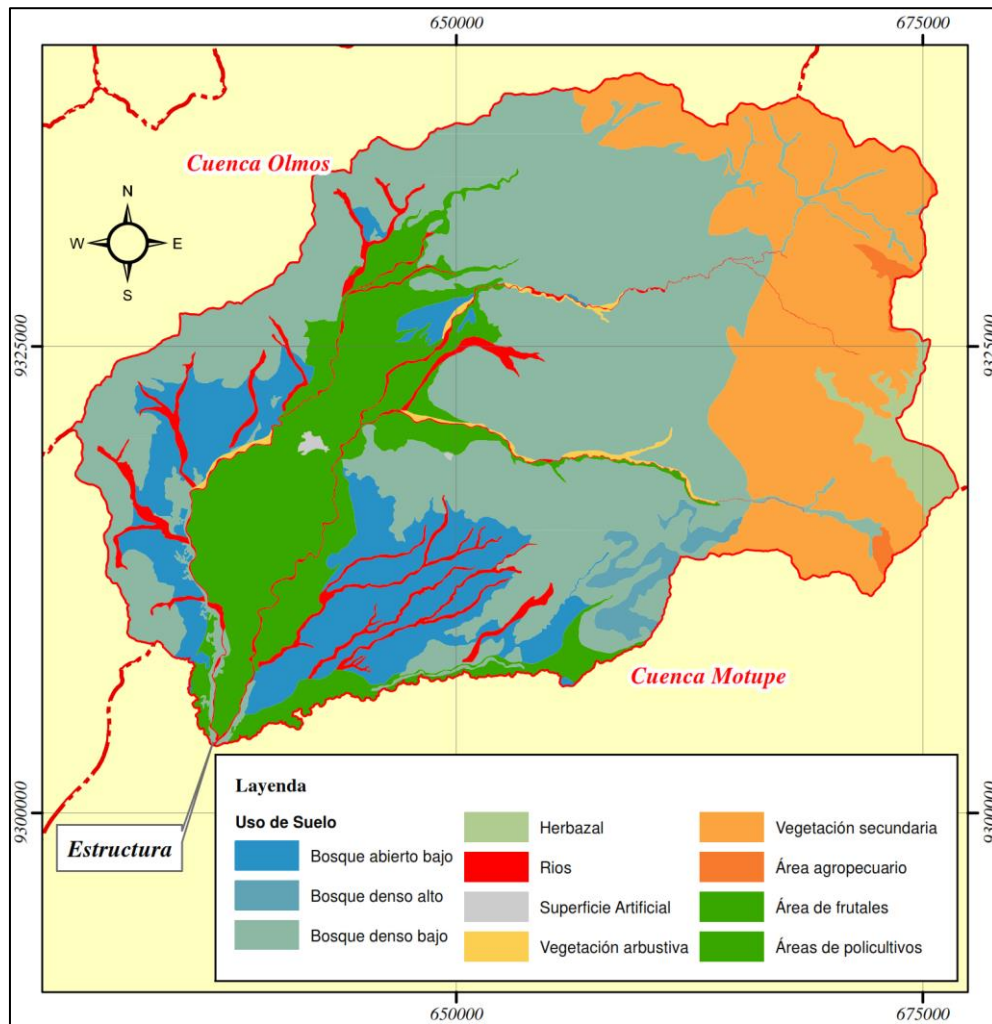


Figura 14: Mapa de uso de suelos en área de estudio

Mapa de tipo de suelos

La base cartográfica de tipo de suelos fue descargada del World Reference Base (2006) Soil Groups a través de la página de SoilGrids. (Hengl et al., 2017) ISRIC-World Soil Information tiene una visión y misión de producir información del suelo y mapas que sean completos, consistentes, científicamente robustos, libres, transparente y reproducible a nivel global, continuamente mejorando y actualizándose.

En la Figura 15 y Tabla 19, se observa el mapa de tipo de suelo, su descripción y su asociación a los grupos hidrológicos B y C. El grupo hidrológico B está asociado a los suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa. Mientras que, el grupo hidrológico C son suelos marga arcillosos, margas arenosas poco profundas, suelo con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.

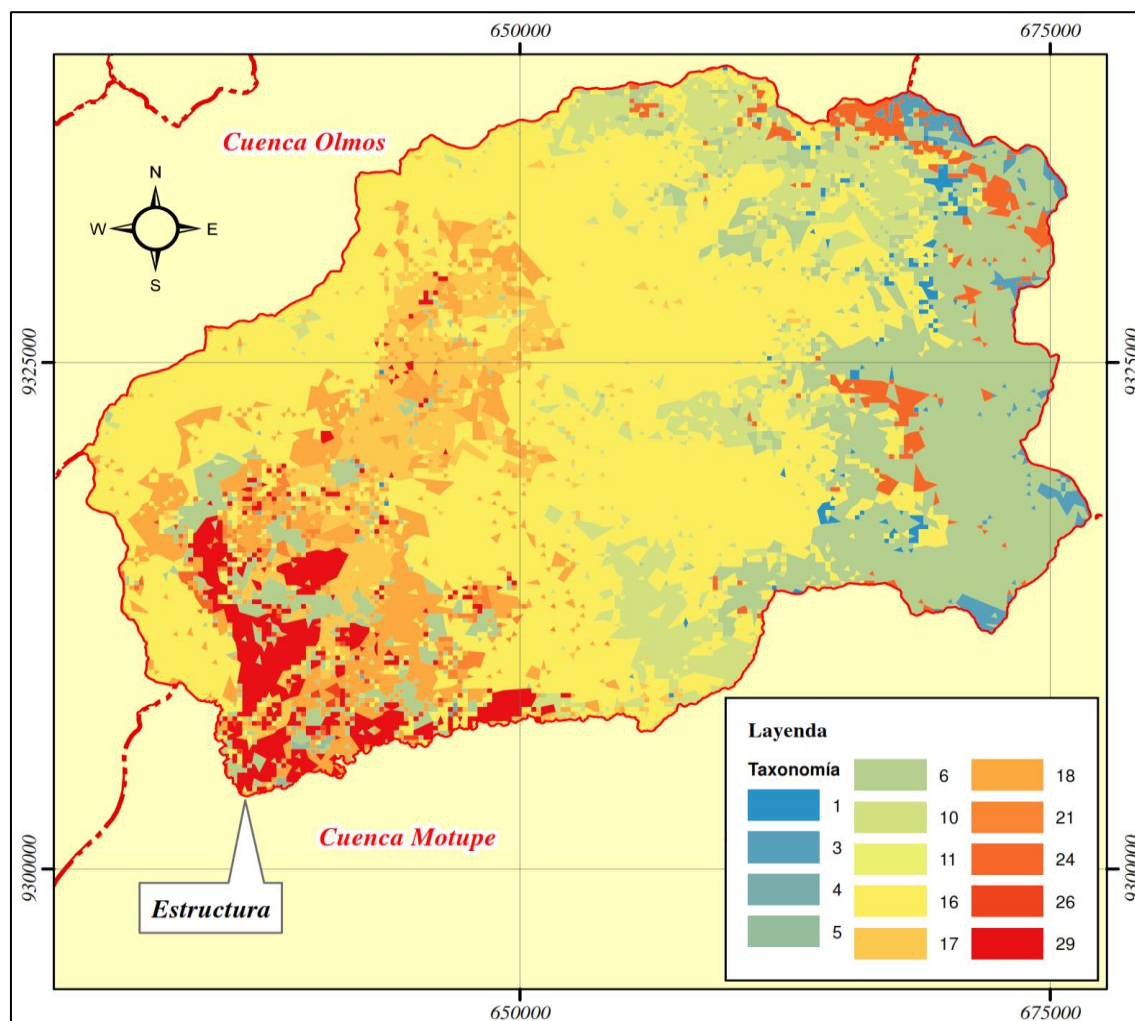


Figura 15: Mapa de tipo de suelos en el área de estudio

Tabla 19: Descripción de la taxonomía del suelo del área de estudio

Taxonomía	Descripción	Símbolo	Grupo Hidrológico
1	Acrisol háplico - Alisol háplico - Lixisol háplico	ACh-ALh-LXh	C
3	Arenosol háplico - Solonchak háplico	ARh-SCh	A
4	Cambisol districo - Acrisol háplico	CMd-ACh	C
5	Cambisol districo - Acrisol háplico - Lixisol háplico	CMd-ACh-LXh	C
6	Cambisol districo - Alisol háplico	CMd-ALh	C

«continuación»

Taxonomía	Descripción	Símbolo	Grupo Hidrológico
10	Fluvisol eutrico - Gleysol eutrico	FLe-GLe	B
11	Fluvisol eutrico - Regosol eutrico	FLe-RGe	B
16	Leptosol districo - Andosol umbrico - Afloramiento litico	LPd-ANu-R	B
17	Leptosol districo - Andosol vitrico	LPd-ANz	B
18	Leptosol districo - Cambisol districo - Regosol districo	LPd-CMd-RGd	B
21	Leptosol eutrico - Cambisol eutrico	LPe-CMe	C
24	Leptosol eutrico - Regosol eutrico - Afloramiento litico	LPe-RGe-R	B
26	Lixisol háptico - Gleysol districo	LXh-GLd	B
29	Regosol districo - Cambisol districo	RGd-CMd	C

Curva Número

El mapa de curva número para una condición de humedad tipo II se elabora combinando el mapa de uso de suelos, el mapa de tipo de suelo y la Tabla 5.5.2 página 154 del libro Hidrología Aplicada de Chow et al. (1994); el resultado de este proceso se presenta en la Figura 16.

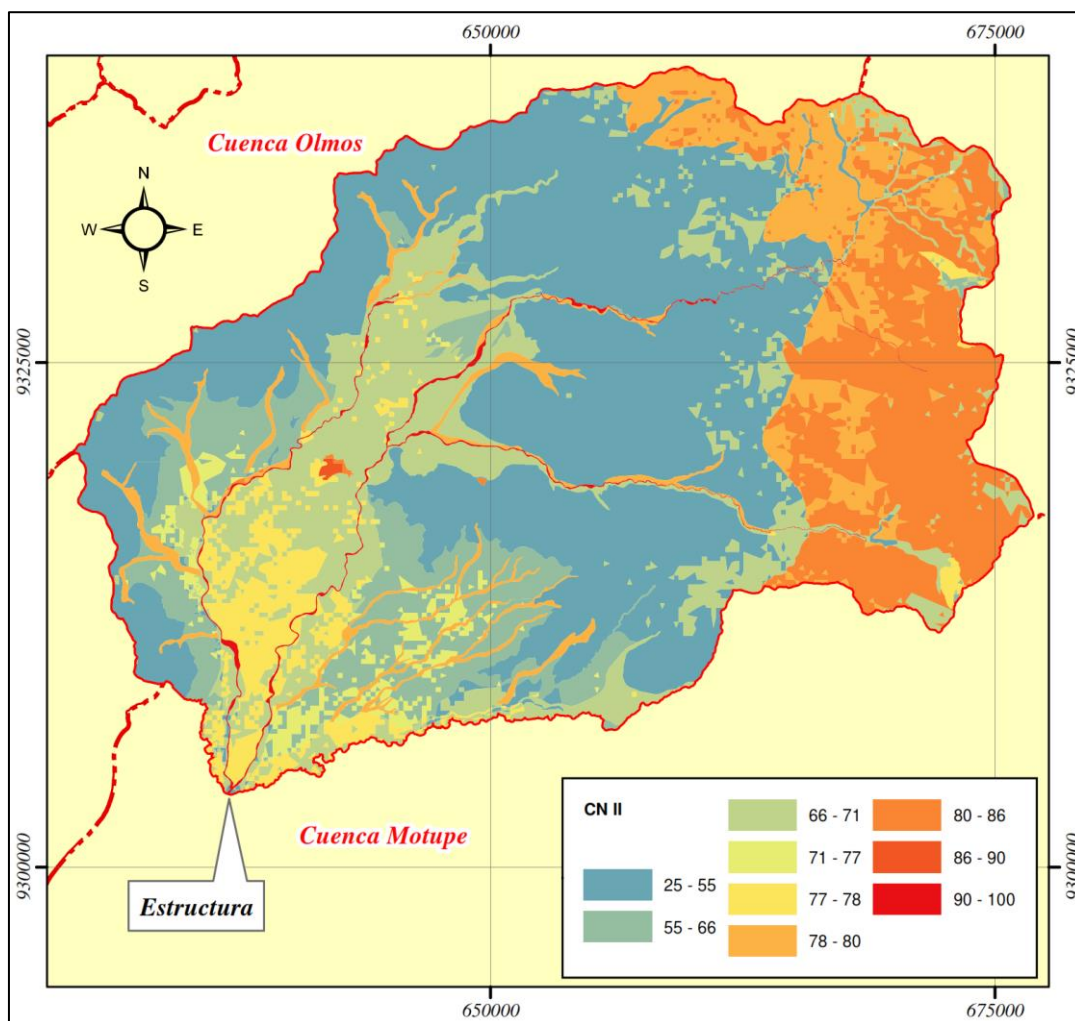


Figura 16: Mapa de curva número condiciones normales para el área de estudio

Los valores seleccionados del mapa resultante deben ser corregidos en el caso de que el antecedente de humedad es seco (tipo I) o húmedo (tipo III), para ello a modo de referencia se considera la Tabla 20, cabe mencionar que de acuerdo a Hawkins et al. (2009) esta tabla esta discontinuada en su aplicación y ya no es avalada por la Natural Resources Conservation Service (NRCS), antes llamada Soil Conversation Service (SCS).

Tabla 20: Clases de humedad antecedentes definidas por la precipitación de 5 días antes

Condición de Humedad	Lluvia antecedente total de 5 días (mm)	
	Estación Inactiva	Estación de Crecimiento
Seco (I)	Menor de 13	Menor de 35
Normal (II)	13 – 32	35 – 52
Húmedo (III)	Sobre 32	Sobre 52

FUENTE: Extraído de Hawkins et al. (2009) para propósito informativo e histórico, su uso ya no es avalado por la NRCS, tabla convertido a milímetros.

De acuerdo con las lluvias registradas en marzo del 2017 durante el FEN (ver Tabla 20) se aprecia que la lluvia acumulada durante 5 días previos al evento máximo es mayor a 52mm, razón por lo cual se podría considerar un antecedente de humedad tipo III en el área de estudio, pero los días 27 y 28 la precipitación fue casi nula dando lugar a que el suelo se seque parcialmente. En consecuencia, los valores asumidos en el modelo hidrológico corresponden a una condición de humedad tipo II y III, los cuales son fijados en la calibración.

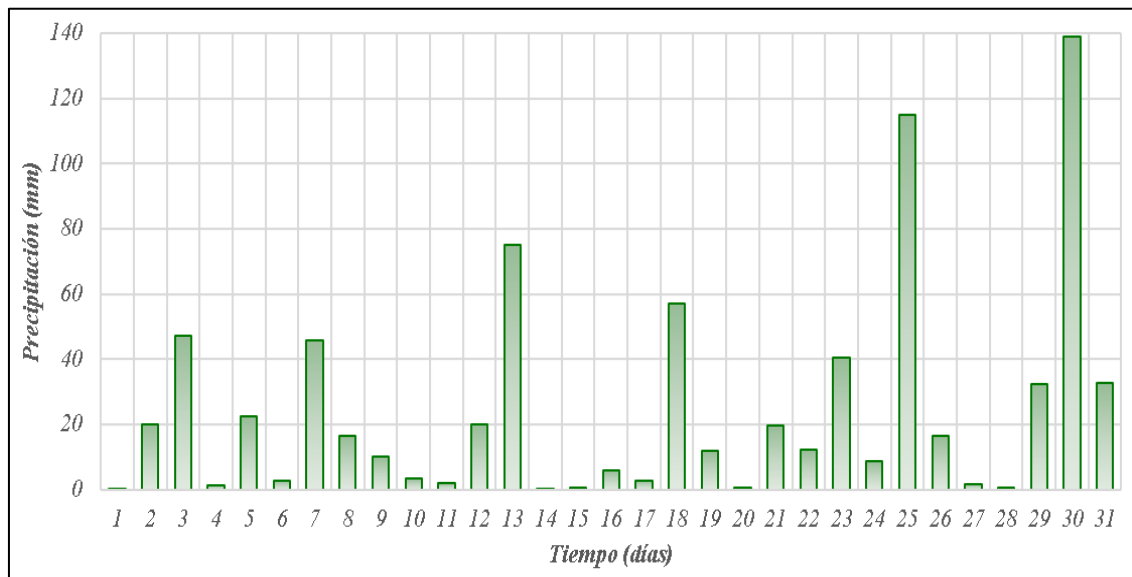


Figura 17: Precipitación diaria en el mes de marzo del 2017 estación Pasabar (Olmos)

3.5.9 Modelo Hidrológico

En la investigación se construyó un modelo hidrológico semi distribuido en el software HEC – HMS. La representación de la UH se realizó ingresando elementos tipo: subbasin (subcuenca), reach (río), junction (confluencia) y sink (descarga). En el área de estudio a la fecha de la investigación no se utilizaron los elementos reservoir (reservorio), diversion (captación) y source (fuente) porque no existen presas y las obras de captación existentes cierran las compuertas de admisión cuando se presentan las avenidas, en la Figura 18 se presenta el modelo desarrollado.

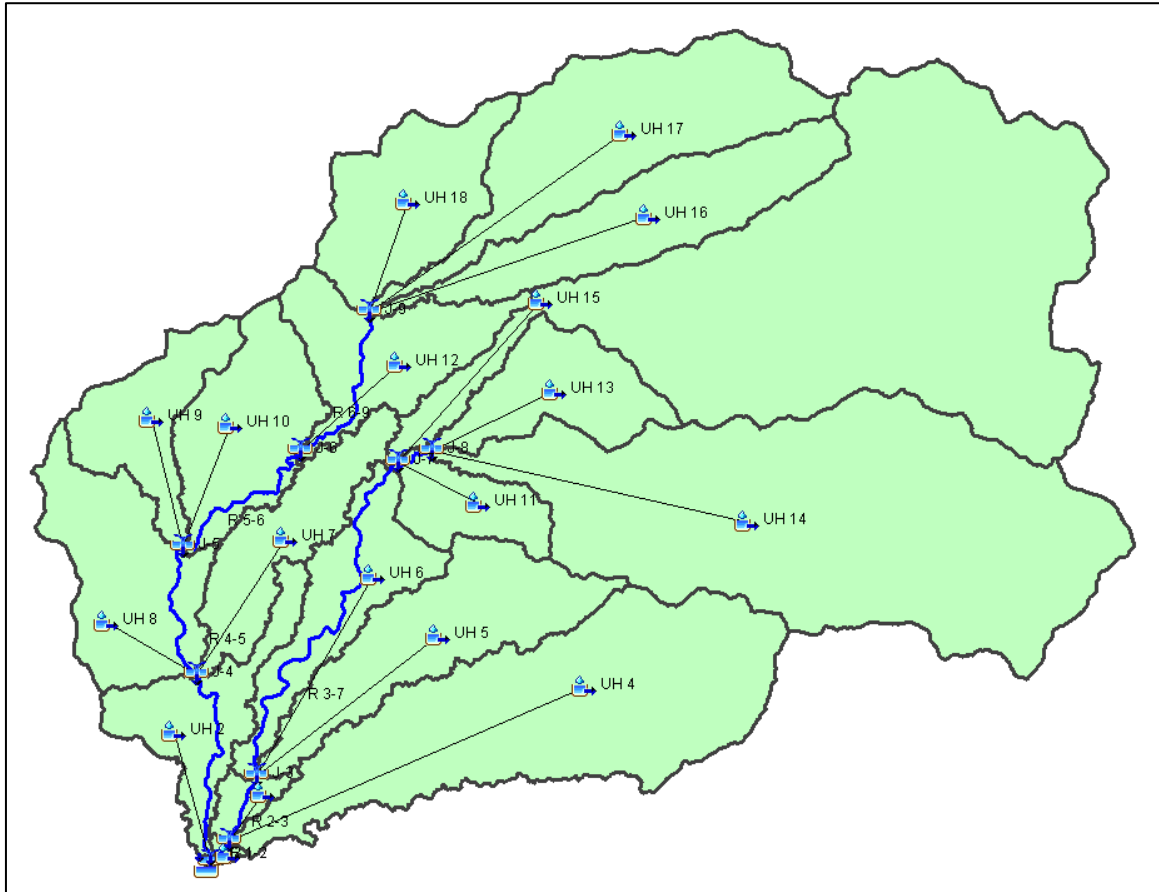


Figura 18: Modelo hidrológico desarrollado en el software HEC - HMS 4.8

El modelo consta de 18 sub UH, 09 confluencias, 08 ríos y una descarga. El método de transformación seleccionado se fijó con el diagrama unitario de Snyder y para el tránsito de avenida en los elementos reach se fijó con el método de Muskingum. A continuación, se presenta el método de calibración.

3.5.10 Verificación

La escasa información de caudales en la zona de investigación dificulta cualquier procedimiento de calibración. Por este motivo, no podemos hablar de calibración en términos estrictos; en su lugar, nos enfocamos en la verificación de los parámetros seleccionados del modelo hidrológico. La metodología se centra en el desarrollo de modelos hidráulicos que validen los resultados obtenidos a partir del modelo hidrológico para el evento del 2017.

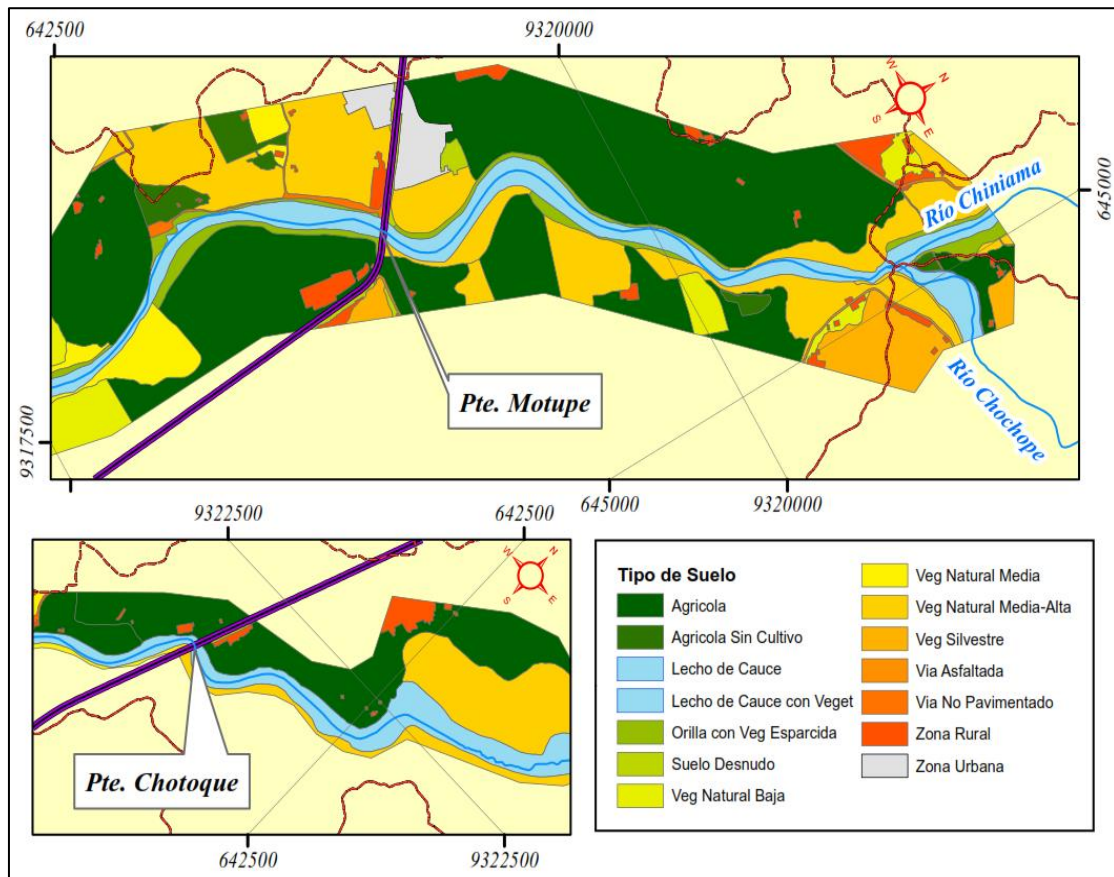


Figura 19: Sectores de modelamiento hidráulico y uso de suelos

Los modelos hidráulicos desarrollados corresponden al sector del puente Motupe y puente Chotoque (ver Figura 19), estas estructuras se ubican a 20 km y 25 km respectivamente donde se registra marcas de agua en los pilares y estribos, no se realizó la calibración con datos más cercanos al área de estudio debido a que aguas abajo de los puentes no se ubican estructuras que permitan la calibración, además que las obras ejecutadas el 2018 en el puente del río Salas borró las marcas de agua del evento ocurrido en el 2017. El modelo hidráulico consistió en simular la hidrodinámica para diferentes caudales y diferentes rugosidades y fijar el caudal probable transitado en el evento del 2017, así como los parámetros de tránsito de la avenida en el río Chotoque y Motupe. La base topográfica utilizada en el modelamiento hidráulico corresponde a un levantamiento con dron en octubre del 2019, fecha donde el río Chotoque se encontraba seco y el río Motupe tenía un caudal con un tirante menor a 0.20 m, por lo cual no se ha requerido hacer trabajos de batimetría, en la discusión de resultados se presentará los resultados de este modelamiento.

3.6 Metodología para el Cálculo de Condición de Contorno de Sedimentos

Una limitación importante en la investigación ha sido que la cuenca seleccionada no cuenta con registro de sedimentos. Con los recorridos de campo donde se planificará la obra de derivación, se recoge información del material del cauce donde hay presencia de material arenoso como se aprecia en la Figura 20, lo que indica que el arrastre de sedimentos es importante en los eventos extremos. Por lo tanto, determinar las condiciones de contorno a usar en el modelo hidráulico es de suma importancia.



Figura 20: Vista en la zona de ubicación para la obra propuesta

Para definir las condiciones de contorno que serán ingresadas al modelo hidráulico, se establecieron mediante las siguientes metodologías:

- **Sedimento de Fondo:** La cantidad de sedimentos de fondo transportado por el flujo está en función de la capacidad de arrastre que tiene el cauce cuando se presenta la avenida, para ello se desarrolló modelos con diferentes formulaciones y se determinó el que produce la mayor cantidad de sedimentos transportados (modelo 1, 2 y 3 de la Tabla 21), esta condición representaría el escenario más crítico para la estructura proyectada.
- **Sedimentos en Suspensión:** La concentración de sedimentos en suspensión se ha fijado con dos métodos, la primera se basa en determinar la concentración de

sedimentos en función de las propiedades hidráulicas del cauce mediante formulaciones teóricas (modelo 4, 5 y 6 de la Tabla 21) y la segunda se basa en desarrollar modelos hidráulicos iterativos partiendo de una concentración inicial a cero y el resultado de este modelo alimenta al siguiente y así sucesivamente hasta obtener un estado de equilibrio (modelo 7 y 8 de la Tabla 21).

En la siguiente tabla se resumen el tipo de procedimiento, la base topográfica y la formulación teórica utilizada.

Tabla 21: Formulaciones para fijar las condiciones de contorno en el transporte de sedimentos

Mod	Tipo de Procedimiento	Formulación Teórica
1	Modelo hidráulico de transporte de fondo.	Meyer-Peter&Müller.
2	Modelo hidráulico de transporte de fondo.	Van Rijn.
3	Modelo hidráulico de transporte de fondo.	Engelund – Fredsoe.
4	Concentración en función de los parámetros hidráulicos del modelo en lecho fijo.	Smith McLean.
5	Concentración en función de los parámetros hidráulicos del modelo en lecho fijo.	Van Rijn.
6	Concentración en función de los parámetros hidráulicos del modelo en lecho fijo.	Celik & Rodi.
7	Modelo hidráulico de transporte en suspensión.	Smith Mclean.
8	Modelo hidráulico de transporte en suspensión.	Van Rijn.

Con los resultados de los modelos 1, 2 y 3 se obtiene la función de transporte de fondo que ofrece la condición más crítica. Para ello, se utilizan los resultados de cambio de la geomorfología, cantidad de sedimento transportado y capacidad de arrastre. Estos resultados son comparados utilizando la herramienta álgebra de mapas y a través de los cortes mostrados en la Figura 21.

Los modelos 4, 5 y 6 son aplicación de funciones teóricas a secciones específicas, los cuales fueron aplicados en los cortes R – 3 y R – 4, como se indica en la Tabla 25. Estas funciones

se aplicaron en momentos temporales específicos: 61,400; 66,200; 70,400; 77,000 y 87,200 segundos. De esta forma, se genera un gráfico que relaciona el caudal líquido con la concentración de sedimentos en suspensión utilizado para determinar el caudal sólido de ingreso.

De forma similar al tratamiento realizado con los modelos de transporte de fondo se realizaron con los modelos 7 y 8 con la diferencia que en las secciones de corte se relaciona el caudal líquido con la concentración de sedimentos en suspensión. Este método permitió definir la concentración más representativa en el río Chotoque y Motupe. Las propiedades de los sedimentos asumidos en los modelos se presentan en la Tabla 22.

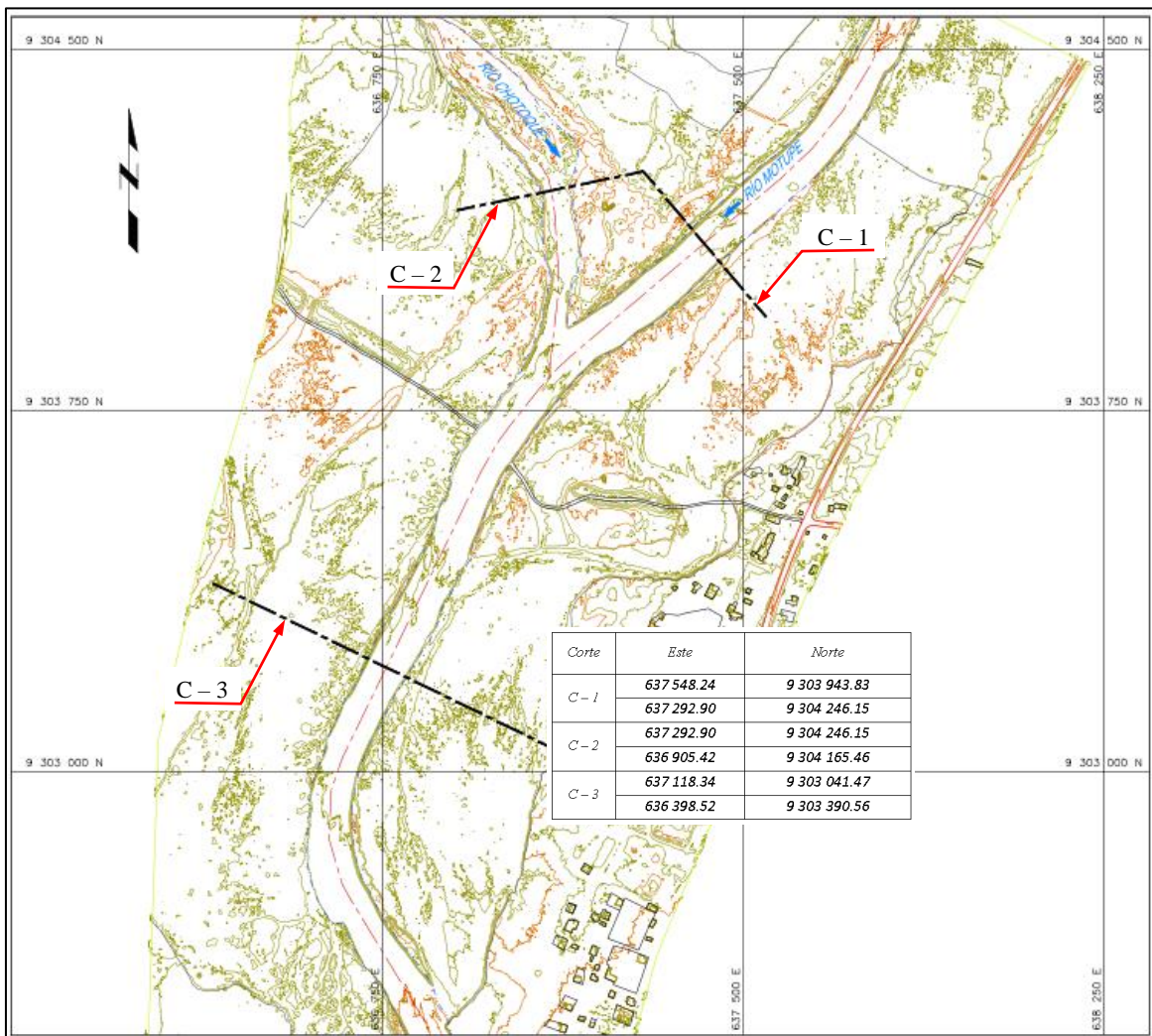


Figura 21: Cortes específicos para comparación de resultados

Tabla 22: Propiedad de los sedimentos utilizados en los modelos

Ítem	Propiedad	Unidades	Valor Asumido
1	Diámetro.	mm	De acuerdo con la granulometría, ver Figura inferior.
2	Porosidad.	-	0.4
3	Densidad relativa.	-	2.65
4	Coefficiente de difusión.	m ² /s	0.001
5	Numero de Schmidt.	-	0.7
6	Ángulo de fricción.	rad	0.55
7	Coefficiente de Von Karman.	-	0.4

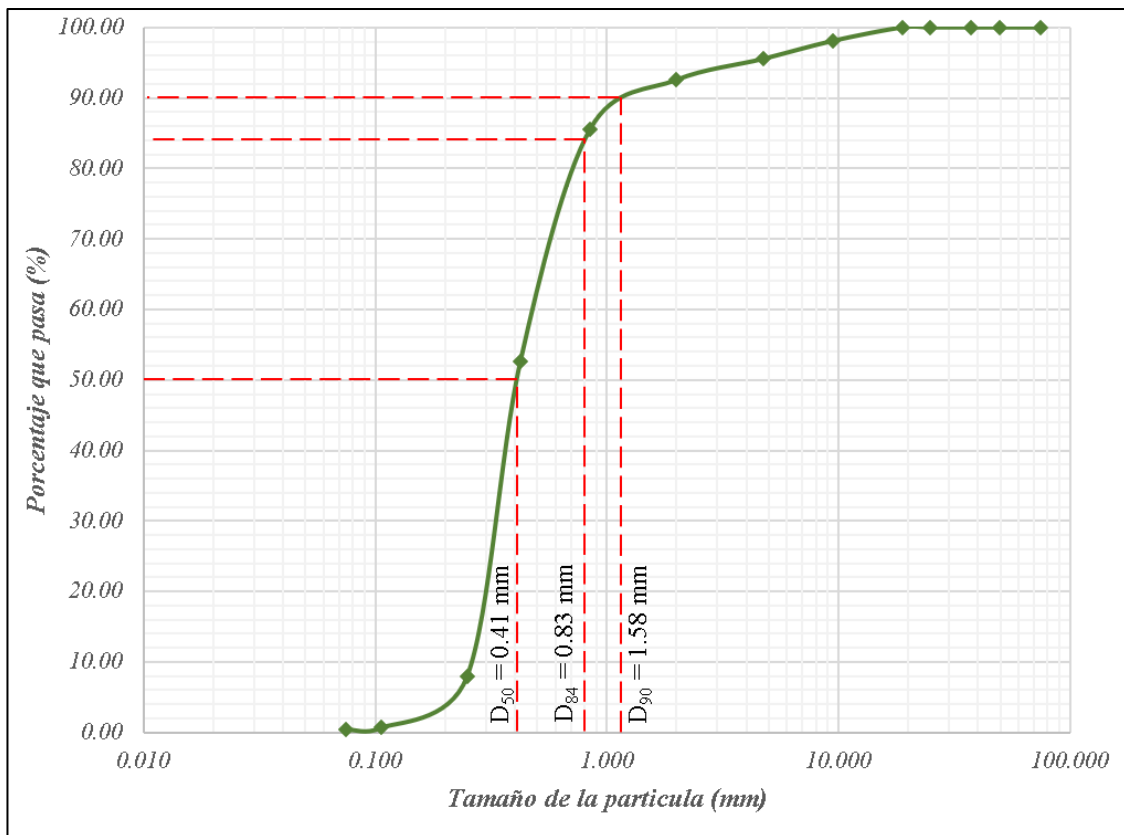


Figura 22: Granulometría de la zona de estudio

FUENTE: Dato obtenido de los planes de control de inundaciones realizados por el PSI (2019).

3.7 Metodología para el Análisis Hidráulico

3.7.1 Ubicación de la Estructura de Control de Inundación

El régimen de descarga del río Motupe y sus afluentes tiene un carácter irregular y no permanente, siendo directamente dependiente de las lluvias. Presenta un período de avenidas durante la temporada de lluvias y un período de estiaje en el cual el cauce permanece prácticamente seco. Este comportamiento ocasionalmente se ve alterado por la presencia del Fenómeno El Niño (FEN), que provoca fuertes precipitaciones en la cuenca, resultando en descargas extraordinarias con niveles que exceden la capacidad de los cauces, provocando así desbordes e inundaciones significativas.

Algunos de los centros poblados ubicados en la región de Lambayeque afectados por el FEN 2017 fueron Jayanca y Pacora (INDECI, 2017), estos centros poblados son afectados por la activación del antiguo brazo del río Motupe razón por lo cual el trabajo de investigación explora una alternativa para mitigar la inundación aguas arriba del centro poblado de Jayanca como se observa en la Figura 23.



Figura 23: Sectores afectados por el FEN 2017 y relación con la estructura

Se procedió a explorar las imágenes satelitales históricas (Google Earth) del río Motupe buscando un tramo de río que ha permanecido estable y que encierra un gran porcentaje de la cuenca. El resultado de esta exploración se puede observar en la Figura 24.

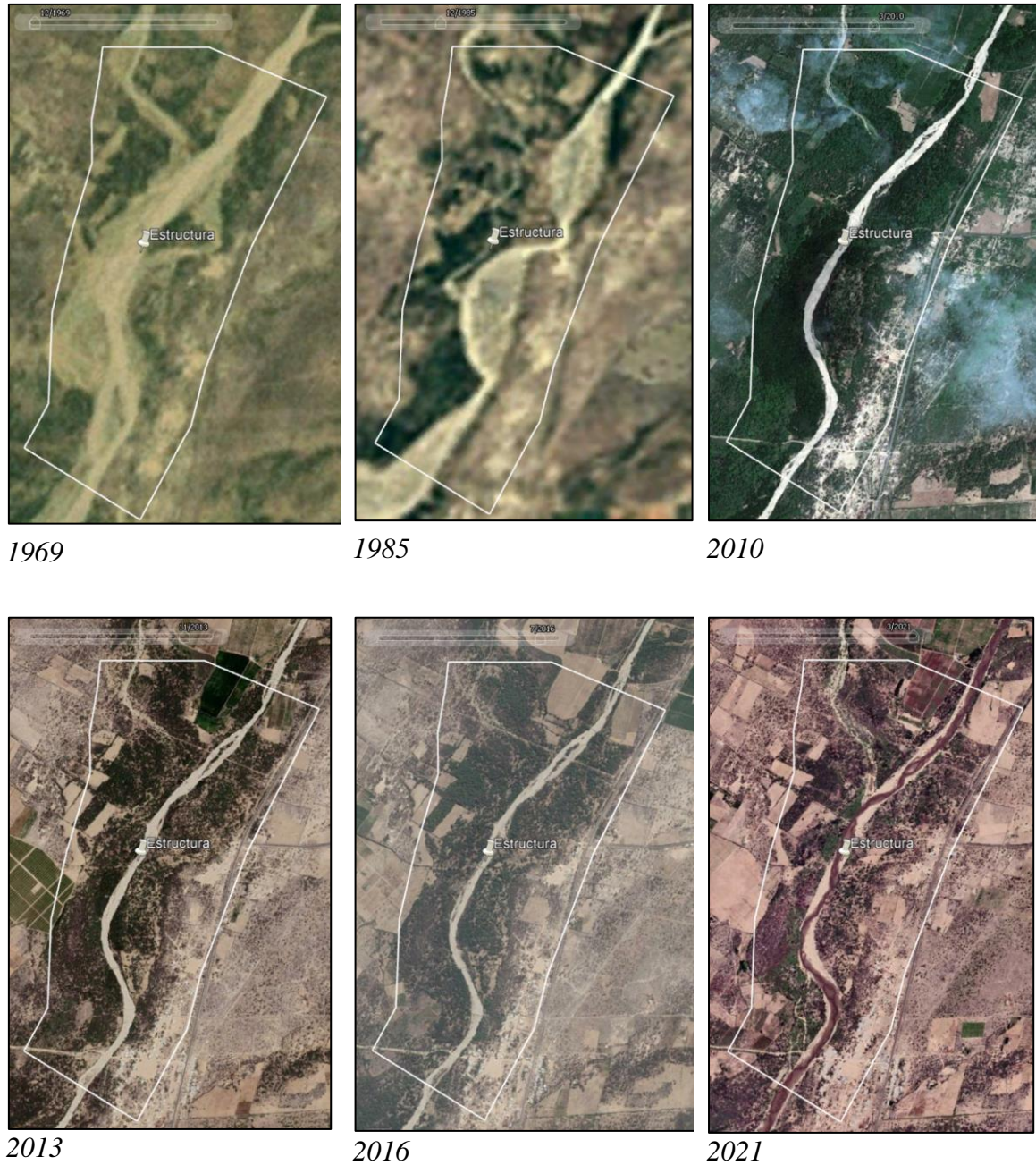


Figura 24: Evolución histórica del río donde se planifica la estructura

Las simulaciones hidráulicas se dividen en tres bloques: el primero es la simulación en condiciones naturales, el segundo corresponde al planteamiento y las simulaciones hidráulicas de la estructura de control de inundaciones en lecho fijo y finalmente el tercero

comprende las simulaciones de la estructura de control de inundaciones en lecho móvil. A continuación, se describe cada bloque de simulación y las consideraciones tomadas en su desarrollo.

3.7.2 Bloque 1 – Simulación de las Condiciones Naturales

El proceso de modelamiento inicia delimitando el dominio computacional e identificando: las condiciones de contorno, condiciones iniciales, condiciones internas, fuentes, sumideros de caudal, delimitación de la rugosidad, definición de la malla computacional, paso computacional y resultados a visualizar. A continuación, se describen los criterios adoptados para la simulación en condiciones naturales.



Figura 25: Dominio computacional en condiciones naturales

El dominio computacional abarca la extensión suficiente aguas arriba (1.0 km) y aguas abajo (1.0 km) de donde se proyecta la estructura de control de avenida, debido a que la estructura se ubica a 230 m aguas abajo de la confluencia del río Chotoque y río Motupe la simulación también abarca un tramo del río Chotoque. En total, la simulación se realizó sobre una

extensión de 3.3 km sobre el río Motupe y 1.2 km sobre el río Chotoque como se observa en la Figura 25.

En la Figura 25 se muestran las regiones donde se establecen las condiciones de contorno para las simulaciones hidráulicas. La condición de ingreso se establece por el hidrograma obtenido del análisis hidrológico para el tiempo de retorno elegido para el diseño (ver ítem 4.1.10). Mientras que la condición de salida se establece en una condición crítica.

Por otro lado, de acuerdo con las condiciones naturales del río, le corresponde una condición seca antes de que se presente la avenida, la cual se fija para la condición inicial. La delimitación de los coeficientes de rugosidad se definió con ayuda de las imágenes satelitales de Google Earth procesadas bajo un entorno GIS. El resultado de este procedimiento y los valores utilizados se muestran en la Figura 26 y Tabla 23.

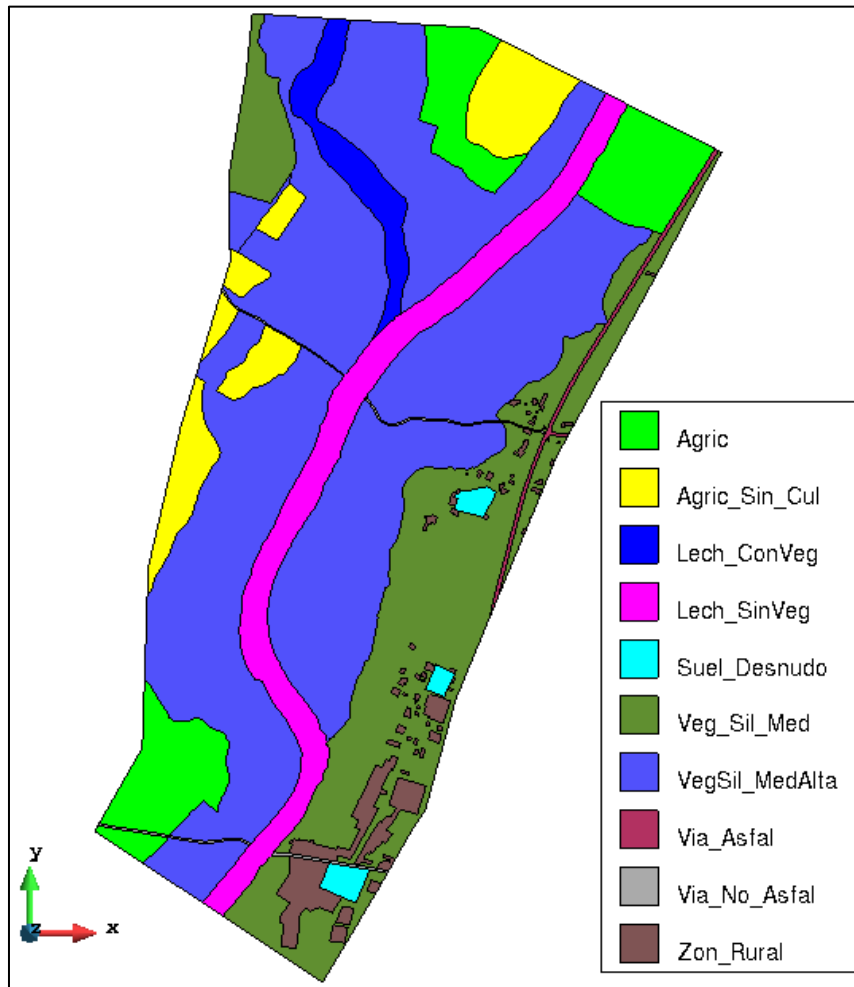


Figura 26: Mapa de uso de suelos en condiciones naturales para sector de estructura

Tabla 23: Valores de coeficientes de rugosidad para el modelo en condiciones naturales

Descripción	Abreviatura	n
Terreno agrícola.	Agric	0.043
Terreno agrícola sin cultivo.	Agric_Sin_Cul	0.036
Lecho de río con vegetación.	Lech_ConVeg	0.055
Lecho de río sin vegetación.	Lech_SinVeg	0.040
Suelo desnudo.	Suel_Desnudo	0.025
Suelo con vegetación silvestre con altura media – baja.	Veg_Sil_Med	0.045
Suelo con vegetación silvestre con altura media – alta.	VegSil_MedAlta	0.060
Vía asfaltada.	Via_Asfal	0.016
Vía no asfaltada.	Via_No_Asfal	0.019
Población rural.	Zon_Rural	0.065

Dado que la zona donde se planifica la estructura de control de avenida no presenta puentes, bocatomas o estructuras de gran magnitud para ser considerados en el modelo como condiciones internas, tampoco se identifican fuentes o sumideros de caudal. El dominio computacional se discretizó con malla no estructurada de la siguiente forma: para el cauce se utilizó una malla de 5 m, para la planicie de inundación una malla de 6 m y para el resto de las zonas una malla de 10 m, como se observa en la Figura 27.

