

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**MODELADO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE MÁXIMAS AVENIDAS EN UN
TRAMO DE INTERÉS DE LA CUENCA BAJA DEL RÍO CAÑETE**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Juan Manuel Liñan Luna

ASESORA:

Miluska Anthuannet Rosas Barturen

Lima, Octubre, 2025


Informe de Similitud

Yo, Miluska Anthuannet Rosas Barturén,

docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado: MODELADO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE MÁXIMAS AVENIDAS EN UN TRAMO DE INTERÉS DE LA CUENCA BAJA DEL RÍO CAÑETE, del autor: Juan Manuel Liñan Luna, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 14/10/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 21 de octubre de 2025

| | |
|--|--|
| Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Rosas Barturén, Miluska Anthuannet</u> | |
| DNI:45420446 | Firma:  |
| ORCID: 0000-0002-3717-0172 | |

RESUMEN

Las inundaciones fluviales son fenómenos naturales caracterizados por su alta recurrencia, pues son parte de las dinámicas naturales de todo curso de agua; sin embargo, en muchas ocasiones también representan un grave perjuicio a la calidad de vida de las personas y traen consigo cuantiosas pérdidas económicas.

Con el paso del tiempo, la tendencia mundial de urbanización y la densificación población ha conducido a la ocupación de zonas aledañas a cauces de ríos. Esta tendencia ha provocado el incremento de la exposición de las personas y la infraestructura existente ante los peligros ocasionados por las inundaciones.

En este contexto de incremento de la vulnerabilidad de las poblaciones ante inundaciones fluviales, la presente tesis realiza un análisis de inundabilidad a partir de un modelado hidrológico de máximas avenidas y empleando un modelo hidráulico bidimensional. Este análisis se realiza con la finalidad de generar mapas de huellas máximas de inundación fluvial en un tramo crítico de 10.3 km de longitud en la cuenca baja del río Cañete, en la costa central peruana.

A partir del modelado hidráulico bidimensional con el software Iber, se pudo establecer las zonas con mayor peligro ante inundaciones con períodos de retorno (TR) de 50 y 100 años. Asimismo, se determinó que para una inundación con TR de 50 años resultan afectadas 78.1 ha de terrenos agrícolas. Un evento con TR de 100 años produce un área de inundación de 168.6 ha, afectando 4 centros poblados y comprometería la transitabilidad de la carretera Panamericana Sur.

Se espera que los resultados obtenidos en esta tesis contribuyan a los esfuerzos de gestión prospectiva del riesgo de inundaciones en el tramo de análisis, facilitando la planificación y la toma de decisiones para mitigar sus impactos.

CONTENIDO

| | |
|---|----|
| 1. GENERALIDADES | 1 |
| 1.1. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.2. OBJETIVOS..... | 2 |
| 1.2.1. Objetivo general | 2 |
| 1.2.2. Objetivos específicos | 2 |
| 1.3. JUSTIFICACIÓN..... | 2 |
| 1.4. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA..... | 3 |
| 2. MARCO TEÓRICO..... | 5 |
| 2.1. ESCORRENTÍA Y CAUDALES | 5 |
| 2.1.1. Flujo superficial..... | 5 |
| 2.1.2. Caudal..... | 5 |
| 2.1.3. Tiempo de concentración..... | 6 |
| 2.1.4. Estimación de escorrentía..... | 6 |
| 2.2. ESTADÍSTICA APLICADA A LA HIDROLOGÍA..... | 8 |
| 2.2.1. Período de retorno y frecuencia..... | 9 |
| 2.2.2. Distribuciones probabilísticas de eventos extremos..... | 9 |
| 2.2.3. Prueba de datos dudosos..... | 10 |
| 2.2.4. Pruebas de bondad de ajuste..... | 10 |
| 2.3. INUNDACIONES..... | 12 |
| 2.3.1. Tipos de inundaciones | 12 |
| 2.3.2. Impactos de las inundaciones | 13 |
| 2.3.3. Gestión de Riesgo de Crecidas e Inundaciones Fluviales | 15 |
| 2.4. MODELADO HIDRÁULICO DE INUNDACIONES..... | 17 |
| 2.4.1. Modelamiento hidráulico computacional | 18 |
| 2.5. HERRAMIENTAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA | 21 |
| 3. ZONA DE ESTUDIO: CUENCA CAÑETE..... | 25 |
| 3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y CARACTERÍSTICAS GENERALES | 25 |
| 3.2. PLUVIOMETRÍA | 27 |
| 3.3. HIDROGRAFÍA | 27 |

| | | |
|--------|--|----|
| 3.4. | PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS | 27 |
| 3.5. | COBERTURA Y USO DE SUELOS | 28 |
| 4. | DATA Y MÉTODO..... | 29 |
| 4.1. | TRABAJOS PRELIMINARES..... | 29 |
| 4.1.1. | Determinación de alcance de modelado | 29 |
| 4.1.2. | Determinación de Periodos de Retorno de análisis (TR) | 32 |
| 4.2. | RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA | 33 |
| 4.2.1. | Identificación de estaciones pluviométricas existentes | 33 |
| 4.2.2. | Selección de estaciones pluviométricas..... | 35 |
| 4.2.3. | Identificación de estaciones hidrométricas..... | 38 |
| 4.3. | GESTIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA | 40 |
| 4.3.1. | Completación de datos faltantes | 40 |
| 4.3.2. | Prueba de datos dudosos..... | 44 |
| 4.3.3. | Selección de distribución teórica y prueba de bondad de ajuste | 45 |
| 4.3.4. | Generación de precipitación máxima de 24 horas para distintos TR | 47 |
| 4.4. | ELABORACIÓN DE MODELO HIDROLÓGICO | 49 |
| 4.4.1. | Delimitación hidrológica | 49 |
| 4.4.2. | Caracterización de precipitación de diseño | 51 |
| 4.4.3. | Estimación de precipitación neta | 56 |
| 4.4.4. | Integración de modelo hidrológico en HEC HMS | 60 |
| 4.4.5. | Validación del modelo hidrológico | 64 |
| 4.5. | ELABORACIÓN DE MODELO HIDRÁULICO | 75 |
| 4.5.1. | Fuentes de información | 75 |
| 4.5.2. | Delimitación de la geometría del modelo..... | 78 |
| 4.5.3. | Asignación de condiciones de contorno | 79 |
| 4.5.4. | Asignación de parámetros de rugosidad..... | 80 |
| 4.5.5. | Generación de mallado computacional..... | 81 |
| 4.5.6. | Control de simulación..... | 82 |
| 4.6. | MODELADO DE AVENIDAS MÁXIMAS | 83 |
| 4.6.1. | Optimización extensión de mallado | 83 |
| 4.6.2. | Análisis de sensibilidad de tamaño de mallado | 84 |
| 4.6.3. | Validación de modelado | 85 |

| | |
|--|-----|
| 4.6.4. Elaboración de modelos definitivos | 87 |
| 5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN | 89 |
| 5.1. SIMULACIÓN PARA TR DE 50 AÑOS | 89 |
| 5.2. SIMULACIÓN PARA TR DE 100 AÑOS | 91 |
| 5.3. COMENTARIOS SOBRE FAJA MARGINAL EXISTENTE | 95 |
| 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 98 |
| 6.1. CONCLUSIONES..... | 98 |
| 6.2. RECOMENDACIONES | 99 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 101 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1: Esquema precipitación-escorrentía-infiltración..... | 5 |
| Figura 2: Clasificación de las inundaciones (UNDRR) | 12 |
| Figura 3: Distribución de desastres naturales ocurridos en el período 1995-20155 | 13 |
| Figura 4: Procesos de la Gestión de Riesgo de Desastres..... | 16 |
| Figura 5: Mallado de superficie 2D de tipo triangular..... | 20 |
| Figura 6: Modelo de elevación digital (DEM) centrada en el río Cañete..... | 23 |
| Figura 7: Ubicación geográfica de la cuenca Cañete..... | 26 |
| Figura 8: Mapa: Zonas con peligro potencial de inundación..... | 30 |
| Figura 9: Mapa de inventario de peligros geológicos..... | 31 |
| Figura 10: Puntos críticos de inundación: Año 2022..... | 31 |
| Figura 11: Representación esquemática del tramo a modelar | 32 |
| Figura 12: Patrones de lluvia de estaciones pluviométricas identificadas..... | 36 |
| Figura 13: Cuenca Cañete y ubicación de estaciones pluviométricas consideradas..... | 37 |
| Figura 14: Cuenca Cañete y ubicación de estaciones hidrométricas consideradas | 39 |
| Figura 15: Esquema de completación de datos realizado por Climatol: Estación Yauricocha | 43 |

| | |
|--|----|
| Figura 16: Datos de precipitación y límites máximos y mínimos del método de datos dudosos..... | 44 |
| Figura 17: Flujo de procesos para delimitación de unidades hidrográficas en HEC HMS. Cuenca Cañete..... | 50 |
| Figura 18: Delimitación de cuenca y subcuencas del modelo hidrológico..... | 51 |
| Figura 19: Mapas de interpolación espacial de precipitación máxima de 24h | 52 |
| Figura 20: Zonas delimitadas por isoyetas en Subcuenca 4: TR 100 años..... | 53 |
| Figura 21: Curvas IDF de Subcuenca 1 para TR 50 y 100 años..... | 54 |
| Figura 22: Hietograma sintético de tormenta TR50 – Subcuenca 5 | 56 |
| Figura 23: Clasificación de suelos según criterio WRB – Subcuenca 9..... | 58 |
| Figura 24: Cobertura vegetal y uso de suelo: Subcuenca 8 | 59 |
| Figura 25: Componentes de modelo hidrológico elaborado | 62 |
| Figura 26: (a) Esquema y (b) diagrama del modelo hidrológico de cuenca..... | 63 |
| Figura 27: Hidrograma de salida preliminar en punto de control – TR 50 años | 64 |
| Figura 28: Hidrograma de salida preliminar en punto de control – TR 100 años | 64 |
| Figura 29: Ubicación de estación hidrométrica Huantán y cuencas de aporte | 66 |
| Figura 30: Curva de duración – Registro de estación Huantán | 67 |
| Figura 31: Hidrograma de salida en punto de control para simulación de TR2 años..... | 67 |
| Figura 32: Interfaz de software Hidroesta con estimación de avenidas máximas | 69 |
| Figura 35: Resumen gráfico de resultados de calibración en punto de control | 72 |
| Figura 34: Resumen gráfico de resultados de calibración de cuencas altas | 72 |
| Figura 35: Hidrograma de salida calibrado en Estación Socsi – TR 50 años | 74 |
| Figura 36: Hidrograma de salida calibrado en Estación Socsi – TR 100 años | 74 |
| Figura 37: (a) DEM satelital TanDEM-X, (b) Batimetría del cauce del río, (c)Ortofoto del tramo de análisis..... | 76 |
| Figura 38: Histograma de diferencias entre fuentes de información topográfica..... | 77 |
| Figura 39: Polígono de delimitación preliminar de zona de mallado | 78 |

| | |
|--|----|
| Figura 40: Polígonos de delimitación de zona de mallado | 78 |
| Figura 41: (a) Dominio espacial preliminar, (b) condición de contorno aguas abajo, (c) condición de contorno aguas arriba..... | 79 |
| Figura 42: Condiciones de rugosidad asignadas al modelo preliminar | 80 |
| Figura 43: Mallado no estructurado de modelo preliminar | 81 |
| Figura 44: Topografía integrada a mallado de modelo preliminar | 81 |
| Figura 45: Tirantes máximos de modelo preliminar TR 100 años | 83 |
| Figura 46: Optimización de extensión de mallado de modelo hidráulico | 84 |
| Figura 47: (a) Mapa de máximos tirantes TR 100, (b)Espectro visible de tramo de análisis, (c) Filtro NDWI de tramo de análisis 12 de marzo del 2017 | 86 |
| Figura 48: Uso de suelo considerados para la asignación de rugosidad de modelo definitivo | 87 |
| Figura 49: Progresivas de tramo modelado | 89 |
| Figura 50: Tramos de inundación críticos para avenida TR 50 años..... | 90 |
| Figura 51: Perfil longitudinal de flujo – TR 50 años | 91 |
| Figura 52: Análisis de tránsito de onda de crecida – TR 50 años..... | 91 |
| Figura 53: Asentamientos urbanos afectados por inundación – TR 100 años..... | 92 |
| Figura 54: Sección de flujo sobre carretera | 93 |
| Figura 55: Sección de río no inundada | 94 |
| Figura 56: Sección de río inundada | 94 |
| Figura 57: Análisis de tránsito de onda de crecida – TR 100 años..... | 95 |
| Figura 58: Comparación entre faja marginal existente y huella de inundación máxima TR 50 años..... | 96 |
| Figura 59: Comparación entre faja marginal existente y huella de inundación máxima TR 100 años..... | 96 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|---|---|
| Tabla 1: Grupos hidrológicos de suelos. | 7 |
|---|---|

| | |
|---|----|
| Tabla 2: Grupos AMC..... | 7 |
| Tabla 3: Parámetros geomorfológicos de la cuenca Cañete..... | 28 |
| Tabla 4: Extensión de registro de estaciones pluviométricas de cuenca Cañete y aldeañas | 34 |
| Tabla 5: Estaciones pluviométricas consideradas para el análisis | 36 |
| Tabla 6: Estaciones hidrométricas presentes en la zona de estudio | 38 |
| Tabla 7: Estado de información pluviométrica recopilada..... | 41 |
| Tabla 8: Máximas precipitaciones 24h anuales completadas con código Climatol..... | 43 |
| Tabla 9: Máximas precipitaciones diarias anuales completadas y probadas por datos dudosos | 45 |
| Tabla 10: Resultados de prueba de bondad de ajuste para estación Vilca (Hydrognomon 4) | 46 |
| Tabla 11: Resultados de prueba de bondad de ajuste para estación Vilca (MS Excel)..... | 46 |
| Tabla 12: Precipitaciones máximas diarias para TR de 50 y 100 años. | 47 |
| Tabla 13: Precipitaciones máximas diarias para TR de 50 y 100 años escaladas según OMM. | 48 |
| Tabla 14: Precipitaciones máximas de 24h anuales promedio de las subcuencas. | 53 |
| Tabla 15: Hietogramas de tormenta para TR 50, 100 años..... | 55 |
| Tabla 16: Reclasificación en grupos hidrológicos de clasificación WRB | 57 |
| Tabla 17: Hietogramas de tormenta para TR 50, 100 y 500 años..... | 59 |
| Tabla 18: Parámetros de modelo Muskingum de tránsito de avenidas para subcuencas ... | 61 |
| Tabla 19: Elementos del modelo de cuenca | 63 |
| Tabla 20: Comparativa de caudales ordinarios | 67 |
| Tabla 21: Comparativa de caudales estimados..... | 69 |
| Tabla 22: Caudales de máximas avenidas de informes externos | 70 |
| Tabla 23: Calibración de valores de NC de modelo hidrológico | 72 |
| Tabla 24: Resultados del proceso de calibración general..... | 73 |

Tabla 25: Coeficientes de rugosidad empleados 80



1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Las inundaciones fluviales son procesos naturales en los que el caudal de un curso de agua rebasa los límites de su cauce típico y se dispone sobre espacios en los que su presencia no es habitual.