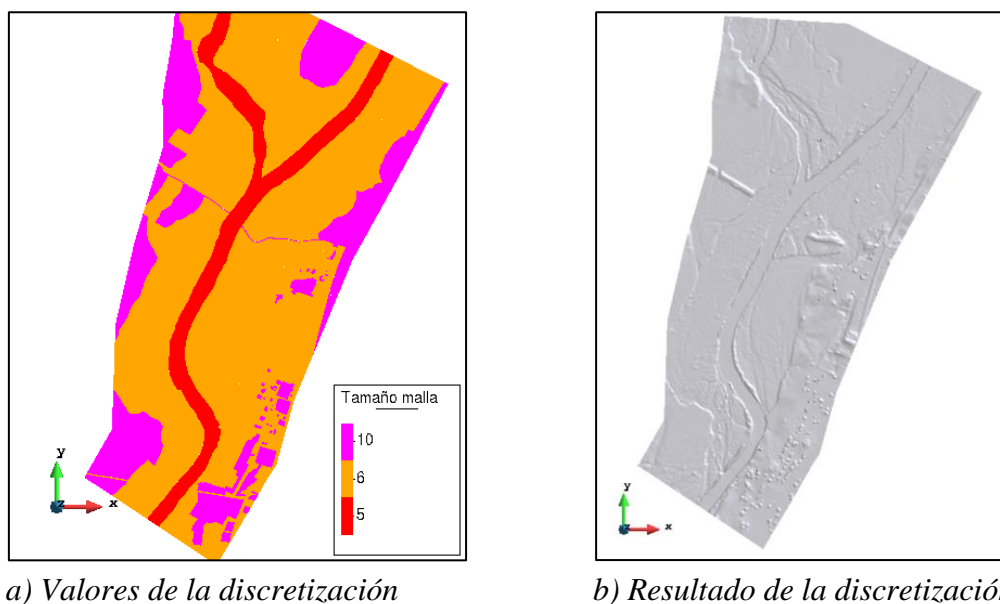


Figura 27: Discretización del dominio computacional en condiciones naturales

El tiempo computacional se establece como el período necesario para que transite el hidrograma de avenida sobre el espacio computacional, para este trabajo de investigación se establece en 149,800 s (en horas corresponde a 41.6 h); el período para visualizar resultados se fija cada 600 s (10 min) y los resultados analizados son el tirante, velocidad, esfuerzo cortante y diámetro crítico.

3.7.3 Bloque 2 – Planeamiento y Simulación de la Estructura en Lecho Fijo

La alternativa propuesta para la mitigación a las inundaciones es una estructura que derive una parte del hidrograma de avenida hacia un reservorio de amortiguamiento con una capacidad aproximada de 12 hm³ y una descarga controlada aproximada de 150 m³/s por 4 compuertas de fondo de 2 x 2 como se observa en la Figura 28. La obra de derivación será ubicada aguas abajo de la confluencia del río Chotoque con el Río Motupe. La selección de esta ubicación se realizó con ayuda del Google Earth después de una revisión exhaustiva buscando un tramo del río estable, recto y estable en el tiempo (Figura 24). Debido a que la obra de derivación en el esquema planteado es el primer elemento en el control de la inundación, enfocaremos nuestro análisis a esta obra, dejando el reservorio y su descarga para futuras investigaciones en un análisis más detallado.

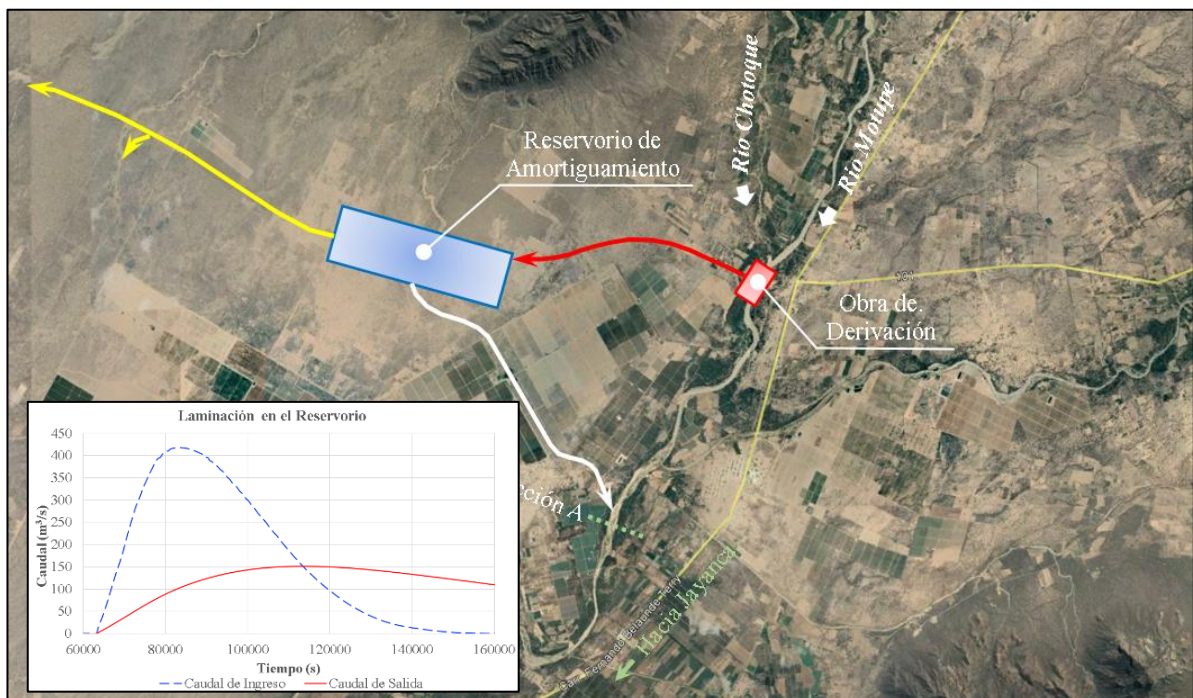


Figura 28: Esquema de alternativa para control de inundación

A continuación, se resumen los criterios adoptados en la planificación de la estructura:

- La estructura no debe ser invasiva sobre el curso principal del río.
- Los muros encauzadores no deben originar velocidades altas que podrían incrementar los problemas erosivos.
- La estructura no debe provocar remansos excesivos incrementando el nivel de agua con respecto a la condición natural, porque podrían originar inundaciones aguas arriba.
- El planteamiento debe buscar las mínimas dimensiones para derivar el caudal objetivo (ver discusión de resultados de hidrología).
- La captación debe evitar el ingreso de sedimentos para prevenir la colmatación rápida de la estructura.

Siguiendo los criterios adoptados, el trabajo de investigación evalúa dos alternativas para la obra de captación, las cuales se describe a continuación:

Alternativa 1:

Esta alternativa (ver Figura 29) aprovecha la planicie de inundación en la margen derecha para derivar el caudal de avenida; la alternativa consta de diques encauzadores en ambas márgenes que tienen la función de concentrar la avenida sobre el cauce principal. La estructura de derivación permite captar el caudal de forma frontal y lateral, cabe mencionar que la captación lateral se realiza por un vertedero de 300 m de longitud, el cual se determinó realizando simulaciones para diferentes longitudes de vertedero, observando el comportamiento de los tirantes y, velocidades, concluyendo con la longitud de vertedero que deriva el mayor caudal. Esto se observa en el gráfico dado en el Anexo 5. Sin embargo, la longitud del vertedero está limitada por el espacio geográfico y que la dicha longitud no altere la estructura geomorfológica. Mientras que, la captación frontal es un corte directo sobre el terreno para que el caudal sobre la planicie de inundación ingrese directamente al canal colector.

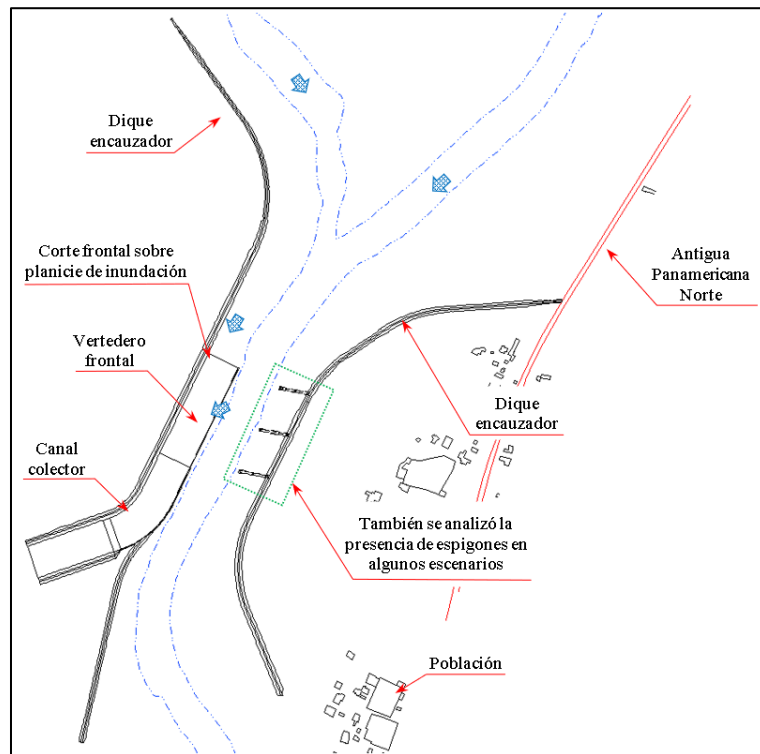


Figura 29: Esquema de alternativa 1

La estructura se analizó bajo 6 escenarios a fin de encontrar el mejor planteamiento, estos escenarios tienen la finalidad de describir cuál es la variable de mayor relevancia para el objetivo requerido. En la Tabla 24 se presenta los escenarios simulados y las variables tomadas en consideración.

Tabla 24: Variables considerados en escenarios de simulación Alternativa 1

Escenario	Long. de vertedero (m)	Cota de cresta de vertedero (msnm)	Cota de fondo al inicio de canal colector (msnm)	Pendiente del canal colector	Ancho de canal colector (m)	Presencia de espigones en margen derecho
1.1	300	79.36 / 78.58	78.36	0.26 %	90.00	No
1.1a	300	79.36 / 78.58	78.36	0.26 %	90.00	Si
1.2	300	79.36 / 78.58	77.36	0.26 %	90.00	No

«continuación»

Escenario	Long. de vertedero (m)	Cota de cresta de vertedero (msnm)	Cota de fondo al inicio de canal colector (msnm)	Pendiente del canal colector	Ancho de canal colector (m)	Presencia de espigones en margen derecho
1.2a	300	79.36 / 78.58	77.36	0.26 %	90.00	Si
1.3	300	79.36 / 78.58	77.36	0.30 %	90.00	No
1.3a	300	79.36 / 78.58	77.36	0.30 %	90.00	Si

Nota: Las dos cotas de la cresta del vertedero es porque la estructura se proyecta paralelo al perfil del cauce.

La longitud del vertedero y el ancho del canal colector fueron corroborados por el análisis en flujo permanente utilizando la teoría de flujo sobre vertedero lateral y la ecuación de Manning en canales. En el plano HD-ALT-01 (ver Figura 35 pág. 85) se muestran los valores finales utilizados en la simulación, así como los ejes de corte para la discusión de resultados.

Alternativa 2:

La alternativa 2 (ver Figura 30) es una variante de la alternativa 1 en el cual se buscó determinar la importancia de utilizar la planicie de inundación de la margen derecha sobre la captación. Para esta alternativa, el dique de la margen derecha limitó la planicie de inundación concentrando el flujo sobre el río principal.

Se evaluaron dos escenarios, el primero (2.1) comprende el vertedero de captación en la margen derecha, mientras que en el segundo escenario (2.1a) se incorpora al escenario 2.1 la presencia de espigones en la margen izquierda que direccionan el flujo hacia la captación.

En el plano HD-ALT-02 (ver pág. 86) se muestran los valores finales utilizados en la simulación, así como los ejes de corte para la discusión de resultados.

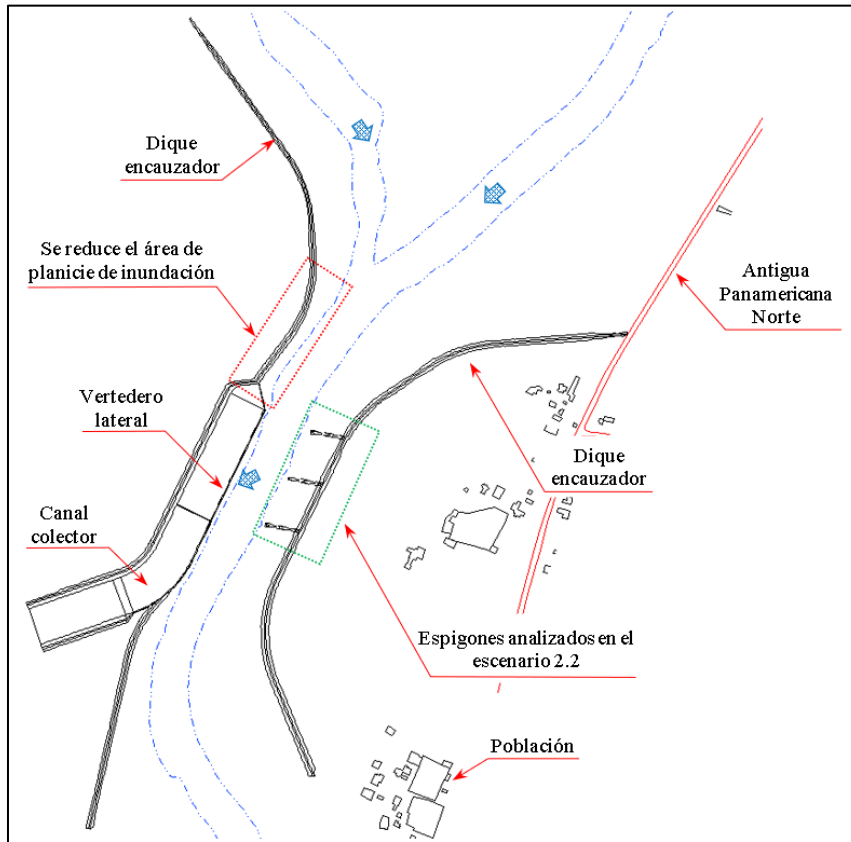


Figura 30: Esquema de alternativa 2

Las alternativas analizadas se modelaron con la superficie modificada, es decir, que sobre la superficie del terreno natural se integraron los diques, canales y demás elementos. La configuración del modelo en el Iber es de forma similar a lo explicado en la simulación en condiciones naturales.

El mapa de coeficiente de rugosidad se modifica considerando enrocado para los diques ($n = 0.030$), obras de concreto para el vertedero ($n = 0.017$) y vegetación silvestre media alta ($n = 0.060$) para el canal colector. Este coeficiente de rugosidad se utiliza debido a que el canal colector es un corte en terreno natural y la estructura funcionará solo cuando se presenta la avenida. Por lo tanto, es de esperar que el suelo a futuro siga teniendo la misma característica del suelo actual. En la Figura 31 se presenta el mapa de rugosidad utilizado en los modelos.

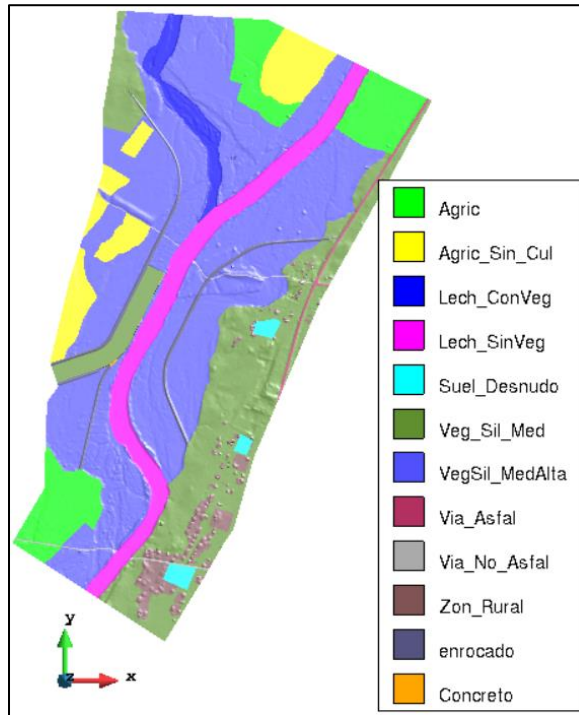
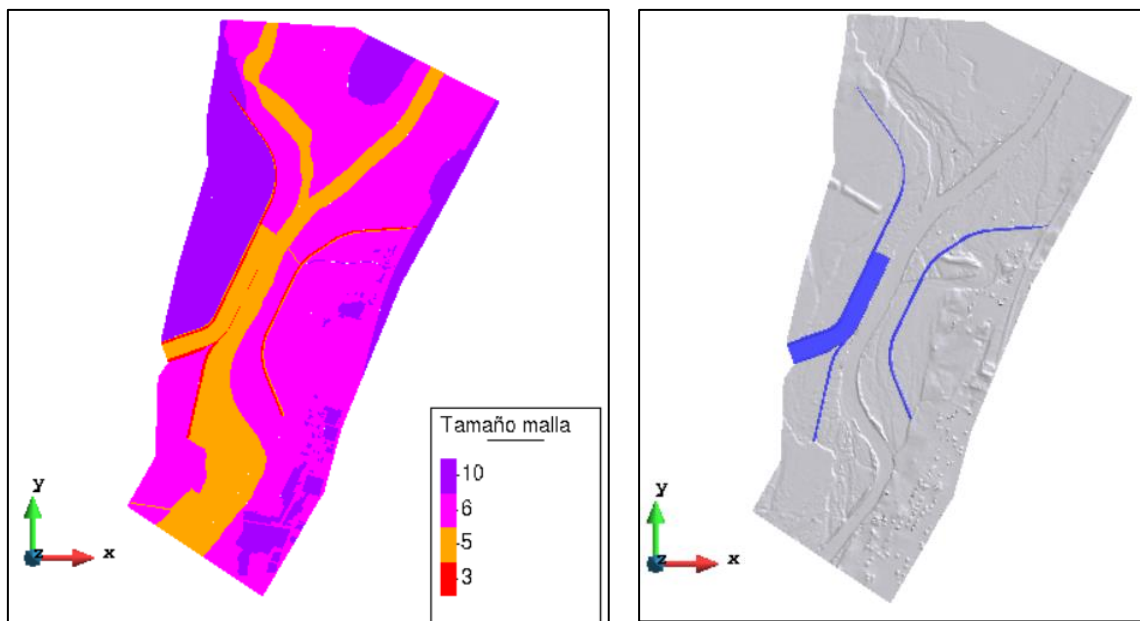


Figura 31: Mapa de uso de suelos en condición con estructura

El dominio computacional se discretizó afinando la malla de la siguiente manera: en el sector de los diques y vertedero se utilizó una malla de 3 m, en el canal colector una malla de 5 m, para la planicie de inundación una malla de 6 m y para el resto de las zonas una malla de 10 m como se observa en la Figura 32.



a) Valores de la discretización

b) Resultado de la discretización

Figura 32: Discretización del dominio computacional en condiciones con estructura

Para seleccionar la mejor alternativa, los resultados de cada escenario deben ser comparados entre sí a través de cortes, gráficos y tablas; los cortes analizados en la discusión de resultados están referidos a 8 sesiones, de los cuales 1 es en el río Chotoque, 5 en el río Motupe y 2 en la estructura de derivación. En la Figura 33 se presenta las ubicaciones de los ejes de corte y en la Tabla 25 se presenta el propósito de cada eje de corte en la discusión de resultados.

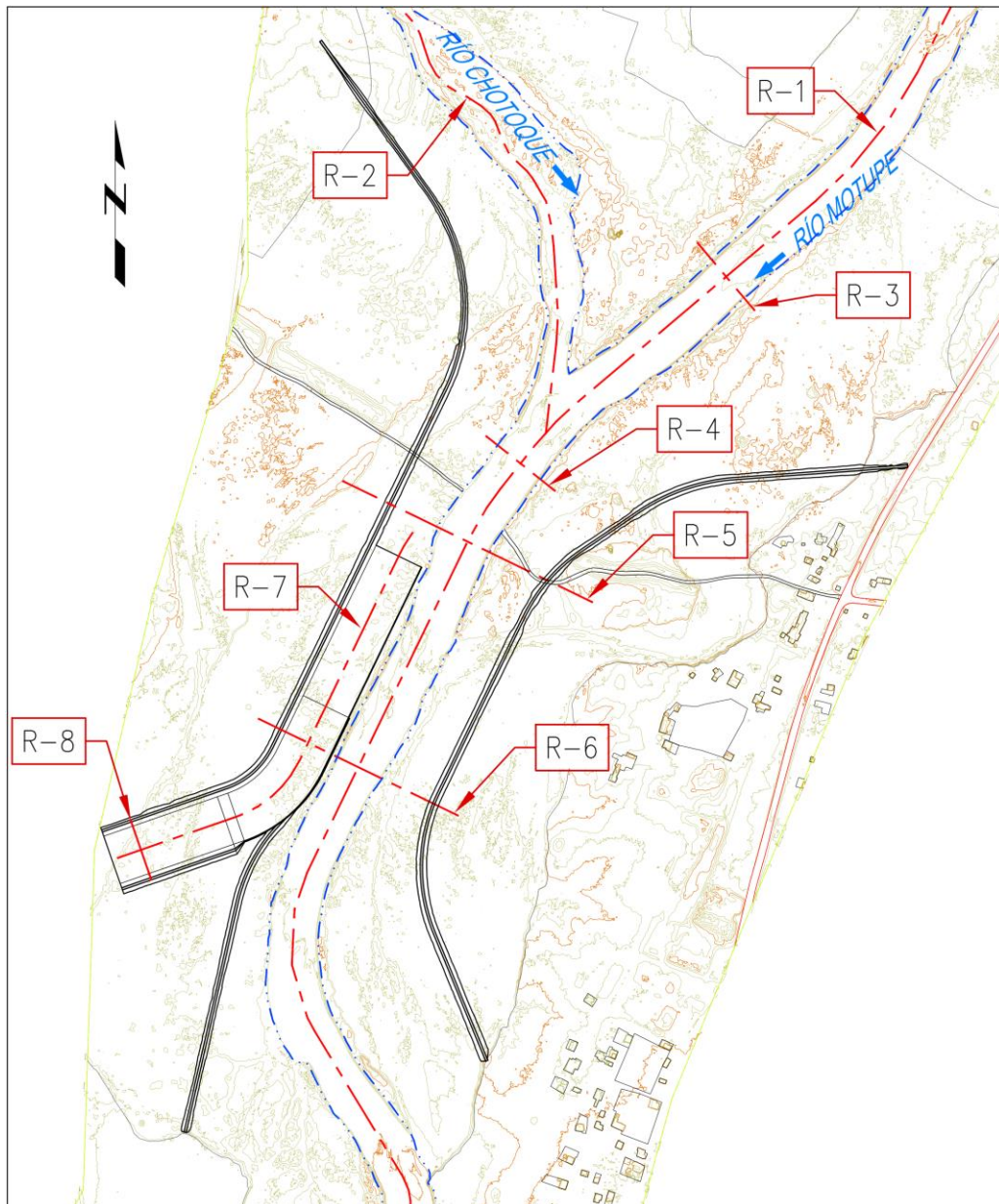


Figura 33: Ubicación de ejes de cortes

Tabla 25: Ejes de corte para discusión de resultados

Ejes de Corte	Sector	Variable Analizadas	Propósito
R – 1	Río Motupe	Tirante, velocidad, tensión de fondo.	Resultado de corte en perfil para evaluar la respuesta de cada alternativa sobre el río Motupe.
R – 2	Río Chotoque	Tirante, velocidad, tensión de fondo.	Resultado de corte en perfil para evaluar la respuesta de cada alternativa sobre el río Chotoque.
R – 3	Río Motupe	Cálculo de Sedimentos.	Sección donde se evalúa el transporte de sedimento a ser usado como condición de contorno.
R – 4	Río Motupe	Cálculo de Sedimentos.	Sección donde se evalúa el transporte de sedimento a ser usado como condición de contorno.
R – 5	Río Motupe	Tirante, velocidad, tensión de fondo.	Secciones donde se evalúa las características hidráulicas aguas arriba y abajo de la estructura de derivación.
R – 6	Río Motupe	Tirante, velocidad, tensión de fondo.	
R – 7	Estructura	Tirante, velocidad, tensión de fondo.	Perfil longitudinal del canal colector.
R – 8	Estructura	Hidrograma de derivación.	Sección donde se obtiene el hidrograma derivado.

3.7.4 Bloque 3 – Simulación de la Estructura en Lecho Móvil

Este tercer y último bloque consiste en simular el transporte de sedimentos sobre la estructura seleccionada y observar el efecto del movimiento del sedimento sobre la eficiencia de derivación, primero se definió las condiciones de contorno para los sedimentos de fondo y suspensión.

3.7.5 Evaluación de Resultados

El resultado del modelamiento realizado en el bloque 3 arroja la evolución de la geomorfología del cauce por la erosión y decantación de sedimentos y los hidrogramas alterados por los sedimentos aguas arriba y abajo de la estructura de derivación. Estos resultados serán evaluados de la siguiente forma:

- El primer resultado ofrece una valoración cualitativa de cómo se produce la sedimentación y/o erosión en la zona de derivación. Para ello, se analizan los mapas del cambio de topografía en cada paso de tiempo.
- El segundo resultado ofrece una valoración cuantitativa porque permite determinar la cantidad de sedimentos que ingresa al canal de derivación y observar si el caudal derivado se altera por la presencia de sólido en comparación a los modelos en lecho fijo.

Entonces, si definimos como “caudal derivado de diseño” al caudal derivado por la estructura en el modelo de lecho fijo y como “caudal derivado con sedimentos” al caudal derivado en la simulación de lecho móvil, entonces podemos definir la eficiencia de derivación como la relación entre el máximo caudal derivado entre ambos modelos como se aprecia en la siguiente ecuación y la Figura 34.

$$R_{\frac{Q_c}{Q_d}} = \frac{\max(Q_c)}{\max(Q_d)}$$

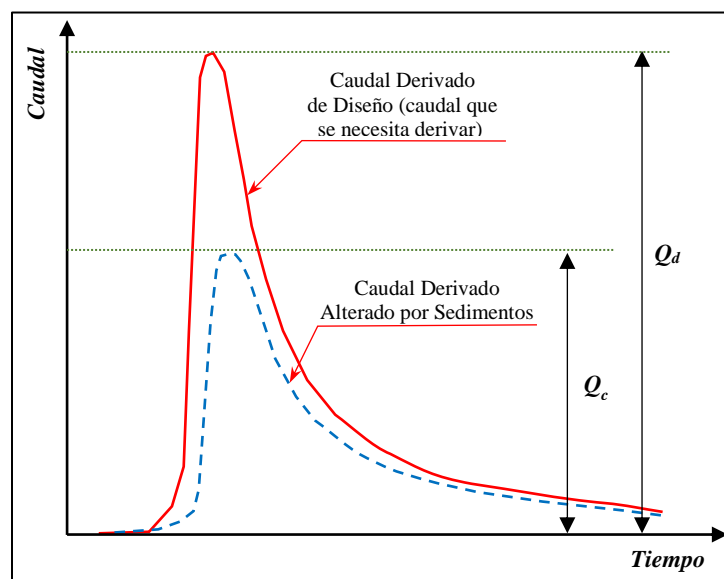


Figura 34: Relación entre caudal captado y caudal derivado de diseño

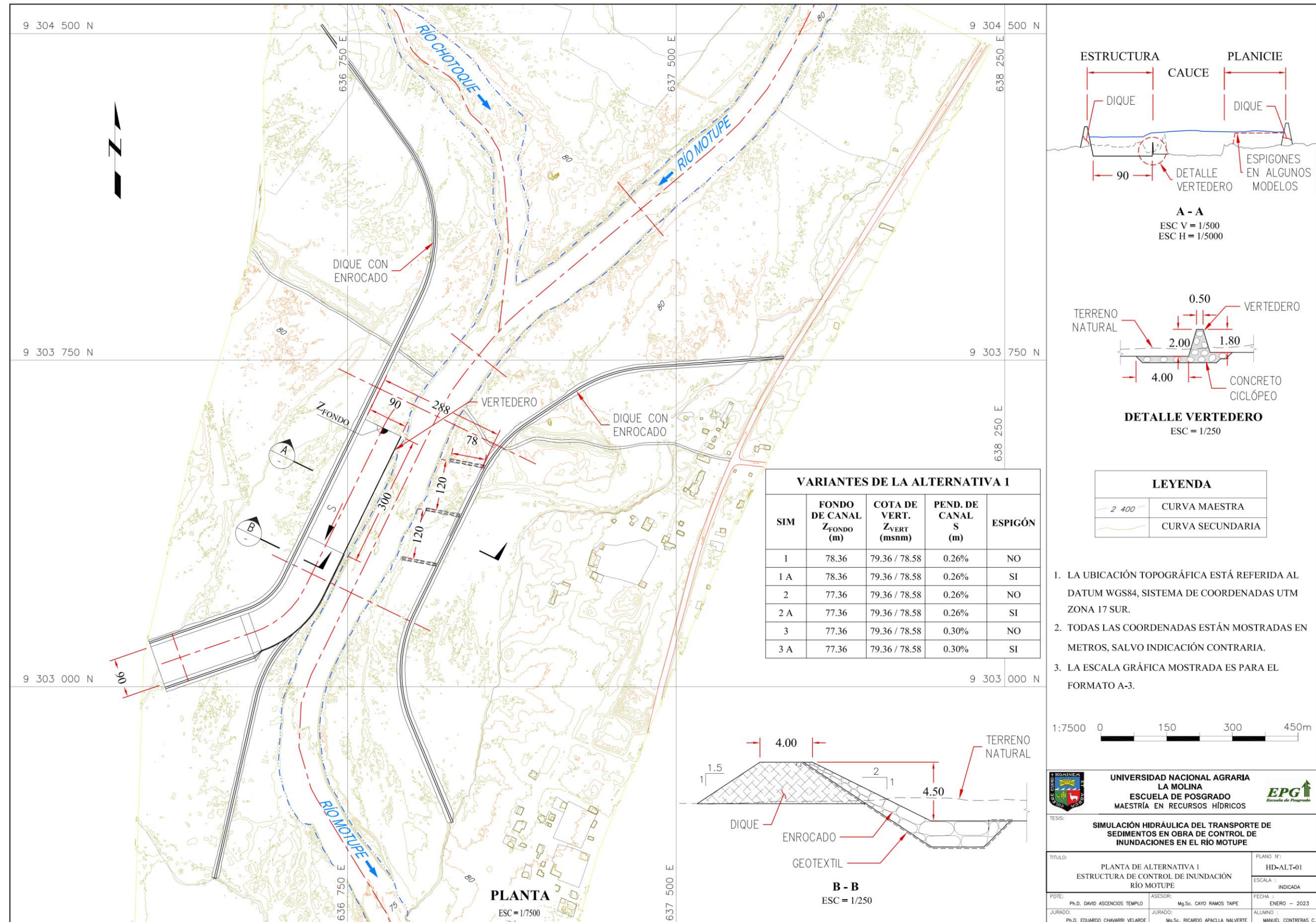


Figura 35: Plano de Alternativa 1

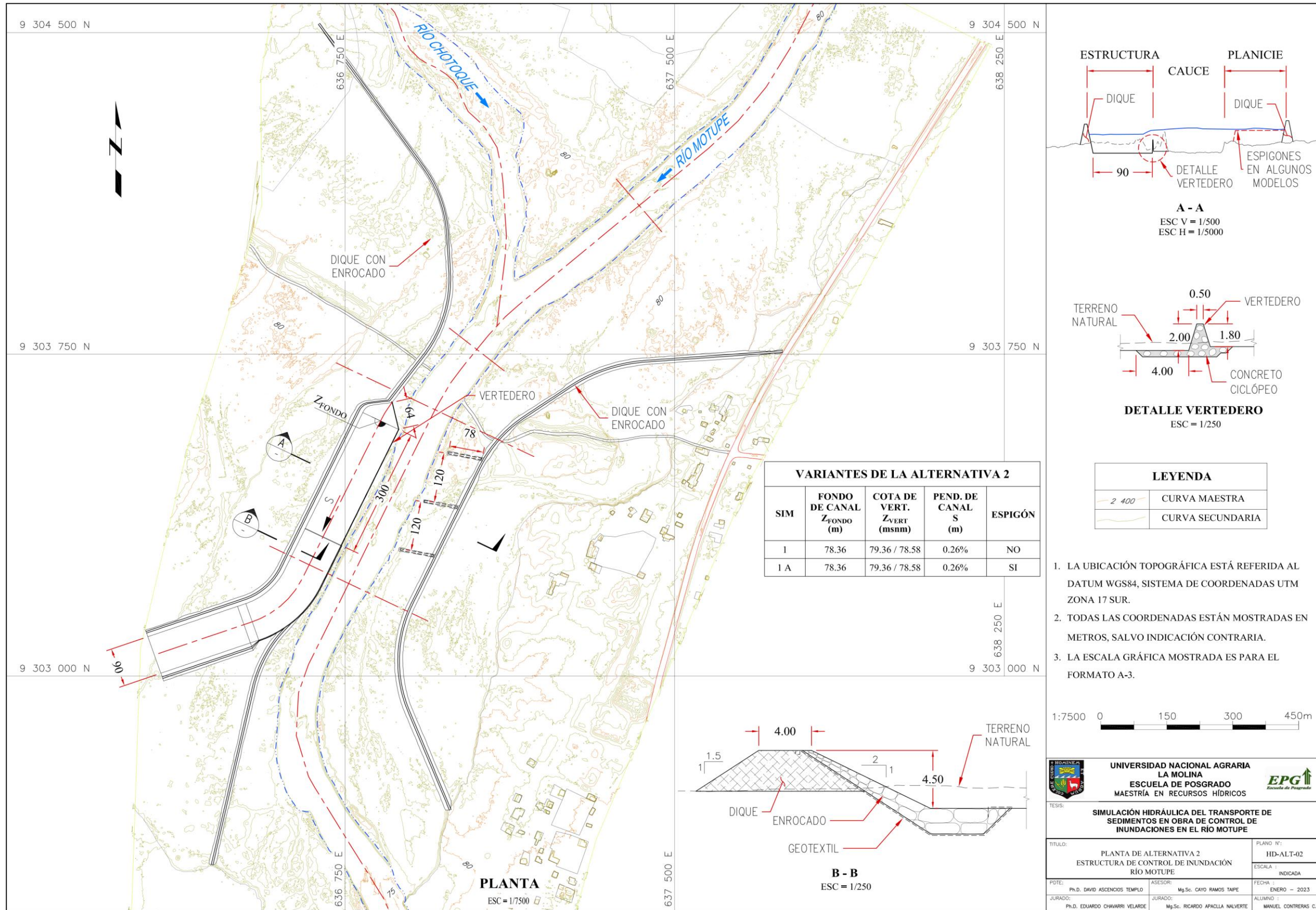


Figura 36: Plano de Alternativa 2

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Máximas Avenidas

4.1.1 Tiempo de Concentración

Para la transformación de precipitación a escorrentía se usó la fórmula de Snyder de acuerdo con la recomendación en Chow et al. (1994) que indica la fórmula puede ser aplicada en cuencas hasta $30,000 \text{ km}^2$, por ello el tiempo de concentración usado es de acuerdo con este método; los resultados se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26: Tiempo de concentración

Sub UH	Área (km ²)	Tiempo de concentración (horas)
1	1.39	1.71
2	31.89	5.70
3	5.98	2.67
4	123.15	8.96
5	53.88	7.08
6	35.91	6.62
7	33.35	6.09
8	49.32	5.39
9	30.11	4.98
10	42.01	5.99
11	19.80	4.09
12	38.68	5.32
13	32.03	5.71
14	203.14	9.74
15	243.91	11.88
16	52.71	9.05
17	74.70	8.56
18	44.00	5.07

4.1.2 Polígono de Thiessen

El polígono de Thiessen se determinó con el software QGIS, para determinar la influencia en área de cada estación pluviométrica sobre cada unidad hidrológica, el resultado se presenta en la Tabla 27.

Tabla 27: Porcentaje de aportación de las estaciones sobre las sub UH

Sub UH	Cueva Blanca	El Limón	Incahuasi	Jayanca	Olmos	Porculla
1	-	-	-	1.000	-	-
2	-	-	-	1.000	-	-
3	-	-	-	1.000	-	-
4	-	-	-	1.000	-	-
5	-	-	-	0.981	0.019	-
6	-	-	-	0.843	0.157	-
7	-	-	-	0.580	0.420	-
8	-	-	-	0.853	0.147	-
9	-	-	-	0.063	0.937	-
10	-	-	-	0.069	0.931	-
11	-	-	-	0.034	0.966	-
12	-	-	-	-	1.000	-
13	-	-	-	-	1.000	-
14	0.587	-	0.002	0.054	0.357	-
15	0.525	0.039	-	-	0.324	0.112
16	-	-	-	-	0.851	0.149
17	-	-	-	-	0.798	0.202
18	-	-	-	-	1.000	-

4.1.3 Vector Regional

Debido a que el objetivo de la investigación es observar el impacto que tiene el arrastre de los sedimentos sobre la estructura de control de inundación, es importante tomar en cuenta la información de los FEN 82-83, 97-98 y 2017. El análisis de vector regional se realizó

considerando todas las estaciones que tienen influencia sobre la cuenca de análisis (estación Olmos, estación Jayanca, estación Tocmoche, estación Incahuasi, estación Cueva Blanca, estación El Limón y estación Porculla).

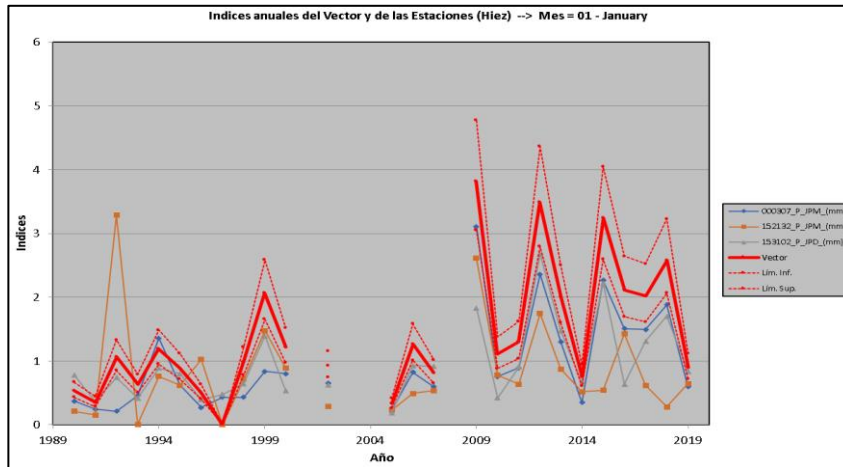
El análisis fue llevado a cabo a nivel mensual para los meses de enero, febrero, marzo y abril, debido a que la precipitación máxima en 24 horas usualmente se produce en dichos meses. El resultado de este análisis demuestra que las estaciones de la cuenca media-baja (estación Olmos, estación Jayanca, estación El Limón y estación Tocmoche) no se ajustan a un patrón de vector regional con las estaciones de la cuenca alta (estación Incahuasi, estación Cueva Blanca y estación Porculla). En la Tabla 28 y Figura 37 (ver pág. 90) se puede observar los resultados del análisis de vector regional para las estaciones de la cuenca alta.

Tabla 28: Resultados del vector regional para las estaciones de la cuenca alta

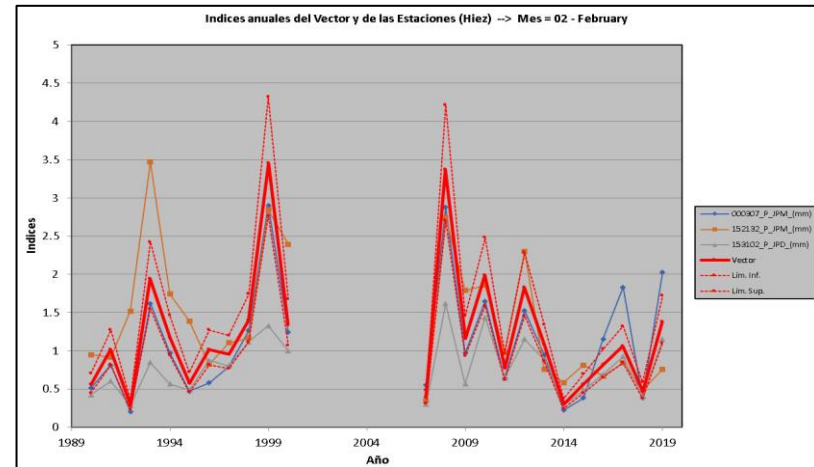
Estación	Enero		Febrero		Marzo		Abril	
	DED	Correl /Vector	DED	Correl /Vector	DED	Correl /Vector	DED	Correl /Vector
Incahuasi 000307	0.79	0.948	0.55	0.927	0.52	0.860	0.53	0.867
Porculla 152132		0.494		0.764		0.520		0.418
Cueva Blanca 153102		0.899		0.871		0.865		0.968

Al observar las precipitaciones anuales de las estaciones Jayanca, Olmos, El Limón y Tocmoche (Figura 38, pág. 91) se observa que el comportamiento varía en los años FEN. Por lo tanto, no se ajustan a un vector regional entre las estaciones de la cuenca media - baja (estación Jayanca y Olmos) con las estaciones de la cuenca media - alta (El Limón y estación Tocmoche). Debido a que para un análisis de vector regional se requiere mínimo tres estaciones, se concluye que para esta investigación la mejor alternativa de análisis de consistencia de la información es el proceso descrito por Ven Te Chow en el libro de hidrología aplica.

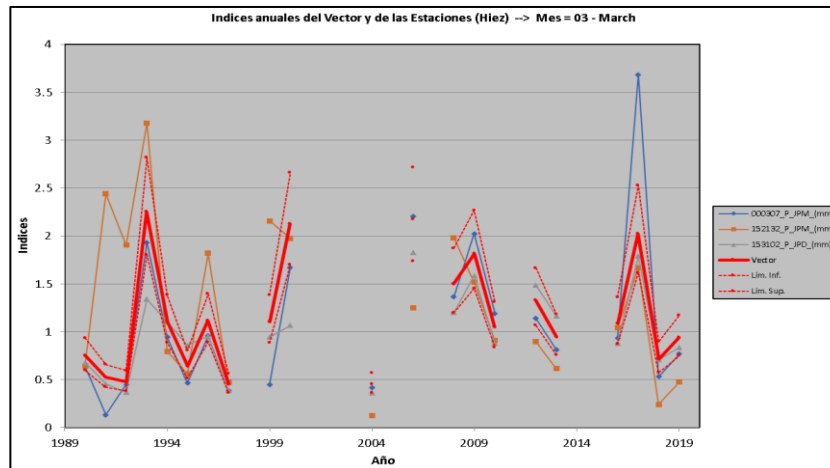
Enero



Febrero



Marzo



Abril

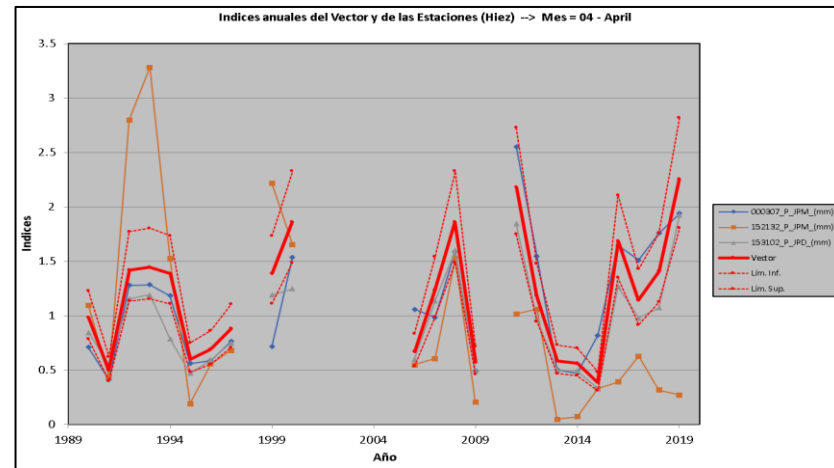
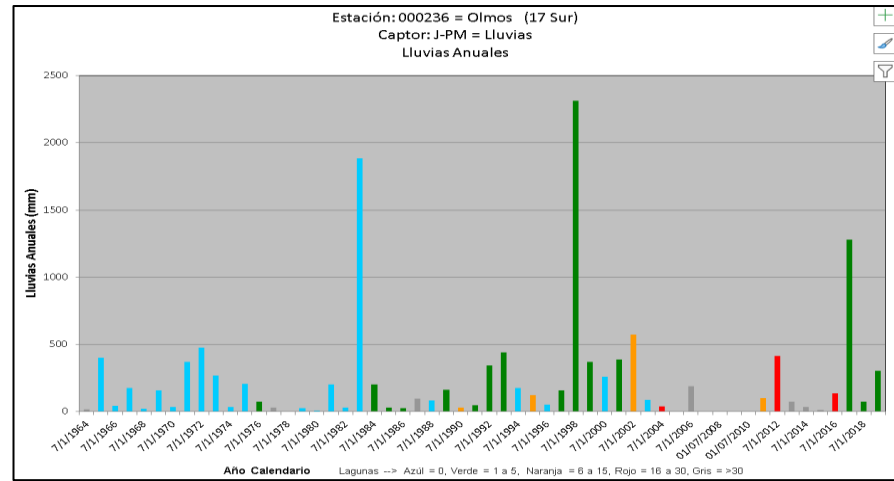
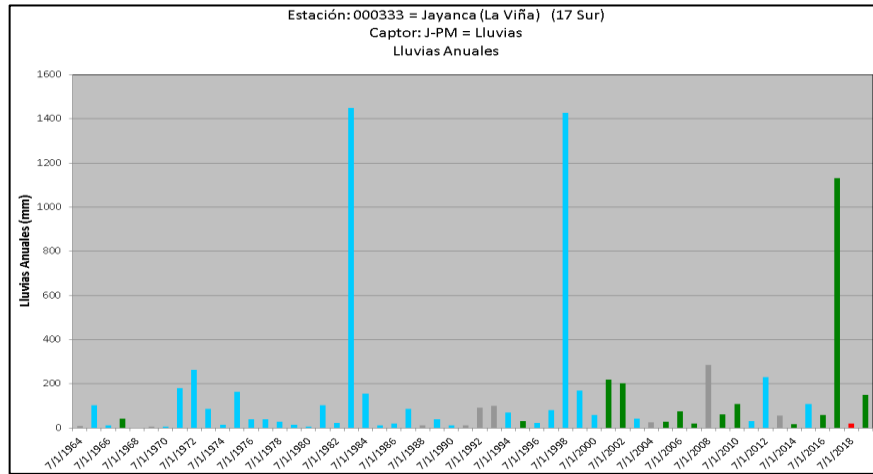
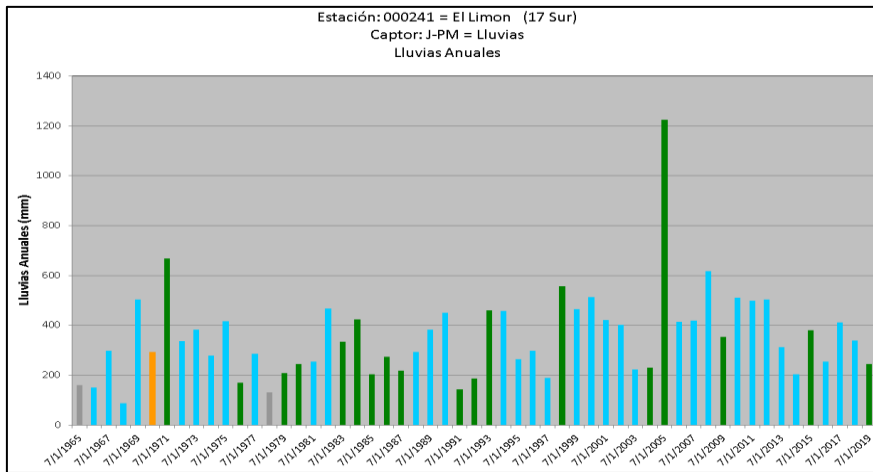


Figura 37: Gráficos de vector regional para estaciones de la cuenca alta



El Limón



Tocmoche

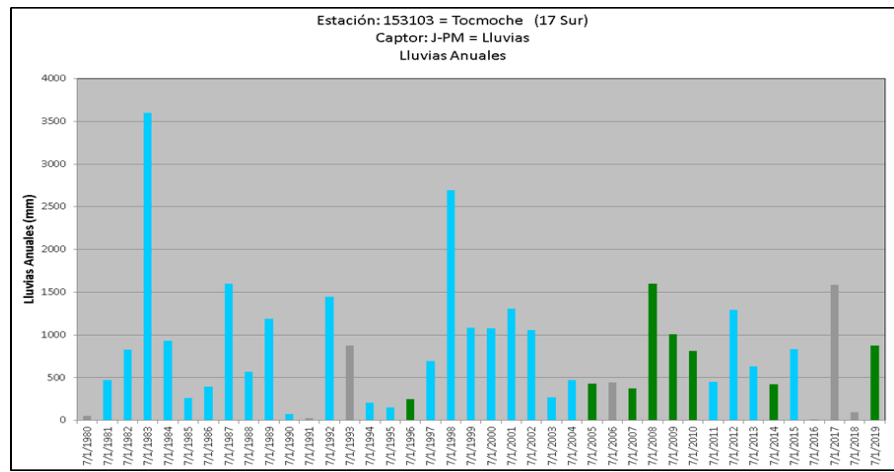


Figura 38: Precipitación anual en estaciones de la cuenca baja y media

4.1.4 Análisis de Frecuencia y Prueba de Bondad de Ajuste

A continuación, se presenta los resultados obtenidos en el análisis de datos dudosos, análisis de frecuencia, prueba de bondad y ajuste.

Datos dudosos

El análisis de datos dudosos para cada estación pluviométrica se realizó con la data desde el año 1970 hasta el año 2019. En la Figura 39, Figura 40, Figura 41, Figura 42, Figura 43 y Figura 44 se presentan los resultados de límite superior e inferior.

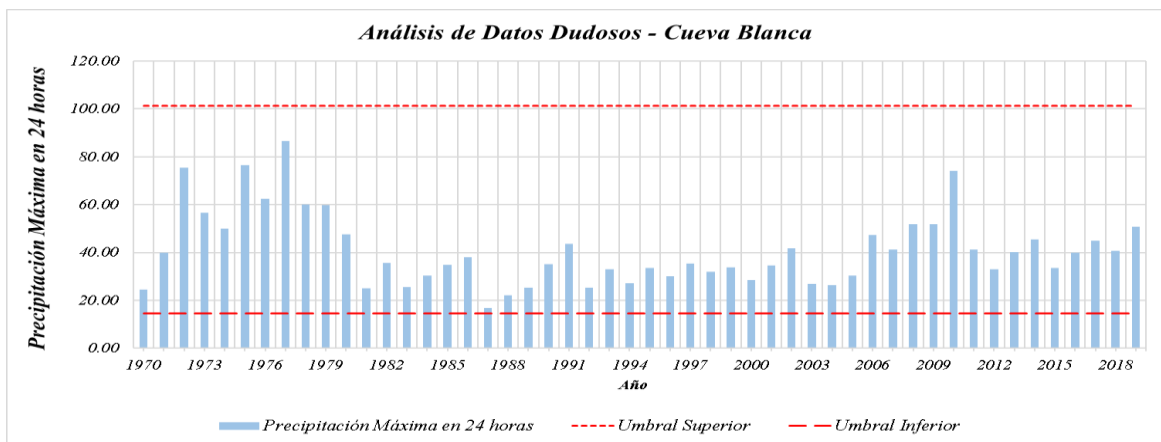


Figura 39: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Cueva Blanca

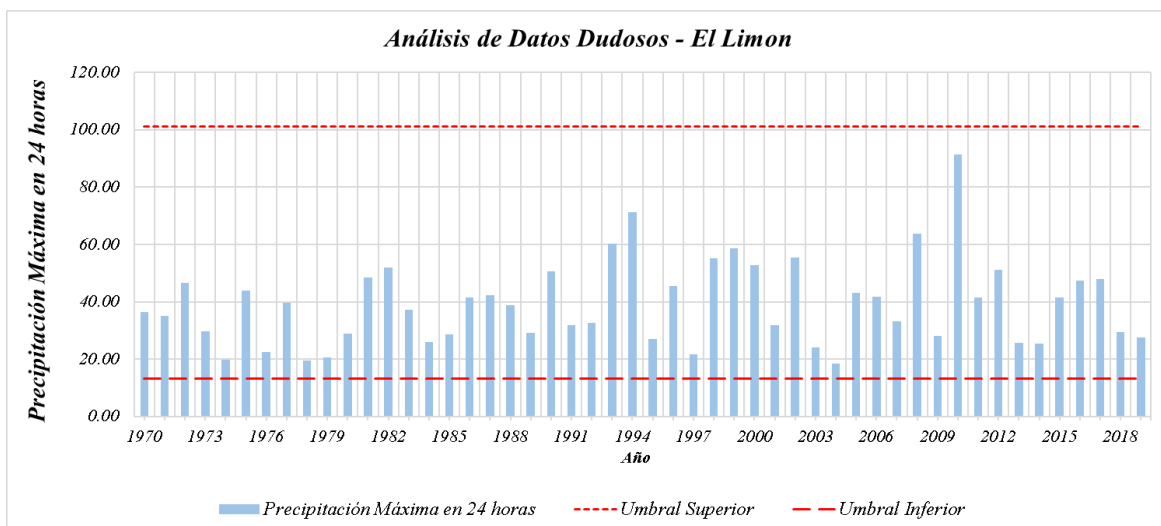


Figura 40: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación El limon

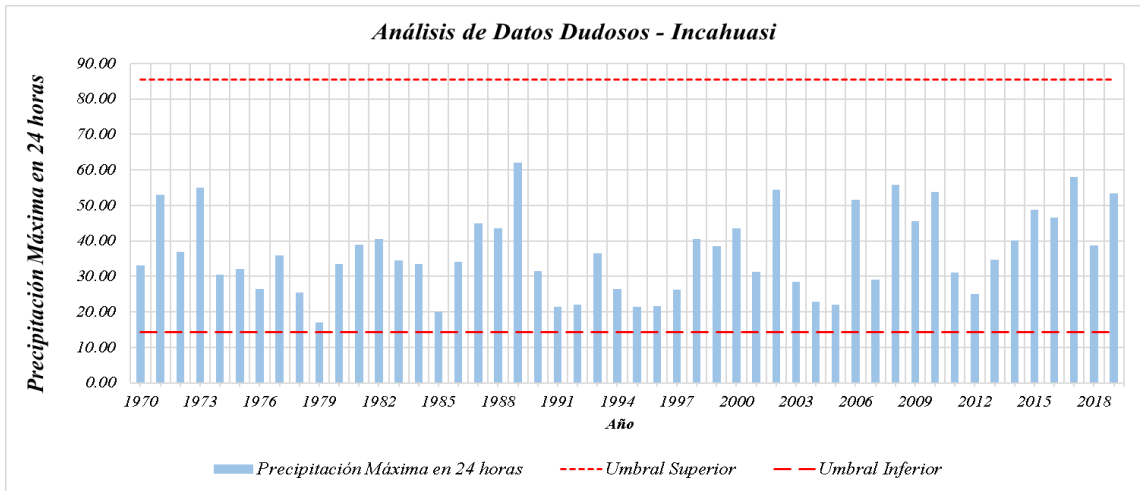


Figura 41: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Incahuasi

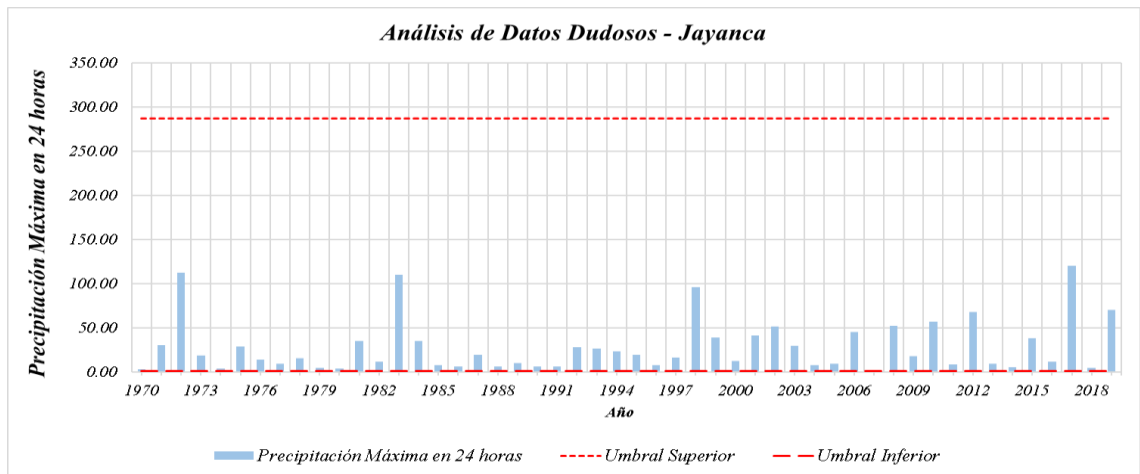


Figura 42: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Jayanca

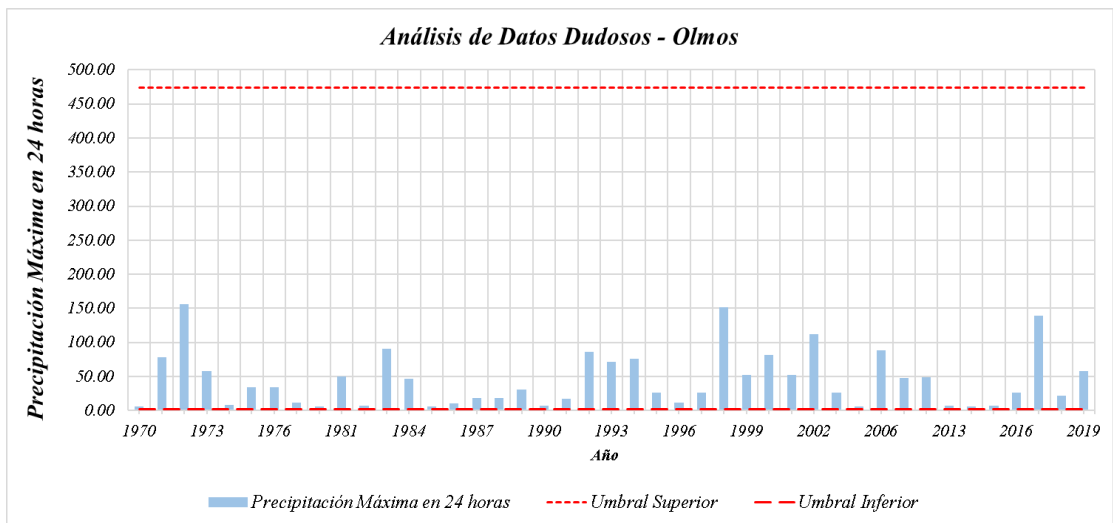


Figura 43: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Olmos

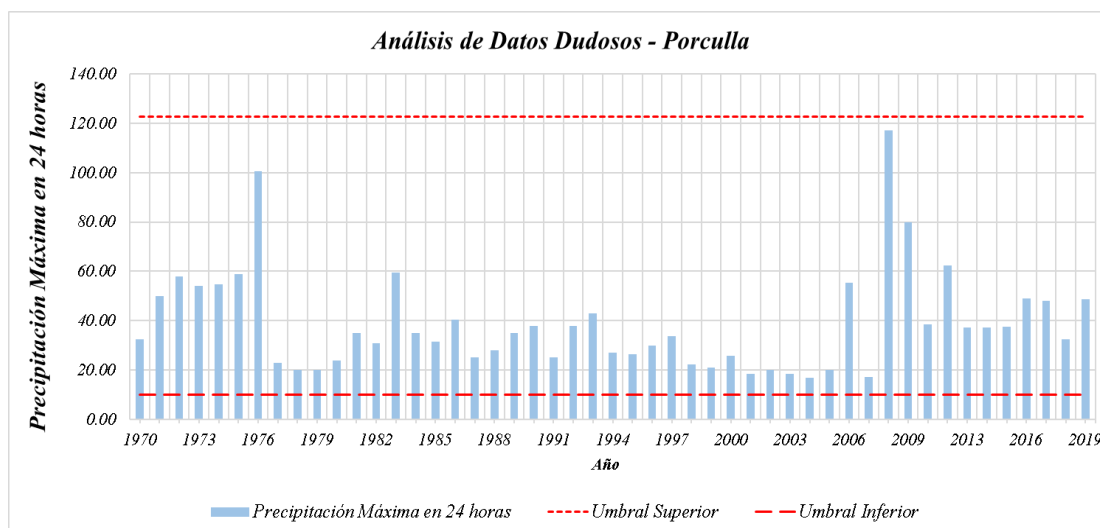


Figura 44: Umbral superior e inferior de los datos dudosos en la estación Porculla

Hipótesis de independencia, estacionalidad y homogeneidad

Aplicando las hipótesis de independencia, estacionalidad y homogeneidad, se concluye que la información a utilizar cumple con los requisitos exigidos, como se observa en la siguiente tabla.

Tabla 29. Hipótesis de independencia, estacionalidad y homogeneidad

Estación	Olmos	Jayanca	Porculla	El Limon	Cueva Blanca	Incahuasi	Tocmoche
Método	Test de Independencia (Wald-Wolfowitz)						
Valor Estadístico U	0.768	1.06	2.28	0.00439	1.71	1.74	0.842
valor P	0.442	0.288	0.0226	0.996	0.0864	0.081	0.4
Conclusión	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta
Método	Test de Estacionalidad (Kendall)						
Valor Estadístico U	0.513	1.49	0.711	1.1	0.0669	1.61	2.48
valor P	0.608	0.136	0.477	0.27	0.947	0.108	0.0132
Conclusión	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta
Método	Test Anual de Homogeneidad (Wilcoxon)						
Año de División	1995	1995	1995	1995	1995	1995	2000
Valor Estadístico W	0.77	1.59	0.752	1.02	0.34	1.51	2.03
valor P	0.441	0.111	0.452	0.308	0.734	0.13	0.0425
Conclusión	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta	Se acepta

Medidas de Dispersión

Para el cálculo de las medidas de dispersión se utilizó la teoría de L-Momentos; en Tabla 30 se presentan los resultados para cada estación pluviométrica.

Tabla 30: Parámetros estadísticos para el método de momentos lineales

Estación		L1	L2	L3	L4	Media	Varianza	Desví. Estándar	Coef. de Variación	Coef. de Sesgo	Coef. de Curtosis
Cueva Blanca	P _{max24h}	40.92	8.28	1.98	1.35	40.92	68.51	8.28	0.20	0.24	0.16
	LN(P _{max24h})	3.65	0.20	0.01	0.03	3.65	0.04	0.20	0.05	0.07	0.13
El Limón	P _{max24h}	39.22	8.15	1.33	0.95	39.22	66.40	8.15	0.21	0.16	0.12
	LN(P _{max24h})	3.60	0.21	0.00	0.02	3.60	0.04	0.21	0.06	0.00	0.08
Incahuasi	P _{max24h}	36.64	6.67	0.65	0.39	36.64	44.47	6.67	0.18	0.10	0.06
	LN(P _{max24h})	3.55	0.19	-0.01	0.01	3.55	0.04	0.19	0.05	-0.03	0.06
Jayanca	P _{max24h}	28.56	14.89	6.20	2.76	28.56	221.74	14.89	0.52	0.42	0.19
	LN(P _{max24h})	2.87	0.58	0.02	0.03	2.87	0.34	0.58	0.20	0.04	0.05
Olmos	P _{max24h}	44.86	21.91	6.68	2.10	44.86	479.97	21.91	0.49	0.31	0.10
	LN(P _{max24h})	3.34	0.60	-0.03	-0.01	3.34	0.36	0.60	0.18	-0.04	-0.01
Porculla	P _{max24h}	38.79	10.42	3.17	2.03	38.79	108.66	10.42	0.27	0.30	0.20
	LN(P _{max24h})	3.55	0.26	0.02	0.03	3.55	0.07	0.26	0.07	0.09	0.10

Análisis de Frecuencias

Para obtener la precipitación máxima en 24 horas para diferentes períodos de retorno, es necesario determinar cuál es la función de distribución de probabilidad que mejor. Se ajusta a la data de precipitaciones, se evaluaron siete funciones teóricas de mayor uso en el Perú, las cuales son: Normal, Log-Normal, Gamma, Pearson III, Log-Pearson III, Gumbel, Log-Gumbel.

Los parámetros para cada función de probabilidad fueron calculados por la teoría de L-Momentos, los cuales resumimos en la Tabla 31.

Tabla 31: Parámetros por L-Momentos según función de distribución de probabilidad

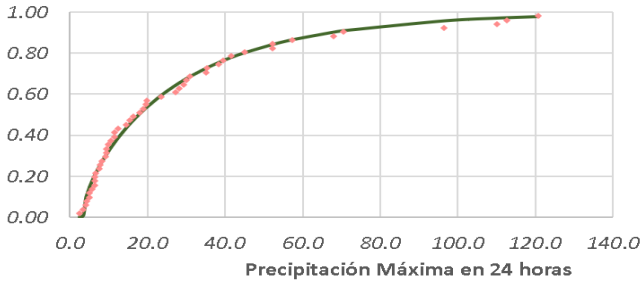
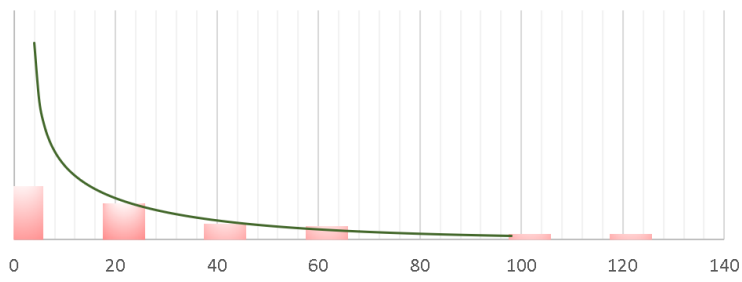
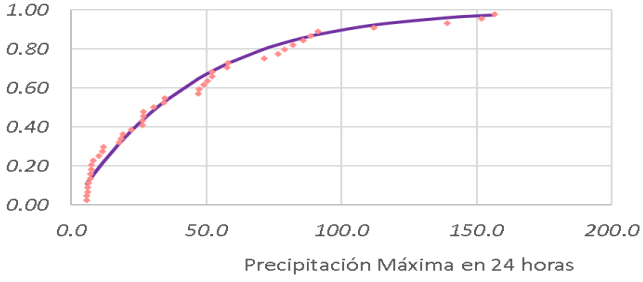
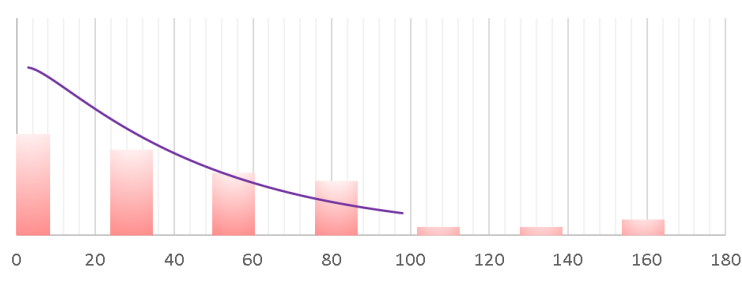
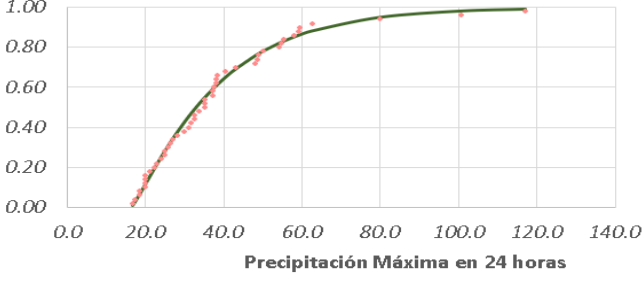
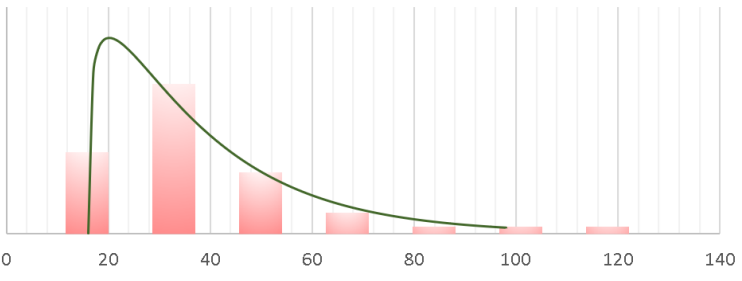
Descripción	Parámetros	Estación					
		Cueva Blanca	El Limón	Incahuasi	Jayanca	Olmos	Porculla
Número de datos		50	50	50	50	43	49
Distribución Normal	Media (μ)	40.922	39.218	36.644	28.558	44.860	38.792
	Desv. Est. (σ)	14.671	14.443	11.820	26.394	38.831	18.476
Distribución Log-Normal	Media (μ)	3.650	3.603	3.551	2.868	3.341	3.549
	Desv. Est. (σ)	0.353	0.373	0.332	1.036	1.068	0.461
Distribución Gamma	Forma (γ)	7.527	7.119	9.358	0.896	1.062	4.151
	Escala (β)	5.437	5.509	3.916	31.884	42.227	9.345
Distribución Pearson III	Posición (X_0)	19.209	9.096	-3.459	3.313	-2.112	16.381
	Forma (γ)	1.927	4.092	11.259	0.634	1.193	1.201
	Escala (β)	11.271	7.361	3.562	39.837	39.380	18.662
Distribución Log-Pearson III	Posición (X_0)	2.058	-	0.401	-5.786	-4.905	1.820
	Forma (γ)	20.138	-	89.511	69.536	59.339	13.838
	Escala (β)	0.079	-	0.035	0.124	0.139	0.125
Distribución Gumbel	Posición (μ)	34.029	32.432	31.091	16.158	26.616	30.111
	Escala (β)	11.941	11.756	9.621	21.483	31.607	15.039
Distribución Log-Gumbel	Posición (μ)	3.484	3.428	3.395	2.381	2.839	3.332
	Escala (β)	0.287	0.304	0.271	0.843	0.870	0.375

A continuación, se presentan los gráficos de histograma y función acumulada de probabilidad de mayor ajuste para cada estación. Los resultados demuestran que los datos se ajustan con mayor frecuencia a las funciones Pearson III y Log-Pearson III, salvo la estación Olmos que se ajusta mejor a la función Gamma.

Tabla 32: Función de mayor ajuste según estación

Estación	Función	Gráfico de Probabilidad	Gráfico de Histograma
Cueva Blanca	Log-Pearson III		
El Limón	Pearson III		
Incahuasi	Log-Pearson III		

«continuación»

Estación	Función	Gráfico de Probabilidad	Gráfico de Histograma
Jayanca	Pearson III		
Olmos	Gamma		
Porculla	Pearson III		

Prueba de Bondad de Ajuste

El criterio de Smirnov – Kolmogorov es el considerado para determinar cuál es la función que mejor se ajusta a la data, con un nivel de significación de $\alpha=0.05$. En la Tabla 33 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 33: Prueba de bondad y ajuste

Distribución	Estación											
	Cueva Blanca		El Limón		Incahuasi		Jayanca		Olmos		Porculla	
	Dmáx	R	Dmáx	R	Dmáx	R	Dmáx	R	Dmáx	R	Dmáx	R
Δ critico	0.192		0.192		0.192		0.192		0.207		0.194	
Distr. Gamma	0.129	7	0.100	5	0.078	6	0.200	7	0.158	6	0.166	7
Distr. Log-Normal	0.074	4	0.077	3	0.058	2	0.071	3	0.115	3	0.072	3
Distr. Gamma	0.086	6	0.075	2	0.065	3	0.094	4	0.085	1	0.101	6
Distr. Pearson III	0.052	2	0.072	1	0.065	5	0.048	1	0.096	2	0.052	1
Distr. Log-Pearson III	0.046	1	-		0.058	1	0.066	2	0.126	5	0.055	2
Dist. Gumbel	0.071	3	0.078	4	0.065	4	0.140	6	0.121	4	0.096	5
Dist. Log-Gumbel	0.078	5	0.136	6	0.092	7	0.106	5	0.163	7	0.076	4

4.1.5 Precipitación Máxima en 24 Horas para Períodos de Retorno

Una vez identificada la función que mejor se ajusta, se procede a calcular la precipitación para diferentes períodos de retorno. Para obtener el resultado final se hacen las siguientes precisiones:

- De acuerdo con la recomendación de la OMM se multiplica por 1.13 a los resultados como coeficiente de ajuste al número de lecturas de la estación pluviométrica.

El resultado se muestra en la Tabla 34.

Tabla 34: Precipitación máxima en 24 horas para diferentes tiempos de retorno

T (años)	P ($X \leq xT$)	Estación					
		Cueva Blanca	El Limón	Incahuasi	Jayanca	Olmos	Porculla
2	0.500	42.3	41.6	38.9	20.0	31.8	37.5
5	0.800	58.0	57.0	51.9	50.6	71.8	58.4
10	0.900	69.4	66.8	60.7	76.0	101.8	73.8
20	0.950	81.2	75.8	69.4	102.9	131.6	89.2
25	0.960	85.1	78.6	72.2	111.9	141.1	94.2
50	0.980	97.8	87.0	81.0	140.4	170.8	109.6
75	0.987	105.6	91.8	86.2	157.7	188.1	118.7
100	0.990	111.3	95.2	89.9	170.1	200.4	125.2
175	0.994	123.0	101.6	97.4	194.7	224.3	138.0
200	0.995	125.8	103.1	99.2	200.7	230.0	141.0
500	0.998	146.7	113.4	111.9	242.6	269.1	162.1
30/03/2017	-	13.0	7.9	35.2	69.4	139.0	38.7

4.1.6 Hietogramas de Simulación

Los hietogramas de diseño se obtuvieron considerando el perfil de la tormenta que se presentó el 30 de marzo del 2017 en la estación Olmos durante 24 horas a una escala unitaria de la precipitación acumulada. El resultado se presenta en la Figura 45.

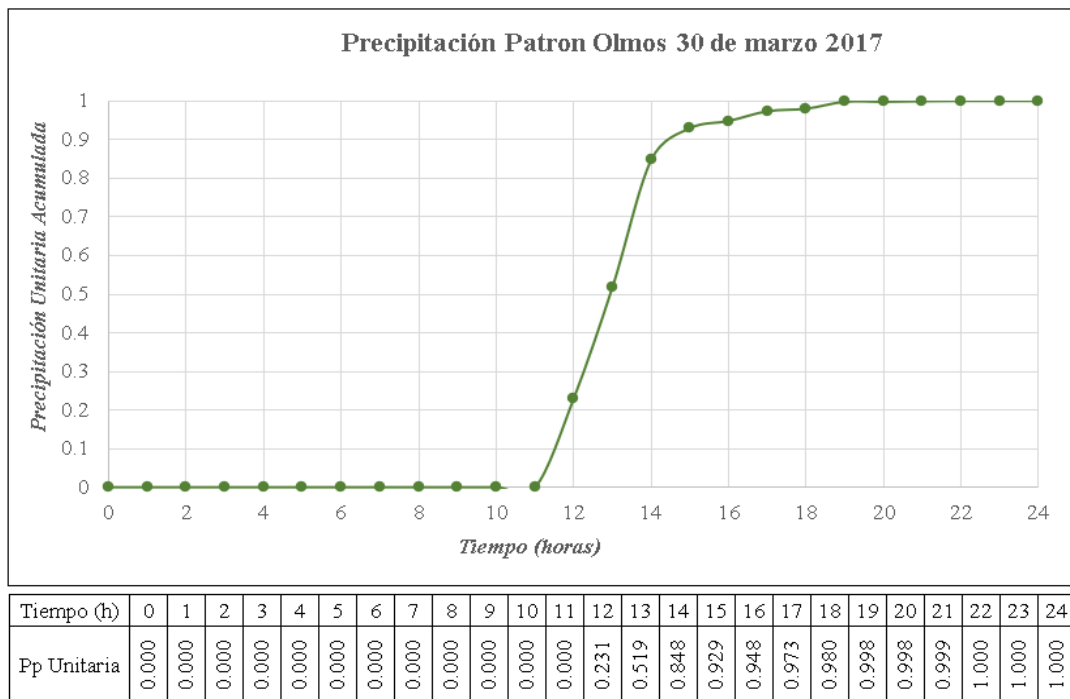


Figura 45: Precipitación Unitaria Acumulada en la Estación Olmos

Aplicando esta distribución de precipitación a todas las estaciones, se obtiene los hietogramas utilizados en la simulación. A manera de ejemplo, en la Figura 46 se presentan los hietogramas del 30 de marzo del 2017.

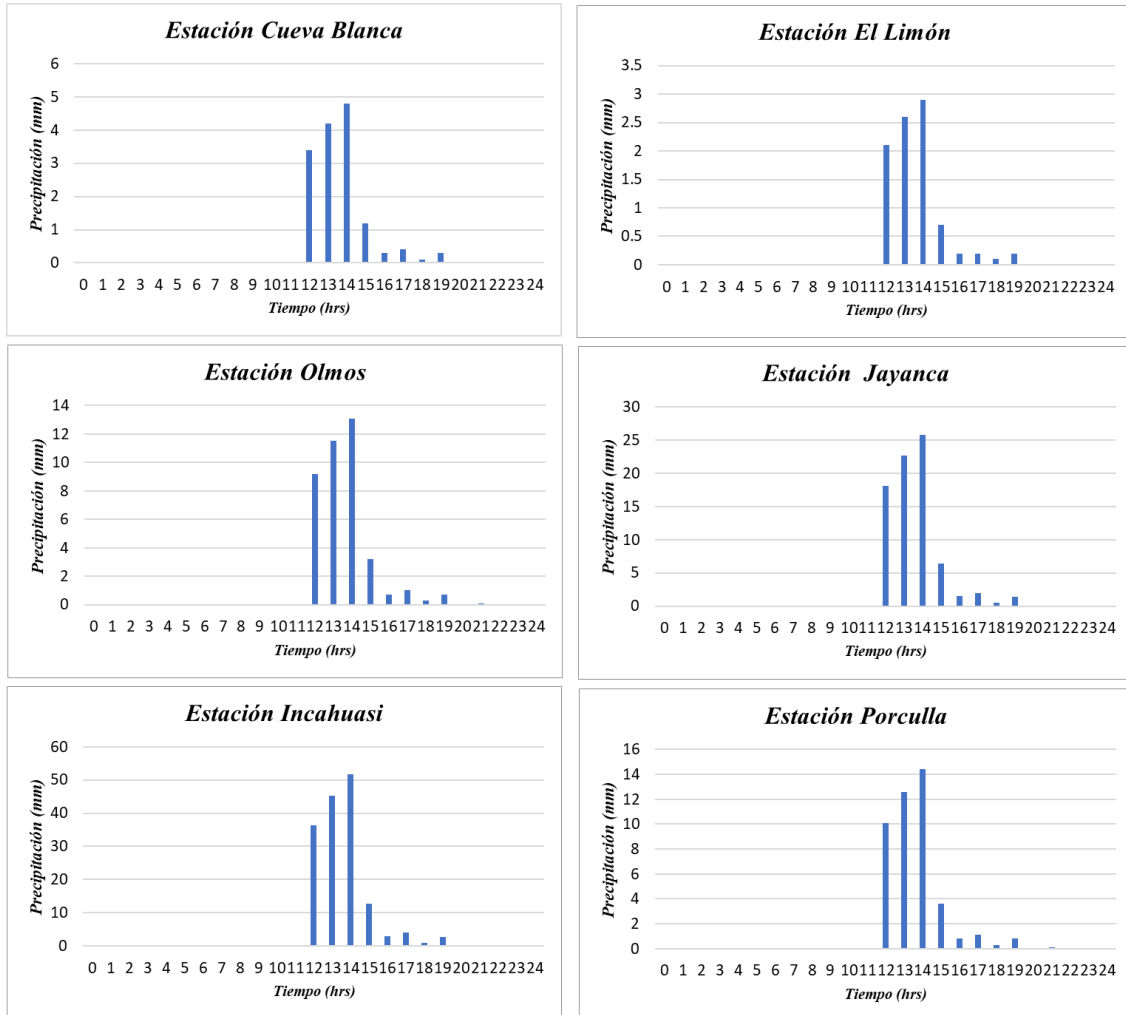


Figura 46: Hietogramas de simulación para el modelo hidrológico del 30 de marzo 2017

4.1.7 Curva Número

Los valores de la curva número para cada unidad hidrológica se obtuvieron mediante una ponderación según la influencia en área, teniendo como resultados un valor mínimo de 60.80 y un I_a de 32.75 mm para la unidad hidrológica 9 y un valor máximo de 79.80 y un I_a de 12.86 mm para la unidad hidrológica 15. Los resultados se resumen en la Tabla 35. Estos valores son producto de una verificación manual que se explica en el ítem 4.1.9.

Tabla 35: Curva número y abstracción inicial para cada unidad hidrológica

UH	Áreas (km)						Total	CN	Ia (mm)
	0-43	43-73	73-81	81-86	86-90	90-95			
1	-	-	1.39	-	-	-	1.39	75.20	16.75
2	-	10.64	21.25	-	-	-	31.89	70.40	21.36
3	-	0.33	5.65	-	-	-	5.98	75.30	16.66
4	-	92.73	22.69	7.72	-	-	123.15	64.90	27.47
5	5.76	38.09	10.02	-	-	-	53.88	66.90	25.13
6	0.78	5.96	29.17	-	-	-	35.91	71.70	20.05
7	-	0.02	33.33	-	-	-	33.35	74.00	17.85
8	-	28.74	3.84	7.42	9.32	-	49.32	64.40	28.08
9	-	3.33	-	11.15	15.63	-	30.11	60.80	32.75
10	-	22.03	6.34	9.41	4.23	-	42.01	65.00	27.35
11	1.55	9.46	8.66	0.13	-	-	19.80	66.30	25.82
12	-	2.56	21.45	9.66	5.02	-	38.68	69.70	22.08
13	-	25.24	1.93	4.86	-	-	32.03	68.10	23.80
14	-	93.38	14.97	42.95	39.84	12.00	203.14	74.40	17.48
15	-	59.98	9.31	66.96	106.39	1.27	243.91	79.80	12.86
16	-	3.17	0.76	36.94	11.85	-	52.71	69.20	22.61
17	-	-	-	51.85	22.85	-	74.70	73.00	18.79
18	-	-	-	29.45	14.55	-	44.00	70.00	21.77

4.1.8 Definición de Parámetros para Tránsito de Avenida

Para determinar el coeficiente K (horas), X y número de subtramos para el modelo teórico de Muskingum se realizaron modelos hidráulicos con diferentes hidrogramas de ingreso. Al obtener el hidrograma de salida del modelo hidráulico, se pueden relacionar los parámetros del modelo teórico con las características del cauce aplicando las siguientes ecuaciones propuestas por la EM 1110-2-1417 (USACE, 1994).

$$k = \frac{L}{V_w}$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q_0}{BS_0 c \Delta x} \right)$$

Donde:

L = Longitud del cauce (km).

V_w = velocidad promedio del cauce (km/hr).

Q_0 = Caudal de referencia en el hidrograma de ingreso (m^3/s).

B = Espejo de agua en la sección de control (m).

S_0 = Pendiente del cauce (m/m).

c = Velocidad de la onda de avenida (m/s).

Δx = Longitud de subtramos de análisis (m).

Las simulaciones se realizaron en el río Motupe y en el río Chotoque para extrapolar los parámetros a los afluentes de dichos cauces. En el río Motupe abarcó 3.83 km y en el río Chotoque abarcó 2.64 km. En ambos sectores, la simulación abarcó los puentes de los mismos nombres, como se puede observar en la Figura 48 y Figura 49.

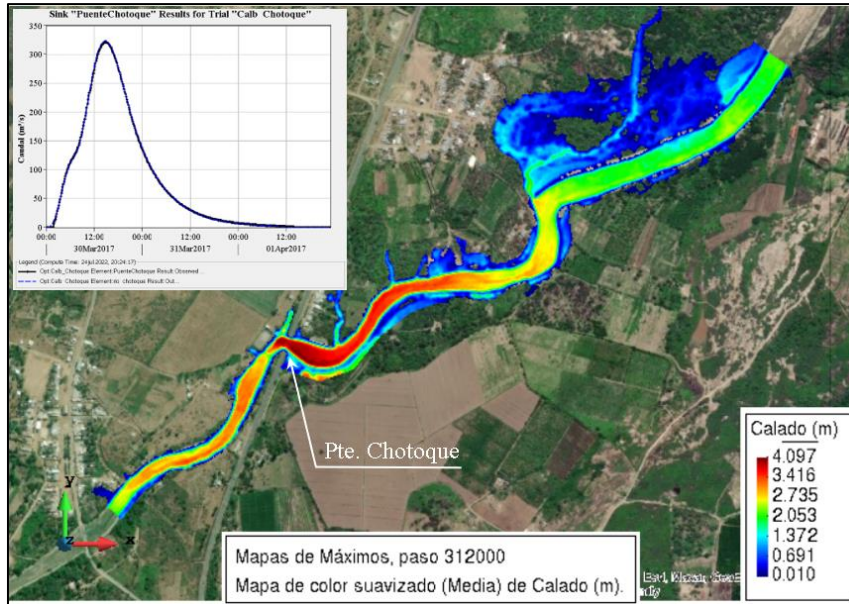


Figura 47: Simulación hidráulica para calibración de parámetros Muskingum en río Chotoque

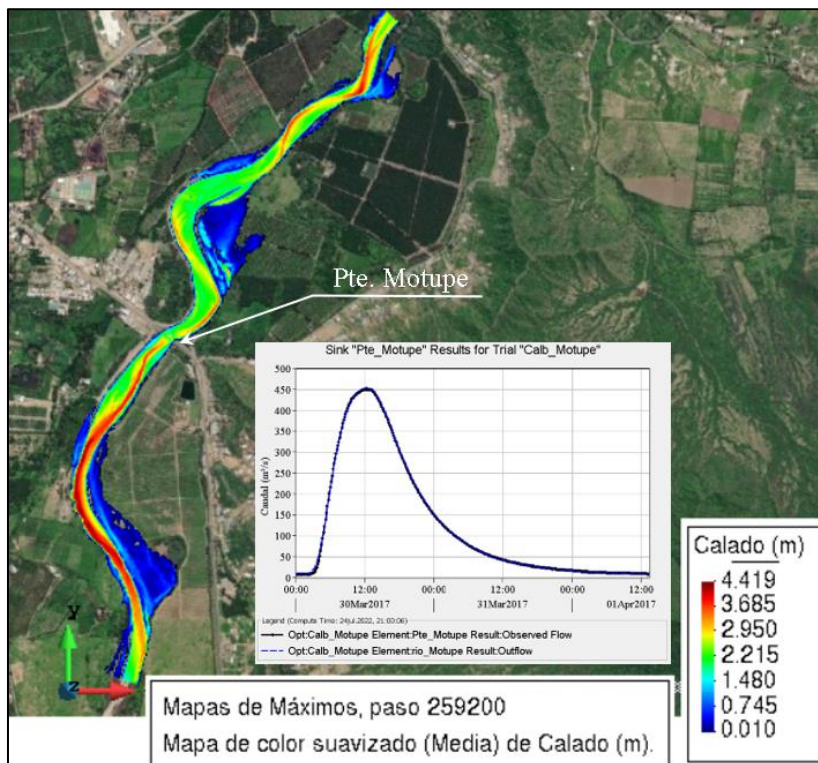


Figura 48: Simulación hidráulica para calibración de parámetros Muskingum en río Motupe

Una vez obtenido el hidrograma de salida del modelo hidráulico, se elaboraron modelos reducidos en la HEC HMS para utilizar la calibración automática, obteniendo los siguientes resultados para el tramo analizado.

Tabla 36: Parámetros calibrados de Muskingum en el río Motupe y Chotoque

Parámetro	Río Motupe	Río Chotoque
k (hr)	0.471	0.248
X	0.396	0.193
Tramos	9.0	9.0
Vw (km/hr)	8.122	10.644
Δx (km)	0.425	0.294
$\frac{Q_0}{BS_0 c \Delta x}$	0.089	0.181

Una vez obtenido los parámetros calibrados se procede a extrapolar a otros cauces, considerando que para los afluentes del río Motupe se consideraron los parámetros del río Motupe y de forma similar para los afluentes del río Chotoque se utilizó los parámetros del río Chotoque. Los resultados de esta extrapolación se observan en la Tabla 37.

Tabla 37: Parámetros para tránsito de avenidas

Tramo de Río	Afluente	Longitud (km)	Δx (km)	Muskingum K (HR)	Muskingum X	Numero de sub-ríos
R 7-8	Motupe	2.40	0.399	0.295	0.389	6
R 3-7		18.27	0.425	2.25	0.396	43
R 2-3		3.17	0.453	0.39	0.402	7
R 1-2		1.28	0.427	0.158	0.396	3
R 6-9	Chotoque	8.35	0.298	0.785	0.197	28
R 5-6		8.31	0.297	0.78	0.196	28
R 4-5		6.56	0.298	0.616	0.197	22
R 1-4		9.78	0.296	0.919	0.195	33

La ubicación de los cauces indicados en la Tabla 37 se puede observar en la Figura 49.

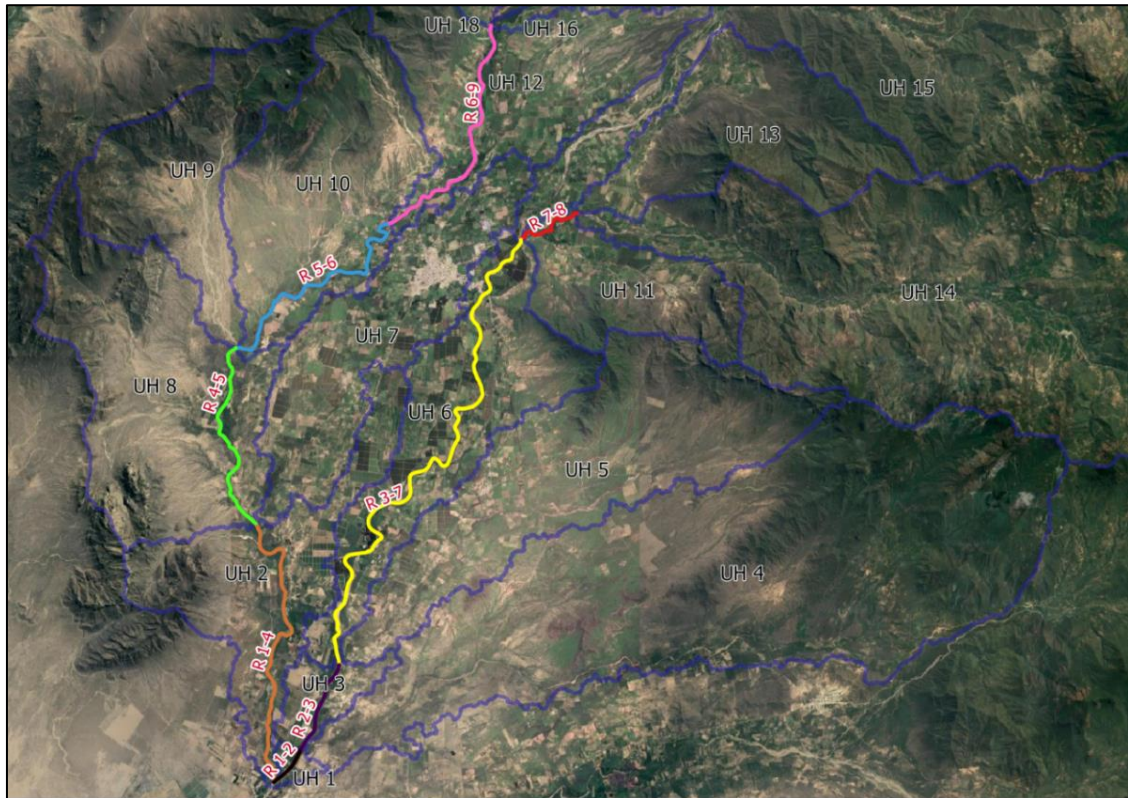


Figura 49: Ubicación de los cauces para el tránsito de avenida

4.1.9 Marcas de Agua en Puente Motupe y Chotoque

A continuación, se presentan las características hidráulicas del puente Motupe y Chotoque que fueron utilizados para verificar los parámetros hidráulicos e hidrológicos. Estas estructuras fueron seleccionadas porque son de concreto y soportaron el FEN del 2017. El puente Motupe tiene una luz de 72.80 m con dos pilares intermedios, como se observa en la Figura 50 y Figura 51. Mientras que el puente Chotoque tiene una luz de 44.00 m sin pilares, cuya configuración se observa en la Figura 52 y Figura 53.

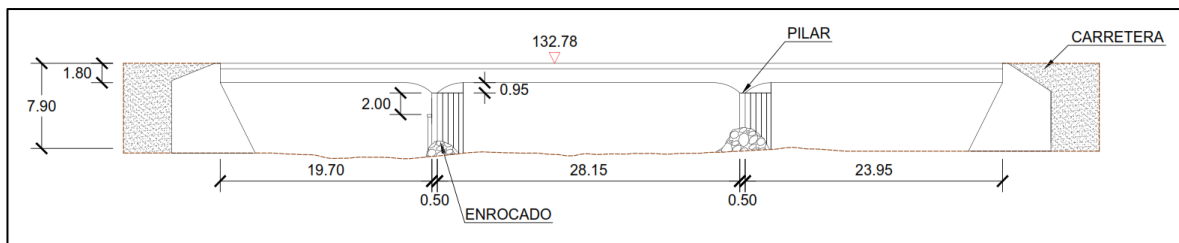


Figura 50: Sección transversal de puente Motupe



Figura 51: Vista en planta de puente Motupe

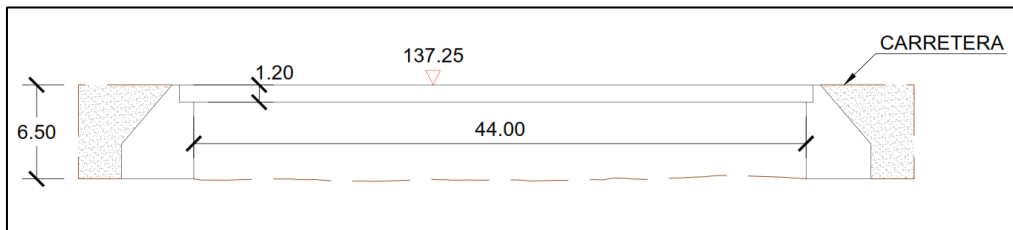


Figura 52: Sección transversal de puente Chotoque



Figura 53: Vista en planta de puente Chotoque

Los modelamientos realizados en estas dos estructuras tienen el propósito de establecer los coeficientes de rugosidad y el rango de caudal que pudo haber ocurrido durante el FEN 2017. Una limitación encontrada en este procedimiento se debe a las obras de descolmatación que se realizaron en el cauce después del FEN 2017, como es el caso del puente Motupe (ver Figura 54).

Por ello, los modelos en el río Motupe permitieron definir la sensibilidad que tiene el coeficiente de rugosidad, mientras que los modelos en el río Chotoque permitieron definir el rango dentro del cual se pudo haber producido el evento del 2017 para verificar el modelo hidrológico.



Figura 54: Obras de descolmatación en el puente Motupe

FUENTE: Planes de control de inundaciones realizados por el PSI (2019).

En el puente Motupe se elaboraron 18 modelos con 6 caudales diferentes entre los rangos de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $700 \text{ m}^3/\text{s}$ y tres coeficientes de rugosidad más representativos, de acuerdo con la tabla 5-6 del libro de Hidráulica de Canales Abiertos (Chow, 2004), los cuales son 0.04, 0.05 y 0.06.

Para evaluar los resultados, se sacaron secciones en el borde aguas arriba del puente. El punto de análisis exactamente se centró en el pilar izquierdo, donde se produjeron efectos de erosión y tirantes altos, según la Figura 54. El resumen de este análisis se presenta en la Tabla 38.

Tabla 38: Resultados en simulación hidráulica de puente Motupe

Sim	Caudal (m ³ /s)	Coefficiente de rugosidad	Nivel de Agua Promedio (msnm)	Velocidad Promedio (m/s)
1	250	0.04	126.21	2.68
2		0.05	126.27	2.49
3		0.06	126.41	2.25
4	300	0.04	126.41	2.89
5		0.05	126.47	2.69
6		0.06	126.63	2.43
7	400	0.04	126.77	3.24
8		0.05	126.84	3.06
9		0.06	127.03	2.73
10	500	0.04	127.10	3.53
11		0.05	127.16	3.36
12		0.06	127.37	3.01
13	600	0.04	127.41	3.77
14		0.05	127.45	3.63
15		0.06	127.68	3.26
16	700	0.04	127.71	3.99
17		0.05	127.73	3.87
18		0.06	127.96	3.49

Graficando el nivel de agua promedio versus el coeficiente de rugosidad para los diferentes caudales, se observa que hay poca variación de los niveles (en promedio 20 cm) con el cambio de la rugosidad, por ello considerar un coeficiente de rugosidad en el cauce entre 0.04 y 0.06 ofrecerá resultados conservadores.