Las inundaciones fluviales suelen tener consecuencias devastadoras a nivel económico, social y de seguridad pública. Según un reporte del Centro de Investigación de la Epidemiología de Desastres (CRED) y la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNISDR), las inundaciones representaron el 43% de todos los desastres naturales durante el período 1995-2015; asimismo, fueron responsables del 56% de toda la población afectada (2.3 mil millones de personas) y provocaron el 26% del total de víctimas mortales (CRED & UNISDR, 2015).

Históricamente, los sistemas de respuesta ante inundaciones consistían principalmente en la mitigación de los efectos adversos de las inundaciones una vez ocurrido el suceso (Organización Meteorológica Mundial [OMM] y Programa Asociado de Gestión de Crecidas [APFM], 2009). Sin embargo, los enfoques actuales de gestión de riesgos de desastres implican la adopción de medidas prospectivas, correctivas y reactivas con la finalidad de identificar y reducir los riesgos asociados a la ocurrencia de fenómenos naturales. Conforme a ello, el procedimiento inicial de la Gestión de Riesgos de Desastres implica la caracterización o descripción del peligro o amenaza como parte de la adopción de medidas prospectivas.

Los análisis de inundabilidad mediante la modelación por software constituyen una herramienta muy valiosa para caracterización del peligro de inundación de una zona geográfica específica. Esto permite la gestión eficiente de recursos destinados a minimizar los impactos de las inundaciones, pues permiten identificar las áreas con mayor peligro de inundarse y brinda la posibilidad de estimar los factores y las condiciones meteorológicas que desencadenan esta clase de eventos. (Bladé et al., 2014a)

La cuenca Cañete es una importante cuenca de la costa peruana, cuenta con una extensión de 6 192 km² y representa el 0.5% del territorio nacional (MIDAGRI

[Ministerio de Desarrollo Agrario y Riego], 2021). A través de la revisión de mapas de riesgo y la revisión de reportes de noticias, se ha determinado que las zonas de cuenca baja donde se realizará el modelado, más precisamente las zonas cercanas a la desembocadura del río en el océano Pacífico, presentan un riesgo elevado de inundaciones fluviales.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo general

Elaborar mapas de huellas de máxima inundación fluvial en un tramo de la cuenca baja del río Cañete con la finalidad de caracterizar parámetros hidráulicos e identificar áreas afectadas para escenarios de avenidas máximas.

1.2.2. Objetivos específicos

- Definir un tramo crítico del río Cañete a partir de información histórica de eventos de inundaciones o desbordamientos.
- Elaborar y calibrar un modelo hidrológico semidistribuido de evento representativo a partir de información hidrometeorológica disponible y parámetros de cuenca.
- Realizar simulaciones hidráulicas 2D con flujo no permanente en el tramo de análisis.
- Identificar las zonas con mayor peligro de inundación en el tramo de análisis.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Las inundaciones son fenómenos recurrentes y que traen consigo consecuencias negativas a la salud, integridad y medios de subsistencia de la población vulnerable; así como a la infraestructura encargada de proveerles de bienes y servicios.

En particular, los poblados asentados en los márgenes del río Cañete, en la zona cercana a la desembocadura de la cuenca, como La Esmeralda, Santa Teresa, Clarita y Pedro de Cruz cuentan con un nefasto historial de inundaciones y

destrucción de vías de comunicación como resultado de la ocurrencia de avenidas máximas como aquellas correspondientes a los fenómenos más recientes del Niño de 1997 y del Niño costero del 2017. Esta condición es validada por mapas de peligros, disponibles en línea, como aquellos elaborados por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMET) y la Autoridad Nacional del Agua (ANA) que catalogan a la zona como de “Peligro alto” y como “Punto crítico”, respectivamente (INGEMET, s/f; ANA, s/f).

La ocurrencia de nuevos episodios de inundaciones fluviales en la zona descrita tiene el potencial de provocar graves perjuicios en el medio. En el ámbito de seguridad pública, supone un riesgo a la integridad de los pobladores de localidades asentadas en años recientes y amenazaría los dos centros educativos ubicados en las márgenes del cauce (N° 20249 y N° 21628); mientras que, desde el punto de vista económico, generaría cuantiosas pérdidas como resultado de la destrucción de hectáreas de cultivos agrícolas e interrumpiría importantes vías de comunicación (INGEMET, 2002).

Por los motivos expuestos, resulta de vital importancia realizar un análisis de inundabilidad que delimite las áreas más afectadas ante esta clase de eventos empleando un enfoque cuantitativo, de manera que se pueda complementar la información existente, eminentemente cualitativa.

1.4. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA

La metodología del trabajo abarca las siguientes fases consecutivas:

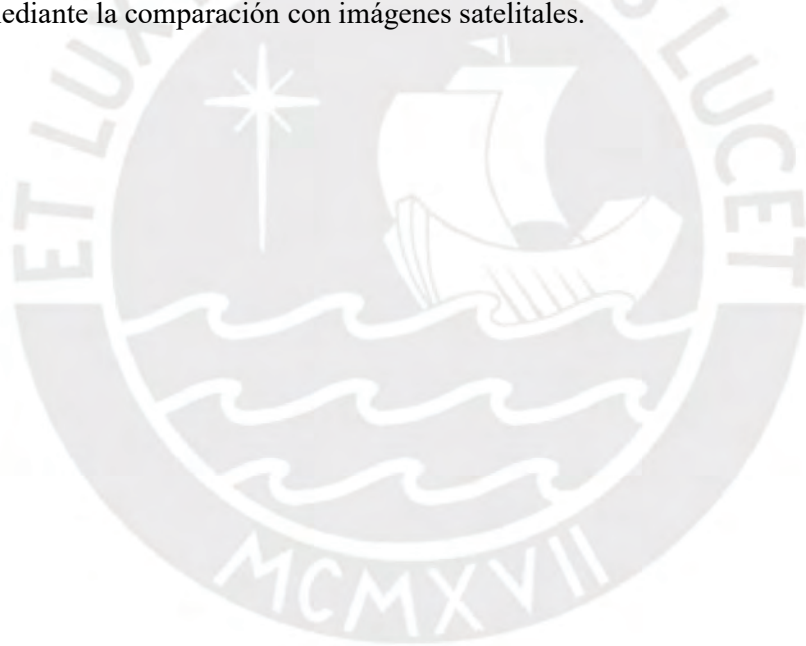
La primera etapa se denomina “Trabajos preliminares” y corresponde al apartado 4.1 del presente documento. Consiste en la determinación de la ubicación precisa y de la extensión espacial del tramo del río a modelar hidráulicamente. Para ellos, se consultaron mapas de peligro del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMET) e informes de inundaciones pasados elaborados por el CENEPRED (Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres); también se considera la revisión de coberturas periodísticas de desastres naturales pasados en la cuenca de Cañete.

En los capítulos 4.2 y 4.3, se recopilieron los datos de carácter hidrometeorológicos entre 1986 y 2018 de registros nacionales en línea, seguido de una evaluación general de la consistencia de los mismos y su procesamiento.

Luego, se procedió con la elaboración de un modelo hidrológico de evento para simular los procesos de precipitación-escorrentía de avenidas extraordinarias usando el software HEC-HMS. Este modelo se calibró mediante la comparación de los resultados con registro históricos y estudios previos para poder ser validado.

A partir de los hidrogramas generados por el modelo hidrológico para los períodos de retorno analizados, se procedió a modelar los eventos de inundación asociados a precipitaciones extraordinarias.

Para la modelación hidráulica de avenidas máximas se usaron modelos bidimensionales en el software Iber 2.5.2. La longitud de tramo modelado fue de 10.3 km y se integró información satelital e información proveniente de un levantamiento topográfico. Estos modelos fueron optimizados y verificados mediante la comparación con imágenes satelitales.



2. MARCO TEÓRICO

2.1. ESCORRENTÍA Y CAUDALES

2.1.1. Flujo superficial

La escorrentía superficial o flujo superficial comprende los procesos físicos mediante los cuales una parte del volumen de agua proveniente de la precipitación o deshielo discurre por las superficies del terreno de una cuenca hasta alcanzar un canal de la red de drenaje (Chereque, 1989). Para Robert Horton (1933), escorrentía superficial e infiltración son procesos hidrológicos estrechamente vinculados. Se escribe la escorrentía como un fenómeno derivado del balance entre infiltración y precipitación. Así, la escorrentía superficial, es aquella parte de la precipitación que no logra penetrar al interior del suelo. A la diferencia entre volumen llovido e infiltrado causante de la escorrentía, Horton la denominó “exceso de lluvia” (Chow, 1994).

En la **Figura 1**, se observa un esquema del principio de generación de flujo superficial descrito por Horton, mediante el cual, una fracción de la lluvia, infiltra al interior del suelo y el volumen restante drena por la superficie hasta alcanzar un curso de agua o canal natural.

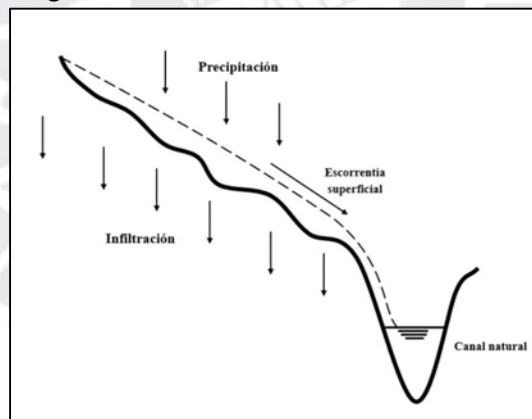


Figura 1: Esquema precipitación-escorrentía-infiltración
Fuente: Modificado de *Hidrología Aplicada* de Chow (1994)

2.1.2. Caudal

Es una medida de volumen por unidad de tiempo. En el caso particular de un río, indica la cantidad de agua que discurre por la sección transversal del canal natural durante un determinado período de tiempo. Este parámetro puede variar en gran manera dependiendo de la época de análisis.

Caudales máximos o avenidas máximas

Se conoce como caudal máximo al mayor flujo que puede discurrir por un punto específico de un curso de agua en un período de tiempo determinado.

Para fines prácticos, se define el caudal máximo instantáneo. Este es un parámetro hidrológico que puede ser estimado mediante la utilización de modelos estadísticos. Representa las crecidas máximas de los ríos asociados a fenómenos climáticos de carácter excepcional. Están ligados a tiempos de retorno determinados, por lo que tienen aplicación directa en el diseño y proyección de obras hidráulicas de protección contra avenidas. (Méndez et al., 2015; Sandoval y Aguilera, 2014).

2.1.3. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración (T_c) de una unidad hidrográfica se define como el tiempo que tarda el tránsito de un volumen precipitado en la zona hidráulica más alejada en alcanzar el punto de descarga de la cuenca. El tiempo de concentración es uno de los parámetros hidrológicos más importantes de la cuenca y juega un papel fundamental en el modelado hidrológico de relaciones precipitación-escorrentía.

Existe una gran cantidad de métodos y formulaciones para estimar el tiempo de concentración de una cuenca. La mayoría de ellas incluye parámetros geomorfológicos de la cuenca como pendiente media de la cuenca, longitud de curso mayor o el área de cuenca; del mismo modo, el resultado calculado mediante estas ecuaciones es bastante disperso, y en varias ocasiones pueden llegar a diferir en sus estimaciones en 500% o más (Grimaldi et al., 2012; Salimi et al., 2017)

En el ámbito local, el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC, 2011) considera seis alternativas de cálculo del tiempo de concentración.

2.1.4. Estimación de escorrentía

En la práctica, es usual estimar la escorrentía superficial a partir de la precipitación, un parámetro de cuantificación más sencilla. En ese sentido, existen varios métodos de estimación de escorrentía que se aplican con

finalidades de investigación y diseño. Sin embargo, es importante considerar que los procesos que incluyen lluvia-escorrentía son complejos, por lo que es necesario tomar con cautela y criterio los resultados estimados (Linsley, 1977).

Método de abstracción inicial o de Número de Curva (CN) del SCS

El método del Número de curva (CN) es una técnica de estimación de escorrentía superficial desarrollado en 1972 por el Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service, SCS), adscrito al Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA). El número de curva es una medida cuantitativa de la capacidad del suelo o cobertura para permitir la infiltración de agua proveniente de la precipitación.

Se basa en asignar un coeficiente denominado número de curva (CN) a las distintas regiones de un área de análisis. El CN varía entre 0 (asignado a cuerpos de agua) y 100 (máxima probabilidad de escurrimiento) y se asigna en función a la geología del suelo, el uso de suelo, la condición de humedad antecedente (AMC).

De acuerdo a su naturaleza geológica, el método clasifica a los suelos, en función a su capacidad de infiltración y transmisibilidad, en 4 grupos denominados grupos hidrológicos de suelos (Tabla 1).

Tabla 1: Grupos hidrológicos de suelos.

Fuente: Adaptado de Hidrología Aplicada de V.T. Chow (1994)

| Tipo A | Tipo B | Tipo C | Tipo D |
|-------------------------|-----------------------|------------------------|----------------------------|
| Suelo suelto, permeable | Suelos poco profundos | Suelos poco permeables | Suelos muy poco permeables |

La condición de humedad antecedente (AMC) hace referencia al grado de saturación de los suelos al momento del análisis del evento de escorrentía. Como en la práctica, es complicado monitorear en tiempo real el contenido de humedad de los suelos, el método considera tres condiciones de humedad antecedente o grupos AMC en función a la precipitación acumulada de los cinco días anteriores al análisis (Tabla 2).

Tabla 2: Grupos AMC

Fuente: Adaptado de Hidrología Aplicada de V.T. Chow (1994)

| Grupo AMC | Lámina de precipitación acumulada de 5 días (pulg) | |
|-----------|--|--------------------------|
| | Condición inactiva | Condición de crecimiento |
| I | >0.5" | >1.4" |
| II | 0.5"-1.1" | 1.4"-2.1" |
| III | >1.1 | >2.1 |

A partir del tipo de cobertura o uso de suelo, el SCS presenta una tabla con valores de NC para cada tipo de grupo AMC. Donde también influyen en la designación del NC parámetros como el grupo hidrológico o las prácticas agrícolas, cuando correspondan.

Una vez que se ha obtenido el NC para cada zona del área de interés, está se correlaciona con la escorrentía a partir de las siguientes expresiones matemáticas:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

$$Q_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}, \quad P > I_a$$

$$Q_e = 0, \quad P \leq I_a$$

Donde:

Q_e: Escorrentía superficial (pulg)

S : Retención potencial máxima (pulg)

P : Lámina de precipitación (pulg)

I_a : Abstracción inicial

La abstracción inicial, es un parámetro regional que debe calibrarse a criterio del hidrólogo responsable y puede variar entre los valores de 0.1 y 0.3. Muchas veces es usual optar por un valor intermedio de 0.2, especialmente cuando no se tienen datos previos de la cuenca.