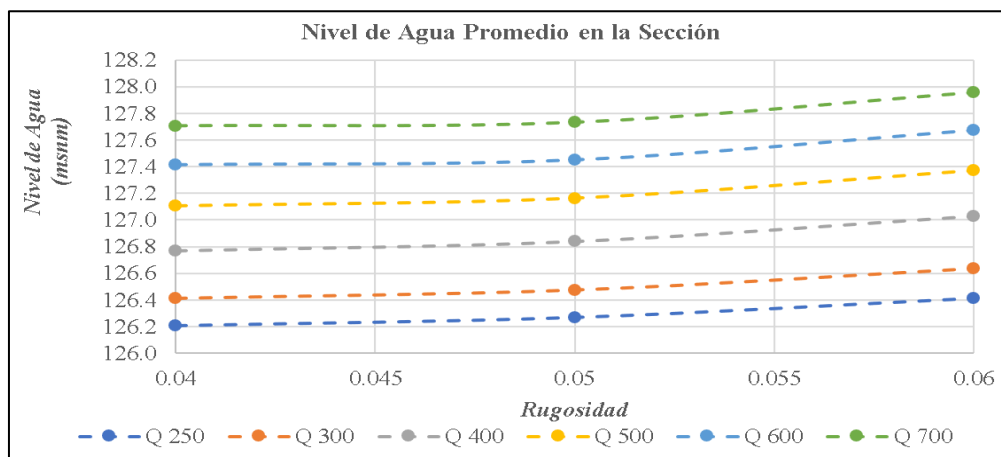


Figura 55: Variación del nivel de agua promedio versus la rugosidad en puente Motupe

Con este resultado se fijaron los siguientes valores de rugosidad para los cauces según los materiales del cauce.

Tabla 39: Valores de coeficiente de rugosidad verificados para los modelos hidráulicos

Sector	Descripción	Valor
Puente Motupe	Cauce conformado principalmente por arena, grava y bolones.	0.050
Puente Chotoque	Cauce conformado principalmente por arena y vegetación media a las orillas.	0.045
Estructura de Control - Cauce	Cauce conformado principalmente por arena sin vegetación.	0.040
Estructura de Control - Planicie	Cauce conformado principalmente por arena y vegetación media alta.	0.055

Una vez establecidos los coeficientes de rugosidad, se procedió a hacer tres modelos en el puente Chotoque para los caudales de 200 m³/s, 300 m³/s y 400 m³/s. Para evaluar los resultados, se realizaron cortes en el borde aguas arriba del puente, como se aprecia en la Figura 56.

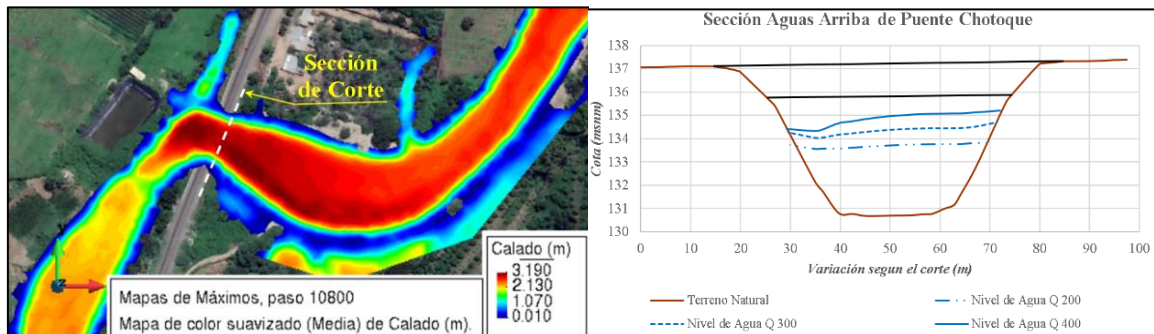


Figura 56: Resultado en sección de corte de puente Chotoque

Calculando el nivel de agua promedio y la velocidad promedio en la sección de corte para los diferentes caudales, se obtuvieron los resultados que se presentan en la Tabla 40.

Tabla 40: Resultados en simulación hidráulica de puente Chotoque

Sim	Caudal (m ³ /s)	Coefficiente de rugosidad	Nivel de Agua Promedio (msnm)	Velocidad Promedio (m/s)
1	200	0.045	133.71	2.55
2	300	0.045	134.37	3.12
3	400	0.045	134.88	3.42

Graficando el nivel de agua promedio versus el caudal obtenemos la Figura 57.

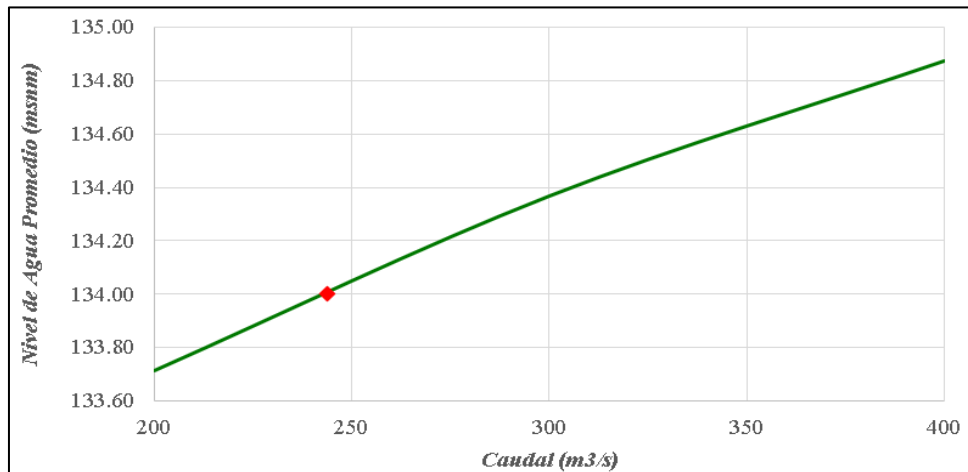


Figura 57: Variación del nivel de agua promedio versus el caudal en puente Chotoque

De campo se observó que la marca de agua en el puente alcanza la cota de 134 msnm. Este nivel corresponde para un caudal de 243.7 m³/s. Si consideramos ± 10 cm de tolerancia, entonces el caudal probable que tránsito por el río Chotoque en el FEN del 2017 está en el rango de 220 m³/s – 260 m³/s. Este análisis exhaustivo no se pudo realizar sobre el puente Motupe por las obras de descolmatación del río.

4.1.10 Modelo Hidrológico

El modelo hidrológico se desarrolló en el software HEC HMS versión 4.9, los resultados se resumen en la Tabla 41. Para el evento del 30 de marzo del 2017 se obtuvo que por el puente Motupe transitó un caudal de 164.7 m³/s, mientras que por el puente Chotoque transitó un caudal de 232.4 m³/s. Este caudal está dentro del rango calculado por la simulación hidráulica en el ítem anterior. Con lo que el modelo es aceptable, cabe mencionar que la limitada información dentro de la cuenca hace difícil los procesos de calibración, por lo que se obtuvo un rango aproximado del evento que sucedió en el 2017.

El resultado indica que transitó un caudal de 571.2 m³/s en la zona donde se planifica la estructura de control de inundación. Cabe mencionar que el caudal que afectó los centros poblados de Jayanca y Pacora fue mayor por el caudal aportante del río Salas y Qda. Zurita (ver Figura 8, pág. 45).

Por otro lado, de acuerdo con los proyectos de planes integrales desarrollados por el PSI en el 2019, indican que la capacidad hidráulica del río Motupe en el sector de Jayanca está entre

200 m³/s y 250 m³/s. Además, considerando que el caudal para un tiempo de retorno de 25 años es casi el doble al caudal que transitó el 2017 indicaría que, si el diseño deriva un caudal igual a 400 m³/s para un tiempo de retorno de 25 años, la capacidad del río Motupe no sería rebasado para caudales menores e iguales al FEN del 2017.

Entonces fijamos que el tiempo de retorno de diseño es de 25 años y que la estructura capta un caudal igual o mayor a 400 m³/s. En la Tabla 41 se presentan los caudales picos para cada elemento del modelo hidrológico para los tiempos de retorno de 25, 50 y 100 años. Este resultado indica el gran potencial que tiene la unidad hidrológica para producir grandes caudales durante un evento extraordinario.

Tabla 41: Resultado de caudales picos según elemento hidrológico

Elemento	Caudal (m ³ /s)			
	30/03/2017	Tr 25 años	Tr 50 años	Tr 100 años
J-1	571.0	905.6	1270.4	1667.4
J-2	212.7	501.6	688.7	894.2
J-3	190.2	439.5	588.6	748.9
J-4	356.1	420.8	594.7	780.5
J-5	309.2	335.3	467.4	606.7
J-6 (Puente Chotoque)	232.4	254.6	350.3	450.5
J-7 (Puente Motupe)	164.7	389.6	512.3	642.8
J-8	91.1	195.0	261.7	332.8
J-9	177.2	199.9	274.1	351.8
UH 1	1.9	4.8	6.9	9.3
UH 2	12.7	35.9	54.3	75.0
UH 3	6.0	15.1	22.0	29.5
UH 4	21.8	72.5	115.0	164.2
UH 5	14.5	43.5	67.6	95.1
UH 6	19.4	40.8	60.0	81.3
UH 7	33.0	49.8	70.3	92.3
UH 8	19.1	47.6	74.4	105.2
UH 9	35.6	38.2	56.4	76.1
UH 10	51.2	54.9	78.6	103.8
UH 11	36.1	37.8	53.6	70.3
UH 12	66.8	68.7	95.0	122.6
UH 13	49.2	50.6	70.7	91.7
UH 14	55.2	160.7	213.7	270.6
UH 15	66.2	190.4	244.3	301.0
UH 16	46.1	53.2	73.7	95.3
UH 17	74.0	88.5	120.0	152.9
UH 18	80.3	82.5	114.0	146.8
Obra Control de Inundación	571.2	905.8	1270.7	1667.8

Con el objetivo de evaluar la sensibilidad de la curva número en relación con los caudales simulados, se realizaron 4 escenarios. Dos de ellos implicaron la reducción en un 5% y un 10% de los valores de la Tabla 35 (pág. 102), mientras que los otros dos consistieron en el incremento en un 5% y un 10% de los valores de la misma tabla. En la Tabla 42, se presentan los resultados de este análisis.

Tabla 42: Análisis de sensibilidad de la Curva Numero

Escenario	Variación en Caudal (m3/s)				Variación en Porcentaje			
	Pte Chotoque (J-6)				Pte Chotoque (J-6)			
	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100
-10%	173.2	192.2	276.3	366.6	-25.5%	-24.5%	-21.1%	-18.6%
-5%	202.0	222.7	312.8	408.2	-13.1%	-12.6%	-10.7%	-9.4%
0%	232.4	254.6	350.3	450.5	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
5%	264.5	288.1	388.9	493.3	13.8%	13.2%	11.0%	9.5%
10%	298.3	323.2	428.6	536.7	28.3%	26.9%	22.4%	19.1%
Escenario	Pte Motupe				Pte Motupe			
	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100
	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100
-10%	106.8	283.6	389.3	504.6	-35.2%	-27.2%	-24.0%	-21.5%
-5%	133.4	334.5	449.1	572.3	-19.0%	-14.1%	-12.3%	-11.0%
0%	164.7	389.6	512.3	642.8	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
5%	201.4	448.8	579.2	716.0	22.3%	15.2%	13.0%	11.4%
10%	244.2	512.6	649.6	792.1	48.2%	31.6%	26.8%	23.2%
Escenario	Estructura				Estructura			
	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100
	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100	30-03-2017	Tr 25	Tr 50	Tr 100
-10%	398.9	664.5	978.9	1331.0	-30.2%	-26.6%	-23.0%	-20.2%
-5%	481.0	781.2	1121.6	1497.2	-15.8%	-13.8%	-11.7%	-10.2%
0%	571.2	905.8	1270.7	1667.8	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
5%	670.2	1038.6	1426.3	1843.1	17.3%	14.7%	12.2%	10.5%
10%	778.9	1179.8	1588.3	2023.0	36.4%	30.2%	25.0%	21.3%

De los resultados se observa que nos alejamos un 30% en promedio de los caudales obtenidos para los escenarios de -10%, +10% y un 15% en promedio para los escenarios de -5%, +5%. Las mayores variaciones se pueden observar para los caudales del puente

Motupe, esto indica la necesidad de incentivar el registro de información dentro de la unidad hidrográfica.

En vista de los grandes caudales que se generan en el punto donde se plantea la estructura de control de inundación, el periodo de retorno de diseño es fijado en 25 años, que es el periodo mayor más cercano al FEN 2017, que ha causado innumerables daños. La Figura 58 presenta el hidrograma obtenido en el punto donde se planifica la estructura de control de avenida para los diferentes períodos de retorno.

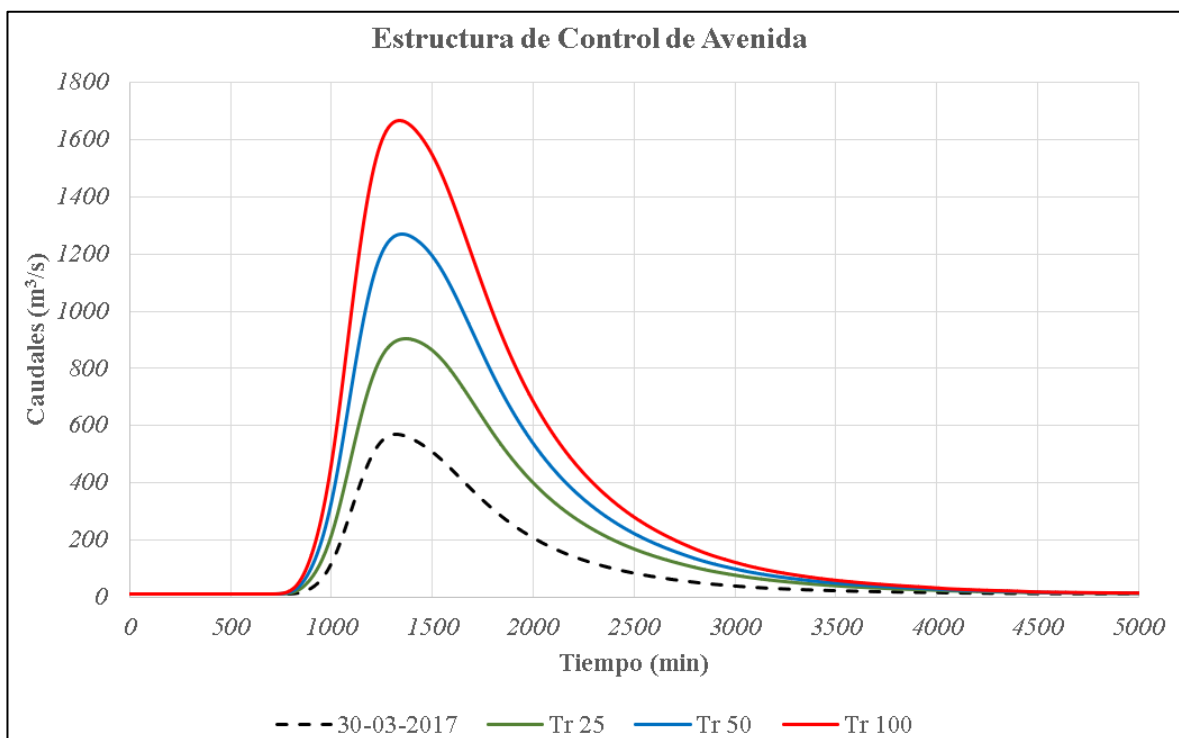


Figura 58: Hidrogramas de avenida en la zona de investigación

4.2 Simulación Hidráulica en Condiciones Naturales

Como condición de ingreso al modelo hidráulico se aplicó los respectivos hidrogramas del río Motupe y río Chotoque (ver Figura 59). En el presente ítem se presentan los resultados obtenidos en condiciones naturales en la zona donde se planifica la estructura de control de avenida, para el caudal de diseño que, de acuerdo con el ítem anterior, es para un tiempo de retorno de 25 años.

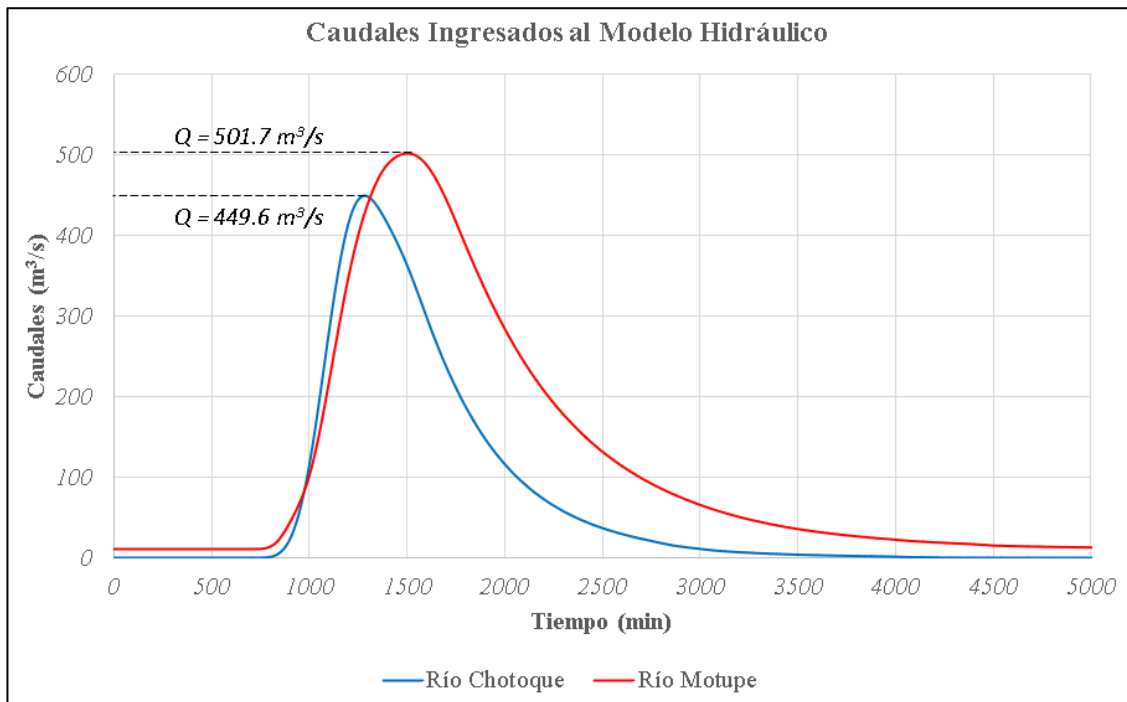


Figura 59: Caudales Ingresados al modelo hidráulico

Los resultados muestran que el desborde inicia a los 56,600 segundos con un caudal aproximado de 110 m³/s. A medida que el caudal se va incrementando, el desborde tiene preferencia hacia los sectores de la margen derecha, indicando que la mejor ubicación para la derivación es este margen.

A los 64,400 segundos, con un caudal aproximado de 450 m³/s, la inundación alcanza completamente la capacidad de las riberas (ver Figura 62). A continuación, se describen los resultados de tirante y velocidad.

Tirante

El tirante máximo de 4.5 m se alcanza a los 81,200 segundos después del inicio de la simulación. En la zona donde se proyecta la obra de derivación, el tirante alcanza un valor entre 2.0 m – 2.2 m. Para evitar que la dirección preferente del cauce, que es el recorrido principal del río, se vea alterada, la estructura de control de inundación contará con un vertedero cuya altura debe estar comprendida 0.50 m – 1.00 m, según los resultados obtenidos a los 53,000 segundos.

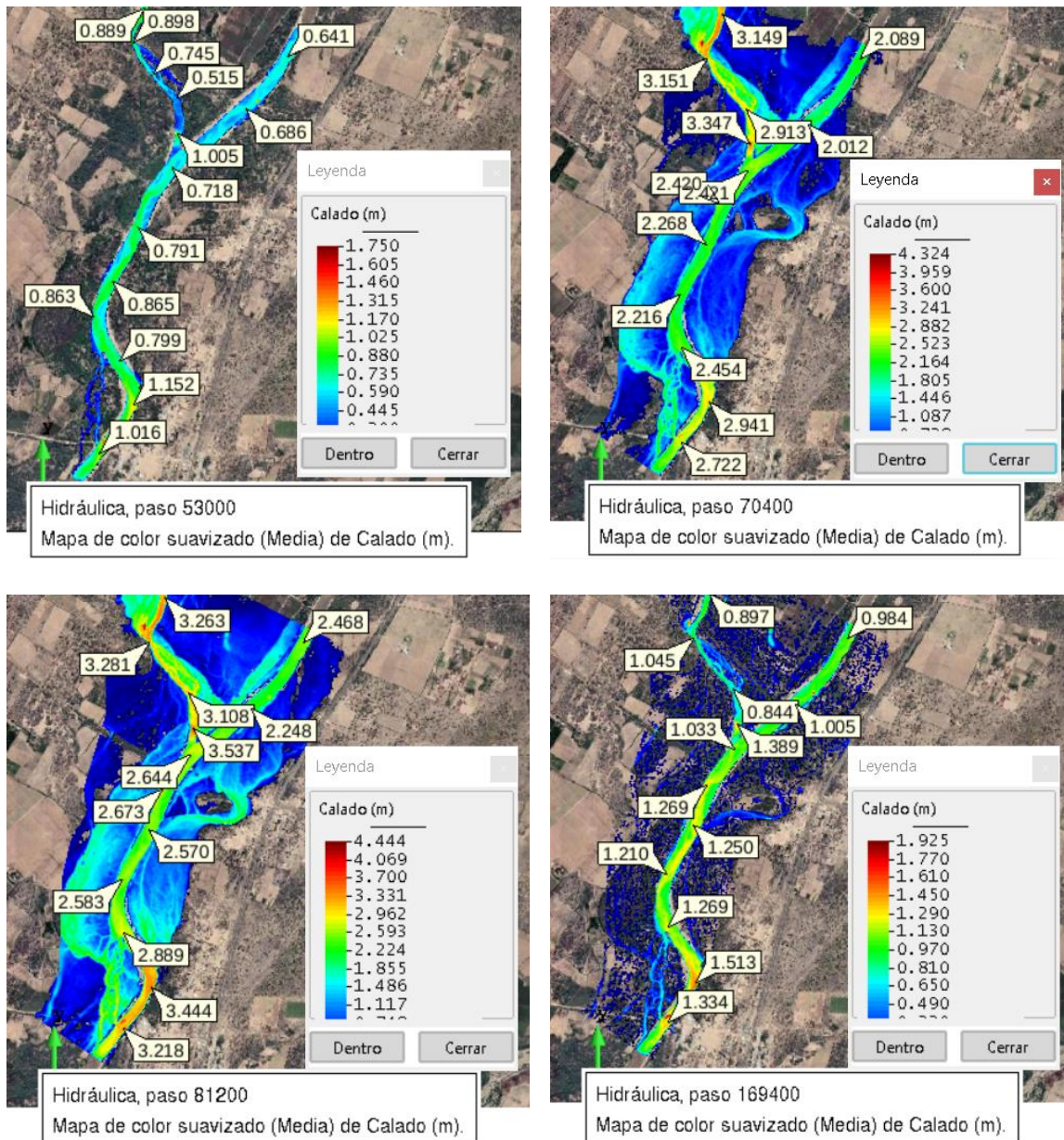
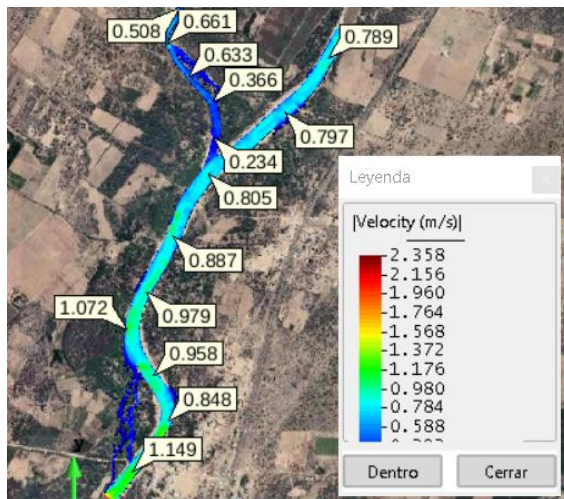


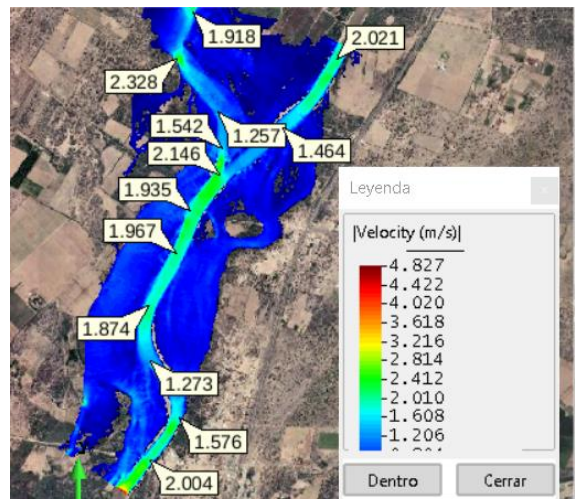
Figura 60: Evolución del tirante en simulación con condiciones naturales

Velocidad

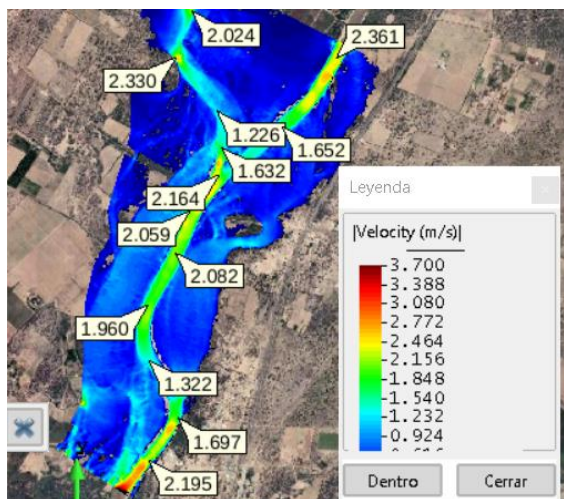
Los resultados demuestran que, cuando el caudal pico transita por la zona de análisis, la velocidad no supera los 2.50 m/s, salvo en lugares puntuales donde la velocidad puede alcanzar los 3.7 m/s.



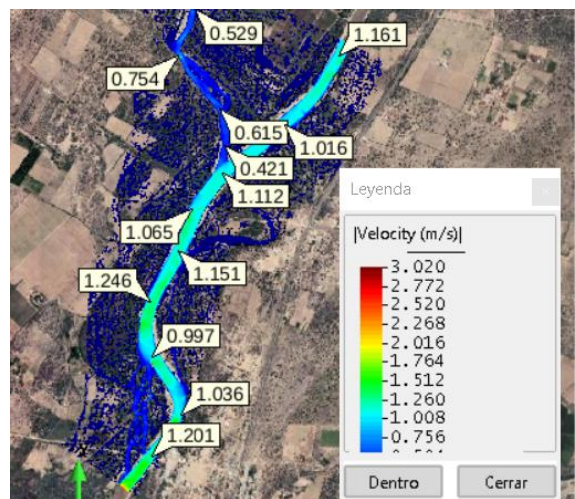
Hidráulica, paso 53000
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s), |Velocity



Hidráulica, paso 70400
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s), |Velocity



Hidráulica, paso 81200
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s), |Velocity



Hidráulica, paso 169400
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s), |Velocity

Figura 61: Evolución de la velocidad en simulación con condiciones naturales

Para describir con mayor detalle los resultados, se extrajeron cortes en los ejes R-1 y R-2 para el tiempo 64,400 segundos, como se indica en la Figura 62. Los resultados demuestran cómo se incrementa la velocidad y el tirante aguas abajo de la confluencia de ambos ríos, por lo tanto, con un vertedero de 1.00 m altura en la estructura, el flujo entraría sin problemas porque el tirante mínimo aguas abajo de la confluencia es de 1.4 m en el mapa de máximos.

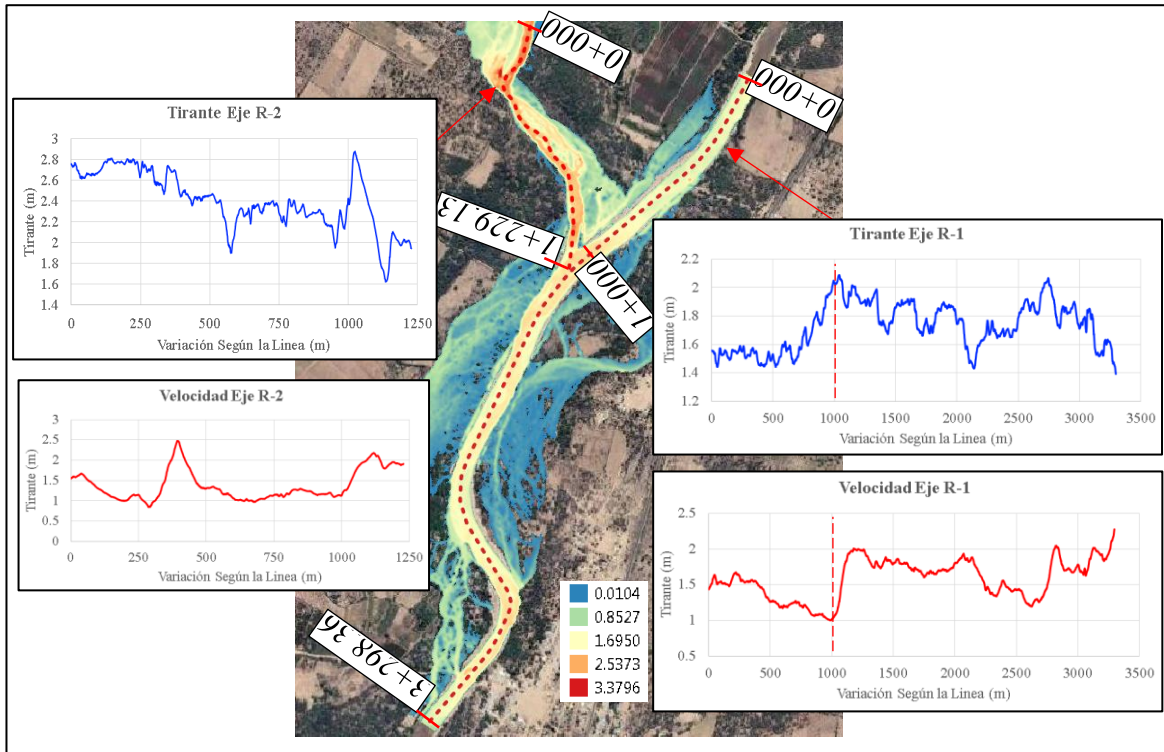


Figura 62: Resultado para 64400 segundo cauce y riberas a plena capacidad

4.3 Condición de Contorno de Sedimentos

4.3.1 Transporte de Sedimentos de Fondo

El criterio asumido como condición de contorno para los sedimentos de fondo es “capacidad de transporte”. Bajo esta condición la cantidad de sedimento que ingresa al modelo depende de la función de transporte, para elegir cuál es la función que ofrece la mayor cantidad de transporte, se realizaron modelos hidráulicos con lecho móvil utilizando la función de Engelund – Fredsoe, Meyer – Peter & Müller y Van Rijn.

En la Figura 63 y Tabla 43 se presenta el caudal sólido pico que transita por las secciones que se indica en la Figura 64 (pág.119). Este resultado indica que el método de Van Rijn es el modelo que mueve mayor caudal sólido de fondo, por lo cual será el utilizado en el modelo con estructura de control de inundación.

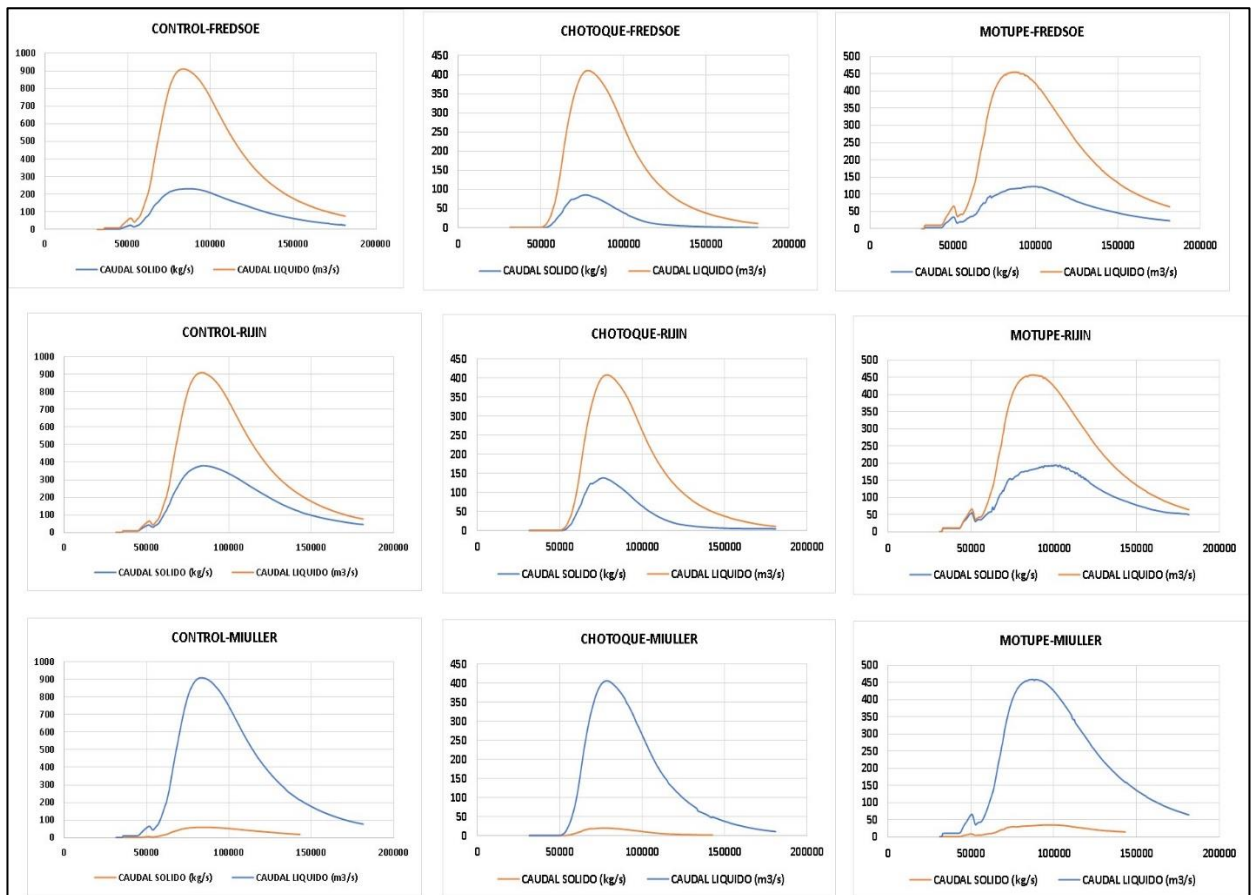


Figura 63: Hidrogramas de caudal sólido y liquido en el transporte de sedimento de fondo

Tabla 43: Resumen de los resultados de los caudales máximo para cada método

Método		Zona de estudio		
		Motupe	Chotoque	Control
Engelund – Fredsoe	$Q_{\text{sólido}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	121.754	86.904	230.586
Meyer Peter & Müller	$Q_{\text{sólido}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	34.123	20.252	57.006
Van Rijn	$Q_{\text{sólido}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	194.796	138.532	382.523

Si bien no se cuenta con datos para la calibración en la zona de análisis, evaluar la estructura de control de inundación en el escenario más crítico proporcionará información cualitativa de las zonas de acumulación de sedimentos y si estos impactan sobre la altura del vertedero.

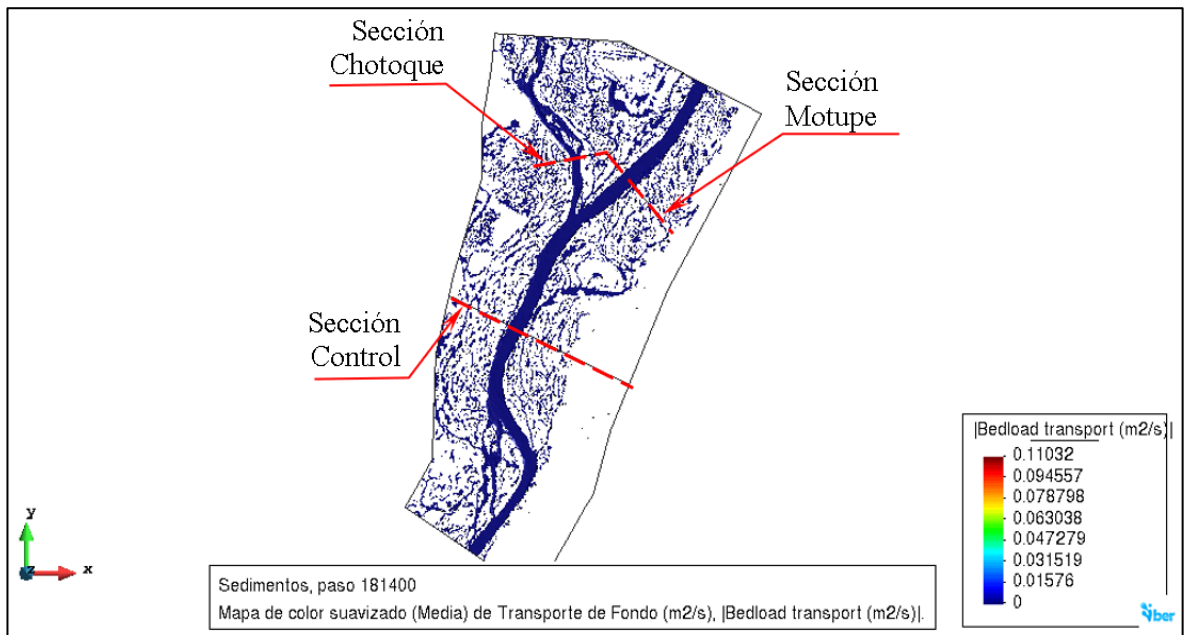


Figura 64: Secciones donde se evalúa el caudal sólido de transporte de sedimentos

4.3.2 Transporte de Sedimentos en Suspensión

De acuerdo con la Tabla 21 (pág. 68) para determinar la concentración en el ingreso del modelo, así como la función de transporte, se evaluaron métodos hidráulicos teóricos y métodos de modelamiento hidráulico. A continuación, se presentan los resultados de ambos métodos.

Métodos Teóricos

Los métodos hidráulicos teóricos son aplicados a secciones específicas, para ello en la investigación se utilizan dos secciones, como se observa en la Figura 65 aguas arriba y abajo de la confluencia. Antes de calcular las funciones teóricas, es preciso calcular el esfuerzo cortante crítico y la velocidad de caída del sedimento sumergido en el flujo.

Para el cálculo de velocidad de caída se aplicaron las funciones descritas en el ítem 2.5.4 (pág. 31). En la Tabla 44 se presenta el resumen de los cálculos efectuados, donde se aprecia que la velocidad de caída está en el rango de 0.050 m/s hasta 0.061 m/s. Para fines de cálculo utilizaremos la función de Wu y Wang (2006).

Tabla 44: Resultado de velocidad de caída según diferentes autores

Ítem	Método	Velocidad de Caída (m/s)
1	Sadat-Helbar et al. (2009)	0.061
2	Wu y Wang (2006)	0.053
3	Ferguson y Church (2004)	0.059
4	Cheng (1997)	0.050
5	Julien (1995)	0.060
6	Zhang (1989)	0.058
7	Van Rijn (1984)	0.061

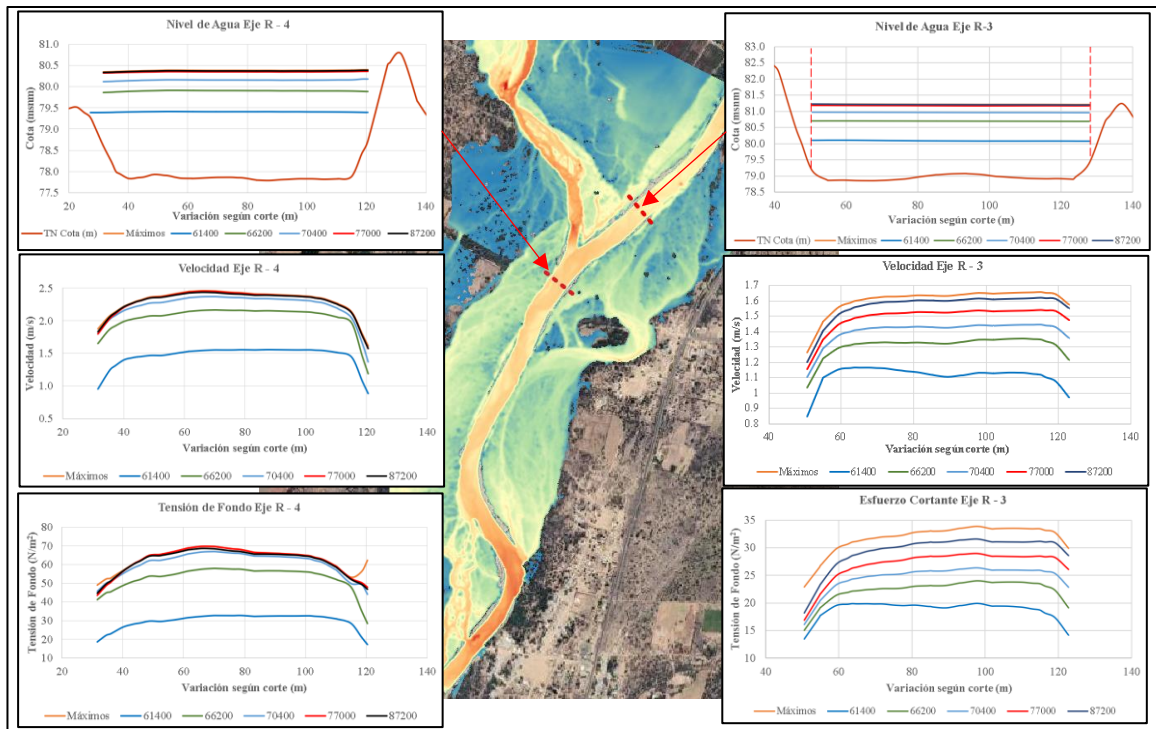


Figura 65: Secciones de corte R - 3 y R - 4 para análisis de sedimentos en suspensión

A continuación, se presenta las propiedades hidráulicas en las secciones R – 3 y R – 4 utilizados en el cálculo de concentración de sedimentos en suspensión.

Tabla 45: Propiedades hidráulicas en las secciones de corte para diferentes tiempos

Sección	Tiempo	Tirante efectivo (m)	Ancho Efectivo (m)	Área Hidráulica (m ²)	Radio Hidráulico (m)	Velocidad Media (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Pendiente (m/m)	Esfuerzo Cortante Simulado (N/m ²)
R – 3	61400	1.14	71.49	81.55	1.13	1.12	91.35	0.00	18.93
	66200	1.75	71.94	125.87	1.74	1.31	164.98	0.00	22.38
	70400	2.02	72.01	145.36	2.01	1.41	204.91	0.00	24.66
	77000	2.22	72.04	159.77	2.21	1.50	239.27	0.00	26.96
	87200	2.26	72.06	162.66	2.25	1.57	255.22	0.00	29.43
R – 4	61400	1.54	86.92	134.17	1.51	1.49	199.58	0.00	29.79
	66200	2.03	87.64	178.71	2.01	2.07	370.47	0.00	52.97
	70400	2.27	87.93	200.43	2.25	2.25	450.82	0.00	60.62
	77000	2.47	88.05	218.01	2.45	2.32	505.48	0.00	62.48
	87200	2.49	88.06	219.64	2.47	2.31	508.04	0.00	62.03

Para el cálculo de sedimentos en suspensión se utilizó la formulación de Smith Mclean (1977a), Van Rijn (1984b) y Celik & Rodi (1991). En la Tabla 46 se presentan los resultados de los cálculos respectivos.

Tabla 46: Cálculo de la concentración de sedimentos por Smith McLean (1977a)

Sección	Tiempo	t^{l*}	t_c^*	C_a (gr/l)
R – 3	61400	0.47	0.04	7.20
	66200	0.58	0.04	7.27
	70400	0.65	0.04	7.31
	77000	0.72	0.04	7.35
	87200	0.79	0.04	7.39
R – 4	61400	0.77	0.04	7.38
	66200	1.41	0.05	7.71
	70400	1.61	0.05	7.82
	77000	1.68	0.05	7.85
	87200	1.67	0.05	7.85

Tabla 47: Cálculo de la concentración de sedimentos por Van Rijn (1984b)

Sección	Tiempo	Velocidad Crítica (m/s)	Coef. de Chezy	Ks	Esfuerzo Cortante crítico (N/m ²)	Parámetro de partícula (*D)	Esfuerzo corte efectivo (kg/m ²)	Parámetro de estado de transporte	Concentración a la Altura de Referencia (gr/l)
R – 3	61400	0.14	25.40	0.53	0.26	10.49	0.32	0.25	1.93
	66200	0.15	27.40	0.63	0.27	10.49	0.40	0.50	5.46
	70400	0.16	28.08	0.67	0.27	10.49	0.45	0.65	8.12
	77000	0.16	28.53	0.69	0.27	10.49	0.49	0.80	10.99
	87200	0.17	28.62	0.70	0.28	10.49	0.54	0.94	14.00
R – 4	61400	0.17	26.75	0.60	0.28	10.49	0.53	0.91	13.24
	66200	0.23	28.05	0.67	0.31	10.49	0.96	2.15	48.40
	70400	0.25	28.49	0.71	0.31	10.49	1.10	2.53	61.93
	77000	0.25	28.94	0.73	0.31	10.49	1.15	2.66	66.84
	87200	0.25	28.98	0.73	0.31	10.49	1.14	2.64	66.11

Tabla 48: Cálculo de la concentración de sedimentos por Celik & Rodi (1991)

Sección	Tiempo	Velocidad de Corte (m/s)	ks/h	ks	Ks*=Uks/v	Esfuerzo Cortante Efectivo	Ct	Ca (gr/l)
R – 3	61400	0.14	0.43	0.48	66566.37	0.86	0.000029	2.64
	66200	0.15	0.33	0.58	86765.09	1.30	0.000033	5.49
	70400	0.16	0.30	0.61	96379.58	1.54	0.000037	7.53
	77000	0.16	0.29	0.64	104606.64	1.76	0.000041	9.73
	87200	0.17	0.28	0.64	110040.41	1.94	0.000046	11.76
R – 4	61400	0.17	0.35	0.54	93125.76	1.64	0.000054	10.84
	66200	0.23	0.30	0.61	140703.47	3.34	0.000116	43.12
	70400	0.25	0.29	0.65	159948.49	3.98	0.000134	60.63
	77000	0.25	0.27	0.67	166839.35	4.28	0.000137	69.35
	87200	0.25	0.27	0.67	166667.20	4.27	0.000135	68.76

Elaborando un gráfico con los resultados se obtiene la Figura 66.

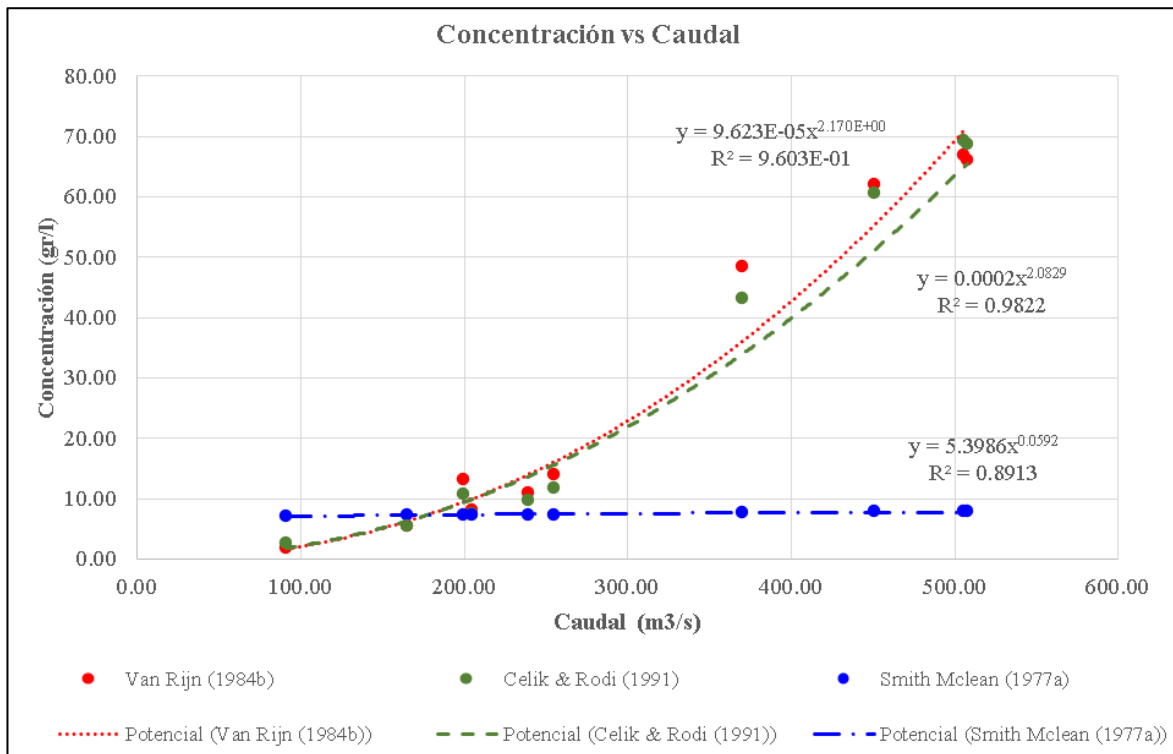


Figura 66: Gráfico de concentración versus caudal método hidráulico teórico

De los resultados podemos indicar que el método de Van Rijn (1984b) y Celik & Rodi (1991) ofrecen resultados similares en una función potencial creciente a medida que se incrementa el caudal, mientras que el método de Smith McLean (1977a) da valores mucho menores casi constante. Al existir mucha discrepancia en los métodos seleccionados, se propone usar el método de modelamiento hidráulico para determinar cuál sería la función que más se ajusta.