2.2. ESTADÍSTICA APLICADA A LA HIDROLOGÍA

La hidrología es una rama de la ciencia que constantemente recurre a la estadística para construir conceptos y herramientas importantes. El tratamiento probabilístico en la hidrología es posible debido a que los procesos del ciclo hidrológico poseen un comportamiento espacial y temporal con una componente

determinística y otra aleatoria. Tal es así, que, en muchas ocasiones los fenómenos pueden ser descritos como eminentemente aleatorios. (Chow, 1994). La principal función de la estadística en la hidrología es la de analizar la información hidrometeorológica recolectada en campo. De esta manera, desde la óptica de la estadística, estas mediciones pasan a ser consideradas variables de una muestra y es posible realizar sobre ellos operaciones y plantear hipótesis razonables a partir de los patrones observados (Villón, 2006).

2.2.1. Período de retorno y frecuencia

El período de retorno (TR) es un concepto que se define como el intervalo de tiempo, generalmente expresado en años, en el cual se espera que se iguale o exceda la magnitud de un evento por lo menos en una ocasión (Villón, 2006). La probabilidad de ocurrencia de tal evento, también denominada frecuencia (f), se expresa como:

$$P = f = \frac{1}{TR}$$

De la relación matemática anterior, se puede afirmar que el período de retorno y la probabilidad son parámetros recíprocos (Linsley, 1977).

2.2.2. Distribuciones probabilísticas de eventos extremos

También conocidas como distribuciones de valores extremos, son modelos de frecuencias utilizados ampliamente en Hidrología. Son utilizadas para describir la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos a partir de una muestra conformada por un número limitado de datos.

Linsley (1977) declara que la determinación del modelo hidrológico adecuado para la representación de eventos extremos, tanto máximos y mínimos ha sido un desafío histórico para los ingenieros e hidrólogos enfocados en esa tarea. Esto sucede así, pues existen múltiples distribuciones teóricas propuestas para el análisis de variables hidrológicas.

Para el análisis de eventos hidrológicos extremos, las distribuciones teóricas más populares utilizadas por especialistas y que han demostrado representar los fenómenos hidrológicos son: la distribución Normal, Log-Normal de 2

parámetros, Pearson tipo III, Log-Pearson tipo III, Valores Extremos tipo I o de Gumbel y Log-Gumbel. (Chow, 1994; Chereque, 1989).

2.2.3. Prueba de datos dudosos

Una buena práctica en el procesamiento de datos correspondientes a precipitaciones máximas de 24 horas anuales es el empleo de análisis de datos dudosos o “outliers”. Los datos dudosos son aquellos puntos de información caracterizados por su excesiva dispersión, es decir, aquellos que se apartan significativamente de la tendencia de los datos restantes. Considerar o descartar de los análisis estos datos dudosos conlleva cierto grado de valoración hidrológica y matemática con una importante componente subjetiva de por medio (OMM y APFM, 2009).

Realizar los procesos de análisis de datos dudosos puede modificar significativamente los resultados obtenidos a partir de la muestra pluviométrica. Esto es especialmente crítico cuando la extensión de registro empleada es pequeña, pues la muestra no es lo suficientemente representativa.

2.2.4. Pruebas de bondad de ajuste

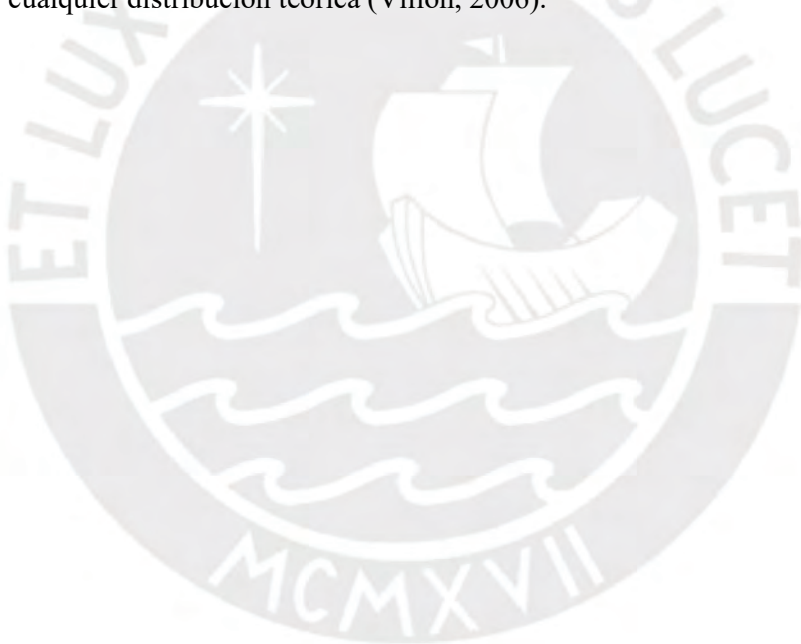
Las pruebas de bondad de ajuste son procedimientos de análisis estadístico. Se utilizan para determinar si la serie de valores de una muestra estadística se ajusta de manera adecuada a la distribución probabilística teórica asignada a su estudio (Villón, 2006).

Para analizar el grado de conformidad entre datos empíricos y modelos matemáticos se cuenta con múltiples alternativas. Por un lado, existen los métodos gráficos y por el otro, se cuentan con los métodos analíticos.

Las pruebas de ajuste gráfico consisten en trazar la distribución probabilística asumida y el histograma conformado por una serie de datos en el mismo espacio de dibujo. La comparación visual de similitud entre ambas gráficas permite establecer la calidad del grado de ajuste. Es importante mencionar que estos métodos son esencialmente subjetivos, pues dependen en gran medida de la interpretación y agudeza visual del analista de datos (Villón, 2006).

Por su parte, los métodos analíticos presentan una alternativa más rigurosa que los métodos gráficos, debido a que se emplean procedimientos matemáticos y estadísticos formales. Asimismo, estos métodos ofrecen una medición cuantitativa del grado de ajuste presentado por los datos, lo cual permite realizar comparaciones o procedimientos de verificación de hipótesis estadísticas.

Las dos pruebas analíticas de bondad de ajuste más comúnmente empleadas en hidrología son la prueba Chi cuadrado (χ^2) y la prueba de Smirnov-Kolmogorov. La primera prueba es ampliamente usada para múltiples modelos de ajuste; sin embargo, estrictamente es válida solo para ajustes de la distribución normal. Por otro lado, la prueba de Smirnov-Kolmogorov es más ampliamente usada debido a su flexibilidad y compatibilidad con cualquier distribución teórica (Villón, 2006).



2.3. INUNDACIONES

2.3.1. Tipos de inundaciones

Según la Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNDRR), las inundaciones se pueden clasificar de acuerdo al lugar de ocurrencia y factor desencadenante como: inundación costera, inundación de río o fluvial y como anegamiento o estancamiento (véase Figura 2).

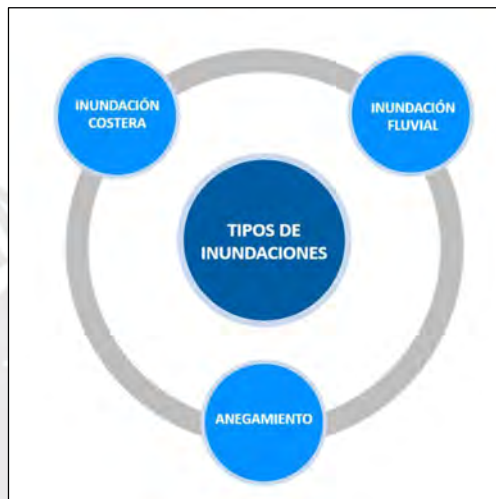


Figura 2: Clasificación de las inundaciones (UNDRR)
Fuente: Elaboración propia

Inundación fluvial

Se conoce como inundación fluvial al fenómeno natural en el que una masa de agua rebasa la capacidad de contención de su cauce natural y se dispone temporalmente fuera de él (Ferrando, 2006). Desde el punto de vista hidráulico, es un intervalo de tiempo en el que la capacidad de drenaje del lecho principal de un río se ve superada por la oferta hídrica existente.

Es importante precisar que toda inundación es un proceso derivado; es decir, es la consecuencia de un evento o serie de eventos de carácter excepcional o de recurrencia periódica. Asimismo, también es preciso advertir que sus causas pueden ser de carácter natural, antrópico o una mezcla de ambos (Rocha, 1998).

2.3.2. Impactos de las inundaciones

Los desastres naturales relacionados con el clima son, con diferencia, aquellos que más comúnmente afectan a la humanidad. Según CRED Y UNISDR (2015), inundaciones, tormentas y eventos similares representaron el 90% de todos los fenómenos registrados en el período entre 1995 y 2015.



Figura 3: Distribución de desastres naturales ocurridos en el período 1995-2015:
Fuente: Modificado de CRED & UNISDR (2015)

En el mismo período evaluado, este tipo de desastres afectaron a un total de 4.1 mil millones de personas y provocaron 606 000 víctimas mortales. Los principales afectados fueron los países del continente asiático.

De acuerdo a las cifras recopiladas por CRED y UNISDR, las inundaciones son el desastre natural más perjudicial. En la Figura 3, se muestra que estas representaron el 43% de todos los desastres naturales ocurridos entre 1995 y 2015 y afectaron a alrededor de 2.3 mil millones de personas alrededor del mundo.

Las inundaciones atentan directamente contra el desarrollo de los países y el bienestar de su población. En ese sentido, los principales impactos de las inundaciones se pueden clasificar en económicos y de seguridad pública.

Desde el punto de vista de seguridad pública, las inundaciones fueron causantes de 157 000 pérdidas humanas a nivel mundial, en el período de 20 años descrito anteriormente. CRED y UNISDR (2015) mencionan que la mayor cantidad de víctimas mortales se concentran en países de bajos ingresos económicos.

Por otro lado, a pesar de que solo el 35% de los reportes de inundaciones incluye un cálculo de pérdidas económicas, los costos globales asociados a las inundaciones durante el período 1995-2015 fueron de 662 000 millones de dólares americanos (US \$). El impacto económico de las inundaciones en el continente americano representa el más alto a nivel mundial, con pérdidas de alrededor de 870 000 millones de dólares americanos (US \$).

En el Perú, las inundaciones fluviales suelen ser el resultado de precipitaciones intensas en los meses de diciembre a abril; sin embargo, los grandes eventos de inundación han estado asociados a la ocurrencia del fenómeno del Niño (Sardón et al., 2022). Estas inundaciones fluviales severas producto de eventos climáticos extremos han afectado al país durante siglos. Por ejemplo, Quinn et al. (1987) reportan que en los últimos 2 siglos se han registrado 47 eventos fuertes y muy fuertes del Niño; así como 32 eventos de moderada intensidad.

El Perú es especialmente vulnerable ante variaciones climáticas drásticas como las del Niño, con los mayores perjuicios producto de eventos de inundación concentrados a lo largo del litoral. Prueba de ello, es el grave impacto económico padecido durante los fenómenos del Niño de 1982-1983 y 1997-1998, acumulando pérdidas equivalentes al 11.6% y 6.2% del PBI respectivamente (Vargas, 2009).

Por otro lado, según cifras del Sardón et al. (2022), en la década de 2003 al 2012, las inundaciones afectaron, de manera directa o indirecta, al 4.3% de la población nacional. Estos datos se materializaron en cerca de 700 000 personas damnificadas y 66 000 viviendas destruidas durante este mismo período. En tiempos más recientes, la influencia del ciclón Yaku en la temporada de lluvias trajo consecuencias devastadoras. Las inundaciones provocadas por este evento extraordinario provocaron graves consecuencias a nivel social, con 391 000 personas afectadas y 99 fallecidos registrados hasta mayo del 2023, según datos de la Organización de Naciones Unidas (ONU, 2023).

2.3.3. Gestión de Riesgo de Crecidas e Inundaciones Fluviales

Para la adecuada comprensión de este apartado, es conveniente definir los términos peligro, vulnerabilidad y riesgo. El Glosario de Términos de la Gestión de Riesgo de Desastres (CENEPRED, s/f) define peligro como la probabilidad de que un fenómeno físico con la capacidad de causar daño se presente en un lugar determinado con un período de retorno determinado. Por otro lado, la vulnerabilidad es la susceptibilidad de una población, actividad o infraestructura de sufrir daño como resultado de un peligro específico. Finalmente, el riesgo es la probabilidad de que una población sufra daños y pérdidas como consecuencia de la confluencia de su condición de vulnerabilidad y la manifestación de un peligro.

La Gestión de Riesgo de Desastres (GRD) es el conjunto de procesos integrales enfocados en la prevención, reducción y mitigación del riesgo provocado por la ocurrencia de desastres. La GRD está basada en la investigación científica y su finalidad última de proteger la vida humana y el patrimonio.

Tradicionalmente, los sistemas de respuesta de la GRD consistían en la ejecución de acciones reactivas, es decir se brindaba respuesta a los desastres, únicamente cuando estos ocurrían; así, las medidas aplicadas consistían en planes y proyectos destinados a resolver problemas y otorgar soluciones evidentes sin tener en cuenta una visión integral. Es decir, no se realizaba una caracterización adecuada del peligro del fenómeno ni se analizaba las características particulares de la localidad y población. Por ejemplo, en la Gestión de Riesgo de Inundaciones, las intervenciones realizadas se centraban en la atenuación de los efectos de la inundación, muchas veces sin tener en cuenta la implicación de esas acciones en el riesgo de crecidas aguas arriba o aguas abajo (OMM y APFM, 2009).

En el enfoque moderno, la GRD se desarrolla a través de siete procesos, agrupados en 3 bloques de acción o componentes. En la Figura 4, Se muestran los procesos y componentes del GRD.

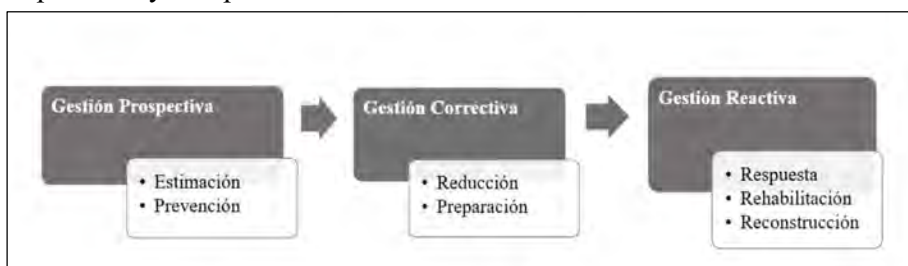


Figura 4: Procesos de la Gestión de Riesgo de Desastres

Fuente: Elaboración propia

La gestión prospectiva es el grupo de acciones y medidas planificadas y ejecutadas con la finalidad de evitar y prevenir el riesgo, antes de que ocurra el desastre. Por su parte, la gestión correctiva comprende acciones que tienen por objetivo subsanar o corregir situaciones de riesgo existente. Por otro lado, la gestión reactiva corresponde a las medidas destinadas a hacerle frente a los desastres cuando se materializan o una vez que su acontecimiento es inevitable.