Método de Modelamiento Hidráulico

Para el transporte de sedimentos en suspensión se utilizó dos métodos, el método de Van Rijn (1984b) y de Smith McLean.(1977a) El proceso de simulación consiste en hacer 5 iteraciones partiendo desde una concentración inicial igual a cero, para la iteración siguiente se ingresa la concentración que resultó de la iteración anterior y así sucesivamente hasta llegar a un equilibrio. En la Figura 67 y Tabla 49 se presenta el resumen en los ejes de corte presentados en la Figura 64 (pág. 119).

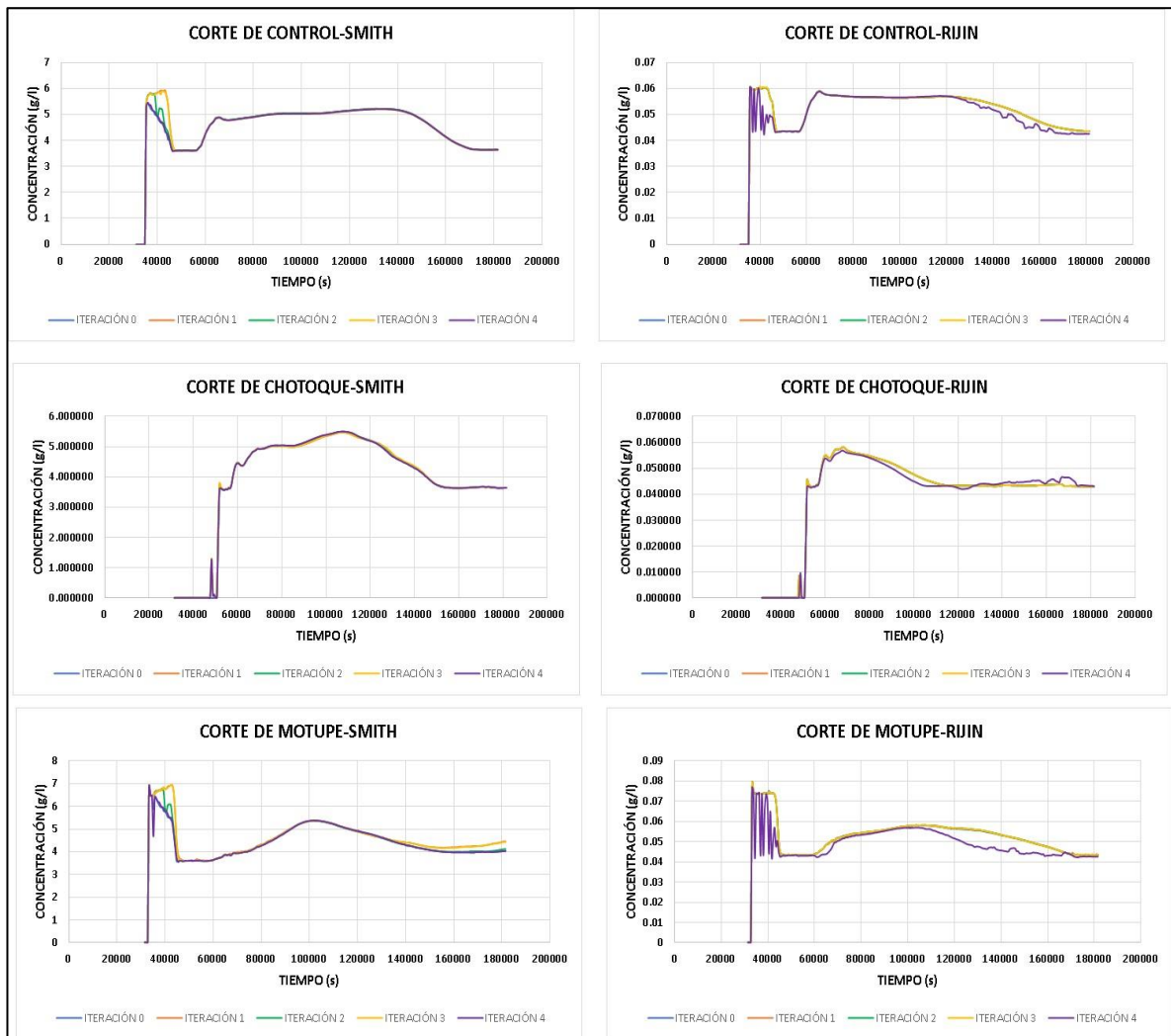


Figura 67: Concentración (g/l) en las 5 iteraciones para cada método y sección de interés

Tabla 49: Resultados de la máxima concentración en la iteración 5 para cada método y sección de interés

Método	Concentración (g/l)		
	Motupe	Chotoque	Control
Smith McLean (1977a)	6.892	5.496	5.456
Van Rijn (1984b)	0.077	0.057	0.060

Comparando los resultados de los métodos teóricos con los del modelamiento hidráulico, podemos indicar lo siguiente:

- Los resultados del modelamiento hidráulico indican que la concentración fluctúa en un rango amplio, mientras que los modelos teóricos de Van Rijn (1984b) y Celik &

Rodi (1991) son exponenciales en función del caudal y se alejan de los resultados obtenidos con el modelamiento hidráulico del río.

- Tanto el modelo teórico y el modelo hidráulico usando la función de Smith McLean (1977a) ofrecen resultados similares, siendo esta función la utilizada en los siguientes cálculos.
- La concentración al ingreso del modelo está dentro del rango máximo de 5.0 g/l hasta 7.85 g/l, de acuerdo con los resultados de Smith McLean.

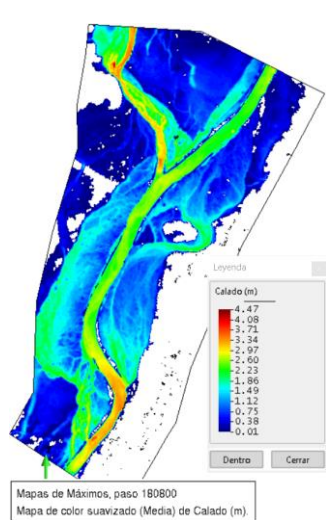
4.4 Definición de Estructura de Control de Inundación

Los resultados del modelamiento hidráulico en lecho fijo en condiciones naturales ayudaron a comprender el comportamiento del fluido durante la máxima avenida. Estos resultados demuestran que la baja pendiente del cauce, con un promedio 0.2 %, limita la capacidad hidráulica del río, generando grandes planicies de inundación. Por esta razón, la estructura de control de avenida debe reducir el caudal de avenida, sin afectar negativamente la capacidad hidráulica del río.

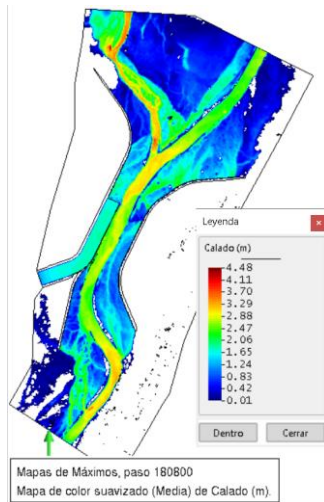
Para seleccionar el mejor planteamiento se desarrollaron dos alternativas, la primera alternativa contiene 6 escenarios, mientras que la segunda alternativa contiene 2 escenarios conforme a lo presentado en el ítem 3.7.3 (pág. 76). Para evaluar los resultados se considera el tirante, la velocidad y el caudal derivado.

La primera evaluación se realizó a nivel visual de la extensión de inundación, para ello se presentan las Figura 68 y , que corresponden a los resultados de tirante y velocidad, respectivamente. Se puede apreciar que tanto la alternativa 1 – escenario 1.1 y 1.1a reducen la inundación, pero aún existe un flujo regresivo en el dique de la margen izquierda a la salida.

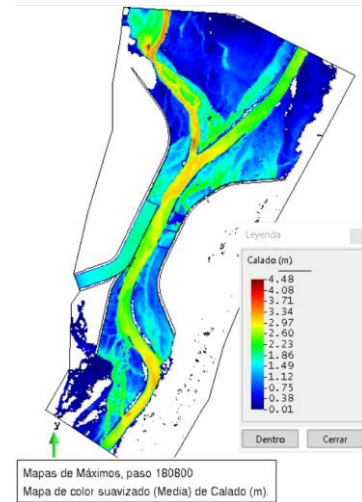
Los resultados de la alternativa 2 – escenario 2.1 y 2.2 dan indicio de que la velocidad se incrementa en la zona de ingreso, esto podría causar erosión alterando la geomorfología del cauce. Para evaluar con mayor detenimiento se realizaron cortes y comparar el comportamiento longitudinal del cauce.



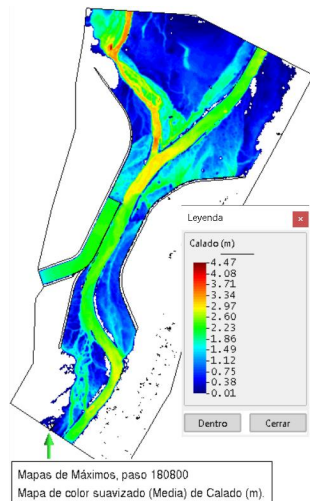
Condiciones Naturales



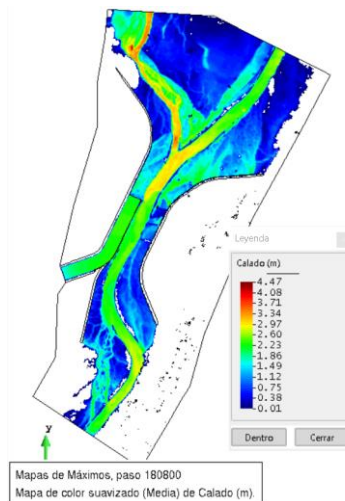
Alternativa 1 – Escenario 1.1



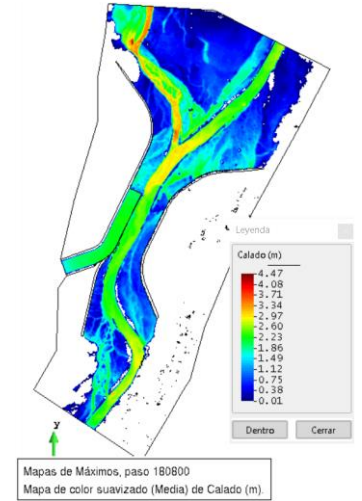
Alternativa 1 – Escenario 1.1a



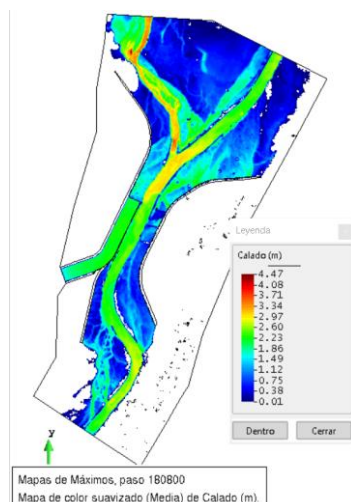
Alternativa 1 – Escenario 1.2



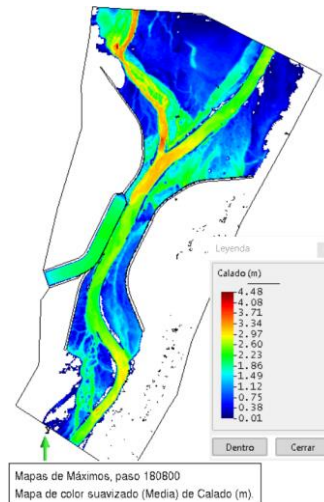
Alternativa 1 – Escenario 1.2a



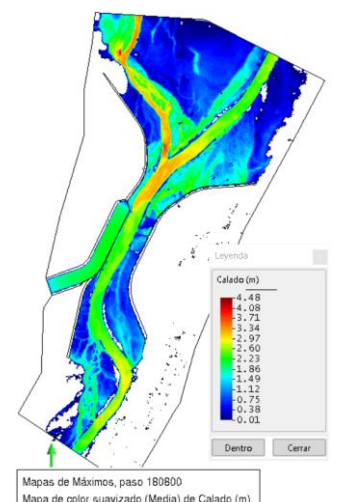
Alternativa 1 – Escenario 1.3



Alternativa 1 – Escenario 1.3a

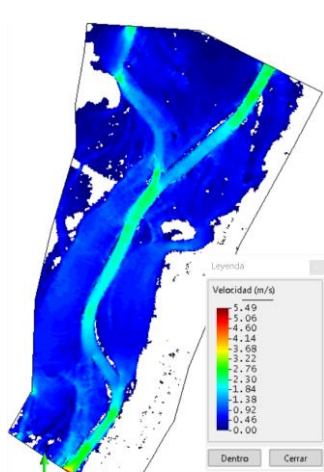


Alternativa 2 – Escenario 2.1



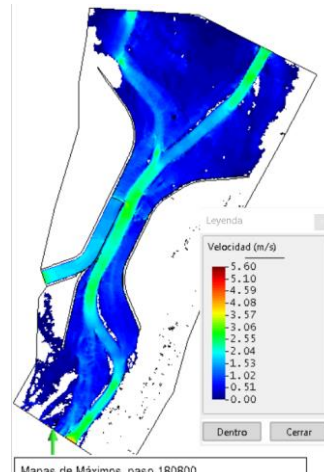
Alternativa 2 – Escenario 2.2

Figura 68: Resultado de tirante para las diferentes alternativas de estructura de control de inundación



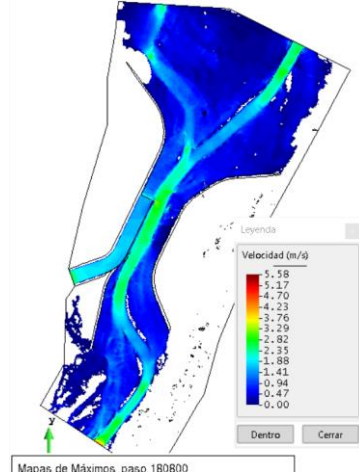
Mapas de Máximos, paso 180800
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s).

Condiciones Naturales



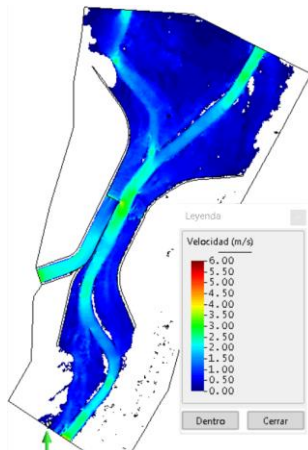
Mapas de Máximos, paso 180800
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s).

Alternativa 1 – Escenario 1.1



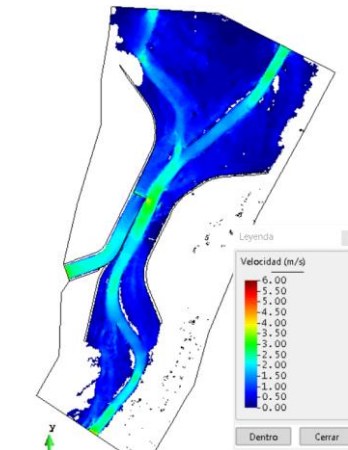
Mapas de Máximos, paso 180800
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s).

Alternativa 1 – Escenario 1.1a



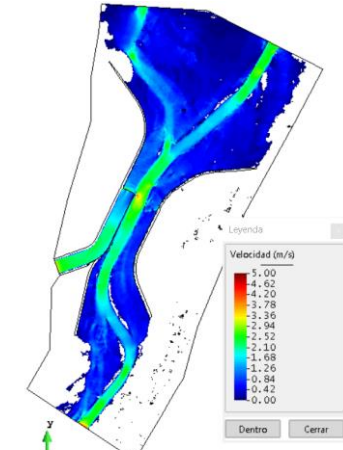
Mapas de Máximos, paso 180800
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s).

Alternativa 1 – Escenario 1.2



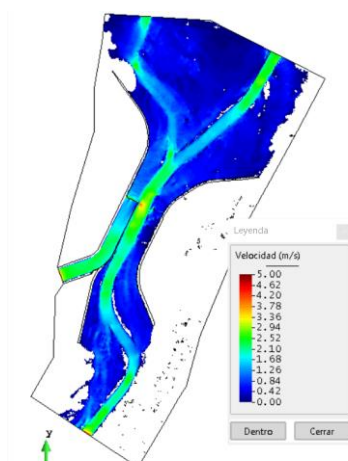
Mapas de Máximos, paso 180800
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s).

Alternativa 1 – Escenario 1.2a



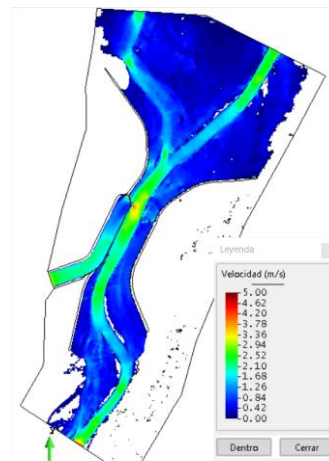
Mapas de Máximos, paso 180800
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s).

Alternativa 1 – Escenario 1.3



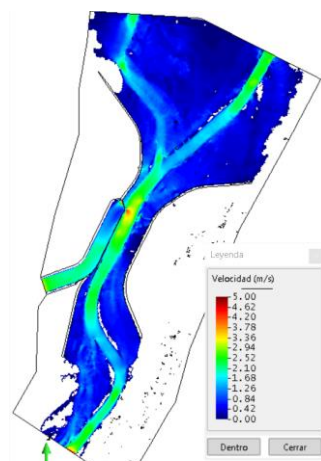
Mapas de Máximos, paso 180800
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s).

Alternativa 1 – Escenario 1.3a



Mapas de Máximos, paso 180800
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s).

Alternativa 1 – Escenario 2.1



Mapas de Máximos, paso 180800
Mapa de color suavizado (Media) de Velocidad (m/s).

Alternativa 1 – Escenario 2.2

Figura 69: Resultado de velocidad para las diferentes alternativas de estructura de control de inundación

Un aspecto importante que debe considerarse en la estructura de control de inundaciones es evitar la generación de remansos que podrían resultar en inundaciones aguas arriba, así como impedir la inducción de velocidades altas que podrían provocar erosión. Por ello, se compara el resultado de tirante y velocidad de cada alternativa con respecto a las condiciones naturales en el eje R1. En la Figura 70 se presenta el tirante y velocidad de cada alternativa.

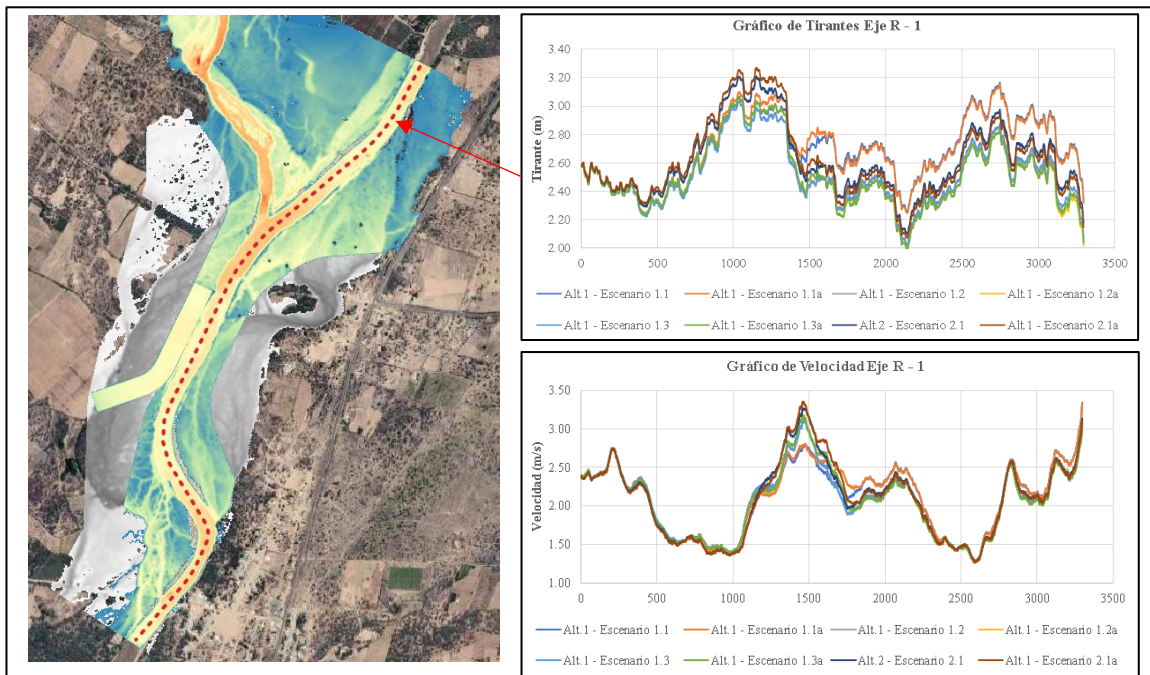


Figura 70: Resultado longitudinal por eje R - 1 de tirante y velocidad

Para tener una representación más clara del impacto de cada alternativa con respecto a las condiciones naturales, se elabora un gráfico de cajas con la diferencia en tirantes y velocidad de cada alternativa con las condiciones naturales en el eje de corte. Los resultados de este procedimiento demuestran lo siguiente:

- La alternativa 1 – escenario 1.1 y 1.1a tiene el menor impacto en tirante y velocidad con respecto a los otros escenarios.
- A nivel de tirante, la alternativa 1 – escenario 1.2, 1.2a, 1.3 y 1.3a tienen la mayor reducción del tirante en 0.45 m aproximadamente en promedio.
- A nivel de velocidad, la alternativa 1 – escenario 1.2, 1.2a, 1.3 y 1.3a incrementa la velocidad con respecto a la condición natural, pero no exceden el 1 m/s.

- El resultado de velocidades demuestra que la alternativa 2 – escenario 2.1 y 2.1a tiene el mayor incremento de velocidad con respecto a los otros escenarios, logrando superar el 1 m/s con respecto a las condiciones naturales.

A continuación, se presenta los gráficos de caja para el tirante y la velocidad.

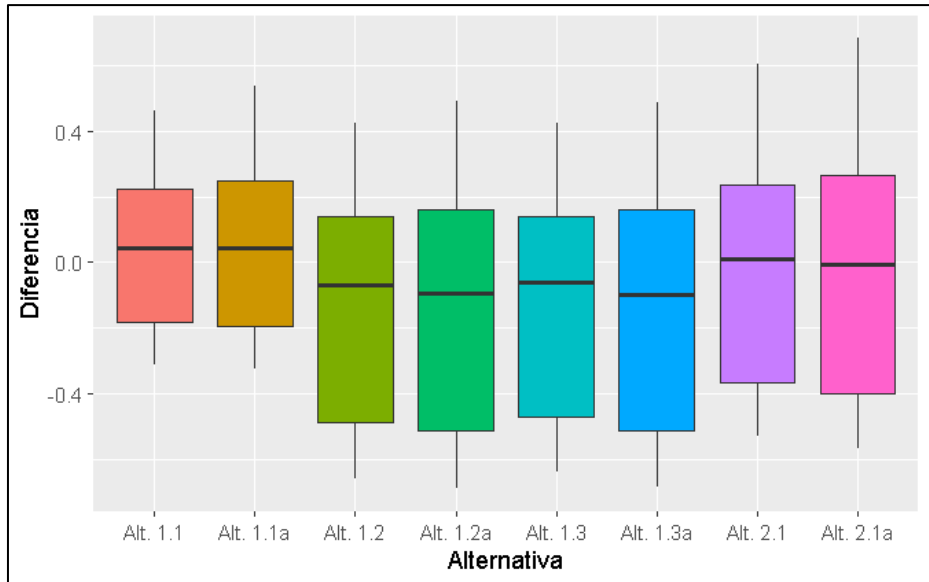


Figura 71: Gráfico de caja de la diferencia en tirante de cada escenario con las condiciones naturales

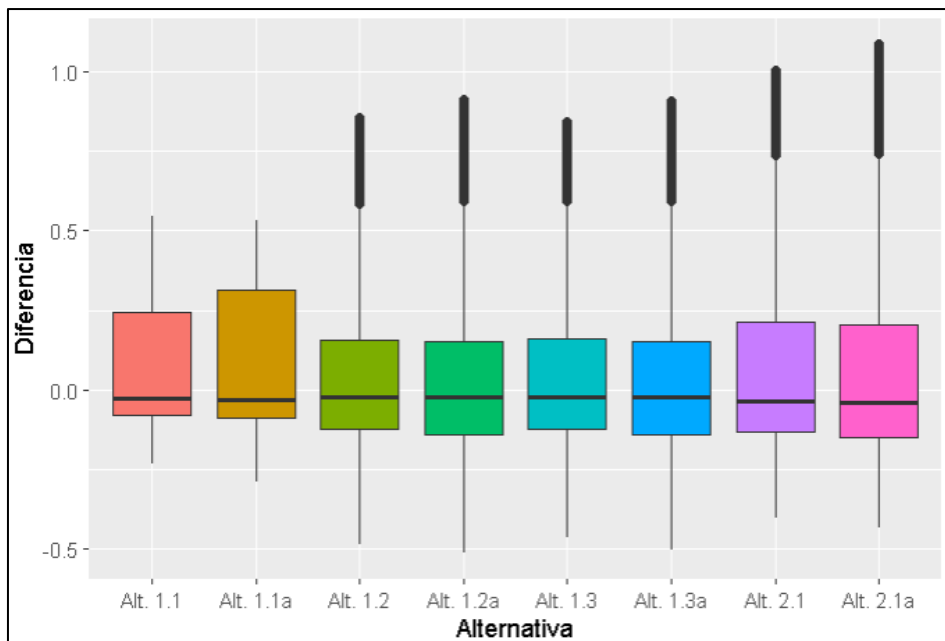


Figura 72: Gráfico de caja de la diferencia en velocidad de cada escenario con las condiciones naturales

Los resultados hasta este punto indica que la alternativa 1 – escenario 1.1 y 1.1a no logra reducir la inundación a niveles expresados, mientras que la alternativa 2 – escenario 2.1 y 2.2 incrementa la velocidad a más de 1 m/s con respecto a las condiciones naturales; A continuación, se presenta los hidrogramas derivados por la estructura para cada alternativa.

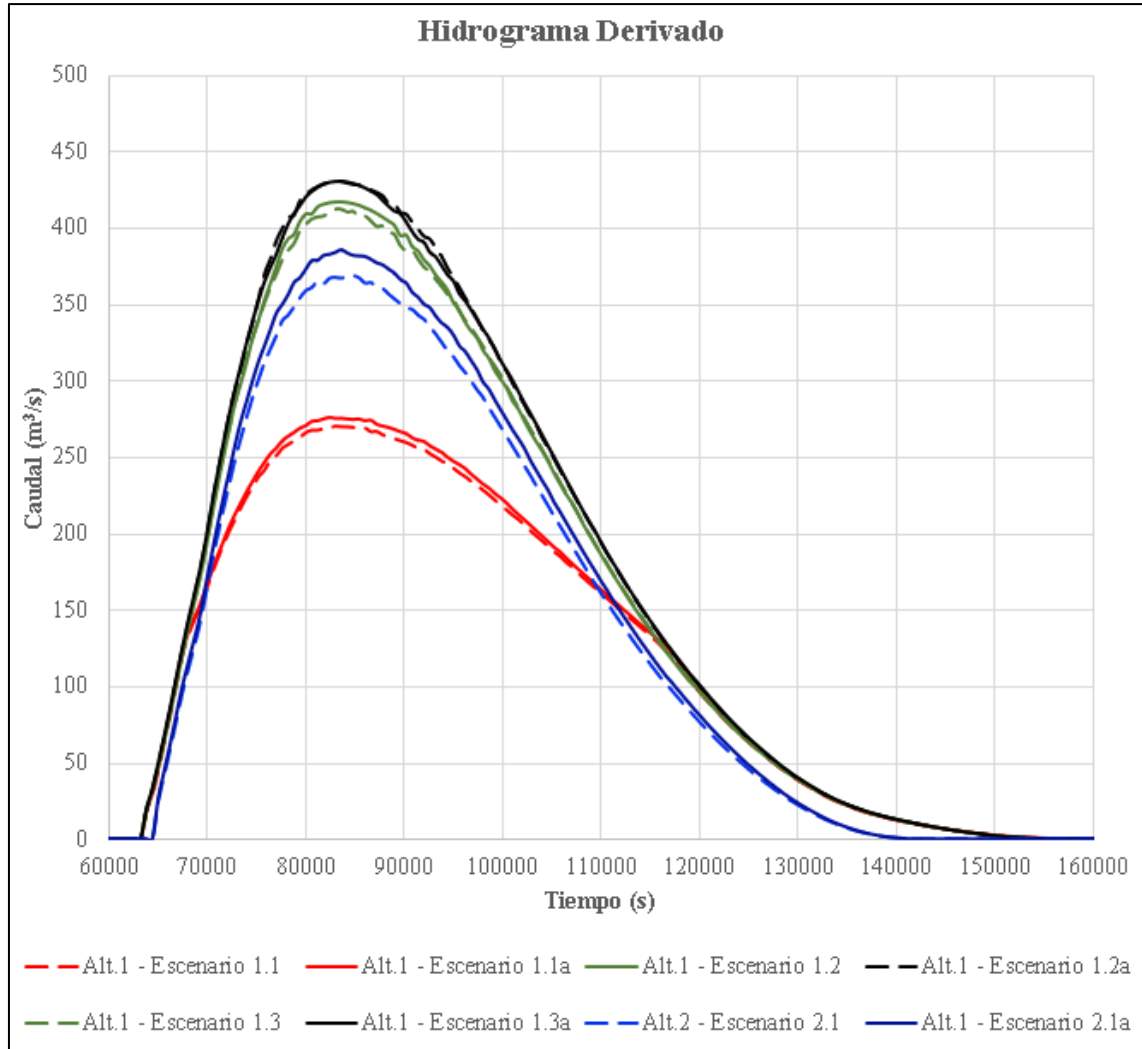


Figura 73: Hidrogramas derivado por la estructura para cada alternativa

El resultado indica que la alternativa 1 – escenario 1.3a y la alternativa 1 – escenario 1.2a tienen la mejor capacidad para derivar el flujo, pero estas alternativas disponen de espigones en la margen izquierda. Si se compara con respecto a la alternativa 1 – escenario 1.2, solo se tiene un caudal de $13 m^3/s$ mayor, por lo tanto, en función de simplificar la estructura, la alternativa que ofrece mejores condiciones es la alternativa 1 – escenario 1.2.

La alternativa seleccionada logra derivar $417.5 m^3/s$ que corresponde un 46.1% de la avenida para un tiempo de retorno de 25 años; Esta alternativa se evaluó en las simulaciones de lecho

móvil para observar la incidencia de los sedimentos sobre el caudal derivado, el análisis se realiza con el transporte de sedimento de fondo y transporte de sedimentos en suspensión de forma separada para después hacer un modelo de transporte de sedimento total.

4.5 Simulación de Estructura de Control de Inundación en Lecho Móvil

Una de las ventajas que tiene el software seleccionado para las simulaciones hidráulicas en lecho móvil es que nos permite analizar el transporte de los sedimentos de fondo de forma separada al transporte de los sedimentos en suspensión, esto nos permite analizar el grado de alteración que sufren los caudales derivados por cada forma de transporte de sedimentos.

4.5.1 Transporte de Sedimentos de Fondo

El resultado de las simulaciones realizadas demuestra que el efecto del transporte de sedimentos de fondo en la estructura de control de inundación no juega un rol negativo sobre los caudales derivados, por el contrario, el caudal derivado se incrementa de 417.5 m³/s a 441.4 m³/s (ver Figura 74) que corresponde a un incremento del 5.7 %.

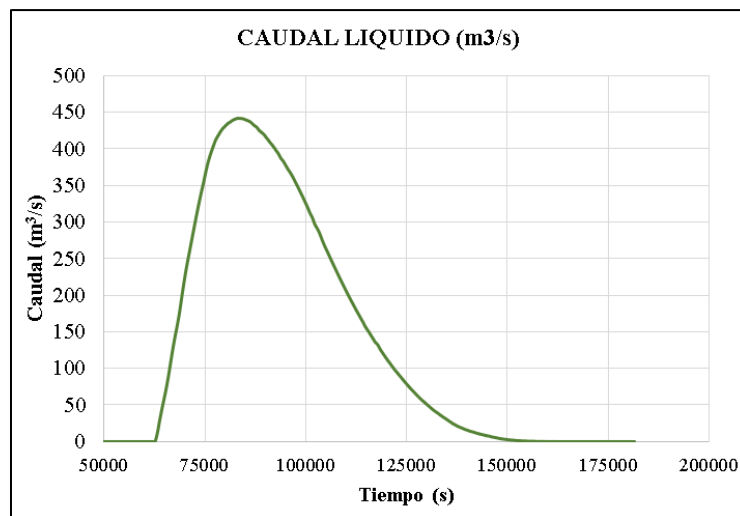


Figura 74: Caudal derivado bajo simulación de transporte de fondo

Una explicación de este resultado es que al disponer un vertedero con altura suficiente, limita el ingreso de sedimentos al canal de derivación y, por el contrario, los sedimentos que se mueven en el fondo incrementan el tirante, incrementando la carga hidráulica sobre el vertedero. A continuación, se presenta la evolución en el tiempo de los sedimentos de fondo, demostrando que la erosión se presenta en zonas localizadas.

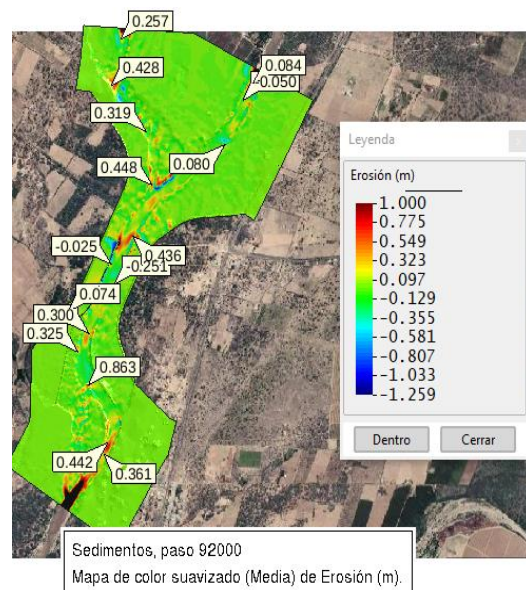
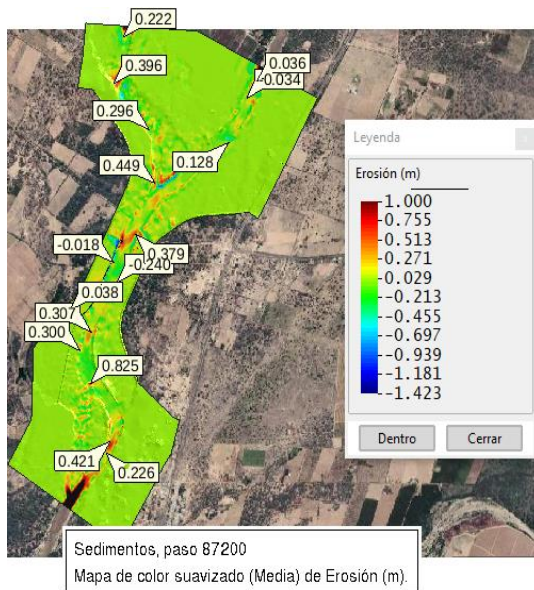
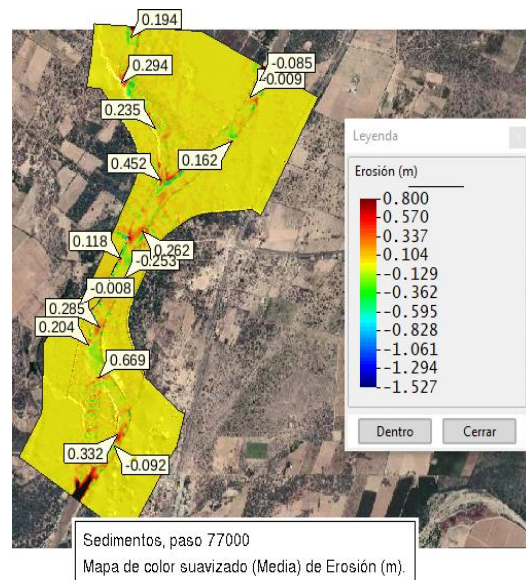
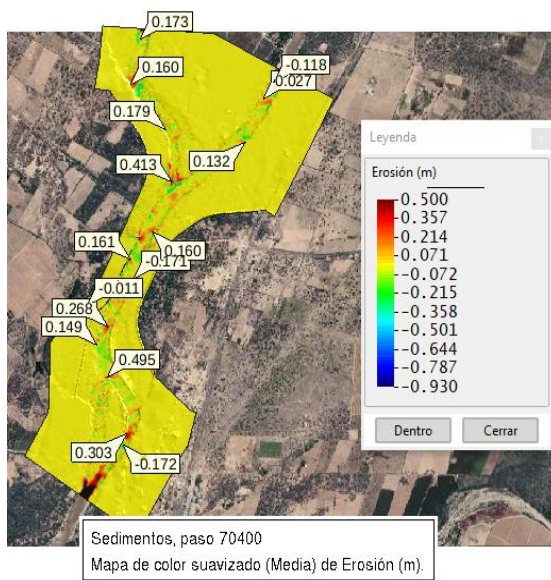
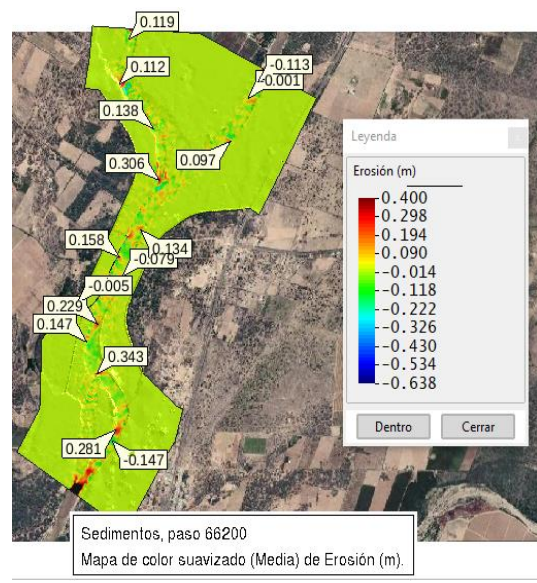
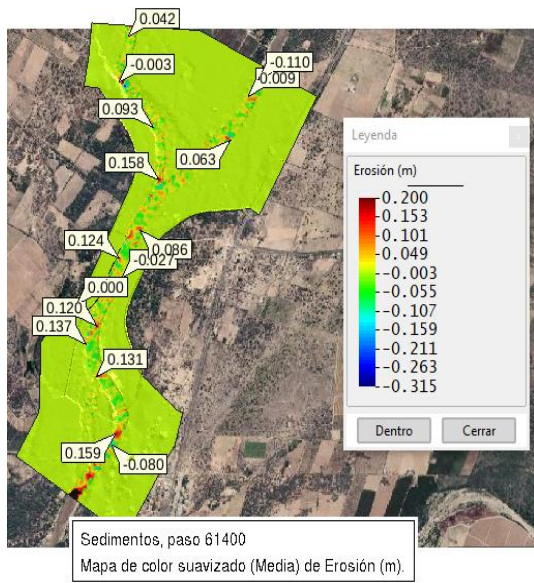


Figura 75: Evolución en el tiempo de los sedimentos de fondo

4.5.2 Transporte de Sedimentos en Suspensión sobre la Estructura

A diferencia de los resultados obtenidos en el modelo de transporte de sedimento de fondo, se observa un efecto negativo sobre el caudal derivado para el análisis de transporte de sedimentos en suspensión. Para mostrar este efecto se desarrollaron dos escenarios que son:

- El escenario 1: consiste en utilizar la relación concentración vs. caudal, obtenida de aplicar la función teórica de Smith McLean (ver función utilizada en la Figura 66, pág. 123).
- El escenario 2: consiste en utilizar la concentración obtenida de la última iteración del modelo en lecho móvil en condiciones naturales. Para ser consistente con el escenario 1 se utiliza la función de Smith McLean (ver primera columna de la Figura 67, pág. 124).

En la Figura 76 se presentan las concentraciones ingresadas en los dos escenarios.

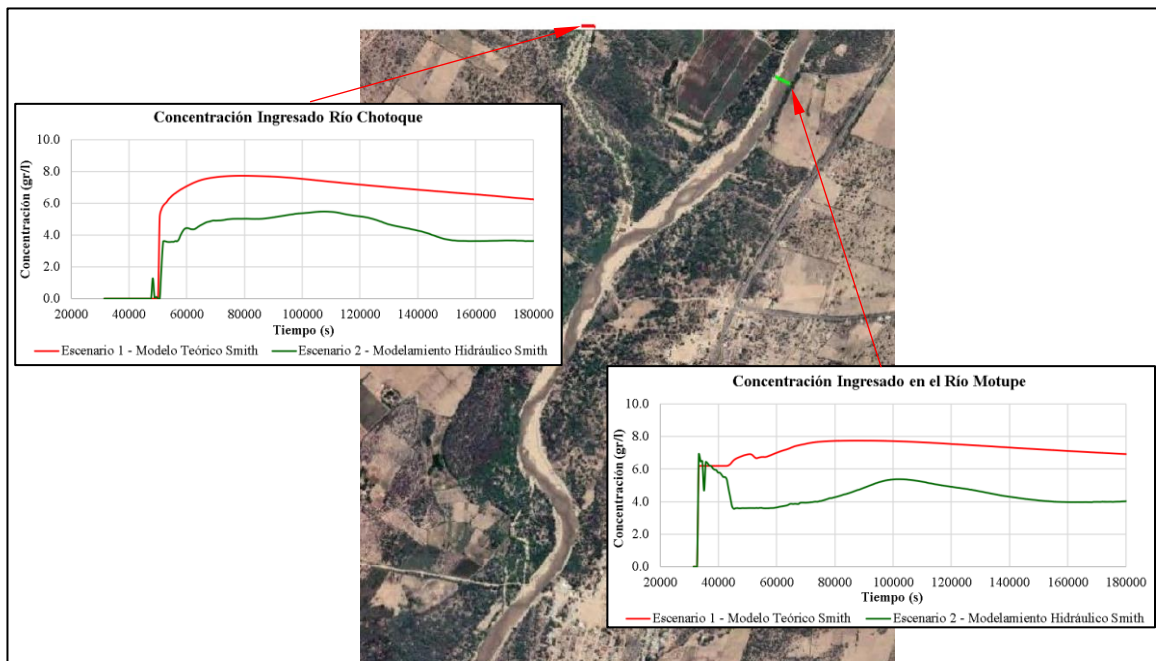


Figura 76: Condición de contorno de ingreso en modelo de transporte de sedimento en suspensión

Los resultados demuestran que, a medida que la concentración de sedimento se incrementa en el ingreso del modelo, el caudal líquido derivado disminuye. En la Figura 77 se presentan los hidrogramas derivados en cada escenario, así también se presenta el caudal derivado en lecho fijo.

El resultado indica que para el escenario 1 el caudal líquido derivado descendió a $359.2 \text{ m}^3/\text{s}$ lo que indica una reducción del 14% con respecto a las condiciones de lecho fijo, mientras que para el escenario 2 el caudal derivado descendió a $367.9 \text{ m}^3/\text{s}$ que corresponde a una reducción del 11.9% con respecto a las condiciones del lecho fijo.

Se observa también que, a medida que la concentración de sedimentos en suspensión se incrementa, el caudal derivado es más errático y fluctuante. Si bien en el presente estudio se ha modelado un solo evento, estos porcentajes de reducción del caudal derivado podrían ser mayores con eventos periódicos y sin el mantenimiento adecuado de la estructura.

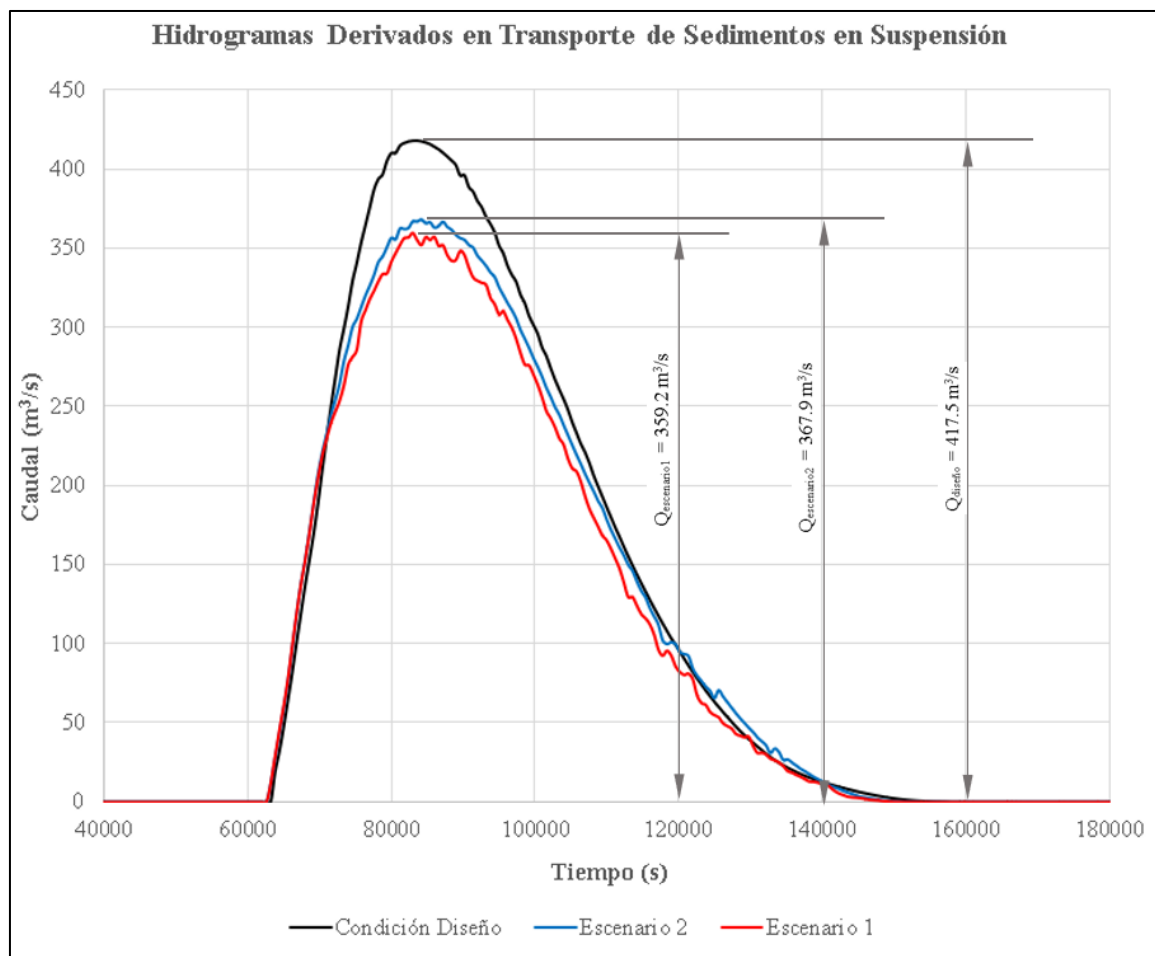


Figura 77: Caudal derivado en escenarios de transporte de sedimento en suspensión

Para observar la variación topográfica del canal colector, se extrajeron cortes a lo largo del eje R-7 para diferentes períodos de tiempo en los cuales se observa una acumulación de sedimentos en el ingreso (ver Figura 78) esto podría ser una de las causas de la reducción del caudal derivado.