El riesgo de inundación fluvial es la probabilidad de ocurrencia de inundaciones producidas por el desbordamiento de ríos en un momento dado y con una magnitud determinada. Así, la gestión de riesgo de inundaciones (GRI) abarca la serie de procesos detallados de la GRD con el objetivo de prevenir y mitigar el impacto de este tipo de fenómenos. En este contexto, la estimación o caracterización del peligro de inundación es el conjunto de esfuerzos orientados a generar el conocimiento acerca de la amenaza de inundación en un lugar específico para un TR determinado. Conformando el primer procedimiento de la GRI y se suele materializar mediante la elaboración de mapas de peligro a escalas entre 1:10 000 y 1: 50 000 (Escobar, 2020).

En el Perú, la GRD se encuentra normada por la Ley N°29664 -Ley del Sistema Nacional de Gestión de Riesgo de Desastres, que crea el Sistema Nacional de Gestión de Desastres (Sinagerd), un sistema interinstitucional, multidisciplinario y descentralizado que establece los principios y lineamientos de la gestión de riesgo de desastres en el país.

2.4. MODELADO HIDRÁULICO DE INUNDACIONES

Un modelo hidráulico es una representación de un sistema hidráulico mediante el empleo de ecuaciones matemáticas y/o principios físicos. Estos modelos se utilizan para describir, analizar y predecir el comportamiento del flujo de agua en la realidad. Mateos (2000) asevera que debe existir certeza de la existencia de una correlación entre los parámetros del modelo y la realidad representada. En el caso de modelado hidráulico de inundaciones, tiene como objetivo es la obtención valores de tirante de agua, velocidad de flujo y otros parámetros hidráulicos en la extensión de la zona de análisis.

Los modelos pueden clasificarse según su naturaleza como físicos o matemáticos. Los modelos físicos son aquellos que emulan el comportamiento de sistemas hidráulicos reales mediante la construcción de modelos a escala o maquetas. Estos modelos son útiles cuando se requiere estudiar con alta precisión el comportamiento físico de estructuras hidráulicas específicas. Sin embargo, es muy importante elaborar el modelo manteniendo la semejanza hidráulica con el prototipo; así como tener en cuenta las limitaciones del laboratorio utilizado, tanto en espacio como en equipamiento. Por otro lado, los modelos matemáticos son aquellos en los que se realiza la resolución de las ecuaciones físicas y matemáticas que describen de manera teórica el fenómeno hidráulico a representar. Generalmente la resolución de tales expresiones matemáticas es llevada a cabo empleando métodos numéricos debido a la complejidad de los cálculos; lo cual implica una gran cantidad de operaciones para las que se emplean algoritmos computacionales o software especializado (Mateos, 2000).

Es importante mencionar que todo modelo hidráulico de inundaciones requiere de información inicial o datos de entrada, recolectados de la realidad o estimados mediante algún método analítico o empírico. Como primer punto, es indispensable información sobre caudales máximos o hidrogramas de crecida resultantes de un análisis hidrológico de la zona de estudio. También es necesaria la caracterización física de la geometría del cauce y el lecho del curso de agua. Por último, se requiere información sobre elementos relevantes ubicados en la zona de interés, como el nivel del mar o la presencia de infraestructura hidráulica

de importancia como puentes, embalses, diques, bocatomas, entre otros (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2011).

Según Goswami et al. (2005), la calidad de un modelo hidráulico debe ser juzgado en función a tres indicadores. El primero de ellos es si cumple con su función de simular la naturaleza del fenómeno hidráulico asignado; el segundo criterio exige que el modelo sea consistente, es decir que mantenga la precisión ante varios eventos similares. Finalmente, se puede valorar la bondad del modelo en función a su versatilidad, es decir, su nivel de flexibilidad al momento de ser empleado en aplicaciones diversas.

2.4.1. Modelamiento hidráulico computacional

Según Bladé et al. (2014a), todo modelo numérico es una abstracción de las características más relevantes de la realidad. Por tanto, los modelos configuran representaciones con distintos grados de simplificación de los fenómenos complejos que tienen lugar en la naturaleza. Así, entre los modelos matemáticos computacionales es posible encontrar modelos de simulación unidimensional, bidimensional, pseudo-bidimensional y tridimensional.

La disponibilidad de los modelos hidráulicos computacionales ha evolucionado rápidamente en tiempos recientes. A principios de siglo, únicamente se empleaban alternativas de modelado unidimensional; mientras que ahora se ha hecho general el uso de modelos 2D, a la vez que se muestra un interés incipiente en el uso de modelos hidráulicos tridimensionales. En la actualidad, los modelos hidráulicos 2D representan el estándar en la modelación de procesos complejos como las inundaciones fluviales (Bladé et al., 2014a).

Modelos unidimensionales

Los modelos unidimensionales o 1D son aquellos en los que se considera al río como una entidad lineal, donde los cálculos se realizan de manera discreta en una serie de puntos determinados por las secciones transversales seleccionadas en cantidad y ubicación, a conveniencia por el modelador. La simulación unidimensional aplica ecuaciones unidimensionales de la

dinámica de fluidos como la conservación de masa y la conservación de cantidad de movimiento. (Bladé et al., 2014a; Timbe y Willems, 2011).

Estos modelos mantienen una precisión razonablemente buena cuando se requiere analizar el flujo únicamente al interior de los cauces de ríos; perdiendo gran exactitud cuando el flujo supera los bancos y se extiende sobre las llanuras de inundación, fenómeno que sucede durante un evento de inundación. (Timbe y Willems, 2011). Es importante precisar que, debido a la manera discreta en la que se realizan los cálculos, los modelos unidimensionales presentan valores de velocidad y profundidad de flujo únicamente en la dirección perpendicular al eje de la dirección de flujo.

Modelos bidimensionales y cuasi bidimensionales

Los modelos hidráulicos bidimensionales (2D) son aquellos que resuelven las ecuaciones diferenciales de Saint-Venant de flujo en lámina libre para dos dimensiones espaciales. Estos modelos permiten simular tanto el flujo en el cauce como en las llanuras de inundación. Por este motivo este tipo de modelos cuentan con una gran precisión en la simulación de eventos de inundación fluvial.

A continuación, se presentan las ecuaciones de Saint-Venant para las dos direcciones horizontales de flujo.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} - 2\Omega \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y$$

En las expresiones matemáticas mostradas:

- h : Representa el tirante de agua.
- U : Denota las componentes de la velocidad horizontal promedio (en la profundidad total).
- τ_s y τ_b : Corresponden a la fricción del viento y el rozamiento del fondo, respectivamente.
- τ^e : Representa las componentes de las tensiones tangenciales efectivas horizontales.
- M_s , M_x y M_y Son términos de fuentes y sumideros de masa y momento.
- Ω y λ : Consideran correcciones por la rotación terrestre y la latitud

Estas ecuaciones son resueltas, de manera discreta, al igual que en los modelos unidimensionales. Sin embargo, en los modelos 2D, se calculan en cada nodo de un mallado matemático generado a partir de una representación digital de la superficie del terreno.

Los métodos usuales de mallado en dos dimensiones consisten en el empleo de triángulos o cuadriláteros. (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, 2011; Bladé et al., 2014a). En la Figura 5, se muestra, de manera ilustrativa un ejemplo de mallado 2D de una superficie centrada en el cauce de un río. Se observa que se empleó un mallado con base en triángulos para la caracterización de las llanuras inundación.

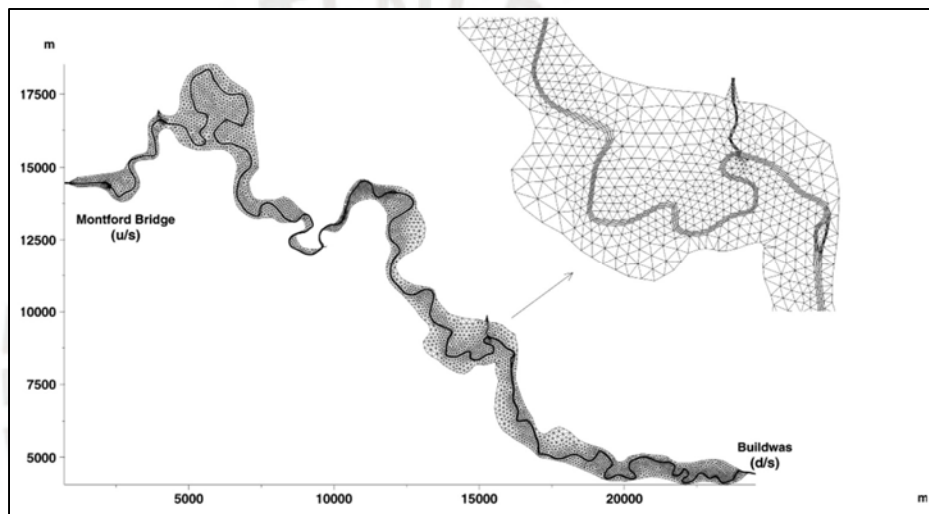


Figura 5: Mallado de superficie 2D de tipo triangular
Fuente: Tomado de Horritt y Bates (2002)

En comparación con los modelos unidimensionales, los modelos 2D requieren una cantidad mayor de datos de campos (principalmente para la caracterización del relieve), así como una mayor potencia y tiempo de procesamiento computacional para obtener los parámetros de salida.

Los modelos cuasi-bidimensionales o modelos acoplados 1D/2D son soluciones de modelado que representan una alternativa intermedia entre los modelos unidimensional y bidimensional. Es decir, presentan resultados en dos dimensiones espaciales por medio de cálculos aproximados producto de simplificaciones. En consecuencia, la demanda de procesamiento computacional es menor; sin embargo, la rigurosidad de los cálculos no es equivalente a la de un modelo 2D propiamente dicho. En estos casos se deberá prestar especial atención a las interfases o zonas de transición entre cauce y

planicie de inundación. Un tipo de modelo cuasi-bidimensional popular consiste en considerar modelos de una dimensión para el cauce principal del curso de agua; mientras que, las planicies de inundación se modelan como superficies bidimensionales acopladas lateralmente al cauce a través de mecanismos equivalente a vertederos.

A partir de los resultados del modelado hidráulico cuasi-bidimensional del río Dendre, en Bélgica, Timbe y Willems (2011) mostraron que la precisión de los modelos bidimensionales propiamente dichos no presenta una mejora significativa con respecto a los modelos cuasi-2D para esa cuenca en específico.

Modelos tridimensionales

Los modelos tridimensionales son aquellos que caracterizan el flujo de un curso de agua en las tres dimensiones espaciales. Esto permite simular el comportamiento del agua con un alto nivel de detalle y precisión. Por otro lado, las discretizaciones espaciales empleadas son variadas y bastante más complejas que sus pares en una y dos dimensiones. Asimismo, es pertinente mencionar que esta clase de modelado es el más exigente a nivel computacional de entre todos los tipos de modelo hidráulico; por tal motivo su uso en el estudio de canales naturales se circunscribe, en la actualidad, a análisis puntuales en infraestructura hidráulica como pilares de puentes, compuertas, vertederos.

2.5. HERRAMIENTAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

Con el rótulo de herramientas de información geográfica, en este apartado, se realiza un repaso breve de los instrumentos digitales disponibles para la gestión de información hidrometeorológica y para la descripción física de la superficie natural y sus características topográficas, todo ello con un carácter geográficamente referenciada. En resumen, se describe de manera concisa herramientas indispensables para la descripción espacial de eventos complejos como las inundaciones fluviales. Timbe y Willems (2011) afirman que la gran disponibilidad de Modelos de elevación digital, sumado a los Sistemas de información geográfica permiten describir de manera precisa la extensión y profundidad de las inundaciones fluviales.

2.5.1. Sistemas de información geográfica (SIG)

Los sistemas de información geográfica, SIG o GIS (por sus siglas en inglés) son un conjunto de herramientas digitales diseñadas para la gestión eficiente de grandes volúmenes de datos referenciados espacialmente. Bosque (1994) los define como instrumentos tecnológicos aplicados en el análisis y solución de desafíos y problemas territoriales. Es, en suma, una herramienta útil en cualquier área donde se requiera la gestión de información espacial.

El uso de los SIG trae consigo múltiples virtudes, que implican grandes ventajas respecto a otras alternativas de gestión de información. Una de ellas es la capacidad de los SIG de organizar gran cantidad de información compleja empleando mapas y planos interactivos. También es muy útil el sistema de capas temáticas superpuestas que emplean muchos programas SIG y que permiten identificar fácilmente patrones geográficos o fenómenos correlacionados.

Los Sistemas de Información Geográfica (SIG) pueden ser empleados en múltiples tareas durante todos los procesos de la gestión de riesgos de inundaciones. Por ejemplo, pueden ser empleados para la gestión de datos sobre precipitación, la obtención de parámetros de caracterización de una cuenca o subcuenca, delimitar las áreas inundables, el ordenamiento territorial resultado de los análisis de riesgos, la elaboración de planes de respuesta, entre otros. De esta forma, los SIG han reemplazado los procedimientos cartográficos manuales, acortando tiempo y dinero en el proceso (Llorente et al., 2009).

2.5.2. Modelos de elevación digital (DEM)

Los modelos de elevación digital o modelos digitales del terreno son representaciones de carácter matemático y visual que describen de manera cuantitativa la altimetría de la superficie natural del terreno en un área de interés determinado. Escobar (2020) afirma que la manera común de presentar un modelo de elevación digital es a través de archivos de formato de mapa de bits (ráster). Donde cada valor de coordenadas (X, Y) lleva asociado un valor de cota o elevación con respecto a un nivel de referencia. La Figura 6 muestra un modelo de elevación digital (DEM) en formato ráster.

La intensidad de color en escala blanco y negro está asociada a la altitud de cada pixel.

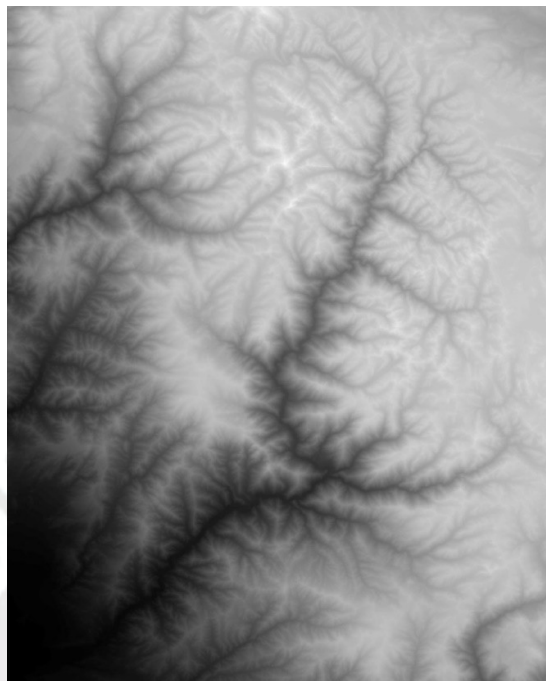


Figura 6: Modelo de elevación digital (DEM) centrada en el río Cañete

Fuente: Elaboración propia a partir de datos de ASF Vertex

Los modelos de elevación digital pueden generarse a partir de múltiples técnicas y fuentes como las imágenes satelitales, plataformas aerotransportadas LIDAR, o incluso mediante topografía georreferenciada. Los DEM se clasifican en función a la resolución horizontal y la precisión vertical; dos parámetros importantes directamente relacionadas al método de recolección de información altimétrica. De esta manera, las imágenes satelitales presentan la menor resolución. Mientras que la topografía o la fotogrametría alcanzan altos niveles de precisión; sin embargo, emplear estas últimas implica una mayor inversión de tiempo y dinero destinado a la recolección de datos en campo. Es responsabilidad del criterio del modelador la selección de la fuente DEM empleada para alcanzar la precisión que requiere.

Los DEM representan una parte muy importante de los Sistemas de información geográfica, pues su integración, provee de una opción que permite caracterizar físicamente el terreno inundable. En ese sentido, Horritt y Bates (2002) aseguran que existe un volumen considerable de investigaciones que demuestran que la tecnología basada en ráster se puede

utilizar para predecir de manera adecuada extensiones y profundidades de inundación en cursos de agua.



3. ZONA DE ESTUDIO: CUENCA CAÑETE

El análisis de inundabilidad y mapeo de llanuras de inundación de la presente tesis se realizó en el curso bajo del río Cañete, en el distrito de San Vicente de Cañete, provincia de Cañete, departamento de Lima.

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y CARACTERÍSTICAS GENERALES

La cuenca Cañete es una importante cuenca peruana, cuenta con una extensión de 6 017 km² y representa el 0.5% del territorio nacional. Una porción considerable de su extensión se encuentra en la zona de cuenca húmeda (78.4%). (MIDAGRI, 2021). La cuenca hidrográfica de Cañete se ubica en la costa central del Perú y se orienta en dirección nor-este a sur-oeste.

Se encuentra enmarcado en el cuadrante delimitado por las coordenadas: 11°58'19" S - 13°18'55" S de latitud y las longitudes 75°30'26" O – 76°30'46" O. En el ámbito político se extiende al interior del departamento de Lima, abarcando las provincias de Cañete, Yauyos y, en menor medida, Huarochirí.; en relación a otras unidades hidrográficas, la cuenca limita por el sur con la cuenca San Juan y Topará, por el norte con la cuenca Omas y Mala, por este con la cuenca Mantaro y por el oeste con el océano Pacífico.

La cuenca alta es la porción de la unidad que se ubica por encima de los 4000 m.s.n.m.; la cuenca media es el área limitada entre los 350 y 4000 m.s.n.m. y abarca la mayor extensión de la cuenca. Finalmente, la cuenca baja es aquella que se ubica entre las cotas 350 y 0 m.s.n.m.

La Figura 7 muestra la zona de estudio de este trabajo.

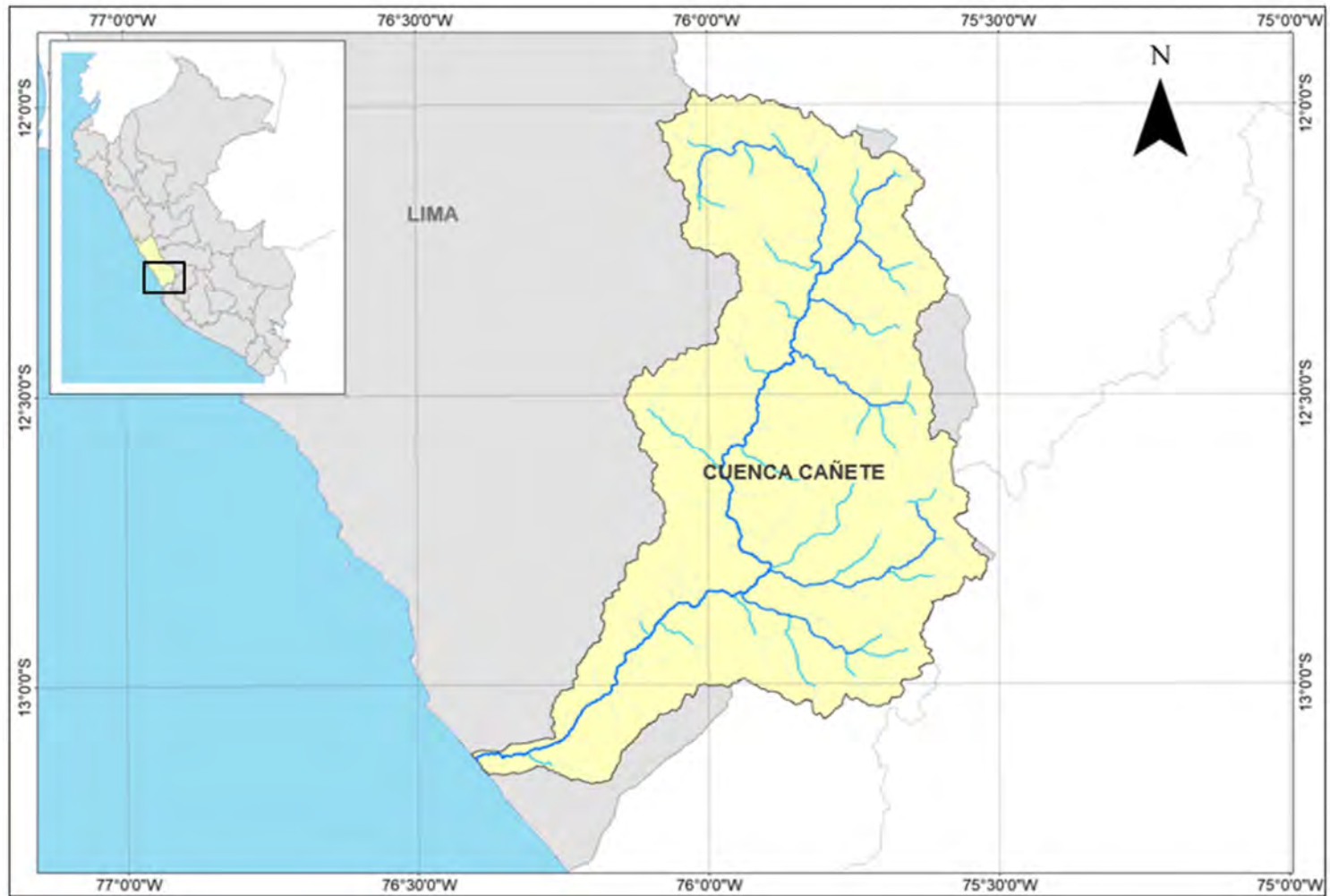


Figura 7: Ubicación geográfica de la cuenca Cañete
Fuente: Elaboración propia

3.2. PLUVIOMETRÍA

La cuenca Cañete posee 14 estaciones de registro pluviométrico que cuentan con algún registro de información. De estas estaciones, son 10 aquellas con una extensión de registro razonablemente amplio y que describen la distribución de lluvia de la cuenca; asimismo, en la actualidad se disponen de 8 estaciones pluviométricas que se encuentran distribuidas con una mayor densidad en la zona húmeda de la cuenca (cuenca media y alta). Es importante mencionar que gran parte de los registros presentan discontinuidades o datos faltantes en su conformación.

3.3. HIDROGRAFÍA

El curso principal de la cuenca es el río Cañete y se extiende a través de una longitud de 235.67 km. El río nace en la laguna Ticllacocha, en la base de las montañas Tiella y Pichahuarco, a una altitud de 4429 m.s.n.m. y su desembocadura se ubica en el océano Pacífico, a la altura del km 150 de la carretera Panamericana Sur, en el distrito de San Vicente de Cañete.

El río Cañete presenta un régimen muy irregular e intermitente, por lo general presenta una oferta hídrica considerable, con una media anual de 52.16 m³/s y caudales máximos aforados del orden de los 900 m³/s. Las mayores descargas se presentan, como es habitual en los ríos de las cuencas costeras del país, entre los meses de enero y abril. (Agencia de Cooperación Internacional de Japón [JICA] & Ministerio de Agricultura [Minagri], 2012).

3.4. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

Los parámetros geomorfológicos de una unidad hidrográfica se refieren al conjunto de características físicas y de relevo que influyen en la manera en la que se desarrollan los procesos hidrológicos de captura, almacenamiento y desplazamiento al interior de la cuenca.

En el caso de la cuenca Cañete, se presentan los parámetros geomorfológicos más importantes recopilados de fuentes oficiales en la Tabla 3

Tabla 3: Parámetros geomorfológicos de la cuenca Cañete
Fuente: Adaptado de ANA (2008)

| Parámetros geomorfológicos de cuenca Cañete | | |
|---|-----------------|--------|
| Área (km ²) | | 6 017 |
| Perímetro (km) | | 524.9 |
| Longitud de curso principal (km) | | 230.39 |
| Pendiente de cauce principal (%) | | 2.11 |
| Ancho promedio (km) | | 26.12 |
| Coeficiente de Gravelius | | 1.91 |
| Rectángulo equivalente | Lado mayor (km) | 237.06 |
| | Lado menor (km) | 25.38 |
| Tiempo de concentración (min)* | | 1 159 |

*Determinado por el método de Kirpich

De la información consignada en la Tabla 3, se clasifica a la cuenca Cañete como una cuenca muy grande, debido a su extensión mayor a los 5 000 km². El coeficiente de Gravelius de la cuenca indica que a la cuenca le corresponde una forma alargada. La pendiente media del río Cañete es de 2.11%; sin embargo, es importante tener en cuenta que existen tramos con pendientes de hasta 8%.

3.5. COBERTURA Y USO DE SUELOS

Según el Instituto Nacional de Recursos Naturales [INRENA] et al. (2001), se identifican 4 usos de suelo principales en la cuenca Cañete. Un porcentaje de alrededor del 50% del área total de la unidad hidrográfica se encuentra cubierto por pastizales pobres, principalmente ocupando las zonas andinas de la cuenca, por encima de la cota 3500 m.s.n.m. Pastizales óptimos ocupan el 20% de la cuenca; mientras que barbechos (fallow) representan 25% del área total. Por otro lado, los terrenos de cultivo representan un porcentaje menor de la extensión de la cuenca hidrográfica (1.5%), ubicados en gran medida en la zona de la cuenca baja.

La importancia del estudio de uso de suelos (landuse) radica en la necesidad de caracterizar la cobertura de la superficie del área hidrológica de estudio. Esto será de vital importancia para asignar el Número de curva (CN) correspondiente a cada porción de la cuenca.

4. DATA Y MÉTODO

4.1. TRABAJOS PRELIMINARES

En esta sección se describe, de manera detallada, el conjunto de decisiones tomadas respecto a la determinación del alcance y extensión del trabajo de investigación. Se tomó en consideración normativa vigente, trabajos académicos previos, disponibilidad de recursos y las características propias de la cuenca estudiada.

La realización de estas labores es de carácter previo a la ejecución del trabajo de investigación propiamente dicho y resulta fundamental para poder desarrollarlo de manera adecuada.

4.1.1. Determinación de alcance de modelado

Identificación de puntos críticos de inundación

El primer procedimiento del presente trabajo consistió en la identificación de las zonas vulnerables a inundaciones. En una primera etapa, se realizó una evaluación general de riesgo de inundación en el ámbito nacional; para ello se accedió al mapa Zonas con peligro potencial de inundación – Perú elaborado por el Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (CENEPRED).

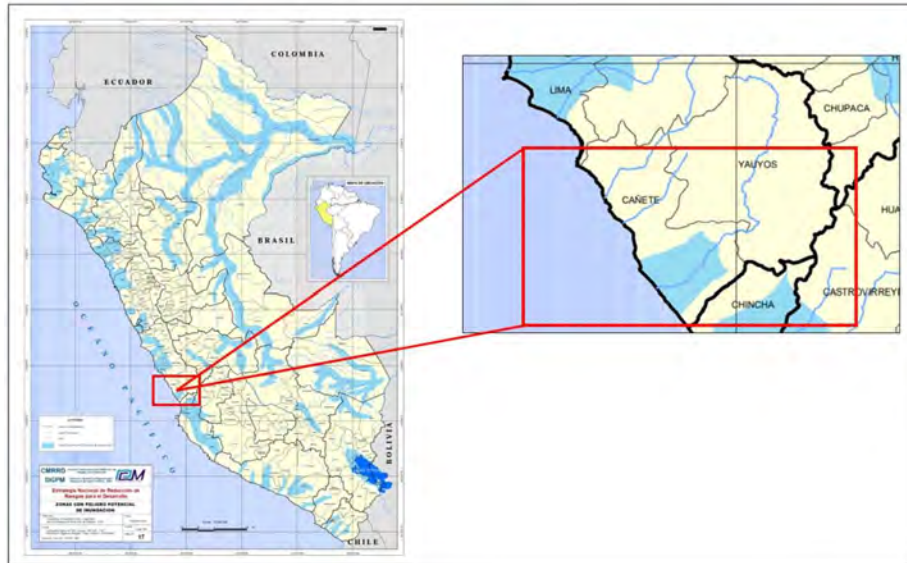


Figura 8: Mapa: Zonas con peligro potencial de inundación
Fuente: Modificado de CENEPRED (2003)

En la Figura 8, se aprecia la clasificación del curso bajo del río Cañete como zona con peligro potencial de inundación.

Tomando en cuenta la clasificación del curso bajo del río Cañete como zona de alto riesgo de inundación, se procedió a realizar una revisión más detallada de los puntos o tramos con antecedentes de eventos de inundación. En ese sentido, se consultaron dos recursos de identificación de riesgos: el Mapa de inventario de riesgos geológicos, elaborado por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMET) y la capa temática Puntos Críticos del recurso interactivo Observatorio del Agua elaborado por la Autoridad Nacional del Agua (ANA). Se puede observar la consulta a ambos recursos en la Figura 9 y Figura 10.