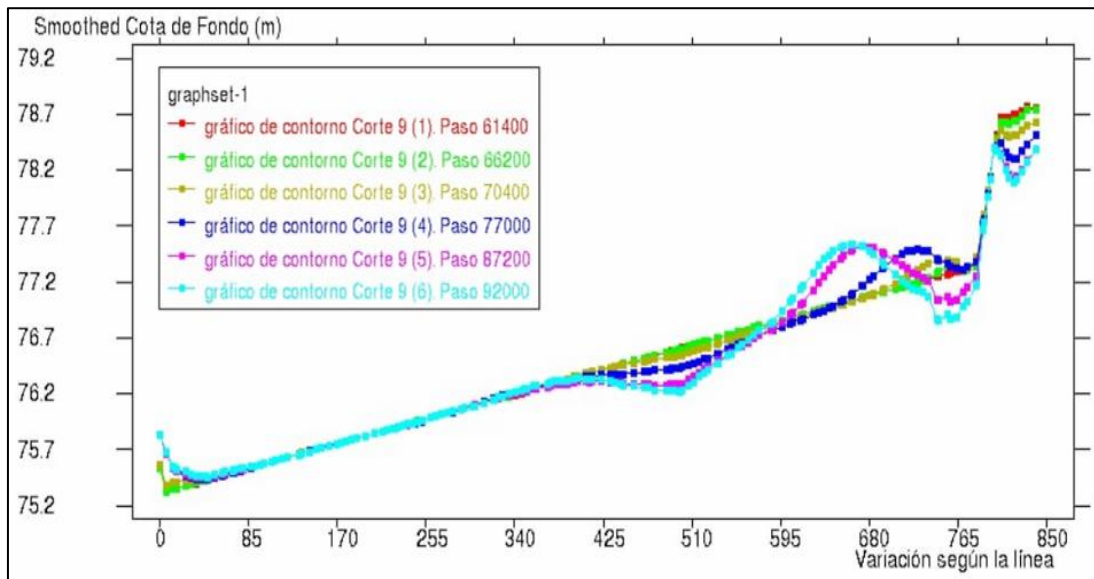
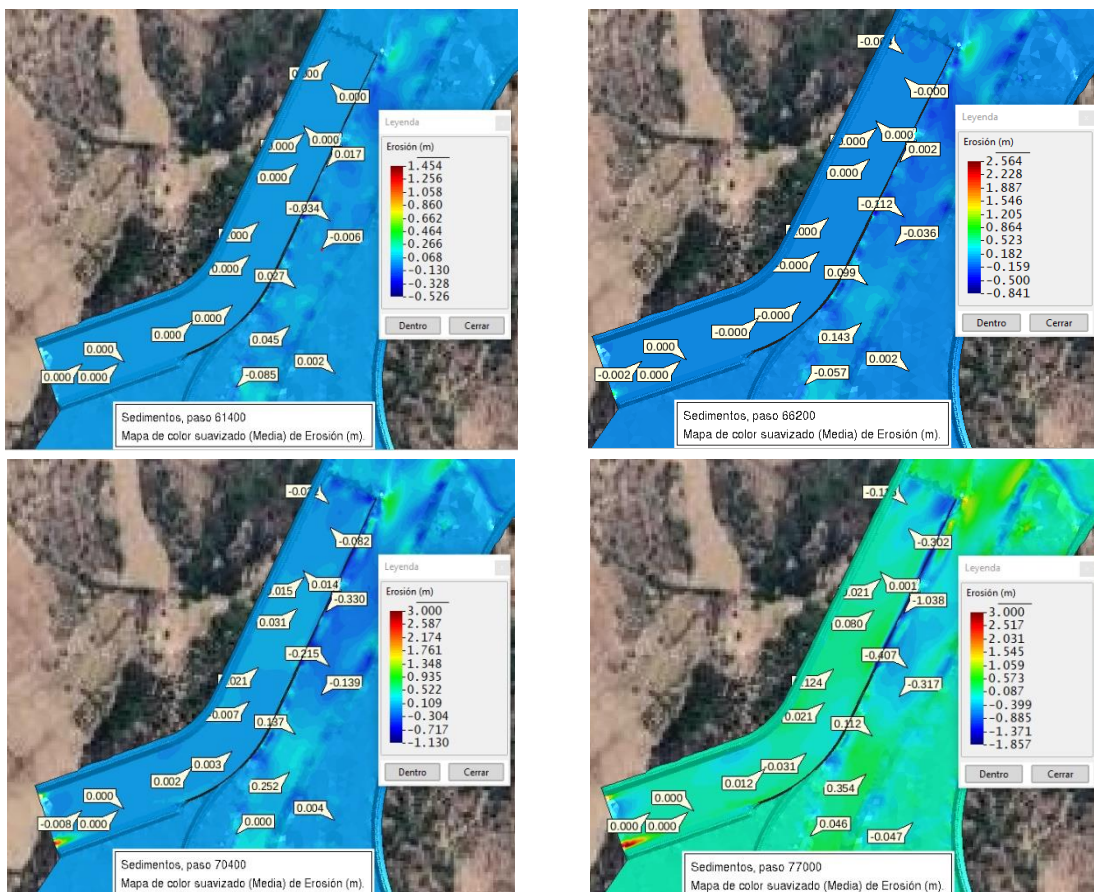


Figura 78: Perfil de canal colector para diferentes períodos de tiempo

Para observar espacialmente este fenómeno, se extrajeron imágenes para diferentes tiempos a lo largo del canal colector (ver Figura 79); se observa una importante acumulación de sedimentos en la zona del vertedero.

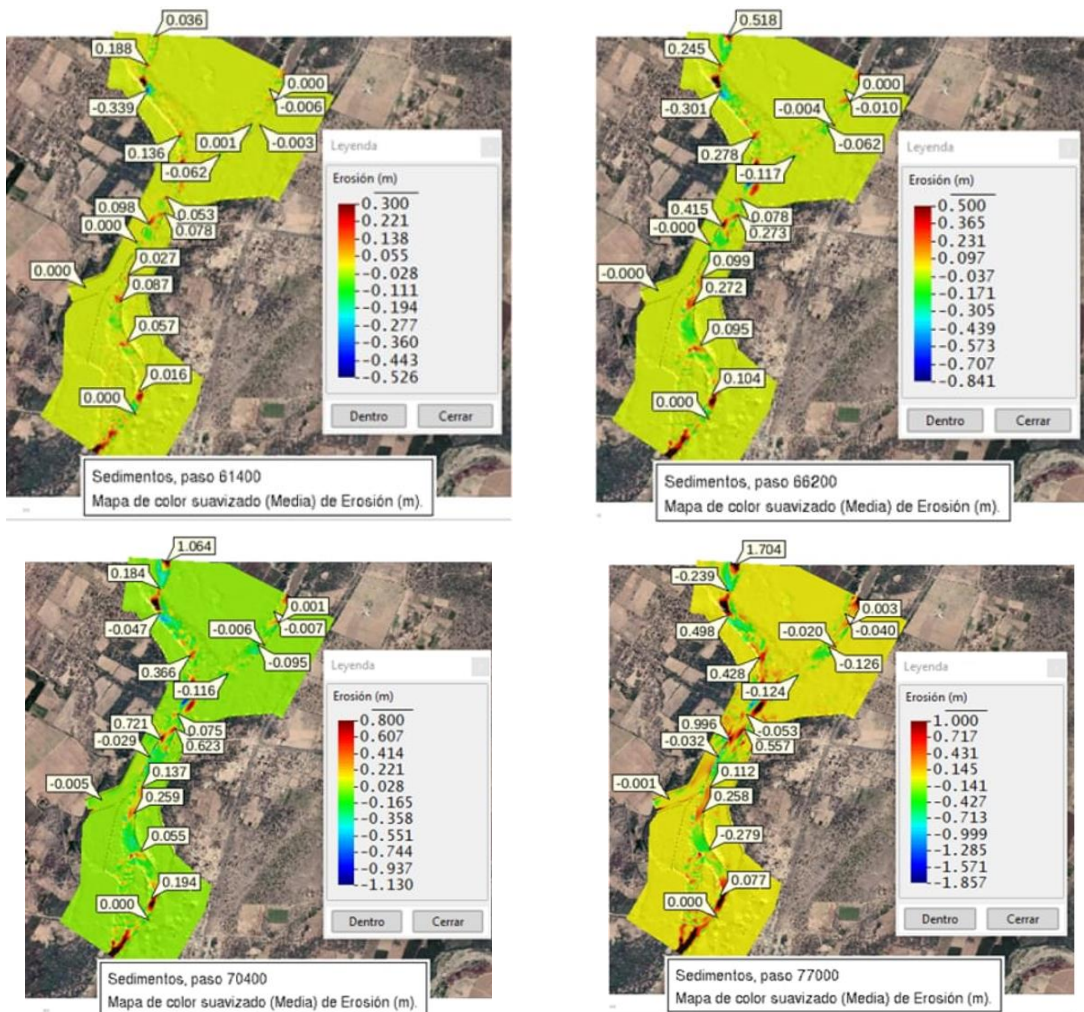


«continuación»



Figura 79: Evolución de erosión y sedimentación en el canal colector en sedimento en suspensión

A lo largo del cauce se observa que se generan diversos puntos de erosión y sedimentación que pueden superar los 1.50 m, como se demuestra en la siguiente figura.



«continuación»

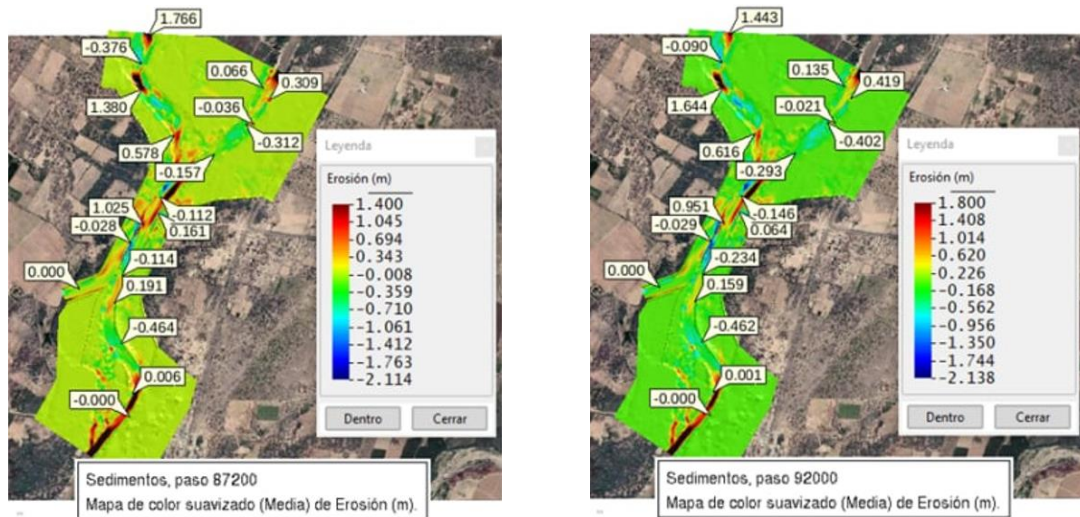


Figura 80: Evolución en el tiempo de los sedimentos en suspensión

4.5.3 Transporte de Sedimento Total

Al obtener resultados diferentes entre las simulaciones de transporte de sedimento de fondo y transporte de sedimentos en suspensión, se procedió a realizar un modelo de transporte de sedimento total, es decir, una simulación conjunta de los transportes de sedimento de fondo y suspensión, considerando tres eventos máximos consecutivos. Esto con el propósito de observar si la variación del caudal derivado varía solo con un evento o persiste en el tiempo. Para este modelo, la concentración de sedimento en suspensión en la condición de ingreso se replicó tres veces utilizando el modelo teórico de Smith, como se observa en la Figura 81.

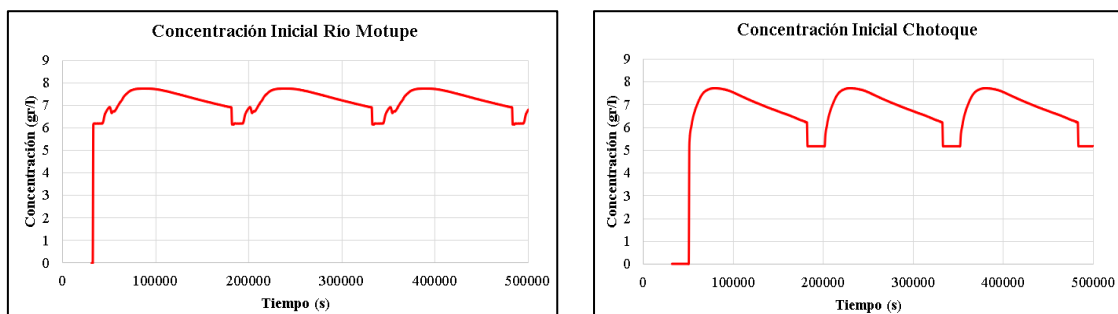
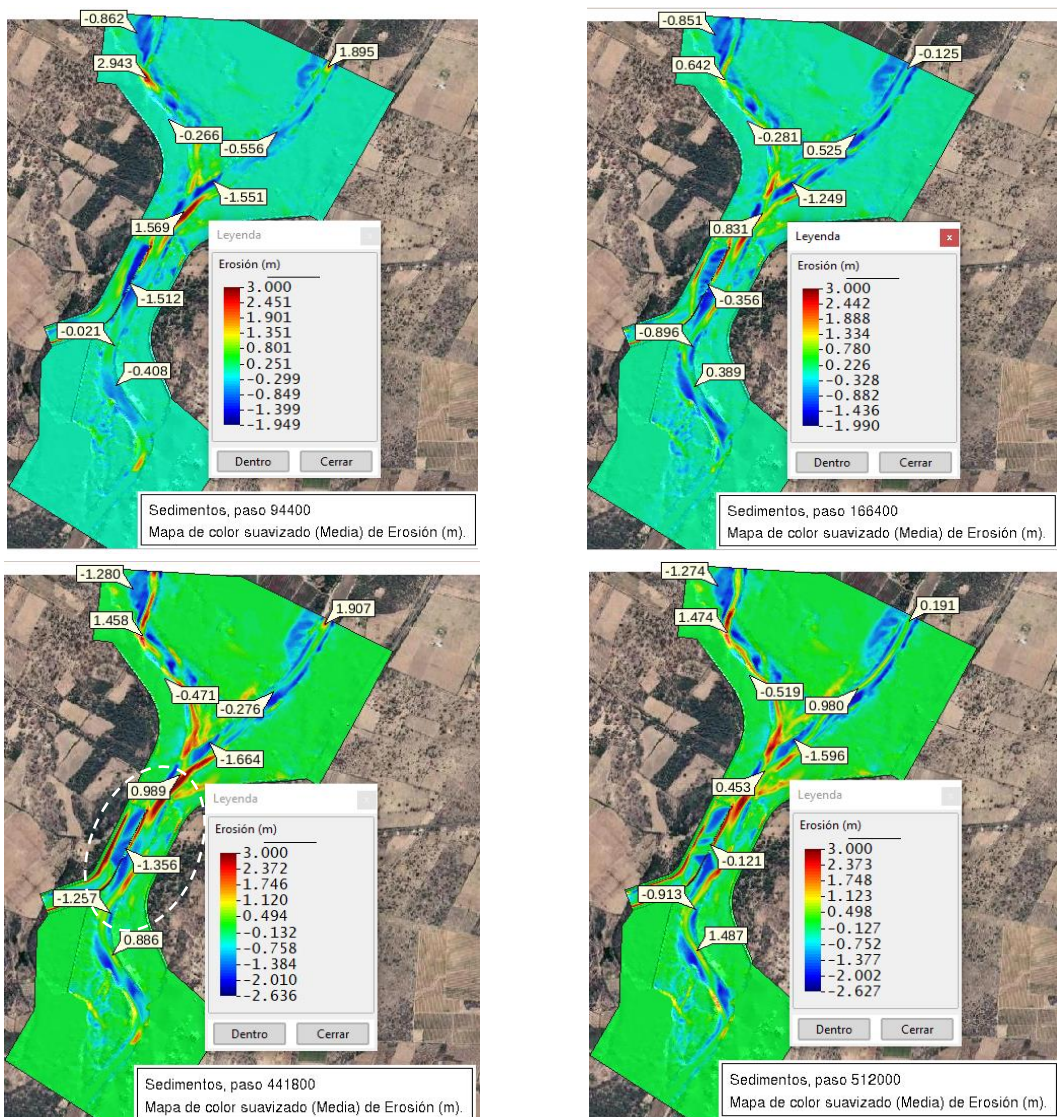


Figura 81: Concentración de sedimento en suspensión en el ingreso para modelo combinado

El tiempo de simulación para este modelo llegó a los 1,039,400 segundos. A continuación, se describe los siguientes resultados:

- Erosión y sedimentación.
- Concentración de sedimentos en suspensión.
- Caudal sólido y líquido en el canal colector.

Los resultados mostrados en la Figura 82 indican que para el paso 441800 aguas arriba del vertedero hay una erosión localizada, mientras que aguas abajo hay una sedimentación, esto cambia para el paso 787400 y 857600 donde una parte de los sedimentos son arrastrados, pero persiste la acumulación de sedimentos en el canal colector. Del resultado también podemos indicar que el total de la longitud del vertedero no es aprovechado por la acumulación de sedimentos a los extremos del vertedero.



«continuación»

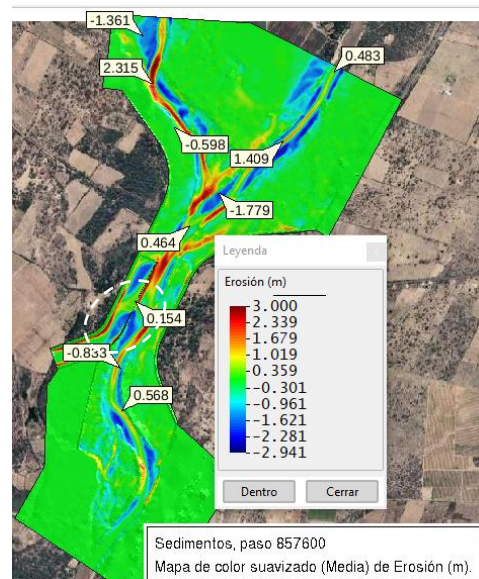
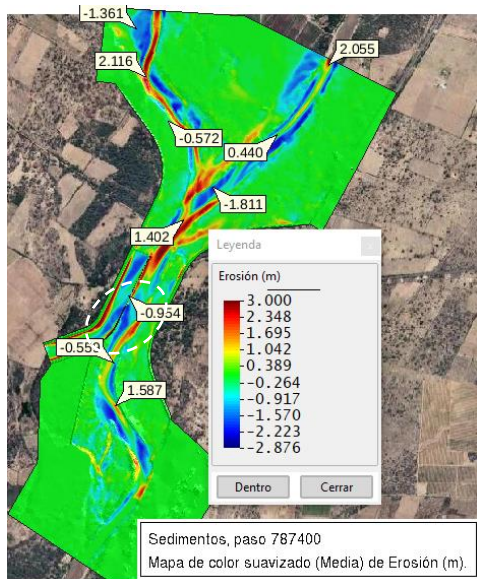
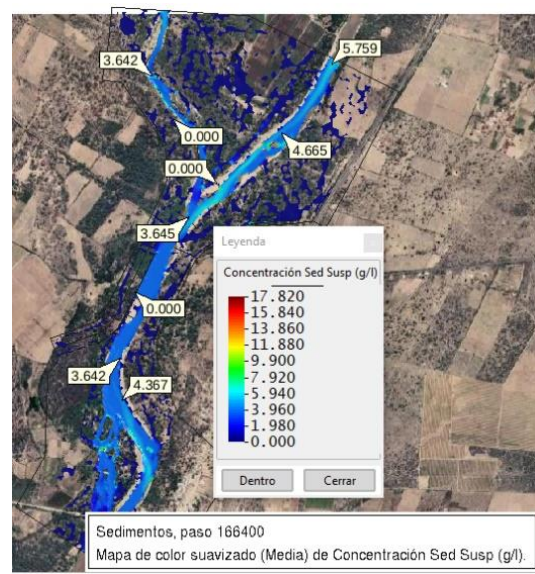
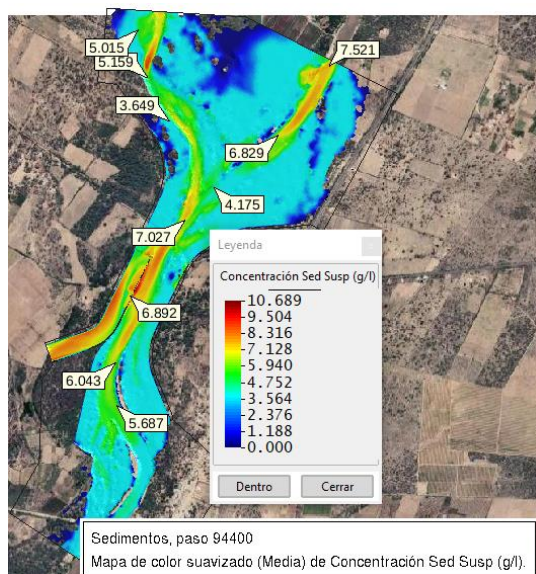


Figura 82: Variación de erosión y sedimentación en modelo combinado

Los resultados mostrados en la Figura 83 de concentración de sedimentos en suspensión indican un claro movimiento de los sedimentos hacia el canal colector (pasos 94400, 441800 y 787400). También se puede apreciar claramente que para el paso 787400 los sedimentos en el canal colector son arrastrados en un ancho específico. La concentración promedio en el canal colector alcanza el valor de 7.00 gr/l.



«continuación»

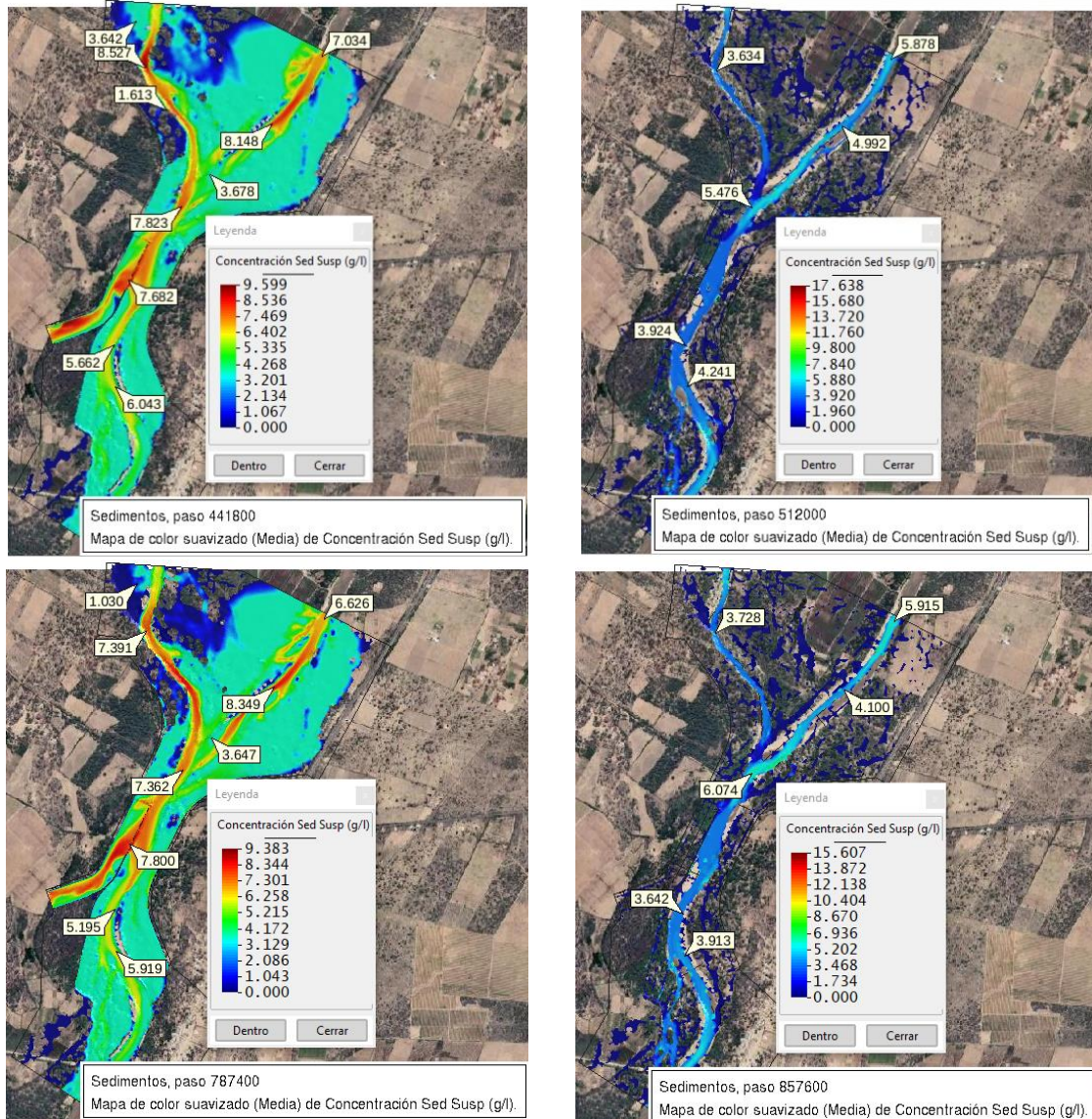


Figura 83: Resultado de concentración de sedimentos en suspensión para modelo combinado

En la Figura 84, Figura 85 y Figura 86 se presenta el caudal sólido de sedimentos de fondo, caudal sólido de sedimentos en suspensión y caudal líquido derivado para la sección R-8 (Figura 33, pág. 82).

Los resultados indican que el máximo caudal sólido de sedimentos de fondo es de $0.09 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que el máximo caudal sólido de sedimentos en suspensión es de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$. El caudal líquido derivado se incrementa a $470.4 \text{ m}^3/\text{s}$ (valor mínimo de los máximos) pero se generan zonas de sedimentación que pueden alcanzar hasta 1.5 m de altura, esto indica que si el canal de conducción pierde su capacidad de arrastre por los sólidos sedimentados se puede generar problemas en la estructura de derivación.

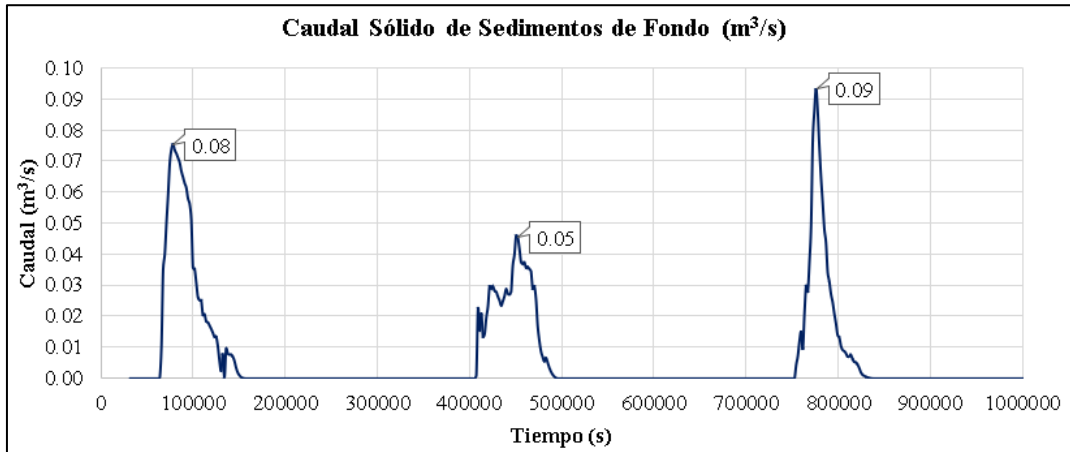


Figura 84: Caudal sólido de sedimentos de fondo medido en sección R-8

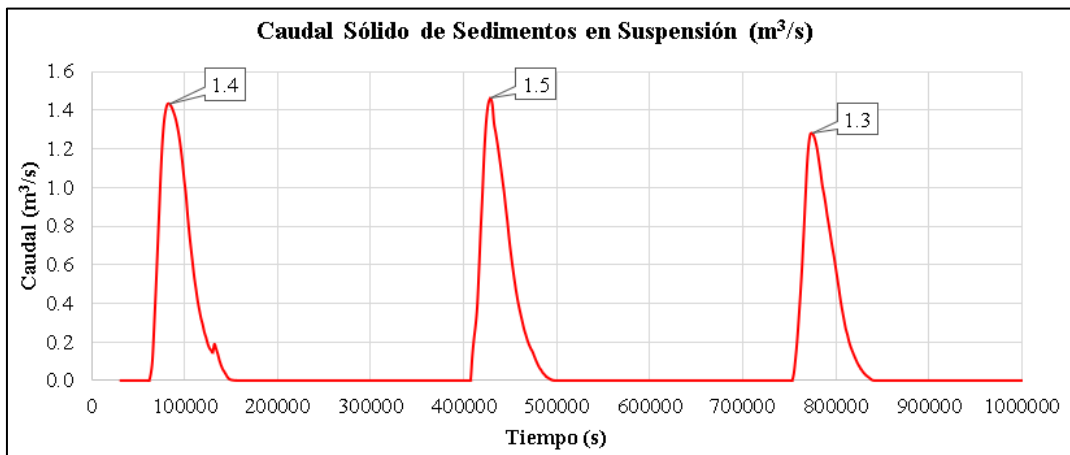


Figura 85. Caudal sólido de sedimentos en suspensión medido en sección R-8

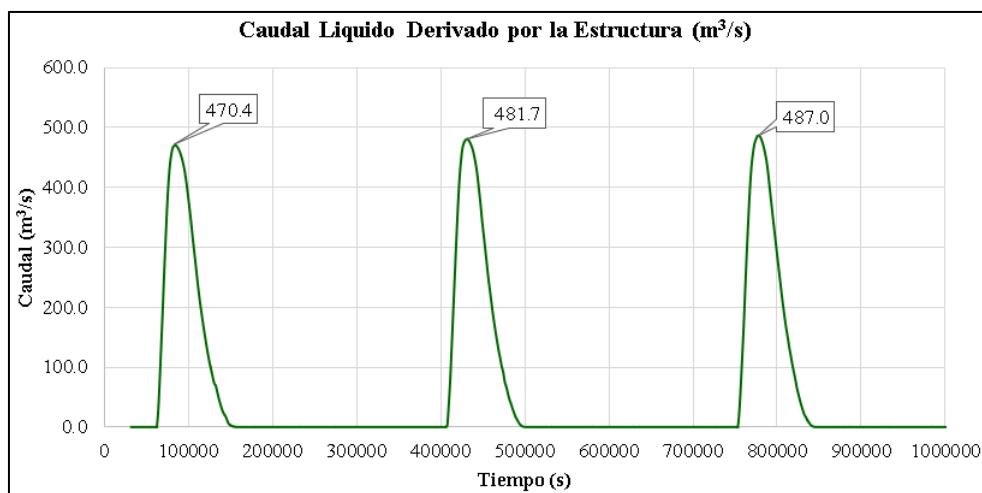


Figura 86. Caudal líquido derivado por la estructura medido en sección R-8

4.6 Análisis Comparativo Lecho Fijo – Lecho Móvil

Los tres enfoques de simulación ofrecen resultados diferentes, los cuales comentaremos a continuación:

- A nivel cualitativo, los resultados de la simulación de transporte de sedimento en suspensión y transporte de sedimento total indican una clara acumulación de sedimentos aguas abajo del vertedero, a pesar de que los caudales derivados son opuestos en ambos resultados.
- Los resultados de la simulación de transporte de sedimento en suspensión demuestran que a mayor concentración de sedimentos la reducción del caudal derivado es mayor.
- Los resultados de la simulación de transporte de sedimento total demuestran que en el canal colector se forma un sector longitudinal de mayor actividad de erosión y sedimentación. Este resultado no se aprecia claramente en los resultados de la simulación de transporte de sedimento de fondo ni transporte de sedimento en suspensión.
- A nivel cuantitativo, el modelo de transporte de sedimento de fondo y transporte de sedimento total dan como resultado que el caudal derivado es mayor con respecto al modelo de lecho fijo. Tener en cuenta que las simulaciones solo abarcan una longitud del canal colector, por ello no se puede indicar qué efecto tendrán los sedimentos sobre el canal completo. Esto se aclaró en el ítem 3.7.3, pág. 76. En la Tabla 50 se presentan los caudales máximos derivados, la diferencia con respecto al caudal en lecho fijo y el porcentaje de variación en todos los escenarios simulados.

Tabla 50: Resumen de caudales derivados en lecho fijo y móvil

Escenario	Caudal Derivado (m ³ /s)	Diferencia (m ³ /s)	Porcentaje de Variación
Diseño, lecho Fijo	417.5	-	-
Transporte de Fondo	441.4	+23.9	+5.7%
Transporte en Suspensión – Escenario 1	367.9	-49.5	-11.9%
Transporte en Suspensión – Escenario 2	359.2	-58.3	-14.0%
Transporte de Fondo y en Suspensión	470.4	+52.9	+12.7%

V. CONCLUSIONES

- Las simulaciones hidráulicas llevadas a cabo en el marco de esta investigación han proporcionado una visión detallada del transporte de sedimentos en la obra de control de inundaciones en el Río Motupe. Los resultados obtenidos permiten concluir que el escenario más desfavorable para la obra de derivación se presenta al considerar de manera independiente el transporte de sedimento en suspensión, lo que resulta en una reducción del caudal derivado en un 14%. Por otro lado, los escenarios más optimistas surgen al considerar el transporte de sedimento total. No obstante, este último enfoque caracteriza de manera más precisa las zonas más susceptibles a la erosión y sedimentación.
- El análisis estadístico de la precipitación por L-momentos y la aplicación de modelos precipitación-escorrentía han contribuido significativamente a caracterizar los eventos extraordinarios en la zona de estudio para diferentes períodos de retorno. En relación con el modelo hidrológico ajustado, los resultados indican que en el sector planificado para la estructura de control de inundación transitará un caudal de 905.8 m³/s para un tiempo de retorno de 25 años, 1270.7 m³/s para un tiempo de retorno de 50 años y 1667.8 m³/s para un tiempo de retorno de 100 años. Dada la magnitud de estos caudales, se concluye que el período de retorno recomendado para el diseño de la estructura de control de inundaciones en este punto específico es de 25 años.
- La simulación hidráulica fluvial bajo condiciones naturales para un tiempo de retorno de 25 años ha proporcionado resultados significativos. Se concluye que el tirante máximo en el sector donde se planifica la estructura de control de inundación se encuentra en el rango de 2.0 m a 2.2 m, mientras que la velocidad máxima en el sector no supera los 2.5 m/s. Además, según el análisis del transporte de sedimentos utilizando el modelo de Smith McLean (1977a), se ha identificado que la concentración máxima se encuentra en un rango de 5.0g/l – hasta 7.85g/l.
- Del análisis de alternativas para el dimensionamiento de la obra de control de inundación, considerando criterios de lecho fijo en la zona de estudio, se concluye que la alternativa 1 – escenario 1.2 ofrece las mejores condiciones para derivar el

caudal requerido y reducir el riesgo por inundación. La alternativa está compuesta por un vertedero de 300 m de longitud con una altura de 1 m desde el fondo del canal colector que tiene un ancho de 90 m que logra derivar $417.5 \text{ m}^3/\text{s}$ que corresponde un 46.1% de la avenida para un tiempo de retorno de 25 años.

- A través de la simulación hidráulica del transporte de sedimentos con la estructura de control de inundaciones, se observa cuantitativamente la acumulación de sedimentos aguas abajo del vertedero. Esta acumulación podría llegar a colmatar la estructura en ausencia de un mantenimiento periódico, o, en su defecto, de tratamientos de control de erosión en la cuenca alta. En consecuencia, la estructura debe ser complementada con otras estructuras para el control de inundación en la zona de estudio.
- Del análisis de los efectos del transporte de sedimentos en relación con las condiciones de diseño de la estructura, se extraen conclusiones significativas. Se observa que el modelo más optimista es aquel que considera el transporte de sedimento total, ya que esto resulta en un incremento de la carga hidráulica en la zona del vertedero debido al movimiento del lecho. Por otro lado, el escenario más pesimista es aquel que solo considera el transporte de sedimento en suspensión, lo que genera una reducción del caudal del 14% en comparación con las condiciones de diseño. Este hallazgo destaca la importancia de considerar detalladamente el transporte de sedimentos al diseñar futuras estructuras de derivación en la zona del proyecto.

VI. RECOMENDACIONES

Las recomendaciones recogidas producto del trabajo de la presente investigación no solo se limitan al ámbito de estudio, sino a cualquier investigación que sigue la misma metodología adoptada en este estudio:

- Para que la planificación de cualquier método de mitigación de inundación se implante manteniendo el objetivo de optimización, es necesario tener una representación adecuada de la zona de evaluación durante eventos extremos pasados y esto se logrará en la medida que se disponga de suficiente información histórica para la calibración de cualquier modelo hidrológico e hidráulico.
- Se recomienda para futuras investigaciones recabar la siguiente información en la medida que esta se encuentra disponible: registro de precipitación horaria, registro de precipitación diaria, registro de precipitación máxima en 24 horas, registro de caudales máximos diarios, registro de caudales máximos instantáneos, registro de niveles de agua después de inundaciones pasadas, registro de marcas de agua, estado de la infraestructura hidráulica después de inundaciones pasadas, topografía antes y después de las inundaciones.
- Se recomienda para futuras investigaciones analizar el efecto de cambio climático, así como el factor de reducción de área; esto con el objetivo de no sobreestimar el caudal de avenida.
- Se recomienda realizar en futuras investigaciones el modelo físico de la estructura con el objetivo de ajustar la capacidad de arrastre y el comportamiento de movimiento del sedimento en el modelo matemático.
- Se recomienda a las municipalidades y gobiernos regionales incentivar el desarrollo y/o actualización de modelos hidráulicos e hidrológicos después de cualquier evento extremo y tener un registro ordenado y difundirlo para que futuros investigadores desarrollen alternativas de mitigación.
- De los resultados obtenidos podemos ver que la concentración de sedimentos en suspensión ingresada en la condición de contorno del modelo hidráulico es de suma importancia, por ello se recomienda que en futuras investigaciones se realice un

abanico de simulaciones para diferentes concentraciones y establecer el valor más adecuado para los objetivos buscados en la investigación.

- Es recomendable para futuras investigaciones en zonas donde no se dispone de información, desarrollar los modelos hidráulicos de transporte de sedimentos en dos o más software para identificar si los resultados de un modelo son consistentes. Pues los resultados difieren de acuerdo con el enfoque asumido (transporte de sedimentos de fondo, transporte de sedimentos en suspensión o transporte de sedimento total).
- Las estructuras de captación deben limitar en la medida de lo posible el ingreso de sedimentos en suspensión, para ello se recomienda que en futuras investigaciones se analice las líneas de corriente en condiciones naturales y con la estructura para identificar regiones de bajas velocidades donde la sedimentación se produciría.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agencia de Cooperación Internacional del Japón. (2017). *Estudio básico de la Demanda de Control de Inundaciones en la República del Perú*. 1–192.
- Ahilan, S., Guan, M., Wright, N., Sleigh, A., Allen, D., Arthur, S., Haynes, H., & Krivtsov, V. (2019). Modelling the long-term suspended sedimentological effects on stormwater pond performance in an urban catchment. *Journal of Hydrology*, 571(February), 805–818. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.02.002>
- Ancey, C. (2020). Bedload transport: a walk between randomness and determinism. Part 1. The state of the art. *Journal of Hydraulic Research*, 58(1), 1–17. <https://doi.org/10.1080/00221686.2019.1702594>
- Basile, P. A. (2018). Transporte de Sedimentos y Morfodinámica de Ríos Aluviales. In *Universidad nacional de Rosario*.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., & Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En Ingenieria*, 30(1), 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>
- Bladé, Ernest, Sanz-Ramos, M., Dolz, J., Expósito-Pérez, J. M., & Sánchez-Juny, M. (2019). Modelling flood propagation in the service galleries of a nuclear power plant. *Nuclear Engineering and Design*, 352(October 2018), 110180. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2019.110180>
- Brown, R. A., & Pasternack, G. B. (2019). How to build a digital river. *Earth-Science Reviews*, 194(October 2018), 283–305. <https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2019.04.028>
- Cai, W., Borlace, S., Lengaigne, M., Van Rensch, P., Collins, M., Vecchi, G., Timmermann, A., Santos, A., Mcphaden, M. J., Wu, L., England, M. H., Wang, G., Guilyardi, E., & Jin, F. F. (2014). Increasing frequency of extreme El Niño events due to greenhouse

warming. *Nature Climate Change*, 4(2), 111–116.
<https://doi.org/10.1038/nclimate2100>

Castro-Orgaz, O., & Hager, W. H. (2019). Shallow water hydraulics. In *Shallow Water Hydraulics*. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-13073-2>

Cavalcante, R. B. L., Ferreira, D. B. da S., Pontes, P. R. M., Tedeschi, R. G., da Costa, C. P. W., & de Souza, E. B. (2020). Evaluation of extreme rainfall indices from CHIRPS precipitation estimates over the Brazilian Amazonia. *Atmospheric Research*, 238(January), 104879. <https://doi.org/10.1016/j.atmosres.2020.104879>

Cea, L., & Bladé, E. (2015). A simple and efficient unstructured finite volume scheme for solving the shallow water equations in overland flow applications. *Water Resources Research*, 51(7), 5464–5486. <https://doi.org/10.1002/2014WR016547>

Celik, I., & Rodi, W. (1991). Suspended Sediment-Transport Capacity for Open Channel Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(2), 191–204. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1991\)117:2\(191\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1991)117:2(191))

Chow, V. Te. (2004). *Hidráulica de Canales Abiertos* (McGRAW-HILL (ed.)).

Chow, V. Te, Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada* (McGRAW-HILL (ed.)).

Cunderlik, J., & Simonvic, S. P. (2004). Calibration, Verification and Sensitivity analysis of the HEC-HMS hydrologic model. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), 1689–1699.