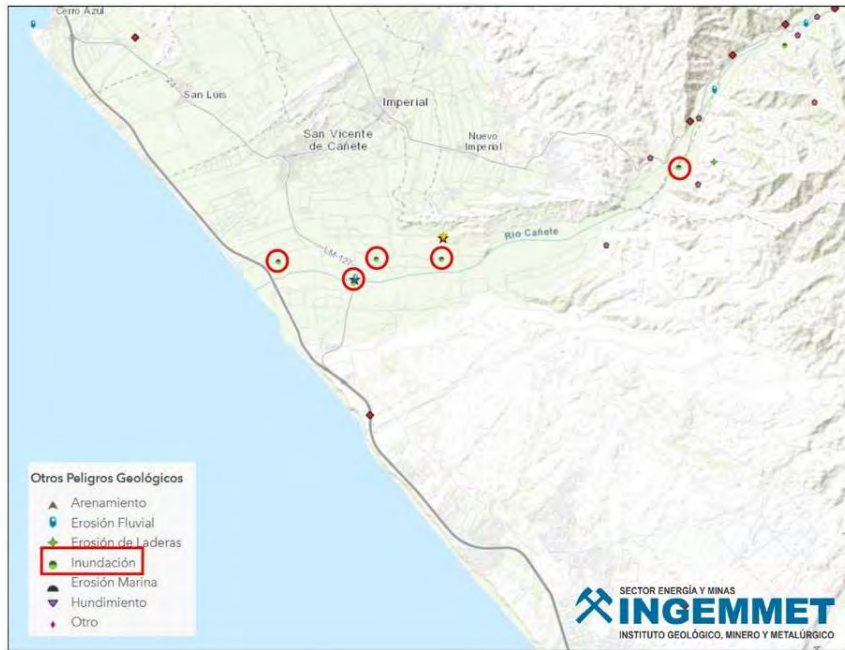


Figura 9: Mapa de inventario de peligros geológicos
Fuente: Modificado de INGEMMET (s/f)



Figura 10: Puntos críticos de inundación: Año 2022
Fuente: Modificado de Observatorio del agua – ANA (2022)

Determinación de longitud de modelado hidráulico

En función a los puntos críticos identificados en el inciso anterior y tomando en consideración la información mostrada en las figuras 9, 10 y 11, se optó por el modelamiento hidráulico de un tramo del río Cañete de una longitud aproximada de 10.3 km.

La Figura 11 muestra la extensión de modelado hidráulico propuesta incluye los puntos críticos de riesgo de inundación de los recursos consultados y tiene

como límites aguas arriba y aguas abajo, a la bocatoma Fortaleza y a la desembocadura en el Océano Pacífico, respectivamente.



Figura 11: Representación esquemática del tramo a modelar
Fuente: Modificado de Google Earth

4.1.2. Determinación de Periodos de Retorno de análisis (TR)

Para la determinación de los períodos de retorno a considerar en el presente análisis de inundabilidad se tomó en consideración los lineamientos del Capítulo I del Título III de la R.J. N° 332 -2016 de la ANA. Esta resolución establece la consideración de períodos de retorno de 50 años (TR 50) para el modelamiento hidráulico de cauces naturales colindantes con terrenos agrícolas. Por otro lado, se establece un período de retorno de 100 años (TR 100) para cursos de agua colindantes a asentamientos poblacionales.

En el tramo analizado del río Cañete, se ubican grandes extensiones de cultivos frutales y de gramíneas. Según la Autoridad Nacional del Agua (ANA, 2022), en el periodo 2016-2022, alrededor de 670 hectáreas de terrenos agrícolas se encontraron en condición vulnerable a afectaciones por inundaciones en el tramo de análisis de 10.3 km de longitud.

Por otra parte, es posible identificar asentamientos poblados en zonas cercanas a las riberas de los ríos, estos son La Esmeralda, Santa Teresa, Palti y Clarita. Asimismo, se observa la existencia de viviendas construidas al interior de la demarcación de la faja marginal del río.

Por lo tanto, debido a la existencia de grandes extensiones de terrenos agrícolas, así como la existencia de asentamientos poblados, con una tendencia creciente a la urbanización, se vio por conveniente establecer el análisis de inundación para períodos de retorno de 50 y 100 años.

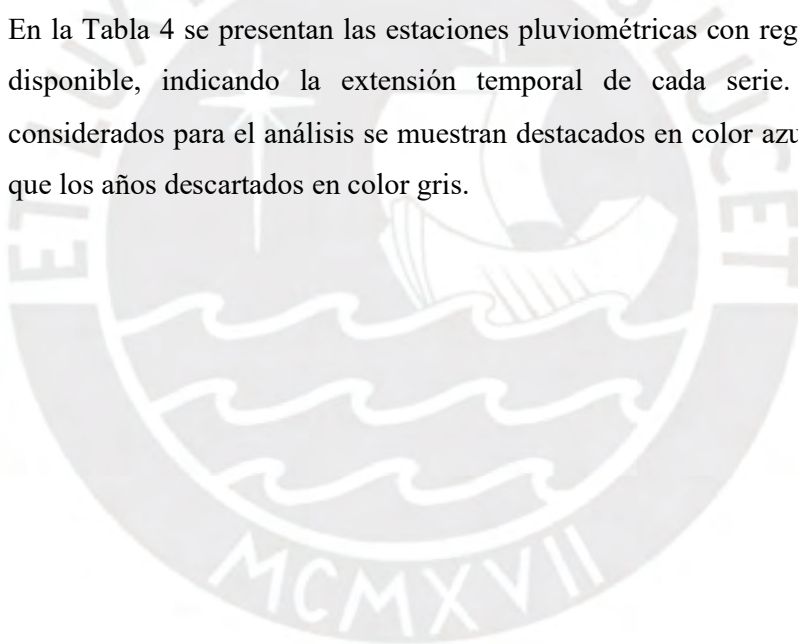
4.2. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

4.2.1. Identificación de estaciones pluviométricas existentes

Se identificaron preliminarmente 18 estaciones pluviométricas en la zona de estudio y en cuencas costeras colindantes. De ellas, 14 pertenecen a la cuenca Cañete, mientras que las restantes se ubican en las cuencas vecinas Omas, San Juan, Mala e Intercuenca 1375511.

Los registros pluviométricos se obtuvieron del Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos (SNIRH) de la ANA y se complementaron y corroboraron con información disponible en línea del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

En la Tabla 4 se presentan las estaciones pluviométricas con registro diario disponible, indicando la extensión temporal de cada serie. Los años considerados para el análisis se muestran destacados en color azul, mientras que los años descartados en color gris.



4.2.2. Selección de estaciones pluviométricas

Con base en la información disponible, se estableció el período 1986-2018 (33 años) como la ventana de análisis del presente estudio, puesto que concentra la mayor parte de los registros continuos de las estaciones seleccionadas. Es pertinente mencionar que esta extensión satisface las exigencias de la Resolución Jefatural R.J. N° 332 – 2016 de la ANA que demanda un registro con una extensión de registro mínima de 20 años para trabajos relacionados con la estimación de crecidas en cauces naturales.

Se descartaron aquellas estaciones con registros demasiado cortos, como las estaciones Catahuasi y Tomas (7 años), o Nicolás Franco Silvera y Picamarán (3 años). También se desestimaron estaciones con una longitud de registro adecuada, pero desarrollada en un período anterior a la ventana de análisis como Colonia o Huantán, actualmente inoperativas.

La estación San Pedro de Huacarpana fue descartada debido a la existencia de lagunas importantes en su serie y debido a que se ubica en una región adecuadamente representada por la estación Huangascar.

Por otro lado, se tomó la decisión de acotar, de manera excepcional, las ventanas de análisis de las estaciones de la estación Yauyos al intervalo 1992-2018 (27 años) y de la estación Sosci al intervalo 1999-2018 (20 años). En el caso de la estación Sosci, aunque su serie es considerablemente corta, se incorporó para asegurar la representación de la zona árida de la cuenca baja. Su selección y completación se justifica debido a que se considera que el aporte hidrológico de este sector árido de la cuenca es marginal en la generación de escorrentía durante eventos extremos, objetivo del presente estudio.

Adicionalmente, se descartó la estación Cañete, ubicada en la Intercuenca 1375511. Si bien su localización corresponde en la zona de cuenca baja, sector con baja densidad de estaciones, se realizó un análisis normalizado del régimen anual de lluvias (1986-2018) y se detectó que esta estación presenta un régimen de lluvias disímil al de las estaciones de la cuenca Cañete durante

un año típico. Esta marcada diferencia en el comportamiento pluviométrico, motivo de la exclusión de la estación se puede apreciar en la **Figura 12**.

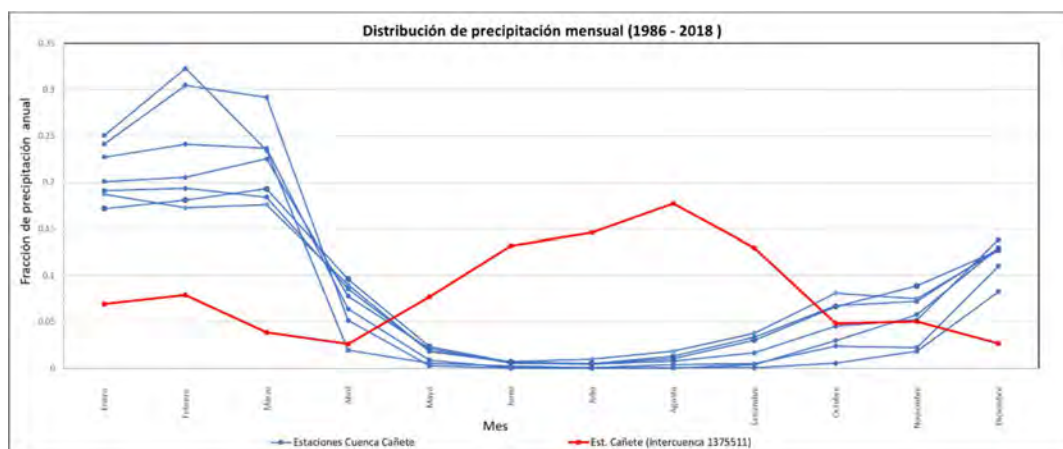


Figura 12: Patrones de lluvia de estaciones pluviométricas identificadas
Fuente: Elaboración propia a partir de datos de la ANA

Finalmente, se seleccionaron para el análisis pluviométrico 10 estaciones pertenecientes a 3 cuencas hidrográficas (cuenca Cañete y 2 cuencas aledañas). La Tabla 5 muestra el resumen de las estaciones pluviométricas empleadas para el análisis, así como su ubicación en coordenadas geográficas.

Tabla 5: Estaciones pluviométricas consideradas para el análisis
Fuente: Elaboración propia

| Cuenca | Identificador | Estación | Coordenadas | | Elevación (m.s.n.m.) |
|--------|---------------|--------------------|-------------|-----------|----------------------|
| | | | W | S | |
| Cañete | P-1 | Socsi | 76°11'40" | 13°01'42" | 500 |
| | P-2 | Pacarán | 76°03'29" | 12°52'01" | 700 |
| | P-3 | Huangascar | 75°50'01" | 12°53'55" | 2533 |
| | P-4 | Yauyos | 75°54'37" | 12°29'30" | 2327 |
| | P-5 | Carania | 75°52'20" | 12°20'40" | 3875 |
| | P-6 | Yauricocha | 75°43'21" | 12°18'59" | 4675 |
| | P-7 | Vilca | 75°49'34" | 12°06'52" | 3864 |
| | P-8 | Tanta | 76°01'00" | 12°07'00" | 4323 |
| Mala | P-9 | Ayaviri | 76°07'59" | 12°22'59" | 3228 |
| Omas | P-10 | San Pedro de Pilas | 76°13'00" | 12°27'00" | 2600 |

Asimismo, se muestra la disposición espacial de las estaciones pluviométricas en la Figura 13.

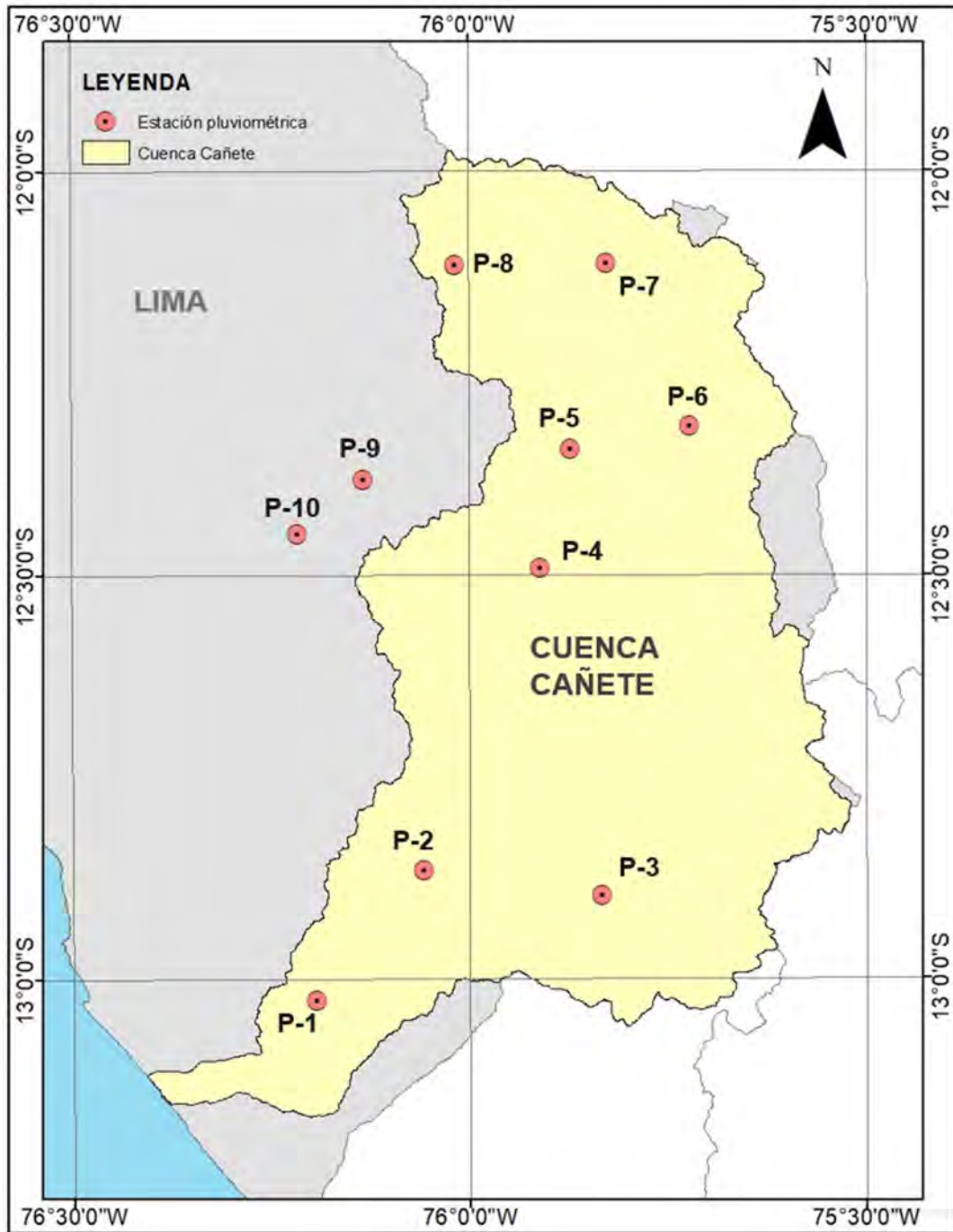


Figura 13: Cuenca Cañete y ubicación de estaciones pluviométricas consideradas

Fuente: Elaboración propia a partir de datos de la ANA

Se considera que la cantidad de estaciones pluviométricas disponibles en la cuenca Cañete es adecuada en comparación con otras cuencas costeras del país. Sin embargo, la extensión de los registros es insuficiente para la mayoría de aplicaciones hidrológicas; asimismo, muchas de estas poseen una gran cantidad de datos faltantes. Mención aparte requiere el hecho de que existen

regiones de la cuenca, como la zona este de la cuenca baja o media, donde la densidad de estaciones es sensiblemente inferior a la del resto de la unidad hidrológica.

4.2.3. Identificación de estaciones hidrométricas

A partir de una revisión de la información hidrométrica disponible en las páginas web del SENAMHI y del SNIRH (ANA), se identificó la existencia de 3 estaciones de medición de caudal emplazadas en el curso del río Cañete. Estas son Socsi, Pacarán y Capillucas mostradas en la Tabla 6.

Tabla 6: Estaciones hidrométricas presentes en la zona de estudio
Fuente: Elaboración propia

| Identificador | Estación | Coordenadas | | Elevación (m.s.n.m.) |
|---------------|------------|-------------|-----------|----------------------|
| | | W | S | |
| H-1 | Socsi | 76°11'40" | 13°1'42" | 312 |
| H-2 | Pacarán | 76°3'17" | 12°51'39" | 688 |
| H-3 | Capillucas | 75°56'40" | 12°44'42" | 1430 |

En general, el acceso a la información hidrométrica fue bastante más restringido que el acceso a información pluviométrica. Las estaciones revisadas presentan información de deficiente calidad en longitud de extensión, así como en completación de datos.

En la Figura 14 se muestra la distribución espacial de las estaciones hidrométricas disponibles. Se advierte que todas las estaciones disponibles se ubican sobre el curso principal de la cuenca y ninguna de ellas emplazada en la zona de cuenca alta.



Figura 14: Cuenca Cañete y ubicación de estaciones hidrométricas consideradas
Fuente: Elaboración propia a partir de datos de la ANA

La estación Capillucas (H-3), operada por la empresa privada Celepsa cuenta con datos de caudal diario únicamente en el período 2014-2017, una longitud de registro inadecuada para proyecciones de máximas avenidas. Asimismo, de la revisión de los registros, se observa que existe una gran cantidad de

datos de caudal con un valor constante ($2 \text{ m}^3/\text{s}$), presumiblemente correspondientes a valores de caudal de salida regulado.

En el caso de la estación Socsi y Pacarán, ambas presentan información de lectura de caudales y de tirante de agua. La información de caudal se encuentra disponible únicamente para el período 2014 – 2017. Por otro lado, se cuenta con información de tirante de agua para un período más extenso; sin embargo, esta información cuenta con una gran cantidad de vacíos y años faltantes.

En conclusión, la información hidrométrica disponible en la cuenca Cañete es deficiente, esto se materializa en la cantidad limitada de estaciones de registro hidrométrica y una extensión de registros insuficiente para la estimación directa de caudales.

4.3. GESTIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

4.3.1. Completación de datos faltantes

Al realizar la recopilación de datos pluviométricos de las fuentes de las organizaciones encargadas de su registro y publicación (ANA y SENAMHI) se encontró que los conjuntos de datos de las diferentes estaciones pluviométricas presentaron una cantidad apreciable de discontinuidades o valores faltantes que dificultan el correcto análisis y la aplicación de los procedimientos hidrológicos de estimación de máximas avenidas.

Esta falta de información se redujo de manera considerable con la elección apropiada de la ventana temporal de análisis. Sin embargo, aún persistió la necesidad de realizar la completación de registros faltantes, hecho que se abordó haciendo uso de variados enfoques que incluyeron regresiones simples preliminares y análisis mediante algoritmos computacionales más sofisticados.

Se muestran los valores de precipitación máxima diaria por cada año de registro para las 10 estaciones pluviométricas consideradas en la Tabla 7.

Tabla 7: Estado de información pluviométrica recopilada
Fuente: Elaboración propia

| Estación Año | Máxima precipitación diaria anual (mm) | | | | | | | | | |
|--------------|--|---------|------------|--------|---------|------------|-------|-------|-------------|-------------|
| | Socsi | Pacarán | Huangascar | Yauyos | Carania | Yauricocha | Vilca | Tanta | Cuenca Mala | Cuenca Omas |
| 1986 | | 4.5 | 19.0 | | 23.5 | 22.7 | 24.8 | 18.6 | 22.1 | 16.7 |
| 1987 | | 6.0 | 20.0 | | 21.0 | 29.5 | 24.0 | 14.3 | 22.7 | 21.9 |
| 1988 | | 3.3 | 20.0 | | 25.7 | 28.8 | 17.2 | 11.6 | 23.8 | 18.8 |
| 1989 | | 6.0 | 10.8 | | 19.4 | 32.5 | 15.1 | 15.9 | 39.4 | 16.0 |
| 1990 | | 1.2 | 20.0 | | 28.4 | 31.8 | 12.0 | 19.0 | 25.6 | 12.9 |
| 1991 | | 2.1 | 15.0 | | 15.9 | 24.0 | 14.7 | 11.4 | 27.4 | 15.6 |
| 1992 | | 1.2 | 5.0 | 6.1 | 10.7 | 30.0 | 11.9 | 12.1 | 17.0 | 10.5 |
| 1993 | | 3.0 | 20.0 | 14.6 | 15.6 | 24.0 | 55.0 | 37.8 | 29.7 | 44.0 |
| 1994 | | 9.0 | 20.0 | 31.5 | 14.4 | 19.7 | 55.6 | 23.4 | 19.4 | 19.4 |
| 1995 | | 10.0 | 30.0 | 11.1 | 12.2 | 25.0 | 43.0 | 25.2 | 30.2 | 21.3 |
| 1996 | | 2.6 | 23.0 | 23.8 | 18.7 | 17.0 | 15.3 | 23.6 | 23.3 | 12.4 |
| 1997 | | 3.6 | 25.3 | 14.2 | 12.1 | 26.2 | 27.3 | 20.8 | 45.5 | 14.7 |
| 1998 | | 6.8 | 33.8 | 17.4 | 13.8 | 24.0 | 20.6 | 44.4 | 32.2 | 28.8 |
| 1999 | S/D | 11.2 | 22.0 | 14.0 | 16.7 | 26.6 | 17.6 | 23.3 | 19.7 | 18.4 |
| 2000 | S/D | 3.8 | 30.6 | 14.8 | 28.0 | 53.3 | 20.0 | 25.6 | 31.1 | 11.2 |
| 2001 | S/D | 8.7 | 13.3 | 14.6 | 19.5 | 17.1 | 16.5 | 21.4 | 23.9 | 15.3 |
| 2002 | S/D | 5.9 | 24.8 | 13.1 | 19.7 | 21.6 | 14.7 | 23.9 | 19.5 | 23.5 |
| 2003 | S/D | 4.4 | 15.0 | 13.6 | 17.5 | 32.2 | 19.7 | 23.4 | 18.2 | 12.9 |
| 2004 | 0.0 | 2.3 | 19.5 | 14.7 | 20.5 | 36.7 | 26.0 | 27.1 | 22.7 | 7.6 |
| 2005 | 0.0 | S/D | 13.0 | 13.6 | 26.4 | 23.7 | 22.5 | 23.5 | 18.7 | 9.8 |
| 2006 | 0.0 | 3.6 | 24.4 | 32.0 | 30.1 | 28.4 | 22.1 | 21.5 | 26.0 | 32.1 |
| 2007 | 0.0 | 2.3 | 10.6 | 14.7 | 20.7 | 26.1 | 32.7 | 35.3 | 34.0 | 12.1 |
| 2008 | 0.0 | 5.1 | 27.0 | 26.6 | 19.5 | 17.2 | 20.0 | 19.3 | 20.3 | 37.6 |
| 2009 | 8.8 | 6 | 20.0 | 19.2 | 20.0 | 24.9 | 28.0 | 60.0 | 20.0 | 28.1 |
| 2010 | 8.8 | 3.5 | 24.4 | 14.9 | 25.6 | 26.6 | 21.2 | 24.2 | 25.0 | 42.2 |
| 2011 | S/D | 3.9 | 16.4 | 23.2 | 30.7 | 12.1 | 25.0 | 21.7 | 20.0 | 12.0 |
| 2012 | S/D | 13.5 | 31.6 | 25.0 | 20.4 | 48.4 | 21.2 | 29.8 | 25.7 | 28.6 |
| 2013 | 0.0 | 2.7 | 27.1 | 21.7 | 18.1 | 15.8 | 22.5 | 96.3 | 23.0 | 15.2 |
| 2014 | 4.0 | 5.1 | 15.5 | 24.0 | 21.4 | 16.7 | 26.4 | 27.6 | 24.9 | 23.1 |
| 2015 | 0.0 | S/D | 16.5 | 15.0 | 28.6 | 43.8 | 26.2 | 28.1 | 22.1 | 20.9 |
| 2016 | 0.0 | S/D | 16.6 | 15.3 | 22.4 | 23.7 | 30.0 | 14.5 | 35.2 | 8.4 |
| 2017 | 3.2 | 12.1 | 24.8 | 22.9 | 24.7 | 49.0 | 33.3 | 27.0 | 28.3 | 24.1 |
| 2018 | 0.0 | 2.6 | 33.3 | 12.5 | 20.4 | 23.8 | 28.6 | 16.4 | 20.5 | 18.5 |

*Época húmeda (Noviembre-Marzo), época seca resto del año

- Menos del 10% de datos faltantes (época seca)
- Menos del 10% de datos faltantes (época húmeda)
- Menos del 20% de datos faltantes (época seca)
- Menos del 20% de datos faltantes (época húmeda)
- Menos del 30% de datos faltantes (época seca)
- Menos del 30% de datos faltantes (época húmeda)
- Menos del 30% de datos disponibles (época seca faltante)
- Menos del 30% de datos disponibles (época húmeda faltante)

Se acompaña la Tabla 7 de un código de colores que ayuda a identificar el nivel de completitud de los datos de las estaciones. Asimismo, se diferencia la falta de datos en meses húmedos de aquellas lagunas que ocurren en épocas secas. Por otro lado, los valores resaltados y marcados como “S/D” (“Sin datos”) corresponden a años enteros con ausencia completa de datos y que deben de ser tomados con cautela.

Por todo ello, se decidió realizar un procedimiento de completación de datos tanto para robustecer la confiabilidad, como para generar valores de lluvia ausentes en los registros, a partir del comportamiento de registros de estaciones pluviométricas homogéneas.

Se vio por conveniente emplear la herramienta de completación de datos Climatol, un paquete en lenguaje R de homogenización y completación de series hidrometeorológicas desarrollado por la Agencia Estatal de Meteorología de España (AEMET). El procedimiento implementado por

Climatol combina un test SNHT iterativo para la detección y corrección de inhomogeneidades, sumado a un algoritmo de regresión ortogonal que se apoya en los datos de estaciones vecinas para depurar y completar series de datos.

Según la OMM (2020), Climatol es considerada una herramienta de homogenización estadística popularmente empleada en el medio hidrológico. Asimismo, su robustez ha sido validada por un trabajo de benchmarking promovido por el Ministerio de Asuntos Económicos y Transformación Digital de España, denominado proyecto MULTITEST (Guijarro et al., 2023).

En este trabajo, se aplicó Climatol de forma conjunta a las 10 estaciones pluviométricas seleccionadas, lo que permitió aprovechar las correlaciones entre las series homogéneas. De este modo se pudo obtener una serie homogenizada y completada que permitió superar las limitaciones de métodos alternativos, como la regresión líneas simple, planteada inicialmente.

En la Figura 15, se muestra un resultado parcial del procedimiento de completación de datos para la estación Yauricocha. Este gráfico se extrajo del informe en formato .pdf que generado por el algoritmo Climatol. En rojo, se observan las zonas sin información completadas por el algoritmo computacional a partir de la información disponible en la propia estación y la influencia de las estaciones vecinas consideradas.

Por otro lado, los valores del factor de corrección igual a la unidad muestran que los datos originales eran consistentes y no se detectaron anomalías que necesitarán ser corregidas.

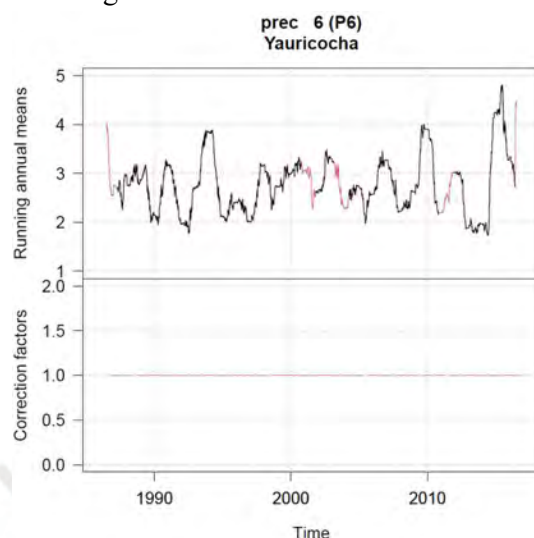


Figura 15: Esquema de completación de datos realizado por Climatol: Estación Yauricocha

Fuente: Elaboración propia con base en resultados de Climatol

Se muestran los resultados de precipitación máxima diaria anual obtenidos a partir del procesamiento de valores obtenidos con Climatol en la Tabla 8.