Cunge, J. A. (1969). On the subject of a flood propagation computation method (muskingum method). *Journal of Hydraulic Research*, 7(2), 205–230. <https://doi.org/10.1080/00221686909500264>

De la Cruz Montalvo, G. (2021). *Escenarios climáticos: Cambios en los Extremos climáticos en el Perú al 2050*. 39. https://repositorio.senamhi.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12542/1469/Escenarios-climáticos-cambios-en-los-extremos-climáticos-en-el-Perú-al-2050_2021.pdf?sequence=3&isAllowed=y

- Devi, G. K., Ganasri, B. P., & Dwarakish, G. S. (2015). A Review on Hydrological Models. *Aquatic Procedia*, 4(Icwrcoe), 1001–1007. <https://doi.org/10.1016/j.aqpro.2015.02.126>
- Dey, S. (2014). Fluvial Hydrodynamics. In *Journal of Hydraulic Research* (Vol. 52, Issue 6). Springer Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-642-19062-9>
- Dingman, S. L. (2015). Physical hydrology. In *Physical Hydrology* (Vol. 2, Issue 1). Waveland Press. <https://doi.org/10.1177/030913337800200111>
- Douglas, M. W., Mejia, J., Ordinola, N., & Boustead, J. (2009). Synoptic variability of rainfall and cloudiness along the coasts of northern Peru and Ecuador during the 1997/98 El Niño event. *Monthly Weather Review*, 137(1), 116–136. <https://doi.org/10.1175/2008MWR2191.1>
- ENFEN. (2017). Informe técnico extraordinario N°001-2017/ENFEN EL NIÑO COSTERO 2017. *Produce*, 01, 13.
- FLUMEN, CEDEX, & CIMNE. (2014). Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. *Manual de referencia hidráulico*. España. <https://iberaula.es/54/iber-model/downloads>
- French, R. H. (1985). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill.
- Garnique Chumioque, P., & Gonzales Malca, D. N. (2012). *Estudio de suelos con fines de zonificación ecológica y económica - Lambayeque*. 256.
- Ghosh, S. N. (2014). Flood Control and Drainage Engineering. In CRC Press (Ed.), *Flood Control and Drainage Engineering* (Fourth). 2014. <https://doi.org/10.1201/b16514>
- Hadid, B., Duviella, E., Chiron, P., & Archimede, B. (2019). A flood mitigation control strategy based on the estimation of hydrographs and volume dispatching. *IFAC Papers On Line*, 38(10), 17–22. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2012.06.377>
- Hammerly, R., Chiosso, J., & Bressan, F. (1998). *"Sistema vector regional" Una contribución informática en hidrología*

- Hawkins, R. H., Ward, T. J., Woodward, D. E., & Van Mullen, J. A. (2009). *Curve number hydrology: the state of practice*.
- Hengl, T., De Jesus, J. M., Heuvelink, G. B. M., Gonzalez, M. R., Kilibarda, M., Blagotić, A., Shangguan, W., Wright, M. N., Geng, X., Bauer-Marschallinger, B., Guevara, M. A., Vargas, R., MacMillan, R. A., Batjes, N. H., Leenaars, J. G. B., Ribeiro, E., Wheeler, I., Mantel, S., & Kempen, B. (2017). SoilGrids250m: Global gridded soil information based on machine learning. In *PLoS ONE* (Vol. 12, Issue 2). <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0169748>
- Hosking, J. R. M. (1990). L-Moments: Analysis and Estimation of Distributions Using Linear Combinations of Order Statistics. *Journal of the Royal Statistical Society: Series B (Methodological)*, 52(1), 105–124. <https://doi.org/10.1111/j.2517-6161.1990.tb01775.x>
- Hydrologic Engineering Center. (2000). Hydrologic Modeling System Technical Reference Manual. In *Hydrologic Modeling System HEC-HMS Technical Reference Manual* (Issue March, p. 148).
- Ilbay, M., Zubieta, R., & Lavado, W. (2019). *Regionalización de la precipitación, su agresividad y concentración en la cuenca del río Guayas, Ecuador*. Ecuador.
- INDECI. (2017). *Compendio Estadístico del INDECI 2017*. <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/201802271714541.pdf>
- James, C. S. (2020). Hydraulic Structures. In *Journal of Hydraulic Engineering* (Vol. 122, Issue 11). Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-34086-5>
- Julien, P. Y. (2018). River Mechanics. In *Journal of Chemical Information and Modeling* (Vol. 53, Issue 9). Cambridge University Press. <https://doi.org/10.1017/9781316107072>
- Liu, C., Li, Z., Fu, S., Ding, L., & Wu, G. (2020). Influence of soil aggregate characteristics on the sediment transport capacity of overland flow. *Geoderma*, 369(December 2019). <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2020.114338>

- Marcacuzco, J. A. M. (2017). Transporte de Sedimentos en Ríos Aluviales. In U. N. A. La Molina (Ed.), *2017* (Vol. 1).
- Montanari, A. (2016). *Rainfall-Runoff modeling*. Water Resources Research.
- Morera, S. B., Condom, T., Crave, A., Steer, P., & Guyot, J. L. (2017). The impact of extreme El Niño events on modern sediment transport along the western Peruvian Andes (1968-2012). *Scientific Reports*, *7*(1), 1–14. <https://doi.org/10.1038/s41598-017-12220-x>
- MTC. (2014). *Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje* (Vol. 1).
- Musy, A., Hingray, B., & Picouet, C. (2014). *Hydrology - A Science for Engineers* (CRC Press (ed.); 1st Editio). CRC Press. <https://www.routledge.com/Hydrology-A-Science-for-Engineers/Musy-Hingray-Picouet/p/book/9781466590595>
- Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A., & Reeve, D. E. (2018). Hydraulic Modelling – an Introduction. In *Hydraulic Modelling – an Introduction*. <https://doi.org/10.1201/9781315272498>
- Olivares, G. J., Sanz-Ramos, M., Gómez, M., & Bladé, E. (2019). Modelización hidrológica agregada (Hec-HMS) y distribuida (Iber). Análisis conceptual de la respuesta hidrológica de la cuenca de La Muga. *VI Jornadas de Ingeniería Del Agua*, 108–110.
- OMM. (2011). *Guía de prácticas hidrológicas. Volumen II. Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas*. https://library.wmo.int/index.php?lvl=notice_display&id=9404#.X10SsWgzbDc
- Pinos, J., & Timbe, L. (2019). Performance assessment of two-dimensional hydraulic models for generation of flood inundation maps in mountain river basins. *Water Science and Engineering*, *12*(1), 11–18. <https://doi.org/10.1016/j.wse.2019.03.001>
- Prosser, I. P., & Rustomji, P. (2000). Sediment transport capacity relations for overland flow. *Progress in Physical Geography*, *24*(2), 79–93. <https://doi.org/10.1191/030913300760564698>

- Quijada Diaz, V. (2020). *Caracterización De Eventos De Tormenta Pluviométricas De Utilidad Para El Diseño Hidráulico En El Perú*. <http://repositorio.usil.edu.pe/handle/USIL/10051>
- Rincón, J., Pérez, M., Delfín, G., Freitez, C., & Martinez, F. (2017). Análisis Comparativo Entre Los Modelos Hec-Ras E Iber En La Evaluación Hidráulica De Puentes. *Análisis Comparativo Entre Los Modelos Hec-Ras E Iber En La Evaluación Hidráulica De Puentes*, 17(1), 9–28. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.18178.68809>
- Rocha F., A. (1991). *Transporte Sedimentos Aplicado al Diseño de Estructuras Hidraulicas*.
- Salimi, E. T., Nohegar, A., Malekian, A., Hoseini, M., & Holisaz, A. (2017). Estimating time of concentration in large watersheds. *Paddy and Water Environment*, 15(1), 123–132. <https://doi.org/10.1007/s10333-016-0534-2>
- SNIRH. (2017). Compendio Nacional de Estadísticas de Recursos Hídricos 2017. *Compendio Nacional de Estadísticas de Recursos Hídricos 2017*.
- Sun, Q., Miao, C., Duan, Q., Ashouri, H., Sorooshian, S., & Hsu, K. L. (2018). A Review of Global Precipitation Data Sets: Data Sources, Estimation, and Intercomparisons. *Reviews of Geophysics*, 56(1), 79–107. <https://doi.org/10.1002/2017RG000574>
- Takahashi, K. (2004). The atmospheric circulation associated with extreme rainfall events in Piura, Peru, during the 1997 - 1998 and 2002 El Niño events. *Annales Geophysicae*, 22(11), 3917–3926. <https://doi.org/10.5194/angeo-22-3917-2004>
- Takahashi, K., & Martínez, A. G. (2019). The very strong coastal El Niño in 1925 in the far-eastern Pacific. *Climate Dynamics*, 52(12), 7389–7415. <https://doi.org/10.1007/s00382-017-3702-1>
- Teegavarapu, R. S. V., Salas, J. D., & Stedinger, J. R. (2019). Statistical Analysis of Hydrologic Variables: Methods and Applications. In *Statistical Analysis of Hydrologic Variables: Methods and Applications*. <https://doi.org/10.1061/9780784415177>

- US Army Corps of Engineers. (2018). Hydrologic Modeling System HEC-HMS, Hydrologic Modeling System HEC-HMS, User's Manual. Version 4.3. Hydrologic Engineering Centre. In *Hydrologic Engineering Centre* (Issue Version 4.3, p. 640). https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/HEC-HMS_Users_Manual_4.3.pdf
- USACE. (1994). Flood Runoff Analysis. *Em 1110-2-1417*, 214. http://140.194.76.129/publications/eng-manuals/EM_1110-2-1417_sec/Sections/c-9.pdf
- Vanoni, V. A. (2008). Sedimentation Engineering. In M. Garcia (Ed.), *Sedimentation Engineering*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784408148>
- Villón Béjar, M. (2005). *Hidrología Estadística* (Villón (ed.); Tercera Ed). Escuela de Ingeniería Agrícola.
- Wijayarathne, D. B., & Coulibaly, P. (2020). Identification of hydrological models for operational flood forecasting in St. John's, Newfoundland, Canada. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, 27(November 2019), 100646. <https://doi.org/10.1016/j.ejrh.2019.100646>
- Zhang, H. L., Wang, Y. J., Wang, Y. Q., Li, D. X., & Wang, X. K. (2013). Quantitative comparison of semi- and fully-distributed hydrologic models in simulating flood hydrographs on a mountain watershed in southwest China. *Journal of Hydrodynamics*, 25(6), 877–885. [https://doi.org/10.1016/S1001-6058\(13\)60436-9](https://doi.org/10.1016/S1001-6058(13)60436-9)

VIII. ANEXOS

Anexo 1: Parámetros Fisiográficos de las Unidades Hidrográficas

Unidades Hidrológicas	Parámetros Generales						
	Área de la cuenca (km ²)	Perímetro de la cuenca (km)	Cota Máxima (msnm)	Cota Mínima (msnm)	Desnivel (m)	Centroide	
						Este (m)	Norte (m)
GENERAL	1115.97	170.90	4025	78	3947	653558.43	9322037.23
UH 1	1.39	7.30	94	78	16	637694.15	9304297.78
UH 2	31.89	49.87	786	78	708	636944.57	9310340.08
UH 3	5.98	15.44	141	81	60	638663.95	9306513.06
UH 4	123.15	76.31	2015	81	1934	651765.54	9310304.89
UH 5	53.88	52.82	1306	90	1216	646922.16	9313552.93
UH 6	35.91	48.36	619	90	529	642692.75	9314992.86
UH 7	33.35	46.86	162	98	64	640358.52	9317760.49
UH 8	49.32	40.93	1027	97	930	633410.84	9316202.75
UH 9	30.11	34.94	1229	108	1121	634592.53	9322930.76
UH 10	42.01	35.97	1228	108	1120	638681.78	9322509.54
UH 11	19.80	24.51	709	144	565	648215.30	9319144.35
UH 12	38.68	43.60	1148	130	1018	644556.56	9325859.20
UH 13	32.03	32.95	1280	150	1130	652154.49	9324010.86
UH 14	203.14	83.07	4025	150	3875	663674.25	9318513.32
UH 15	243.91	105.58	3882	144	3738	665054.91	9328792.01
UH 16	52.71	53.26	1881	165	1716	655957.24	9331646.74
UH 17	74.70	56.63	2201	165	2036	654922.68	9335241.36
UH 18	44.00	33.39	1094	165	929	645625.28	9332277.92

Unidades hidrológicas	Parámetros de Forma										
	Longitud del Cauce Mayor (L) (km)	Long. del Cauce al Centroide (Lc) (km)	Ancho Medio (Bm) (km)	Coef. de Gravelius (Kc)	Coeficiente de Gravelius (Kc) Clasificación	Factor de Forma	Factor de Forma Clasificación	Rectángulo Equivalente		Relación de Circularidad	Relación de Elongación
								Lado Mayor (L) (km)	Lado Menor (l) (km)		
GENERAL	70.29	44.45	15.88	1.44	Oval redonda a oval oblonga	0.23	Alargada	69.36	16.09	0.48	0.54
UH 1	2.33	0.73	0.60	1.75	Oval oblonga a rectangular oblonga	0.26	Alargada	3.22	0.43	0.33	0.57
UH 2	16.38	7.41	1.95	2.49	Casi rectangular	0.12	Muy alargada	23.58	1.35	0.16	0.39
UH 3	5.00	2.67	1.20	1.78	Casi rectangular	0.24	Alargada	6.85	0.87	0.32	0.55
UH 4	32.12	22.18	3.83	1.94	Casi rectangular	0.12	Muy alargada	34.60	3.56	0.27	0.39
UH 5	21.53	15.95	2.50	2.03	Casi rectangular	0.12	Muy alargada	24.18	2.23	0.24	0.38
UH 6	18.50	12.65	1.94	2.28	Casi rectangular	0.10	Muy alargada	22.59	1.59	0.19	0.37
UH 7	17.37	10.58	1.92	2.29	Casi rectangular	0.11	Muy alargada	21.91	1.52	0.19	0.38
UH 8	15.62	10.03	3.16	1.64	Oval oblonga a rectangular oblonga	0.20	Muy alargada	17.67	2.79	0.37	0.51
UH 9	12.91	9.98	2.33	1.80	Casi rectangular	0.18	Muy alargada	15.53	1.94	0.31	0.48
UH 10	17.00	12.34	2.47	1.56	Oval oblonga a rectangular oblonga	0.15	Muy alargada	15.23	2.76	0.41	0.43

«continuación»

Unidades hidrológicas	Parámetros de Forma										
	Longitud del Cauce Mayor (L) (km)	Long. del Cauce al Centroides (Lc) (km)	Ancho Medio (Bm) (km)	Coef. de Gravelius (Kc)	Coeficiente de Gravelius (Kc) Clasificación	Factor de Forma	Factor de Forma Clasificación	Rectángulo Equivalente		Relación de Circularidad	Relación de Elongación
								Lado Mayor (L) (km)	Lado Mayor (L) (km)		
UH 11	9.49	6.27	2.09	1.55	Oval oblonga a rectangular oblonga	0.22	Muy alargada	10.34	1.91	0.41	0.53
UH 12	14.32	9.96	2.70	1.98	Casi rectangular	0.19	Muy alargada	19.85	1.95	0.26	0.49
UH 13	14.60	10.69	2.19	1.64	Oval oblonga a rectangular oblonga	0.15	Muy alargada	14.22	2.25	0.37	0.44
UH 14	38.09	26.35	5.33	1.64	Oval oblonga a rectangular oblonga	0.14	Muy alargada	35.87	5.66	0.37	0.42
UH 15	47.34	39.47	5.15	1.91	Casi rectangular	0.11	Muy alargada	47.67	5.12	0.27	0.37
UH 16	32.54	23.33	1.62	2.07	Casi rectangular	0.05	Muy alargada	24.48	2.15	0.23	0.25
UH 17	28.21	21.40	2.65	1.85	Casi rectangular	0.09	Muy alargada	25.37	2.94	0.29	0.35
UH 18	13.72	8.31	3.21	1.42	Oval redonda a oval oblonga	0.23	Alargada	13.42	3.28	0.50	0.55

Unidades Hidrológicas	Parámetros Generales			
	Altitud Media	Pendiente Media de la Cuenca	Pendiente del Río Principal	
			Según Taylor y Schwarz	Según Pendiente Uniforme
GENERAL	901.21	0.3296	0.0093	0.0424
UH 1	84.24	0.0338	0.0002	0.0060
UH 2	151.33	0.1313	0.0020	0.0026
UH 3	90.11	0.0319	0.0008	0.0044
UH 4	437.17	0.2132	0.0073	0.0561
UH 5	210.00	0.1278	0.0055	0.0564
UH 6	136.10	0.0772	0.0007	0.0102
UH 7	123.24	0.0332	0.0022	0.0031
UH 8	262.20	0.2424	0.0052	0.0553
UH 9	402.70	0.3547	0.0167	0.0786
UH 10	267.89	0.1917	0.0047	0.0667
UH 11	267.25	0.2153	0.0127	0.0566
UH 12	231.07	0.1374	0.0037	0.0120
UH 13	440.23	0.3275	0.0203	0.0720
UH 14	1598.93	0.4594	0.0530	0.0985
UH 15	1542.02	0.4931	0.0285	0.0616
UH 16	763.80	0.3890	0.0265	0.0528
UH 17	909.52	0.4217	0.0280	0.0736
UH 18	304.33	0.2223	0.0086	0.0676

Tiempos de Concentración

Unidades Hidrológi cas	Kirpich (horas)	Témez	Williams	California Culverts Practice	Giandotti	Bransby - Williams	Passini	Ventura	Snyder	Ct (1.35 - 1.65)	Cp (0.56 - 0.69)
GENERAL	-	9.38	-	-	-	16.05	22.36	20.59	15.09	1.35	0.60
UH 1	-	1.09	1.07	-	4.11	-	-	-	1.71	1.35	0.60
UH 2	-	3.69	4.19	-	6.88	-	-	-	5.70	1.35	0.60
UH 3	-	1.96	2.01	-	7.15	-	-	-	2.67	1.35	0.60
UH 4	-	5.62	6.52	-	-	8.65	7.19	5.95	8.96	1.35	0.60
UH 5	-	4.57	5.26	-	-	6.29	4.77	3.93	7.08	1.35	0.60
UH 6	-	4.48	5.20	-	9.52	-	-	-	6.62	1.35	0.60
UH 7	-	5.01	5.82	-	12.23	-	-	-	6.09	1.35	0.60
UH 8	-	3.17	3.39	-	5.01	-	-	-	5.39	1.35	0.60
UH 9	-	2.55	2.72	-	3.01	-	-	-	4.98	1.35	0.60
UH 10	-	3.54	3.93	-	5.08	-	-	-	5.99	1.35	0.60
UH 11	-	2.22	2.31	-	3.61	-	-	-	4.09	1.35	0.69
UH 12	-	3.31	3.56	-	5.76	-	-	-	5.32	1.35	0.60
UH 13	-	2.84	3.11	-	3.27	-	-	-	5.71	1.35	0.69
UH 14	-	5.53	-	-	-	8.72	6.79	5.77	9.74	1.35	0.69
UH 15	-	6.44	-	-	-	11.68	9.80	7.99	11.88	1.35	0.69
UH 16	-	5.06	6.37	-	-	9.65	5.61	4.01	9.05	1.35	0.60
UH 17	-	4.47	5.25	-	-	7.56	5.09	4.05	8.56	1.35	0.60
UH 18	-	2.92	3.06	-	4.99	-	-	-	5.07	1.35	0.60

Anexo 2: Precipitación Histórica

Estación Cueva Blanca Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1970	24.5	17.5	24	14.5	19	20.5	10	15	14	22	19	13	24.5
1971	6.5	19	34	14	15	10.5	40	10	15.5	10	10	40	40
1972	33.5	34	50	62	5.5	6.5	13.5	12	15	5.5	75.5	34.5	75.5
1973	44	56.5	40.5	34	11.5	7	24.5	15.5	36	33.5	21.5	20.5	56.5
1974	38.5	38	19.5	18	11	35.5	3.5	50	36.5	48	20	41	50
1975	46.5	30.5	37.5	22	19.5	41	3.5	76.5	29	73.5	34	7	76.5
1976	46	37.5	47	18	19	10	16	12	7.5	3.5	9.5	62.5	62.5
1977	27.5	40	70	67	16	86.5	11.5	2.5	32	9	50	51	86.5
1978	49	11	60	26.5	29.9	8.5	14.5	1.5	24.8	49.6	11	22.7	60
1979	11.5	59.8	30.7	9.9	13.5	1.8	3.5	19.8	11	4.9	3.5	16.8	59.8
1980	18	0	47.5	40.3	15	1	1.9	36.5	S/D	S/D	S/D	S/D	47.5
1981	4.5	19.5	25.1	21.5	14.9	13.2	7	2.1	2.3	13.3	5.6	6.4	25.1
1982	13.6	12.1	13.3	35.7	13.2	2	2.3	5.2	15.1	15	15.5	18	35.7
1983	21.1	22.8	21.6	19.2	6.5	9.8	10.6	8.1	12.5	25.5	16.1	11	25.5
1984	30.3	23.7	20.5	21.6	11.6	10	14.8	14.5	24.8	22.2	11	15.6	30.3
1985	1	7	12	13.5	11	20.2	0	17	19.8	34.8	5.6	25.3	34.8
1986	32.1	20.5	14	37.9	9.2	3.2	5.1	9.5	5	15.1	18.1	20.8	37.9
1987	16.7	16.9	15	9.8	8.6	10.6	9	9.1	12.9	15	16.2	9.2	16.9
1988	13.5	14	20	22.1	8	3	5.6	6.5	16.7	11.1	12.6	18.1	22.1
1989	16.8	22.1	16	25.4	10	7.1	3.5	0.5	21.5	15.3	2.1	1.2	25.4
1990	9.5	16	20.9	16.2	14.7	6.6	10.1	2.5	3.4	35.1	15.1	16	35.1
1991	5.7	15.9	9.7	33.3	5	4.5	2.5	1	10.2	20	1.2	43.7	43.7
1992	17.7	8.6	12.1	25.4	0.5	1	2	2	11.2	10	10.9	21.2	25.4
1993	16	33.1	26.6	18.2	13.2	3	6.5	6.8	10.1	23.1	5.4	29.9	33.1
1994	11.3	20.1	27.1	26.1	13.9	6.9	3.9	1.5	16	9.8	11.1	17.4	27.1
1995	12	23.7	30	25.4	13.1	3.1	15.6	12.8	4	7.8	33.4	30.8	33.4
1996	9.9	19	30	22.1	5.5	8.2	0	14.5	8.7	18	11.2	8.4	30
1997	15	18.2	24.5	10.5	3	5	0.9	3.4	6.1	9	13.8	35.3	35.3
1998	17	32	31.7	29.8	30.5	8.2	0	3.4	22	15.1	17.2	12.5	32
1999	33.9	33	27.7	25.5	16.9	13.1	9.6	0	16.5	14	21.5	19.3	33.9
2000	20.1	22	24.8	28.6	14.1	7.5	5.1	3.8	19.2	8.5	9.9	26.1	28.6

«continuación»

Estación Cueva Blanca Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2001	17.2	16	20	22.7	13	2.3	6.1	1.3	17.1	13.3	34.6	16.7	34.6
2002	11.9	36.4	40	41.8	19.3	4.6	5.9	0	1.6	41.3	15.9	10.8	41.8
2003	15.2	26.8	14.7	9	14.3	9.9	6.5	3.1	7.7	15	20.7	10.6	26.8
2004	16.9	6.8	14	18.8	14.7	3.7	10.8	1.7	14.4	26.4	8.7	24.1	26.4
2005	6	15.1	16.9	4.9	3.9	3.6	2.4	3.3	2.9	26.6	12.9	30.4	30.4
2006	11.8	20.9	47.4	21.3	4.1	9.5	14	0	11.2	12.9	12.9	10.9	47.4
2007	21.9	17.4	41.1	28.7	13.3	0	0	S/D	2	32.7	21.5	19.8	41.1
2008	18.2	51.7	38.3	28.8	14.3	10.6	10	5.9	6	33.1	9.6	8.9	51.7
2009	26.1	18.1	51.8	13.1	12.7	3.2	5	7.2	6.7	13.8	14	12	51.8
2010	18.9	74.1	32.9	33.7	4.4	10	6	7.7	39.8	26	27.5	19.5	74.1
2011	27.8	41.1	16.1	37.1	33.6	1.7	7.9	3.8	23.5	13.3	14.2	22.2	41.1
2012	24.3	21.8	32.4	32.9	14.2	3.5	0	8	6.9	18	21.4	11.8	32.9
2013	35.8	24.9	33.3	18.5	32.1	2.6	10.9	4.7	2.9	40.2	0	23.8	40.2
2014	14.3	12.3	S/D	24.4	21.5	8.8	11.8	11.2	5.1	14.9	45.4	17	45.4
2015	33.6	23.1	S/D	5.3	6.5	2.6	5	0	5.3	10	21.1	5.2	33.6
2016	14.4	19.1	33.9	39.8	26.3	4.6	2.5	7.6	21.7	4.5	6.5	21.9	39.8
2017	26	45	28.6	39.2	28.9	3.5	4.8	11	13.1	15	10.8	6	45
2018	24.5	13.7	20.1	40.7	38.4	5	3.6	2	6.7	12.2	19.5	13.9	40.7
2019	13	50.7	31.5	38.7	15.4	5.5	10.7	7.6	0	10.7	23	14.3	50.7
MÁXIMO	49	74.1	70	67	38.4	86.5	40	76.5	39.8	73.5	75.5	62.5	86.5
MÍNIMO	1	0	9.7	4.9	0.5	0	0	0	0	3.5	0	1.2	16.9
Nº Datos	50	50	48	50	50	50	50	49	49	49	49	49	50

Estación El Limón Precipitación Máxima en 24 horas

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1970	8	20.8	12	26.7	36.5	10.3	0	0	10.3	13.9	14.5	4.5	36.5
1971	14.7	28.1	35	8.8	25	5.7	0	1.1	11.2	12.6	14.1	6.6	35
1972	3.8	18.1	46.7	30.2	5	1.2	6.8	3.9	2.1	20.1	12	25.2	46.7
1973	24.1	21.5	9	27.8	7	11.2	6	6.9	18.5	11.5	17.5	29.6	29.6
1974	13	19.7	10.5	13.2	0	3.6	0	0	13.2	16.3	7.4	3.2	19.7
1975	1.6	12.5	43.9	12.3	10.9	4.4	0	21.8	0	30.4	14.3	0	43.9
1976	18.6	6.3	22.4	8	19.1	0.8	0	6.7	0.6	0	20	0	22.4
1977	3.9	26.8	17.7	39.5	0	1.8	2	0	15.3	8.2	4.3	4.2	39.5
1978	2	5.8	13.4	13.6	19.4	1.2	3.2	S/D	S/D	S/D	S/D	7	19.4
1979	20.5	15	8.6	15.4	13	0	0	4	14.6	0.8	2.3	0.9	20.5
1980	6.1	2.8	28.9	8.9	0	0	0	5.4	1.6	27.8	11.5	12.2	28.9
1981	3.4	48.4	14.7	21.8	5.3	6.1	0	4	0	2.3	11.7	4.1	48.4
1982	9.4	31.7	17.4	33.2	32.1	1	0	0	7.6	9.5	22	51.8	51.8
1983	20.3	5.6	18.8	37.3	2.5	0	0	0	10	9.4	7.6	20.7	37.3
1984	0.4	26	24	20.3	14	3.2	10.4	19	3.7	15	11.4	9.2	26
1985	0.4	27.8	28.7	0.7	23.2	0	0	1.4	0	4.9	12	22.1	28.7
1986	10.1	40	3.3	41.4	3.3	0	2	2.1	0	9.8	8	8.4	41.4
1987	42.3	28.4	2.2	12.1	0	0	21.5	0.2	1.5	29.2	0.8	3.2	42.3
1988	25.1	22.2	5.2	38.8	9	0	5.8	1.3	3.9	1.5	15.8	9.8	38.8
1989	29.2	12.2	11.1	29.1	19.6	4	0	0	22	20.9	0	12.5	29.2
1990	22.1	8.6	7.8	19.1	5.8	0.3	0.7	0	0	50.7	23.7	5.6	50.7
1991	3.7	1.5	8.1	31.7	2.9	5.9	0	0	7.5	8.9	5.6	22.7	31.7
1992	2.3	4	6.6	22.6	11	1.6	0.2	0	8.4	32.5	21.9	9.4	32.5
1993	7.2	30	60.3	8.2	11	0.4	0.5	1.4	25	15.6	16.4	12.4	60.3
1994	9.6	29.5	41.1	71.2	3.2	0.3	0.4	0	13.7	0.6	6.2	3.5	71.2
1995	0.4	12.4	21	27.1	1	0	4.7	2.1	1.5	8.8	10.1	15	27.1
1996	2	37.4	21.3	40.3	8.6	0	0	0.4	10.4	45.4	2.8	1.4	45.4
1997	4.6	21.6	10.1	5.1	0.7	0	5.1	0.3	1.5	21.5	9.5	16.4	21.6
1998	31.6	34.5	55.1	33.2	12	10	0	0.8	6.6	22.8	10.4	6.1	55.1
1999	29.5	58.5	14.7	14.3	8.8	5.7	2.6	0	7.3	7.9	5.4	22.5	58.5
2000	7.3	30.3	27.1	44.4	52.6	8.3	3.7	3	10.3	0.6	4.3	6.8	52.6
2001	31.4	15.1	31.8	19.9	7.6	1.4	3.3	3.1	17.3	8.4	30.6	8	31.8
2002	4	12.5	55.4	16.4	15.5	1.6	5.1	0	0.4	20.5	11.1	18	55.4

«continuación»

Estación El Limón Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2003	2.7	24.1	12.1	9.8	3.7	17	8.7	0	2.5	6.9	12.9	7.4	24.1
2004	12	5.9	2.7	9.6	18.4	5.5	2	0	6.2	9.9	5.6	15.2	18.4
2005	1.8	13.1	43	13.6	3.3	0.6	0	0.4	2	S/D	2.8	13	43
2006	3.5	13.8	21.3	18.8	21.4	36.3	41.7	0	0.3	1.5	12.3	2	41.7
2007	10.7	2.8	29.2	28	4.6	2.7	1.4	0.4	0.3	33.2	22.5	4	33.2
2008	14.1	63.8	15.1	16	8.9	5.3	3.9	4.9	1.1	15.2	24.3	4.4	63.8
2009	18.8	25.7	20.8	3.6	6.9	0.6	0.5	0.3	3.2	16.8	28.2	10.9	28.2
2010	15.3	46	91.3	32.1	1.9	5.3	4.9	2.4	0.6	50.1	12.7	29.2	91.3
2011	30.9	21.2	7.4	41.5	15.7	0	2	0	6.5	17.3	25.4	32	41.5
2012	51	23.5	30	50	4.7	0.2	0	0	0	9.9	20	8.2	51
2013	10	21.6	25.6	6.5	25.3	0	4.4	7.9	4.7	13	12.5	7.2	25.6
2014	7.8	2.1	25.5	16.3	3.6	4.4	0	7.5	0	25	17.8	1.3	25.5
2015	19.4	37.5	41.6	0	9.1	0	5.8	0	0	7.4	27.5	0	41.6
2016	13.2	19.9	47.4	24.8	2.3	0	2.5	1	13.2	0.7	1	9.7	47.4
2017	11.1	25.5	47.8	38.7	13.5	0	0	0	1	10.5	1.5	4.2	47.8
2018	11.3	18.7	9.4	19.5	19.9	0	0	0	0	16.4	29.4	5.5	29.4
2019	0	20	27.5	18.9	0	0	5.2	0	0	2.4	10.3	5.2	27.5
MÁXIMO	51	63.8	91.3	71.2	52.6	36.3	41.7	21.8	25	50.7	30.6	51.8	91.3
MÍNIMO	0	1.5	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18.4
Nº Datos	50	50	50	50	50	50	50	49	49	48	49	50	50

Estación Hacienda Pucara Precipitación Máxima en 24 horas

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1970	14.0	13.0	12.0	7.0	29.0	5.0	0.0	0.0	7.0	37.0	34.0	17.0	37.0
1971	18.0	29.0	50.0	28.0	28.0	8.0	0.0	0.0	0.0	11.0	0.0	10.0	50.0
1972	8.0	79.0	30.0	35.0	0.0	0.0	5.0	3.0	4.4	72.9	90.8	33.0	90.8
1973	8.0	0.0	60.5	20.8	30.4	70.2	0.0	2.0	10.0	3.4	30.0	8.0	70.2
1974	30.0	80.0	50.0	0.0	0.0	30.0	0.0	28.0	30.0	50.0	S/D	0.8	80.0
1975	20.0	50.0	50.0	50.0	0.3	0.6	0.5	7.0	10.0	17.0	0.0	0.0	50.0
1976	1.1	10.0	15.0	37.0	23.0	1.0	0.0	0.0	0.0	25.0	0.0	9.0	37.0
1977	25.0	15.0	18.0	28.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	28.0
1978	0.0	0.0	25.0	15.0	5.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0	25.0
1979	25.0	0.0	25.0	0.0	0.0	2.9	0.0	5.0	15.0	0.0	0.9	0.0	25.0
1980	3.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	6.0	6.0	2.5	6.0
1981	4.0	4.3	4.5	2.5	1.2	0.0	2.1	0.6	0.0	18.0	0.0	0.0	18.0
1982	20.0	0.0	0.0	26.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.0	26.0	18.0	26.6
1983	20.0	27.8	41.1	42.7	43.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	43.3
1984	1.6	35.4	31.6	25.6	21.4	4.4	12.0	28.0	4.5	0.0	0.0	0.0	35.4
1985	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	22.0	19.0	39.0	39.0
1986	46.0	25.0	19.0	25.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	27.0	35.0	14.0	46.0
1987	30.0	10.0	20.0	10.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	23.0	0.0	0.0	30.0
1988	40.0	27.0	25.0	20.0	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40.0
1989	10.1	19.0	19.0	39.0	0.0	20.0	10.0	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0	39.0
1990	0.0	14.0	25.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40.0	0.0	40.0
1991	12.0	25.0	20.0	25.0	11.0	0.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
1992	28.8	10.2	19.5	9.0	18.2	0.0	0.0	0.0	0.0	20.0	13.3	10.4	28.8
1993	23.4	40.2	13.9	24.4	10.7	3.7	2.3	1.7	22.4	30.4	30.6	43.3	43.3
1994	12.2	14.2	31.8	30.4	9.8	7.0	0.5	1.1	23.3	2.5	20.3	10.8	31.8
1995	2.7	10.6	10.6	20.1	4.0	0.5	10.3	0.6	2.5	10.0	20.2	23.6	23.6
1996	9.5	10.4	40.7	22.1	4.5	10.3	0.0	1.3	10.3	20.7	20.7	11.8	40.7
1997	10.4	12.1	5.7	11.7	4.4	3.6	4.0	1.4	2.7	7.5	10.1	2.6	12.1
1998	17.2	50.4	30.2	30.5	20.4	7.9	0.0	5.3	60.1	40.8	30.3	11.8	60.1
1999	37.6	32.0	20.6	10.9	28.2	7.1	2.1	0.7	20.6	9.1	26.5	30.4	37.6
2000	20.5	70.5	10.1	35.9	14.1	10.2	1.8	4.6	20.5	2.6	10.4	12.7	70.5
2001	50.6	51.8	50.0	11.0	40.3	2.1	5.1	0.0	20.9	50.6	32.8	14.9	51.8
2002	19.6	12.1	14.6	30.2	18.4	4.5	10.1	0.0	1.3	40.6	17.8	11.4	40.6

«continuación»

Estación Hacienda Pucara Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2003	11.3	24.3	30.2	10.2	10.6	10.5	2.2	2.5	10.1	61.3	30.1	20.9	61.3
2004	10.7	20.0	10.9	50.1	10.4	2.4	7.9	0.0	31.4	20.4	28.3	46.8	50.1
2005	4.0	50.2	40.2	20.9	9.4	3.2	0.1	10.3	11.6	12.0	10.2	22.7	50.2
2006	51.1	40.5	35.7	30.2	5.6	6.8	20.5	1.9	2.1	20.3	13.8	10.3	51.1
2007	47.2	13.0	44.9	21.8	16.5	1.1	3.1	7.8	5.3	45.6	60.7	26.4	60.7
2008	35.3	30.6	27.7	20.9	15.4	9.5	3.3	11.6	4.0	40.2	52.5	19.2	52.5
2009	53.1	17.7	28.9	25.3	3.5	2.8	3.1	8.1	2.5	39.7	11.7	20.4	53.1
2010	7.1	38.0	45.1	12.5	8.2	3.6	0.3	2.2	7.1	42.6	9.2	27.6	45.1
2011	20.6	23.4	25.4	30.4	15.8	0.6	3.3	0.8	9.2	31.8	22.0	23.1	31.8
2012	11.9	21.0	30.4	39.8	12.6	1.7	0.8	0.5	1.0	28.3	27.6	24.7	39.8
2013	15.0	12.7	28.2	6.1	47.5	1.3	1.5	13.9	2.4	20.4	28.0	14.0	47.5
2014	17.0	9.2	56.5	11.5	23.5	2.9	3.5	3.5	4.8	19.9	58.2	3.8	58.2
2015	21.9	82.6	S/D	14.1	15.0	0.4	3.4	0.5	0.4	5.4	26.0	6.8	82.6
2016	16.9	21.3	20.3	35.6	24.0	1.6	0.7	1.6	49.4	17.8	1.4	17.2	49.4
2017	9.3	5.8	39.7	13.6	33.1	1.5	0.0	25.3	13.0	14.0	12.5	16.2	39.7
2018	33.8	17.6	6.9	15.9	17.6	5.6	2.9	0.3	0.3	25.5	29.5	4.0	33.8
2019	14.5	26.6	41.3	34.4	18.3	0.9	20.0	1.0	7.9	47.5	36.0	25.3	47.5
MÁXIMO	53.1	82.6	60.5	50.1	47.5	70.2	20.5	28.0	60.1	72.9	90.8	46.8	90.8
MÍNIMO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0
Nº Datos	50	50	49	50	49	49	48	48	48	49	48	49	49

Estación Incahuasi Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1970	13.0	12.5	27.0	10.0	13.0	4.5	0.5	5.0	10.0	33.0	17.0	14.0	33.0
1971	11.0	18.5	53.0	23.0	18.5	7.0	0.5	3.0	8.5	11.5	14.0	13.0	53.0
1972	11.0	27.0	37.0	30.0	1.5	4.5	4.0	3.0	5.0	0.5	7.0	22.5	37.0
1973	12.0	19.0	40.5	55.0	10.0	8.0	6.0	16.0	17.0	11.0	7.5	12.5	55.0
1974	7.0	30.5	18.0	9.5	2.5	11.5	13.0	15.0	13.0	15.0	10.0	13.5	30.5
1975	8.0	19.0	32.0	21.5	13.0	6.0	1.5	15.5	5.5	27.0	20.0	2.0	32.0
1976	19.5	26.5	18.0	19.0	16.5	6.0	1.5	0.0	1.5	8.0	12.5	6.0	26.5
1977	24.5	21.0	36.0	23.0	9.5	11.0	0.0	0.0	10.5	4.5	8.0	7.0	36.0
1978	8.0	11.5	25.5	20.5	11.5	4.0	12.0	7.0	5.0	9.0	8.0	5.0	25.5
1979	16.5	17.0	17.0	15.0	8.0	5.0	0.5	10.5	12.0	5.5	5.0	3.0	17.0
1980	8.0	11.0	33.5	19.0	5.5	0.0	2.5	0.0	0.0	21.0	15.0	6.0	33.5
1981	5.5	35.0	39.0	25.0	5.0	9.0	4.0	3.5	0.0	5.0	13.0	20.0	39.0
1982	10.0	14.0	8.0	40.5	9.0	3.0	0.0	0.0	7.5	22.0	15.0	37.0	40.5
1983	32.0	34.5	30.5	20.0	22.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0	2.0	11.5	34.5
1984	6.0	33.5	19.5	12.5	18.0	5.5	5.5	0.0	0.0	13.5	3.0	3.0	33.5
1985	2.5	2.5	9.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	5.5	20.0	0.0	8.5	20.0
1986	7.5	12.0	20.0	34.0	4.0	0.0	9.0	7.0	5.0	5.5	14.5	13.5	34.0
1987	38.0	23.0	45.0	36.0	7.0	0.0	2.0	0.0	5.0	11.5	4.5	5.0	45.0
1988	22.5	12.0	8.0	43.5	27.5	1.0	0.0	0.0	8.5	13.0	22.0	6.0	43.5
1989	20.0	25.0	62.0	22.0	20.0	13.0	0.0	2.0	23.0	12.0	3.0	0.0	62.0
1990	8.0	16.5	17.0	16.0	12.5	11.5	5.5	0.0	0.5	27.0	31.5	7.5	31.5
1991	10.0	21.5	6.0	17.5	2.0	0.0	0.0	0.0	5.0	2.5	13.0	21.5	21.5
1992	5.0	4.5	14.0	22.0	6.0	3.0	0.0	3.0	8.5	7.5	14.0	21.0	22.0
1993	10.0	36.5	29.0	22.0	12.0	3.0	3.5	3.0	4.5	11.0	3.5	12.5	36.5
1994	16.0	24.0	25.0	26.5	5.5	6.0	1.5	3.0	9.5	13.0	15.0	7.5	26.5
1995	9.5	12.5	12.0	14.5	8.5	1.0	6.0	2.0	5.0	10.0	13.9	21.5	21.5
1996	7.3	8.5	21.6	20.5	3.2	7.9	0.0	5.1	0.0	15.3	5.3	3.5	21.6
1997	16.5	10.7	26.2	9.4	3.4	1.6	0.0	0.0	3.8	12.5	12.9	23.1	26.2
1998	18.6	22.9	19.0	S/D	40.6	6.3	2.7	2.5	13.5	33.8	13.4	7.2	40.6
1999	13.3	38.5	10.8	17.3	29.1	6.3	1.9	11.1	17.5	6.5	9.3	10.0	38.5
2000	20.4	17.5	43.5	31.8	12.0	4.8	1.5	4.0	18.1	1.4	3.0	23.3	43.5
2001	15.1	31.0	26.6	31.2	8.8	0.6	6.7	1.8	16.6	15.3	27.5	9.8	31.2
2002	15.3	43.6	35.9	54.4	17.0	2.6	S/D	0.0	S/D	S/D	S/D	14.5	54.4

«continuación»

Estación Incahuasi Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2003	12.9	28.5	14.8	6.4	14.0	10.6	5.5	1.5	7.1	4.7	13.4	20.0	28.5
2004	12.2	7.2	13.7	22.9	7.3	1.8	6.8	0.0	17.3	19.4	12.7	20.6	22.9
2005	2.6	22.1	S/D	5.5	1.8	4.8	0.6	1.0	4.3	12.8	8.6	8.5	22.1
2006	17.3	33.2	51.6	25.4	2.5	9.0	14.8	1.6	1.8	4.6	36.0	10.1	51.6
2007	17.7	9.6	20.8	12.5	6.1	1.3	3.0	12.5	1.8	29.1	23.5	10.8	29.1
2008	16.1	55.8	28.8	16.0	8.6	6.1	6.2	5.3	8.0	14.6	8.7	6.0	55.8
2009	45.6	17.0	35.2	5.8	10.6	9.0	4.0	11.8	10.9	13.4	11.6	19.2	45.6
2010	18.4	53.8	52.8	27.6	9.4	3.1	1.5	1.6	12.6	26.9	14.9	14.0	53.8
2011	17.6	28.3	8.0	31.1	23.3	3.8	8.2	5.3	15.3	10.5	6.0	25.1	31.1
2012	21.3	19.5	22.6	25.0	9.6	3.3	0.1	3.5	6.4	24.6	17.0	9.0	25.0
2013	29.3	19.3	18.3	10.1	34.6	1.5	6.2	4.4	3.9	32.3	0.0	17.7	34.6
2014	9.9	5.2	40.2	12.4	17.4	9.0	10.9	4.0	17.4	13.9	32.9	14.7	40.2
2015	21.1	20.5	48.8	14.4	6.9	1.1	3.4	0.0	2.4	19.9	22.6	3.5	48.8
2016	46.6	25.9	31.7	31.6	16.8	5.0	1.7	0.8	10.9	5.4	8.7	12.5	46.6
2017	22.0	58.0	35.2	22.7	26.6	2.6	0.0	17.2	8.9	16.7	4.1	3.7	58.0
2018	21.9	7.6	19.3	38.7	32.5	8.7	2.5	2.6	2.1	9.3	30.6	4.5	38.7
2019	10.6	53.3	38.4	36.5	11.0	4.8	10.6	1.1	2.5	9.5	11.6	23.0	53.3
MÁXIMO	46.6	58.0	62.0	55.0	40.6	13.0	14.8	17.2	23.0	33.8	36.0	37.0	62.0
MÍNIMO	2.5	2.5	6.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	17.0
Nº Datos	50	50	49	49	50	50	49	50	49	49	49	50	50

Estación Jayanca Precipitación Máxima en 24 horas

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1970	0.3	0.0	3.4	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0	0.5	0.0	0.6	0.0	3.4
1971	0.0	5.7	30.9	3.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.1	0.5	0.6	5.5	30.9
1972	0.0	8.3	112.5	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	1.6	0.0	112.5
1973	2.6	8.5	18.8	8.8	0.5	1.0	0.0	0.0	4.0	0.2	2.1	0.0	18.8
1974	0.1	4.3	0.0	0.0	2.0	1.3	0.0	1.8	0.6	0.7	0.0	0.0	4.3
1975	1.1	10.5	29.3	6.8	0.0	0.5	0.0	4.8	0.0	4.9	0.0	0.0	29.3
1976	14.4	0.0	0.2	13.9	1.6	0.0	0.0	0.0	2.2	0.0	0.0	0.0	14.4
1977	1.5	9.3	4.4	0.0	0.3	0.0	1.6	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	9.3
1978	0.0	0.0	15.4	2.3	0.0	0.7	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.5	15.4
1979	0.5	0.2	5.0	0.9	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	5.0
1980	0.5	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	0.1	4.0
1981	0.0	2.3	35.0	1.8	0.0	0.0	1.2	0.9	0.0	0.0	4.2	1.5	35.0
1982	2.2	0.4	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	0.7	11.5	0.7	11.5
1983	37.4	44.1	57.9	85.8	110.0	33.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	110.0
1984	0.0	35.2	23.8	2.0	1.7	0.2	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0	0.0	35.2
1985	0.0	0.4	0.3	0.0	7.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	7.6
1986	6.3	0.0	2.7	3.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.3
1987	2.3	8.8	19.7	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	19.7
1988	6.4	0.0	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	S/D	0.0	0.0	0.0	0.5	6.4
1989	4.0	10.5	0.0	4.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	10.5
1990	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.5	4.0	0.0	6.5
1991	0.0	0.0	2.4	6.4	0.0	0.0	0.0	S/D	S/D	0.0	1.4	0.0	6.4
1992	0.8	0.0	6.1	28.1	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D	S/D	6.0	28.1
1993	0.6	4.9	27.1	6.1	0.5	0.2	S/D	S/D	0.3	0.0	0.0	0.0	27.1
1994	2.6	9.7	23.6	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.7	1.9	0.0	0.5	23.6
1995	0.0	19.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	1.5	2.3	19.5
1996	0.2	0.0	7.7	4.6	0.8	0.5	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	7.7
1997	0.0	0.9	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.0	7.4	16.3	16.3
1998	59.6	92.7	96.3	26.0	5.2	0.4	0.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.3	96.3
1999	1.6	39.5	2.2	10.1	4.1	2.6	0.0	0.0	3.9	0.5	0.2	3.9	39.5
2000	1.5	0.7	12.4	9.5	0.0	0.8	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0	2.8	12.4
2001	5.1	9.2	41.6	8.1	0.0	0.3	0.6	0.0	0.0	0.9	0.9	0.8	41.6
2002	0.0	23.3	52.1	35.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	6.8	0.0	52.1

«continuación»

Estación Jayanca Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2003	3.6	29.9	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	0.8	2.5	29.9
2004	0.4	1.6	S/D	2.6	S/D	0.0	5.0	0.0	1.5	2.5	0.2	8.2	8.2
2005	0.6	3.5	9.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	1.7	0.0	9.4
2006	7.8	2.8	45.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	0.0	45.1
2007	0.8	0.0	2.4	2.4	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	2.4	0.0	2.4
2008	2.1	12.0	52.2	2.7	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	5.4	S/D	52.2
2009	4.9	6.7	18.0	0.6	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	18.0
2010	0.0	57.4	4.7	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	3.4	0.0	57.4
2011	9.0	1.0	0.0	9.1	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	9.1
2012	2.8	68.0	46.3	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	1.2	2.2	68.0
2013	2.0	2.0	8.2	0.0	9.8	0.0	S/D	0.0	0.0	1.2	0.0	2.0	9.8
2014	0.0	0.0	0.8	0.7	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	5.6	0.0	5.6
2015	2.0	4.5	38.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0	38.3
2016	5.2	11.5	7.0	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.5
2017	25.9	120.8	113.0	10.0	11.3	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	120.8
2018	1.7	0.0	1.0	3.8	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	1.5	5.1
2019	0.2	70.5	9.0	18.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.4	70.5
MÁXIMO	59.6	120.8	113.0	85.8	110.0	33.5	5.0	4.8	4.0	6.5	11.5	16.3	120.8
MÍNIMO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4
Nº Datos	50	50	49	50	49	50	48	47	49	49	49	49	50

Estación Olmos Precipitación Máxima en 24 horas

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1970	5.1	0.6	5.5	0.3	6.0	2.2	0.0	0.4	1.4	3.7	1.0	0.0	6.0
1971	2.2	18.5	78.8	13.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	4.3	5.6	78.8
1972	0.0	42.5	156.5	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	0.8	156.5
1973	32.8	21.6	51.7	57.7	0.0	0.2	0.0	0.0	2.6	0.3	1.5	0.0	57.7
1974	0.0	7.1	8.0	0.8	0.0	1.8	0.0	2.0	0.5	3.7	0.0	0.0	8.0
1975	0.0	23.7	34.5	11.4	0.5	0.2	0.0	0.4	0.5	5.2	0.0	0.0	34.5
1976	34.3	2.6	0.0	2.4	3.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.3
1977	S/D	S/D	10.0	S/D	S/D	S/D	0.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
1978	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D
1979	0.0	0.0	11.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	0.0	0.0	0.0	11.7
1980	0.0	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8
1981	0.0	3.6	50.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	1.2	50.2
1982	0.9	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	0.0	7.4	7.4
1983	73.8	67.4	61.5	91.2	74.3	55.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	91.2
1984	3.9	47.0	9.0	2.8	3.0	0.4	0.0	0.0	0.0	3.6	0.0	0.0	47.0
1985	0.0	4.1	6.0	1.6	4.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.8	0.0	5.2	6.0
1986	1.9	10.2	0.2	4.5	0.0	0.0	0.0	0.7	0.9	0.1	0.9	0.0	10.2
1987	2.5	19.0	12.0	7.0	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0	S/D	0.0	0.0	19.0
1988	13.0	7.6	0.0	18.3	7.8	0.0	0.0	3.0	0.0	2.8	4.4	1.4	18.3
1989	7.0	13.8	30.6	4.9	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	30.6
1990	0.0	0.0	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	5.0	4.6	7.5
1991	0.0	2.8	17.7	4.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	17.7
1992	8.3	5.1	65.5	85.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	6.7	85.7
1993	0.0	35.9	71.2	48.5	1.3	0.7	0.0	0.0	2.5	0.3	1.5	9.4	71.2
1994	0.8	7.8	76.5	15.6	2.5	0.4	0.0	0.0	3.3	2.1	0.3	2.8	76.5
1995	26.4	25.0	2.6	4.2	0.4	0.0	2.2	0.3	0.0	0.0	4.9	3.3	26.4
1996	0.3	3.4	11.9	8.3	0.5	0.0	0.0	0.5	0.0	1.0	0.0	0.0	11.9
1997	0.0	4.1	4.1	19.9	0.9	0.3	0.0	0.0	7.3	0.0	1.8	26.6	26.6
1998	151.6	135.3	132.0	52.4	16.7	0.6	0.6	0.0	3.2	7.9	0.0	1.4	151.6
1999	5.0	52.1	4.2	29.2	29.6	0.5	0.0	0.0	2.6	2.5	0.0	11.4	52.1
2000	4.4	19.3	82.0	18.4	7.7	1.9	0.0	0.1	0.3	0.0	0.2	10.1	82.0
2001	17.1	21.2	52.0	43.5	0.2	0.6	0.3	0.0	3.2	2.5	5.9	4.3	52.0
2002	0.0	43.1	111.8	91.0	2.9	0.2	0.4	0.0	0.0	4.6	2.2	10.6	111.8

«continuación»

Estación Olmos Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2003	12.2	26.2	2.1	2.5	0.0	0.5	0.0	0.0	1.2	0.0	0.8	8.3	26.2
2004	1.5	0.0	1.6	4.5	1.8	0.0	3.7	0.0	1.2	4.3	0.1	5.7	5.7
2005	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.0	0.0	0.5	1.5	1.9	S/D
2006	3.2	88.6	29.7	7.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	88.6
2007	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
2008	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
2009	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
2010	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
2011	5.3	16.1	0.5	47.4	0.4	2.0	0.0	0.1	0.7	0.2	3.9	1.1	47.4
2012	6.1	42.6	49.0	37.9	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	1.0	1.2	4.0	49.0
2013	6.9	3.0	6.2	0.0	5.7	0.3	0.1	0.0	0.3	0.1	0.0	2.5	6.9
2014	1.3	1.5	6.5	0.7	4.7	0.1	0.0	0.0	0.0	S/D	S/D	S/D	6.5
2015	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	6.9	0.2	6.9
2016	12.0	11.2	8.1	26.6	0.1	0.0	0.0	0.2	1.2	0.0	1.3	0.7	26.6
2017	40.9	99.8	139.0	76.5	14.7	0.0	0.0	0.4	0.4	1.1	0.0	0.7	139.0
2018	22.2	1.3	5.6	6.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	6.3	1.3	22.2
2019	1.9	57.8	22.1	31.8	3.1	0.0	1.1	0.0	0.0	0.5	1.0	1.3	57.8
MÁXIMO	151.6	135.3	156.5	91.2	74.3	55.0	3.7	3.0	7.3	7.9	6.9	26.6	156.5
MÍNIMO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7
Nº Datos	42	42	43	42	42	42	44	44	44	42	43	43	43

Estación Porculla Precipitación Máxima en 24 horas

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1970	32.5	8.5	24.5	16.5	18.5	19.5	0.0	5.5	24.0	11.0	16.0	13.0	32.5
1971	18.0	41.0	50.0	30.5	7.5	11.0	0.0	8.5	0.0	0.0	0.0	0.0	50.0
1972	13.0	30.5	58.0	13.5	13.0	12.5	0.0	0.0	5.5	0.0	0.0	6.5	58.0
1973	7.5	15.0	32.5	54.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0	11.5	5.0	1.7	54.0
1974	4.3	54.6	26.2	13.0	2.3	0.0	0.0	3.2	8.3	8.5	3.3	8.6	54.6
1975	40.5	37.5	59.0	25.5	13.0	6.5	0.0	0.0	8.3	45.5	5.3	8.3	59.0
1976	100.5	37.3	73.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	17.0	100.5
1977	17.0	20.0	20.0	23.0	21.0	10.0	9.0	11.0	15.0	3.0	3.0	10.0	23.0
1978	7.0	20.0	20.0	18.0	14.5	10.0	2.0	10.0	4.0	2.0	8.0	2.0	20.0
1979	10.0	19.0	20.0	12.5	4.0	3.5	10.0	1.0	10.0	3.0	2.0	10.0	20.0
1980	10.0	12.0	10.0	11.0	3.0	6.0	0.0	2.5	1.0	24.0	20.0	18.2	24.0
1981	24.1	35.0	34.0	22.0	3.1	1.0	2.1	1.0	0.0	5.3	2.1	25.0	35.0
1982	31.0	18.0	20.1	25.0	20.0	1.0	0.0	0.0	2.0	10.0	11.0	22.0	31.0
1983	20.0	25.0	59.5	52.0	S/D	14.8	15.8	4.1	2.5	7.3	19.5	21.0	59.5
1984	26.0	25.0	35.0	32.0	4.5	2.1	1.0	0.0	0.0	12.0	0.0	11.0	35.0
1985	18.5	19.0	31.5	4.7	11.6	0.0	0.0	10.0	0.0	8.5	11.0	20.0	31.5
1986	22.0	40.5	20.0	24.0	5.0	0.0	0.0	0.0	15.5	20.0	20.0	19.5	40.5
1987	20.0	20.0	20.0	20.0	0.0	10.0	13.0	1.0	0.0	25.0	19.5	12.1	25.0
1988	28.0	25.0	20.0	S/D	0.0	0.0	0.0	0.0	11.2	10.0	19.0	20.0	28.0
1989	25.0	27.0	35.0	S/D	0.0	15.0	0.0	1.0	10.2	20.0	1.0	16.7	35.0
1990	5.8	27.5	20.0	22.0	0.0	11.0	0.0	0.0	0.0	38.0	26.0	13.0	38.0
1991	10.0	19.5	25.0	15.0	9.3	10.0	1.0	0.0	0.0	8.0	4.0	20.0	25.0
1992	22.0	20.0	29.1	38.0	12.0	2.0	0.0	0.0	3.2	5.0	20.0	0.0	38.0
1993	1.0	34.0	43.0	28.4	21.3	1.0	0.0	0.0	5.0	9.2	0.0	10.1	43.0
1994	18.5	22.2	25.0	27.0	10.5	2.0	3.1	0.0	8.5	5.0	10.0	20.0	27.0
1995	26.5	23.0	20.0	11.5	16.5	0.0	13.0	10.0	0.0	0.0	8.0	22.0	26.5
1996	20.0	20.0	30.0	28.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.0	6.2	2.1	30.0
1997	0.0	20.0	27.4	33.8	0.5	9.3	7.3	0.4	19.6	0.7	14.5	21.4	33.8
1998	9.6	22.2	20.0	20.0	20.0	7.1	5.3	0.0	8.3	15.2	7.1	19.1	22.2
1999	19.6	21.0	19.1	17.6	18.8	4.2	5.1	2.1	8.1	4.2	2.1	15.8	21.0
2000	16.7	17.9	25.8	16.6	12.6	14.2	0.0	5.0	9.7	0.0	6.0	11.5	25.8
2001	18.4	16.7	18.4	10.5	12.3	1.0	5.0	0.0	5.0	7.1	18.4	9.6	18.4
2002	8.9	20.0	20.0	19.4	11.2	1.8	3.2	0.0	0.1	10.6	7.2	12.9	20.0

«continuación»

Estación Porculla Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2003	18.5	16.6	11.0	11.0	9.2	11.5	4.2	0.0	1.4	1.0	7.0	13.5	18.5
2004	9.8	6.4	6.3	16.7	10.2	0.1	1.1	0.0	10.2	12.6	6.6	13.6	16.7
2005	6.0	18.3	20.0	8.5	1.9	3.0	0.0	0.0	2.0	5.0	3.5	14.0	20.0
2006	18.0	55.4	49.5	17.1	1.7	1.8	7.8	0.0	1.0	0.1	9.9	12.5	55.4
2007	11.1	10.2	15.2	14.1	5.0	3.5	0.2	1.7	0.3	17.2	10.2	4.3	17.2
2008	55.9	55.0	117.1	104.3	6.9	3.8	5.3	4.0	3.4	15.7	15.4	1.6	117.1
2009	52.3	79.9	72.3	8.4	14.6	1.3	0.0	1.8	0.5	2.5	16.3	9.8	79.9
2010	32.1	158.4	39.3	16.5	3.3	5.3	0.2	1.2	0.4	39.7	5.5	12.2	158.4
2011	18.6	38.5	11.5	30.3	10.8	5.5	2.0	1.7	7.3	18.2	9.6	19.0	38.5
2012	22.0	43.4	32.5	62.5	4.5	0.3	0.0	0.1	0.0	8.3	10.6	13.9	62.5
2013	37.3	36.2	26.8	2.2	29.3	0.0	2.1	0.0	7.9	13.7	0.2	8.3	37.3
2014	8.6	20.6	37.2	6.1	S/D	1.8	0.0	0.6	0.4	18.0	17.8	15.7	37.2
2015	12.6	37.6	S/D	18.3	6.0	2.3	2.4	0.0	0.0	2.8	16.9	17.6	37.6
2016	48.4	18.9	48.9	16.7	1.4	9.5	0.0	0.0	2.9	0.5	2.7	4.0	48.9
2017	12.0	27.7	48.1	30.4	7.9	2.1	0.0	0.0	0.0	6.0	1.3	8.1	48.1
2018	6.3	32.4	16.7	17.5	20.3	0.5	0.0	0.0	0.0	1.8	9.9	3.5	32.4
2019	48.7	30.5	16.5	12.3	5.5	0.8	0.0	0.0	0.0	3.9	0.8	9.1	48.7
MÁXIMO	100.5	158.4	117.1	104.3	29.3	19.5	15.8	11.0	24.0	45.5	26.0	25.0	158.4
MÍNIMO	0.0	6.4	6.3	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.7
Nº Datos	50	50	49	47	47	49	49	49	49	49	49	50	50

Estación Tocmoche Precipitación Máxima en 24 horas

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1970	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.0	0.0	10.0	0.0	0.0	20.0	20.0
1971	0.0	20.0	30.0	10.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.0
1972	0.0	8.0	15.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	60.0	60.0
1973	71.0	65.0	76.0	53.0	37.0	16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	76.0
1974	0.0	36.0	35.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	36.0
1975	0.0	25.0	18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	25.0
1976	0.0	10.0	20.0	10.0	0.0	0.0	0.0	8.0	10.0	8.0	10.0	10.0	20.0
1977	15.0	25.0	40.0	32.0	20.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40.0
1978	10.0	20.0	28.0	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.0	0.0	0.0	0.0	28.0
1979	20.0	45.0	45.0	20.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.0
1980	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0
1981	0.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	5.2	4.5	1.2	3.1	S/D
1982	11.0	10.0	51.7	61.0	16.8	0.0	0.0	0.0	0.3	0.4	0.3	0.4	61.0
1983	0.5	1.1	47.0	45.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.4	0.3	0.1	S/D	47.0
1984	6.9	1.1	12.0	7.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	3.0	2.0	12.0
1985	4.0	6.1	7.0	7.0	2.0	0.0	3.0	1.0	0.0	2.0	1.0	4.0	7.0
1986	5.0	22.0	32.0	9.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	32.0
1987	2.0	8.0	27.0	33.0	2.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	11.0	85.0	85.0
1988	92.0	97.0	100.0	45.0	28.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0	100.0
1989	15.0	50.0	36.0	27.0	45.0	8.0	0.0	0.0	10.0	5.0	0.0	35.0	50.0
1990	27.0	38.0	110.0	20.0	9.0	10.0	0.0	3.0	2.0	1.0	0.0	8.0	110.0
1991	20.0	36.0	78.0	75.0	2.0	0.0	0.0	0.0	4.0	6.0	3.0	2.0	78.0
1992	0.0	68.0	63.0	65.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	5.0	6.0	68.0
1993	13.0	53.0	10.0	5.0	0.0	4.0	0.0	0.0	4.0	1.0	2.0	10.0	53.0
1994	10.0	22.0	110.0	10.0	2.0	0.0	6.0	0.0	7.0	11.0	6.0	14.0	110.0
1995	3.0	36.0	32.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	3.0	36.0
1996	19.0	39.0	S/D	20.0	0.0	4.0	2.4	0.0	0.0	2.3	16.0	3.7	39.0
1997	7.5	13.9	33.0	6.1	9.4	0.0	0.0	2.3	0.6	8.5	10.0	1.6	33.0
1998	65.8	109.4	92.2	84.5	5.2	2.0	1.2	1.0	1.9	6.0	3.7	1.8	109.4
1999	54.1	44.0	57.0	10.0	23.2	3.8	1.5	2.9	0.0	5.0	8.8	9.5	57.0
2000	18.3	65.8	37.2	39.8	7.0	4.0	1.7	1.0	5.0	10.4	6.5	12.2	65.8
2001	20.8	42.5	4.8	19.0	5.5	3.0	1.8	0.0	5.4	2.8	3.2	10.0	42.5
2002	18.0	60.0	67.5	18.5	9.4	5.1	0.0	2.0	0.0	7.6	3.0	9.0	67.5

«continuación»

Estación Tocmoche Precipitación Máxima en 24 horas													
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
2003	13.5	13.5	62.0	11.3	30.0	0.0	0.0	0.0	2.4	17.8	0.0	7.6	62.0
2004	18.6	4.6	59.6	6.2	25.6	1.8	1.4	1.6	3.8	5.2	18.2	3.2	59.6
2005	15.8	51.6	91.8	46.4	12.2	2.6	1.8	0.0	0.0	1.4	6.8	3.6	91.8
2006	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	0.7	0.0	1.3	2.2	0.0	3.2	3.2
2007	23.1	92.0	95.2	32.5	S/D	0.8	0.0	4.3	8.3	6.5	1.0	0.0	95.2
2008	S/D	S/D	S/D	S/D	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	13.6	6.2	20.0
2009	17.9	81.3	38.9	53.3	4.7	1.9	2.3	0.0	0.8	4.8	2.7	11.0	81.3
2010	92.0	109.4	110.0	84.5	45.0	16.0	6.0	8.0	15.0	17.8	18.2	85.0	110.0
2011	0.0	0.0	4.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2
2012	37	36	35	36	36	39	39	40	40	40	40	39	39
2013	2.0	2.0	8.2	0.0	9.8	0.0	S/D	0.0	0.0	1.2	0.0	2.0	9.8
2014	0.0	0.0	0.8	0.7	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	5.6	0.0	5.6
2015	2.0	4.5	38.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0	38.3
2016	5.2	11.5	7.0	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.5
2017	25.9	120.8	113.0	10.0	11.3	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	120.8
2018	1.7	0.0	1.0	3.8	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	1.5	5.1
2019	0.2	70.5	9.0	18.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.4	70.5
MÁXIMO	59.6	120.8	113.0	85.8	110.0	33.5	5.0	4.8	4.0	6.5	11.5	16.3	120.8
MÍNIMO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4
Nº Datos	50	50	49	50	49	50	48	47	49	49	49	49	50

Anexo 3: Análisis de Frecuencias

Estación Cueva Blanca				
Distribución	Método	Parámetros	Valor	Dmáx
Distr. Normal	Momentos Lineales	Media (X_m)	40.9220	0.129 7
		Desv. Est. (S)	14.6708	Ajusta
Distr. Log-Normal	Momentos Lineales	Media (μ_y)	3.6499	0.074 4
		Desv. Est. (S_y)	0.3527	Ajusta
Distr. Gamma	Momentos Lineales	Forma(Gamma)	7.5265	0.086 6
		Escala(Beta)	5.4370	Ajusta
Distr. Pearson III	Momentos Lineales	Posición (X_0)	19.2089	0.052 2
		Forma(Gamma)	1.9265	Ajusta
		Escala(Beta)	11.2708	
Distr. Log-Pearson III	Momentos Lineales	Posición (X_0)	2.0575	0.046 1
		Forma(Gamma)	20.1376	Ajusta
		Escala(Beta)	0.0791	
Dist. Gumbel	Momentos Lineales	Posición (μ)	34.0293	0.071 3
		Escala (alfa)	11.9413	Ajusta
Dist. Log-Gumbel	Momentos Lineales	Posición (μ)	3.4842	0.078 5
		Escala (alfa)	0.2870	Ajusta

Estación El Limón

Distribución	Método	Parámetros	Valor	Dmáx
Distr. Normal	Momentos Lineales			0.100
		Media (X_m)	39.2180	5
		Desv. Est. (S)	14.4435	Ajusta
Distr. Log-Normal	Momentos Lineales			0.077
		Media (μ_y)	3.6032	3
		Desv. Est. (S_y)	0.3732	Ajusta
Distr. Gamma	Momentos Lineales			0.075
		Forma(Gamma)	7.1185	2
		Escala(Beta)	5.5093	Ajusta
Distr. Pearson III	Momentos Lineales			0.072
		Posición (X_0)	9.0964	1
		Forma(Gamma)	4.0921	Ajusta
		Escala(Beta)	7.3609	
Distr. Log-Pearson III	Momentos Lineales	Posición (X_0)	No Ajusta	No Ajusta
		Forma(Gamma)	No Ajusta	
		Escala(Beta)	No Ajusta	
Dist. Gumbel	Momentos Lineales			0.078
		Posición (μ)	32.4321	4
		Escala (alfa)	11.7563	Ajusta
Dist. Log-Gumbel	Momentos Lineales			0.136
		Posición (μ)	3.4279	6
		Escala (alfa)	0.3037	Ajusta

Estación Hacienda Pucara

Distribución	Método	Parámetros	Valor	Dmáx
Distr. Normal	Momentos Lineales			0.099
		Media (X_m)	45.3936	5
		Desv. Est. (S)	15.3210	Ajusta
Distr. Log-Normal	Momentos Lineales			0.063
		Media (μ_y)	3.7586	2
		Desv. Est. (S_y)	0.3432	Ajusta
Distr. Gamma	Momentos Lineales			0.072
		Forma(Gamma)	8.5249	4
		Escala(Beta)	5.3248	Ajusta
Distr. Pearson III	Momentos Lineales			0.066
		Posición (X_0)	12.7216	3
		Forma(Gamma)	4.2907	Ajusta
		Escala(Beta)	7.6146	
Distr. Log-Pearson III	Momentos Lineales	Posición (X_0)	No Ajusta	No Ajusta
		Forma(Gamma)	No Ajusta	
		Escala(Beta)	No Ajusta	
Dist. Gumbel	Momentos Lineales			0.062
		Posición (μ)	38.1954	1
		Escala (alfa)	12.4706	Ajusta
Dist. Log-Gumbel	Momentos Lineales			0.121
		Posición (μ)	3.5974	6
		Escala (alfa)	0.2793	Ajusta

Estación Incahuasi

Distribución	Método	Parámetros	Valor	Dmáx
Distr. Normal	Momentos Lineales			0.078
		Media (X_m)	36.6440	6
		Desv. Est. (S)	11.8199	Ajusta
Distr. Log-Normal	Momentos Lineales			0.058
		Media (μ_y)	3.5509	2
		Desv. Est. (S_y)	0.3324	Ajusta
Distr. Gamma	Momentos Lineales			0.065
		Forma(Gamma)	9.3580	3
		Escala(Beta)	3.9158	Ajusta
Distr. Pearson III	Momentos Lineales			0.065
		Posición (X_0)	-3.4594	5
		Forma(Gamma)	11.2589	Ajusta
		Escala(Beta)	3.5619	
Distr. Log-Pearson III	Momentos Lineales			0.058
		Posición (X_0)	0.4013	1
		Forma(Gamma)	89.5108	Ajusta
		Escala(Beta)	0.0352	
Dist. Gumbel	Momentos Lineales			0.065
		Posición (μ)	31.0907	4
		Escala (alfa)	9.6208	Ajusta
Dist. Log-Gumbel	Momentos Lineales			0.092
		Posición (μ)	3.3947	7
		Escala (alfa)	0.2706	Ajusta

Estación Jayanca

Distribución	Método	Parámetros	Valor	Dmáx
Distr. Normal	Momentos Lineales			0.200
		Media (X_m)	28.5580	7
		Desv. Est. (S)	26.3937	No Ajusta
Distr. Log-Normal	Momentos Lineales			0.071
		Media (μ_y)	2.8677	3
		Desv. Est. (S_y)	1.0359	Ajusta
Distr. Gamma	Momentos Lineales			0.094
		Forma(Gamma)	0.8957	4
		Escala(Beta)	31.8841	Ajusta
Distr. Pearson III	Momentos Lineales			0.048
		Posición (X_0)	3.3134	1
		Forma(Gamma)	0.6337	Ajusta
		Escala(Beta)	39.8373	
Distr. Log-Pearson III	Momentos Lineales			0.066
		Posición (X_0)	-5.7864	2
		Forma(Gamma)	69.5359	Ajusta
		Escala(Beta)	0.1245	
Dist. Gumbel	Momentos Lineales			0.140
		Posición (μ)	16.1575	6
		Escala (alfa)	21.4833	Ajusta
Dist. Log-Gumbel	Momentos Lineales			0.106
		Posición (μ)	2.3810	5
		Escala (alfa)	0.8432	Ajusta

Estación Olmos

Distribución	Método	Parámetros	Valor	Dmáx
Distr. Normal	Momentos Lineales			0.158
		Media (X_m)	44.8605	6
		Desv. Est. (S)	38.8315	Ajusta
Distr. Log-Normal	Momentos Lineales			0.115
		Media (μ_y)	3.3413	3
		Desv. Est. (S_y)	1.0683	Ajusta
Distr. Gamma	Momentos Lineales			0.085
		Forma(Gamma)	1.0624	1
		Escala(Beta)	42.2270	Ajusta
Distr. Pearson III	Momentos Lineales			0.096
		Posición (X_0)	-2.1121	2
		Forma(Gamma)	1.1928	Ajusta
		Escala(Beta)	39.3800	
Distr. Log-Pearson III	Momentos Lineales			0.126
		Posición (X_0)	-4.9050	5
		Forma(Gamma)	59.3391	Ajusta
		Escala(Beta)	0.1390	
Dist. Gumbel	Momentos Lineales			0.121
		Posición (μ)	26.6164	4
		Escala (alfa)	31.6070	Ajusta
Dist. Log-Gumbel	Momentos Lineales			0.163
		Posición (μ)	2.8394	7
		Escala (alfa)	0.8695	Ajusta

Estación Porculla

Distribución	Método	Parámetros	Valor	Dmáx
Distr. Normal	Momentos Lineales			0.166
		Media (X_m)	38.7918	7
		Desv. Est. (S)	18.4765	Ajusta
Distr. Log-Normal	Momentos Lineales			0.072
		Media (μ_y)	3.5487	3
		Desv. Est. (S_y)	0.4605	Ajusta
Distr. Gamma	Momentos Lineales			0.101
		Forma(Gamma)	4.1510	6
		Escala(Beta)	9.3452	Ajusta
Distr. Pearson III	Momentos Lineales			0.052
		Posición (X_0)	16.3806	1
		Forma(Gamma)	1.2009	Ajusta
		Escala(Beta)	18.6617	
Distr. Log-Pearson III	Momentos Lineales			0.055
		Posición (X_0)	1.8199	2
		Forma(Gamma)	13.8376	Ajusta
		Escala(Beta)	0.1249	
Dist. Gumbel	Momentos Lineales			0.096
		Posición (μ)	30.1111	5
		Escala (alfa)	15.0390	Ajusta
Dist. Log-Gumbel	Momentos Lineales			0.076
		Posición (μ)	3.3323	4
		Escala (alfa)	0.3749	Ajusta

Estación Tocmoche

Distribución	Método	Parámetros	Valor	Dmáx
Distr. Normal	Momentos Lineales			0.078
		Media (X_m)	55.4250	5
		Desv. Est. (S)	29.4144	Ajusta
Distr. Log-Normal	Momentos Lineales			0.078
		Media (μ_y)	3.8640	4
		Desv. Est. (S_y)	0.5992	Ajusta
Distr. Gamma	Momentos Lineales			0.057
		Forma(Gamma)	3.2918	2
		Escala(Beta)	16.8374	Ajusta
Distr. Pearson III	Momentos Lineales			0.046
		Posición (X_0)	-26.7100	1
		Forma(Gamma)	7.5431	Ajusta
		Escala(Beta)	10.8887	
Distr. Log-Pearson III	Momentos Lineales			0.115
		Posición (X_0)	2.1214	6
		Forma(Gamma)	8.2038	Ajusta
		Escala(Beta)	0.2124	
Dist. Gumbel	Momentos Lineales			0.059
		Posición (μ)	41.6053	3
		Escala (alfa)	23.9420	Ajusta
Dist. Log-Gumbel	Momentos Lineales			0.137
		Posición (μ)	3.5824	7
		Escala (alfa)	0.4877	Ajusta

Estación Cueva Blanca

T (años)	P(X≤xT)	NORMAL	LOG NORMAL	GAMMA	PEARSON III	LOG PEARSON III	GUMBEL	LOG GUMBEL	P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregido) mm
		X _T	e ^ X _T	X _T	X _T	e ^ X _T	X _T	e ^ X _T		
2	0.500	40.9	38.5	39.1	37.4	37.5	38.4	36.2	37.5	42.3
5	0.800	53.3	51.8	52.7	51.8	51.3	51.9	50.1	51.3	58.0
10	0.900	59.7	60.5	60.8	61.6	61.4	60.9	62.2	61.4	69.4
20	0.950	65.1	68.7	68.1	71.2	71.9	69.5	76.5	71.9	81.2
25	0.960	66.6	71.3	70.4	74.2	75.3	72.2	81.6	75.3	85.1
50	0.980	71.1	79.4	77.0	83.5	86.5	80.6	99.9	86.5	97.8
75	0.987	73.4	84.1	80.7	88.8	93.4	85.5	112.3	93.4	105.6
100	0.990	75.1	87.4	83.3	92.6	98.5	89.0	122.1	98.5	111.3
175	0.994	78.0	93.9	88.2	100.0	108.8	95.7	143.4	108.8	123.0
200	0.995	78.7	95.4	89.4	101.8	111.4	97.3	149.1	111.4	125.8
500	0.998	83.1	106.2	97.1	113.9	129.9	108.2	194.0	129.9	146.7
1000	0.999	86.3	114.4	102.7	123.0	145.1	116.5	236.7	145.1	164.0

Estación El Limón

T (años)	P(X≤xT)	NORMAL	LOG NORMAL	GAMMA	PEARSON III	LOG PEARSON III	GUMBEL	LOG GUMBEL	P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregido) mm
		X _T	e ^ X _T	X _T	X _T	e ^ X _T	X _T	e ^ X _T		
2	0.500	39.2	36.7	37.4	36.8		36.7	34.4	36.8	41.6
5	0.800	51.4	50.3	50.8	50.5		50.1	48.6	50.5	57.0
10	0.900	57.7	59.2	58.8	59.1		58.9	61.0	59.1	66.8
20	0.950	63.0	67.8	66.1	67.1		67.4	75.9	67.1	75.8
25	0.960	64.5	70.6	68.3	69.5		70.0	81.4	69.5	78.6
50	0.980	68.9	79.0	74.9	77.0		78.3	100.8	77.0	87.0
75	0.987	71.2	84.0	78.6	81.3		83.1	114.1	81.3	91.8
100	0.990	72.8	87.5	81.2	84.2		86.5	124.6	84.2	95.2
175	0.994	75.8	94.4	86.1	89.9		93.1	147.8	89.9	101.6
200	0.995	76.4	96.0	87.2	91.3		94.7	153.9	91.3	103.1
500	0.998	80.8	107.5	94.9	100.4		105.5	203.4	100.4	113.4
1000	0.999	83.9	116.3	100.5	107.2		113.6	251.1	107.2	121.1

Estación Hacienda Pucara

T (años)	P(X≤xT)	NORMAL	LOG NORMAL	GAMMA	PEARSON III	LOG PEARSON III	GUMBEL	LOG GUMBEL	P _{MAX}	P _{MAX} (corregido)
		X _T	e ^ X _T	X _T	X _T	e ^ X _T	X _T	e ^ X _T	mm	mm
2	0.500	45.4	42.9	43.6	42.9		42.8	40.4	42.8	48.3
5	0.800	58.3	57.3	57.7	57.4		56.9	55.5	56.9	64.3
10	0.900	65.0	66.6	66.1	66.4		66.3	68.4	66.3	74.9
20	0.950	70.6	75.4	73.6	74.8		75.2	83.7	75.2	85.0
25	0.960	72.2	78.2	75.9	77.4		78.1	89.2	78.1	88.2
50	0.980	76.9	86.8	82.7	85.3		86.9	108.6	86.9	98.1
75	0.987	79.4	91.8	86.5	89.7		92.0	121.7	92.0	103.9
100	0.990	81.0	95.3	89.1	92.8		95.6	131.9	95.6	108.0
175	0.994	84.1	102.2	94.1	98.8		102.6	154.4	102.6	115.9
200	0.995	84.9	103.8	95.3	100.2		104.2	160.2	104.2	117.8
500	0.998	89.5	115.2	103.1	109.7		115.7	207.1	115.7	130.7
1000	0.999	92.7	123.9	108.8	116.8		124.3	251.3	124.3	140.5

Estación Incahuasi

T (años)	P(X≤xT)	NORMAL	LOG NORMAL	GAMMA	PEARSON III	LOG PEARSON III	GUMBEL	LOG GUMBEL	P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregido) mm
		X _T	e ^ X _T	X _T	X _T	e ^ X _T	X _T	e ^ X _T		
2	0.500	36.6	34.8	35.3	35.5	34.4	34.6	32.9	34.4	38.9
5	0.800	46.6	46.1	46.2	46.2	45.9	45.5	44.7	45.9	51.9
10	0.900	51.8	53.4	52.6	52.5	53.7	52.7	54.8	53.7	60.7
20	0.950	56.1	60.2	58.3	58.1	61.4	59.7	66.6	61.4	69.4
25	0.960	57.3	62.4	60.0	59.8	63.9	61.9	70.8	63.9	72.2
50	0.980	60.9	69.0	65.2	64.8	71.7	68.6	85.7	71.7	81.0
75	0.987	62.8	72.8	68.1	67.6	76.3	72.6	95.7	76.3	86.2
100	0.990	64.1	75.5	70.1	69.6	79.6	75.3	103.5	79.6	89.9
175	0.994	66.5	80.8	73.9	73.3	86.2	80.8	120.5	86.2	97.4
200	0.995	67.1	82.0	74.7	74.1	87.8	82.0	124.9	87.8	99.2
500	0.998	70.7	90.7	80.7	79.9	99.0	90.9	160.1	99.0	111.9
1000	0.999	73.2	97.3	85.0	84.1	107.9	97.5	193.2	107.9	121.9

Estación Jayanca

T (años)	P(X≤xT)	NORMAL	LOG NORMAL	GAMMA	PEARSON III	LOG PEARSON III	GUMBEL	LOG GUMBEL	P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregido) mm
		X _T	e ^ X _T	X _T	X _T	e ^ X _T	X _T	e ^ X _T		
2	0.500	28.6	17.6	18.9	17.7	16.9	24.0	14.7	17.7	20.0
5	0.800	50.8	42.1	46.3	44.8	41.5	48.4	38.3	44.8	50.6
10	0.900	62.4	66.4	67.6	67.3	68.1	64.5	72.1	67.3	76.0
20	0.950	72.0	96.7	89.0	91.1	103.8	80.0	132.4	91.1	102.9
25	0.960	74.8	107.9	95.9	99.0	117.6	84.9	160.5	99.0	111.9
50	0.980	82.8	147.7	117.4	124.3	169.1	100.0	290.4	124.3	140.4
75	0.987	87.1	174.8	130.1	139.5	206.1	108.8	409.9	139.5	157.7
100	0.990	90.0	195.9	139.1	150.5	236.0	115.0	523.1	150.5	170.1
175	0.994	95.3	241.8	156.6	172.3	303.9	127.1	840.1	172.3	194.7
200	0.995	96.5	253.7	160.8	177.6	322.2	129.9	940.5	177.6	200.7
500	0.998	104.5	347.0	189.5	214.7	473.4	149.6	2039.3	214.7	242.6
1000	0.999	110.1	432.2	211.3	243.7	623.2	164.5	3660.1	243.7	275.3

Estación Olmos

T (años)	P(X≤xT)	NORMAL	LOG NORMAL	GAMMA	PEARSON III	LOG PEARSON III	GUMBEL	LOG GUMBEL	P _{MAX}	P _{MAX} (corregido)
		X _T	e ^ X _T	X _T	X _T	e ^ X _T	X _T	e ^ X _T	mm	mm
2	0.500	44.9	28.3	31.8	33.0	27.0	38.2	23.5	31.8	31.8
5	0.800	77.5	69.4	71.8	72.0	68.4	74.0	63.0	71.8	71.8
10	0.900	94.6	111.1	101.8	100.7	114.3	97.7	121.0	101.8	101.8
20	0.950	108.7	163.8	131.6	129.3	177.2	120.5	226.3	131.6	131.6
25	0.960	112.8	183.4	141.1	138.6	201.8	127.7	276.1	141.1	141.1
50	0.980	124.6	253.5	170.8	167.4	294.8	149.9	508.9	170.8	170.8
75	0.987	130.9	301.6	188.1	184.4	362.6	162.9	726.1	188.1	188.1
100	0.990	135.2	339.2	200.4	196.5	417.7	172.0	933.9	200.4	200.4
175	0.994	143.1	421.3	224.3	220.2	544.2	189.8	1522.0	224.3	224.3
200	0.995	144.9	442.7	230.0	225.9	578.5	194.0	1709.9	230.0	230.0
500	0.998	156.6	611.5	269.1	265.2	865.8	223.0	3798.0	269.1	269.1
1000	0.999	164.9	767.0	298.6	295.4	1155.3	244.9	6942.2	298.6	298.6

Estación Porculla

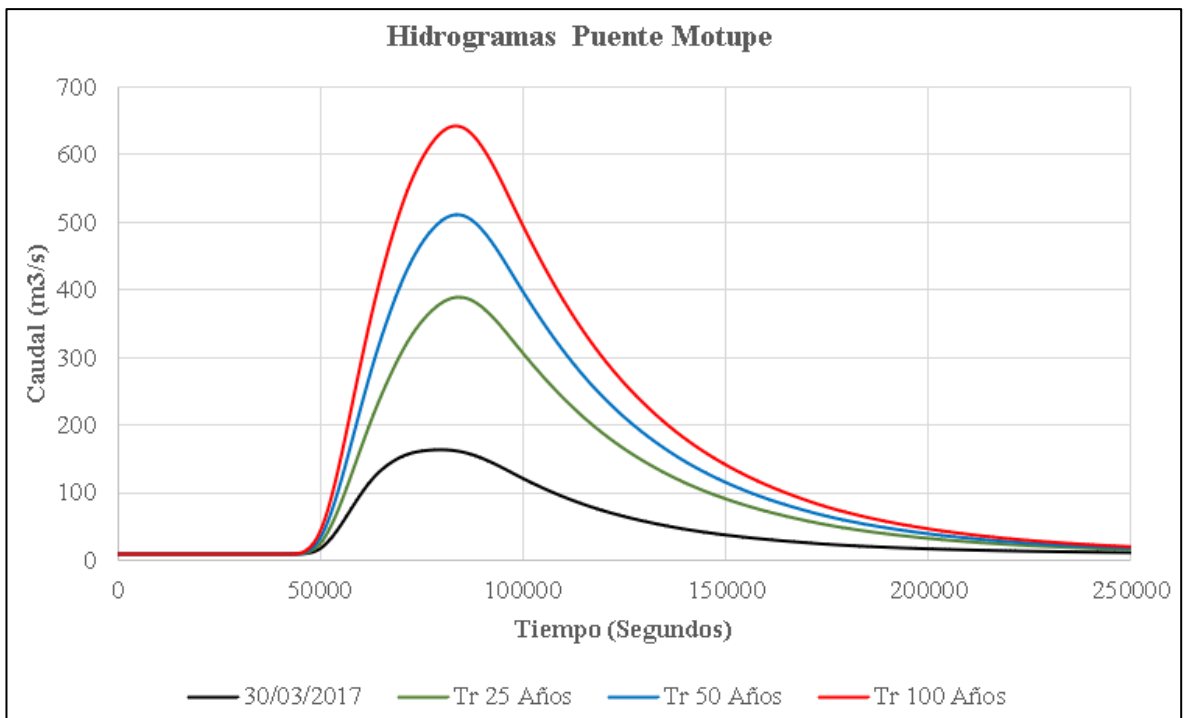
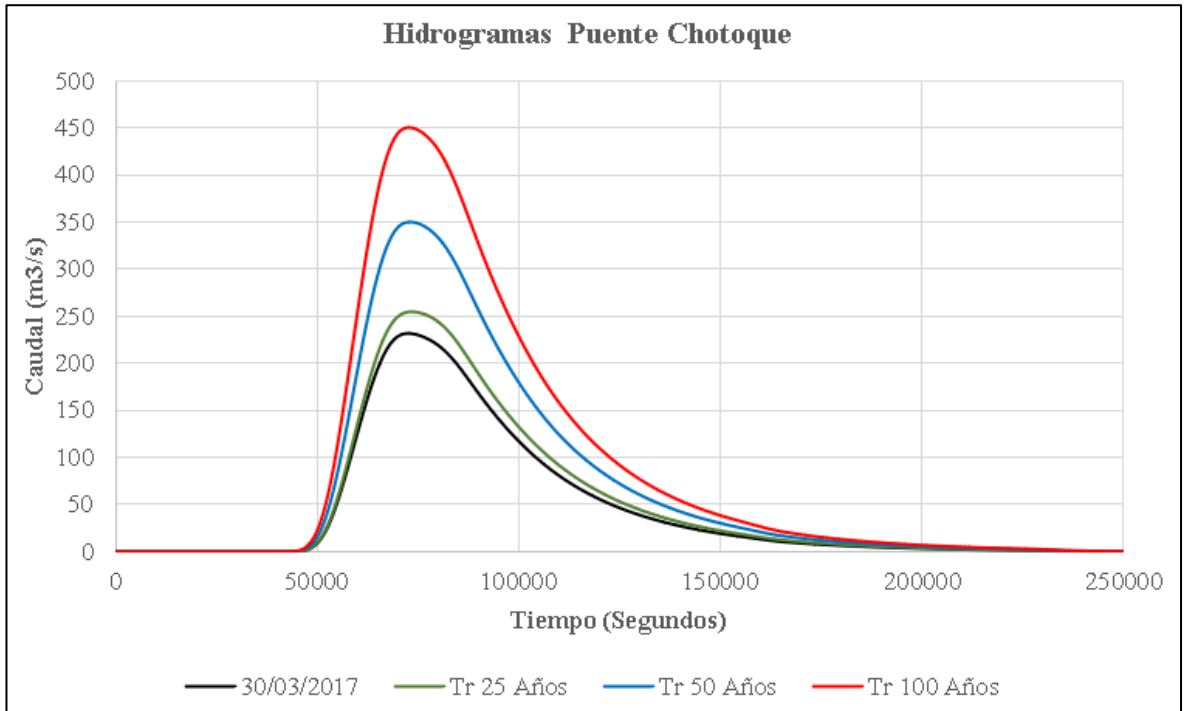
T (años)	P(X≤xT)	NORMAL	LOG NORMAL	GAMMA	PEARSON III	LOG PEARSON III	GUMBEL	LOG GUMBEL	P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregido) mm
		X _T	e ^ X _T	X _T	X _T	e ^ X _T	X _T	e ^ X _T		
2	0.500	38.8	34.8	35.7	33.2	33.4	35.6	32.1	33.2	37.5
5	0.800	54.3	51.2	53.3	51.7	50.5	52.7	49.1	51.7	58.4
10	0.900	62.5	62.7	64.3	65.3	64.3	64.0	65.1	65.3	73.8
20	0.950	69.2	74.2	74.5	78.9	79.6	74.8	85.3	78.9	89.2
25	0.960	71.1	77.9	77.6	83.3	84.9	78.2	92.9	83.3	94.2
50	0.980	76.7	89.5	87.0	97.0	102.7	88.8	120.9	97.0	109.6
75	0.987	79.7	96.5	92.4	105.1	114.1	94.9	140.9	105.1	118.7
100	0.990	81.8	101.5	96.1	110.8	122.8	99.3	157.1	110.8	125.2
175	0.994	85.5	111.4	103.2	122.1	140.9	107.7	193.9	122.1	138.0
200	0.995	86.4	113.9	104.9	124.8	145.6	109.8	203.9	124.8	141.0
500	0.998	92.0	130.9	116.2	143.4	180.4	123.6	287.6	143.4	162.1
1000	0.999	95.9	144.3	124.6	157.7	211.0	134.0	373.0	157.7	178.2

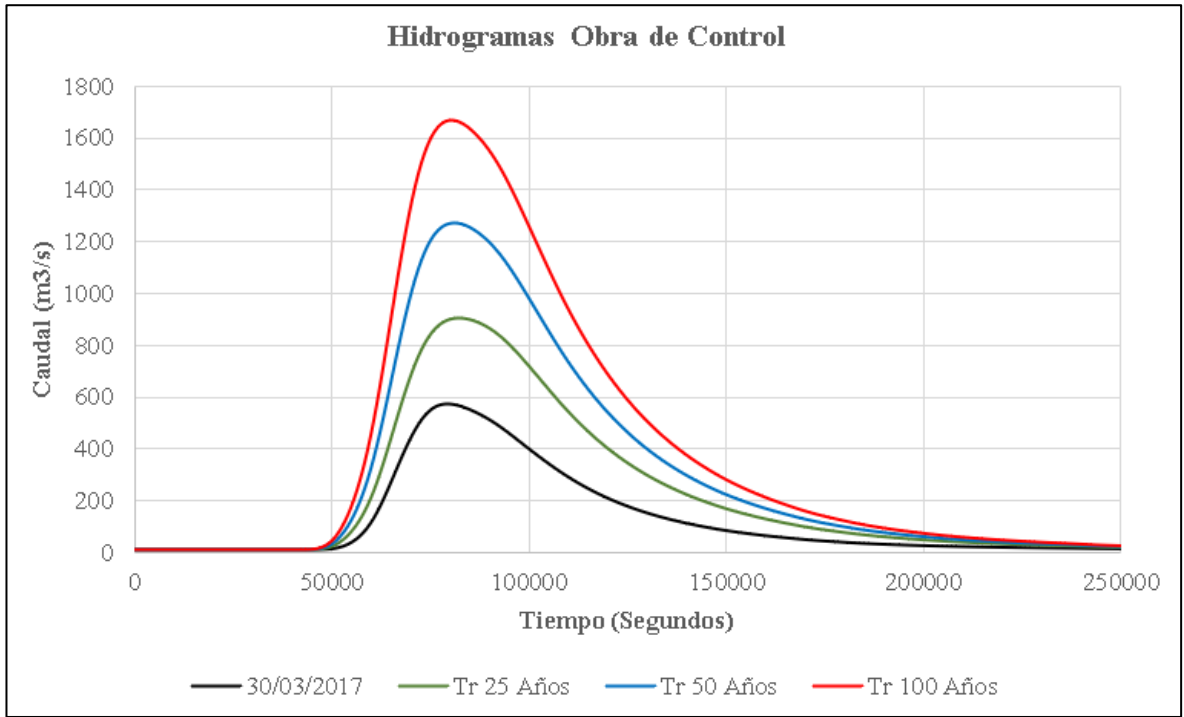
Estación Tocmoche

T (años)	P(X≤xT)	NORMAL	LOG NORMAL	GAMMA	PEARSON III	LOG PEARSON III	GUMBEL	LOG GUMBEL	P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregido) mm
		X _T	e ^ X _T	X _T	X _T	e ^ X _T	X _T	e ^ X _T		
2	0.500	55.4	47.7	49.9	51.8	44.4	50.4	43.0	51.8	58.6
5	0.800	80.2	78.9	78.2	78.9	77.0	77.5	74.7	78.9	89.2
10	0.900	93.1	102.7	96.4	95.2	107.0	95.5	107.8	95.2	107.6
20	0.950	103.8	127.7	113.3	109.9	143.9	112.7	153.1	109.9	124.2
25	0.960	106.9	136.0	118.5	114.4	157.5	118.2	171.1	114.4	129.3
50	0.980	115.8	163.1	134.4	127.8	206.1	135.0	241.2	127.8	144.4
75	0.987	120.6	179.8	143.4	135.4	239.7	144.8	294.4	135.4	153.0
100	0.990	123.9	192.1	149.8	140.6	266.1	151.7	339.0	140.6	158.9
175	0.994	129.8	216.9	161.9	150.5	324.6	165.2	445.8	150.5	170.1
200	0.995	131.2	223.0	164.7	152.9	340.1	168.4	475.9	152.9	172.7
500	0.998	140.1	267.3	184.0	168.5	465.0	190.4	744.6	168.5	190.4
1000	0.999	146.3	303.6	198.3	180.0	585.0	207.0	1044.3	180.0	203.5

Anexo 4: Resultados de Modelo Hec Hms

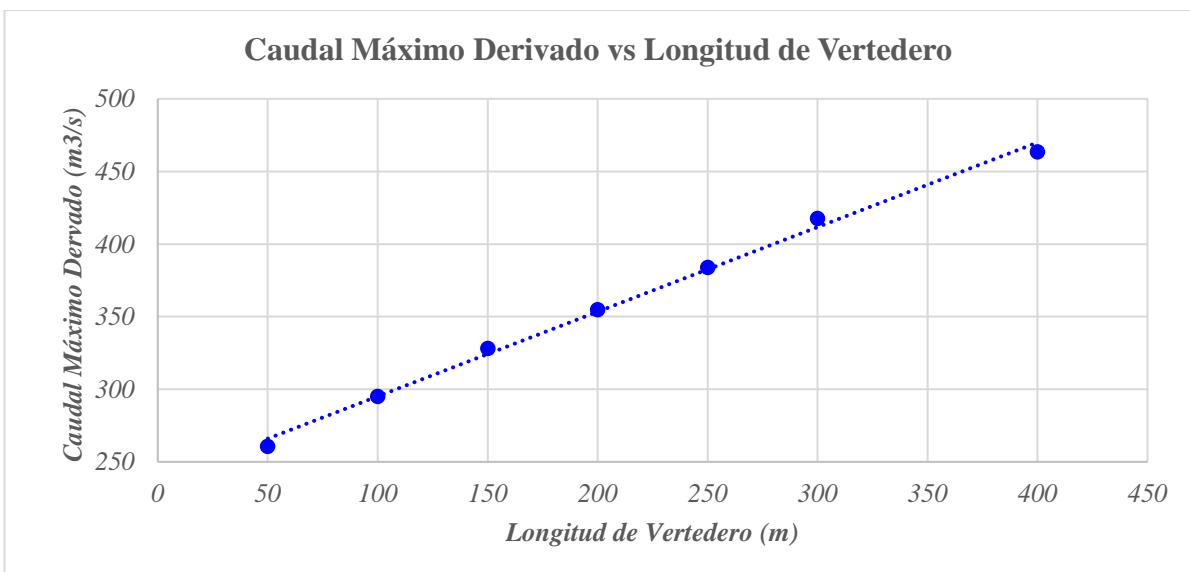
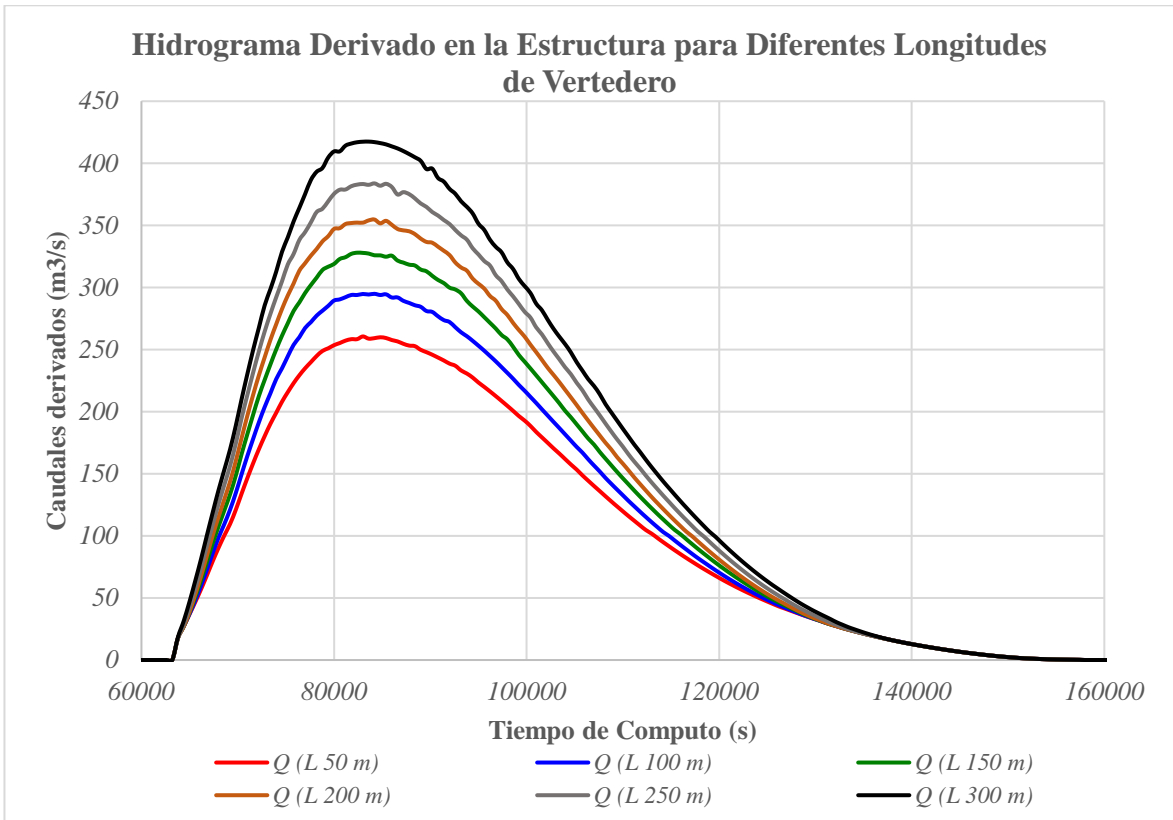
Resultados de Modelo Hidrológico				
Elemento	Caudal (m³/s)			
	30/03/2017	Tr 25 años	Tr 50 años	Tr 100 años
J-1	571.0	905.6	1270.4	1667.4
J-2	212.7	501.6	688.7	894.2
J-3	190.2	439.5	588.6	748.9
J-4	356.1	420.8	594.7	780.5
J-5	309.2	335.3	467.4	606.7
J-6 (Puente Chotoque)	232.4	254.6	350.3	450.5
J-7 (Puente Motupe)	164.7	389.6	512.3	642.8
J-8	91.1	195.0	261.7	332.8
J-9	177.2	199.9	274.1	351.8
UH 1	1.9	4.8	6.9	9.3
UH 2	12.7	35.9	54.3	75.0
UH 3	6.0	15.1	22.0	29.5
UH 4	21.8	72.5	115.0	164.2
UH 5	14.5	43.5	67.6	95.1
UH 6	19.4	40.8	60.0	81.3
UH 7	33.0	49.8	70.3	92.3
UH 8	19.1	47.6	74.4	105.2
UH 9	35.6	38.2	56.4	76.1
UH 10	51.2	54.9	78.6	103.8
UH 11	36.1	37.8	53.6	70.3
UH 12	66.8	68.7	95.0	122.6
UH 13	49.2	50.6	70.7	91.7
UH 14	55.2	160.7	213.7	270.6
UH 15	66.2	190.4	244.3	301.0
UH 16	46.1	53.2	73.7	95.3
UH 17	74.0	88.5	120.0	152.9
UH 18	80.3	82.5	114.0	146.8
Obra Control	571.2	905.8	1270.7	1667.8





Anexo 5: Análisis de Vertedero Lateral

Para determinar la longitud del vertedero, se elaboraron seis modelos hidráulicos con longitudes que varían desde 50 m hasta 300 m. Los resultados indican que existe una relación lineal entre la longitud del vertedero y los caudales derivados, como se muestra en las siguientes figuras.



Realizando un ajuste por mínimos cuadrados se obtiene la siguiente ecuación con un coeficiente de determinación de 0.996.

$$Q_{derivado} = 5.828 \cdot 10^{-1} \cdot L_{vet} + 2.368 \cdot 10^2$$

Este resultado sugiere que la longitud del vertedero puede estar limitada únicamente por las condiciones topográficas.

Para determinar la longitud adecuada del vertedero en la investigación, se analizaron los resultados de tirantes y velocidades. Se observó que la mancha de inundación se reduce significativamente a partir de los 200 metros de vertedero, como se muestra en las siguientes figuras. Por lo tanto, se considera aceptable utilizar una longitud de vertedero de 300 metros.