Tabla 8: Máximas precipitaciones 24h anuales completadas con código Climatol

Fuente: Elaboración propia

| Estación | Máxima precipitación 24h anual (mm) | | | | | | | | | |
|----------|-------------------------------------|---------|------------|--------|---------|------------|-------|-------|---------|--------------------|
| | Socsi | Pacarán | Huangascar | Yauyos | Caranía | Yauricocha | Vilca | Tanta | Ayaviri | San Pedro de Pilas |
| 1986 | | 3.5 | 19.0 | | 23.5 | 33.4 | 24.8 | 18.6 | 23.9 | 16.7 |
| 1987 | | 4.8 | 20.0 | | 21.0 | 29.5 | 24.0 | 14.3 | 31.6 | 21.9 |
| 1988 | | 3.3 | 20.0 | | 25.7 | 28.8 | 17.2 | 11.6 | 23.8 | 18.8 |
| 1989 | | 6.0 | 10.8 | | 19.4 | 32.5 | 15.1 | 15.9 | 39.8 | 16.0 |
| 1990 | | 1.2 | 20.0 | | 28.4 | 31.8 | 12.0 | 19.0 | 26.8 | 12.9 |
| 1991 | | 1.5 | 15.0 | | 15.9 | 24.0 | 14.7 | 11.4 | 27.4 | 15.6 |
| 1992 | | 1.2 | 8.0 | 6.1 | 10.7 | 30.0 | 11.9 | 12.1 | 17.0 | 10.5 |
| 1993 | | 3.0 | 20.0 | 20.9 | 15.6 | 24.0 | 55.0 | 37.8 | 29.7 | 44.0 |
| 1994 | | 9.0 | 20.0 | 31.5 | 14.4 | 19.7 | 55.6 | 23.4 | 33.8 | 19.4 |
| 1995 | | 6.2 | 30.0 | 23.8 | 12.2 | 25.0 | 43.0 | 25.2 | 33.1 | 21.3 |
| 1996 | | 2.6 | 8.5 | 18.3 | 18.7 | 17.0 | 15.3 | 23.6 | 23.3 | 12.4 |
| 1997 | | 3.6 | 25.3 | 14.2 | 12.1 | 26.2 | 27.3 | 20.8 | 51.9 | 14.7 |
| 1998 | | 5.5 | 33.8 | 17.4 | 13.8 | 24.0 | 20.6 | 44.4 | 34.8 | 28.8 |
| 1999 | 0.3 | 11.2 | 22.0 | 14.0 | 16.7 | 26.6 | 17.6 | 23.3 | 21.7 | 18.4 |
| 2000 | 0.1 | 3.8 | 30.6 | 14.8 | 28.0 | 53.3 | 20.0 | 25.6 | 31.1 | 11.2 |
| 2001 | 0.1 | 5.6 | 13.3 | 14.6 | 19.5 | 17.1 | 16.5 | 21.4 | 25.5 | 15.3 |
| 2002 | 0.2 | 5.9 | 24.8 | 13.1 | 19.7 | 21.6 | 14.7 | 23.9 | 20.0 | 23.5 |
| 2003 | 0.1 | 4.4 | 15.0 | 13.6 | 17.5 | 32.2 | 33.2 | 23.4 | 18.2 | 12.9 |
| 2004 | 0.0 | 2.3 | 19.5 | 14.7 | 20.5 | 36.7 | 26.0 | 27.1 | 28.8 | 7.6 |
| 2005 | 0.0 | 0.4 | 24.4 | 13.6 | 26.4 | 23.7 | 22.5 | 23.5 | 23.5 | 9.8 |
| 2006 | 0.0 | 3.5 | 20.6 | 32.0 | 30.1 | 28.4 | 22.1 | 21.5 | 29.5 | 32.1 |
| 2007 | 0.0 | 2.3 | 17.0 | 26.6 | 20.7 | 26.1 | 32.7 | 35.3 | 35.3 | 12.1 |
| 2008 | 0.0 | 2.6 | 27.0 | 13.2 | 19.5 | 17.2 | 20.0 | 32.4 | 25.4 | 37.6 |
| 2009 | 8.8 | 6.0 | 15.0 | 19.2 | 20.0 | 24.9 | 28.0 | 60.0 | 28.6 | 28.1 |
| 2010 | 0.1 | 3.5 | 24.4 | 14.1 | 25.6 | 26.6 | 21.2 | 24.2 | 25.3 | 42.2 |
| 2011 | 0.1 | 3.9 | 11.9 | 23.2 | 30.7 | 12.1 | 25.0 | 21.7 | 23.9 | 12.0 |
| 2012 | 0.3 | 13.5 | 31.6 | 25.0 | 20.4 | 48.4 | 21.2 | 29.8 | 27.5 | 28.6 |
| 2013 | 0.1 | 2.0 | 27.1 | 21.7 | 18.1 | 15.8 | 22.5 | 96.3 | 34.7 | 15.2 |
| 2014 | 4.0 | 5.7 | 15.5 | 24.0 | 21.4 | 16.7 | 26.4 | 27.6 | 25.3 | 23.1 |
| 2015 | 0.0 | 0.3 | 16.5 | 15.0 | 28.6 | 43.8 | 26.2 | 28.1 | 39.3 | 20.9 |
| 2016 | 3.2 | 4.6 | 24.8 | 15.3 | 22.4 | 146.7 | 30.0 | 134.5 | 40.1 | 45.9 |
| 2017 | 3.2 | 12.1 | 24.8 | 22.9 | 24.7 | 49.0 | 33.3 | 27.0 | 28.3 | 24.1 |
| 2018 | 0.0 | 2.6 | 33.3 | 12.5 | 20.4 | 23.8 | 28.6 | 16.4 | 20.5 | 18.5 |

4.3.2. Prueba de datos dudosos

Una vez completados los datos de todas las estaciones para el intervalo de análisis de 33 años, se evaluó la consistencia de estos mediante una prueba de datos dudosos, con la finalidad de detectar valores atípicos o outliers.

Se utilizó el método del Water Resources Council [WRC] (1981), que establece límites fijos de máxima dispersión para datos altos y bajos en una muestra de valores de máxima precipitación diaria anual de determinada longitud de extensión.

En la Figura 16, se observan los límites superior e inferior calculados para los datos de máxima precipitación diaria de la estación pluviométrica de Carania. Para el ejemplo de esta estación, se puede observar que la serie completa de datos se desarrolla al interior de los límites trazados, por lo que se puede asegurar que no existen datos dudosos en este conjunto de datos.

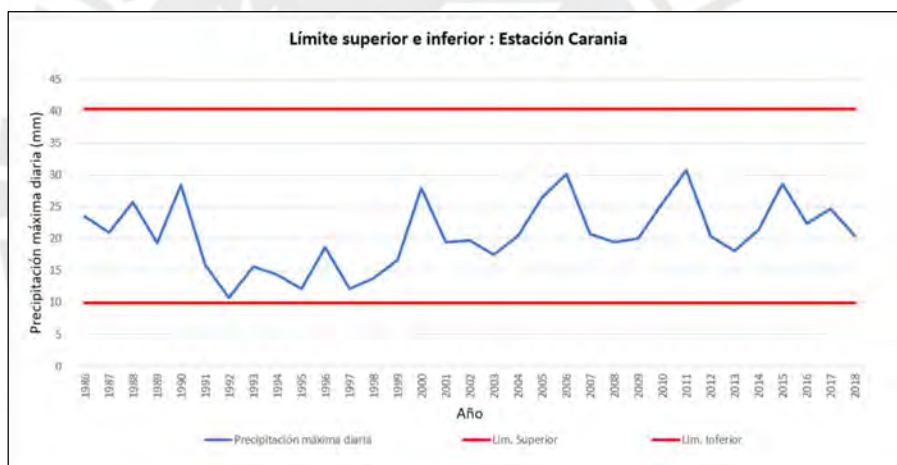


Figura 16: Datos de precipitación y límites máximos y mínimos del método de datos dudosos
Fuente: Elaboración propia

Se realizó el procedimiento descrito por el WRC a cada una de las series de datos de las estaciones pluviométricas. En los casos en los que se identificaron outliers, por encima del límite superior, se reemplazó tal valor por la precipitación inmediatamente inferior del año de registro. No existieron valores por debajo del límite inferior para ningún caso.

Así se obtuvieron los valores definitivos de precipitación máxima diaria anual mostrados en la Tabla 9.

Tabla 9: Máximas precipitaciones diarias anuales completadas y probadas por datos dudosos
 Fuente: Elaboración propia

| Estación Año | Cuenca Cañete | | | | | | | | Cuenca Mala | Cuenca Omas |
|-----------------|---------------|---------|------------|--------|---------|------------|-------|-------|-------------|--------------------|
| | Socsi | Pacarán | Huangascar | Yauyos | Carania | Yauricocha | Vilca | Tanta | Ayaviri | San Pedro de Pilas |
| 1986 | | 3.5 | 19.0 | | 23.5 | 33.4 | 24.8 | 18.6 | 23.9 | 16.7 |
| 1987 | | 4.8 | 20.0 | | 21.0 | 29.5 | 24.0 | 14.3 | 31.6 | 21.9 |
| 1988 | | 3.3 | 20.0 | | 25.7 | 28.8 | 17.2 | 11.6 | 23.8 | 18.8 |
| 1989 | | 6.0 | 10.8 | | 19.4 | 32.5 | 15.1 | 15.9 | 39.8 | 16.0 |
| 1990 | | 1.2 | 20.0 | | 28.4 | 31.8 | 12.0 | 19.0 | 26.8 | 12.9 |
| 1991 | | 1.5 | 15.0 | | 15.9 | 24.0 | 14.7 | 11.4 | 27.4 | 15.6 |
| 1992 | | 1.2 | 8.0 | 6.1 | 10.7 | 30.0 | 11.9 | 12.1 | 17.0 | 10.5 |
| 1993 | | 3.0 | 20.0 | 20.9 | 15.6 | 24.0 | 55.0 | 37.8 | 29.7 | 44.0 |
| 1994 | | 9.0 | 20.0 | 31.5 | 14.4 | 19.7 | 55.6 | 23.4 | 33.8 | 19.4 |
| 1995 | | 6.2 | 30.0 | 23.8 | 12.2 | 25.0 | 43.0 | 25.2 | 33.1 | 21.3 |
| 1996 | | 2.6 | 8.5 | 18.3 | 18.7 | 17.0 | 15.3 | 23.6 | 23.3 | 12.4 |
| 1997 | | 3.6 | 25.3 | 14.2 | 12.1 | 26.2 | 27.3 | 20.8 | 51.9 | 14.7 |
| 1998 | | 5.5 | 33.8 | 17.4 | 13.8 | 24.0 | 20.6 | 44.4 | 34.8 | 28.8 |
| 1999 | 0.3 | 11.2 | 22.0 | 14.0 | 16.7 | 26.6 | 17.6 | 23.3 | 21.7 | 18.4 |
| 2000 | 0.1 | 3.8 | 30.6 | 14.8 | 28.0 | 53.3 | 20.0 | 25.6 | 31.1 | 11.2 |
| 2001 | 0.1 | 5.6 | 13.3 | 14.6 | 19.5 | 17.1 | 16.5 | 21.4 | 25.5 | 15.3 |
| 2002 | 0.2 | 5.9 | 24.8 | 13.1 | 19.7 | 21.6 | 14.7 | 23.9 | 20.0 | 23.5 |
| 2003 | 0.1 | 4.4 | 15.0 | 13.6 | 17.5 | 32.2 | 33.2 | 23.4 | 18.2 | 12.9 |
| 2004 | 0.0 | 2.3 | 19.5 | 14.7 | 20.5 | 36.7 | 26.0 | 27.1 | 28.8 | 7.6 |
| 2005 | 0.0 | 0.4 | 24.4 | 13.6 | 26.4 | 23.7 | 22.5 | 23.5 | 23.5 | 9.8 |
| 2006 | 0.0 | 3.5 | 20.6 | 32.0 | 30.1 | 28.4 | 22.1 | 21.5 | 29.5 | 32.1 |
| 2007 | 0.0 | 2.3 | 17.0 | 26.6 | 20.7 | 26.1 | 32.7 | 35.3 | 35.3 | 12.1 |
| 2008 | 0.0 | 2.6 | 27.0 | 13.2 | 19.5 | 17.2 | 20.0 | 32.4 | 25.4 | 37.6 |
| 2009 | 8.8 | 6.0 | 15.0 | 19.2 | 20.0 | 24.9 | 28.0 | 60.0 | 28.6 | 28.1 |
| 2010 | 0.1 | 3.5 | 24.4 | 14.1 | 25.6 | 26.6 | 21.2 | 24.2 | 25.3 | 42.2 |
| 2011 | 0.1 | 3.9 | 11.9 | 23.2 | 30.7 | 12.1 | 25.0 | 21.7 | 23.9 | 12.0 |
| 2012 | 0.3 | 13.5 | 31.6 | 25.0 | 20.4 | 48.4 | 21.2 | 29.8 | 27.5 | 28.6 |
| 2013 | 0.1 | 2.0 | 27.1 | 21.7 | 18.1 | 15.8 | 22.5 | 32.6 | 34.7 | 15.2 |
| 2014 | 4.0 | 5.7 | 15.5 | 24.0 | 21.4 | 16.7 | 26.4 | 27.6 | 25.3 | 23.1 |
| 2015 | 0.0 | 0.3 | 16.5 | 15.0 | 28.6 | 43.8 | 26.2 | 28.1 | 39.3 | 20.9 |
| 2016 | 3.2 | 4.6 | 24.8 | 15.3 | 22.4 | 23.7 | 30.0 | 14.5 | 40.1 | 45.9 |
| 2017 | 3.2 | 12.1 | 24.8 | 22.9 | 24.7 | 49.0 | 33.3 | 27.0 | 28.3 | 24.1 |
| 2018 | 0.0 | 2.6 | 33.3 | 12.5 | 20.4 | 23.8 | 28.6 | 16.4 | 20.5 | 18.5 |

De la tabla anterior, se puede advertir que únicamente tres valores de precipitación (celdas sombreadas en verde) fueron considerados outliers después del empleo del método de los datos dudosos del US WRC.

4.3.3. Selección de distribución teórica y prueba de bondad de ajuste

Una vez se obtuvieron valores de precipitación completados y revisados por el método de datos dudosos de WRC, se procedió a realizar la selección de la distribución teórica de mejor ajuste para los datos de las estaciones. Se seleccionó para cada caso, aquella distribución teórica que presentó el mejor desempeño en la prueba de Smirnov-Kolmogorov; asimismo es importante mencionar que se trabajó con un nivel de significancia del 5% (0.05). Las distribuciones teóricas evaluadas fueron la distribución Normal. Log-Normal. Pearson III, Log Pearson III y Gumbel.

De manera concreta, se realizaron las pruebas de Smirnov-Kolmogorov usando hojas de cálculo de Excel. Luego se verificaron los resultados empleando el software Hydrognomon 4. Se muestra, de manera ilustrativa, la Tabla 10 con los resultados del análisis en Hydrognomon para la estación Vilca.

Tabla 10: Resultados de prueba de bondad de ajuste para estación Vilca (Hydrognomon 4)
Fuente: Elaboración propia

| Prueba de bondad de ajuste Smirnov - Kolmogorov | | | | | |
|---|----------------|----------------|----------------|---------------|---------------|
| Distribución teórica | $\alpha=1\%$ | $\alpha=5\%$ | $\alpha=10\%$ | Ajuste | Δ Max |
| EV1-Max (Gumbel) | ACEPADO | ACEPADO | ACEPADO | 99.52% | 0.0665 |
| LogNormal | ACEPTADO | ACEPTADO | ACEPTADO | 99.46% | 0.0671 |
| Log Pearson III | ACEPTADO | ACEPTADO | ACEPTADO | 98.78% | 0.0722 |
| Pearson III | ACEPTADO | ACEPTADO | ACEPTADO | 89.53% | 0.0942 |
| Normal | ACEPTADO | ACEPTADO | ACEPTADO | 58.98% | 0.1285 |

Se observa que los datos procesados de precipitación máxima diaria correspondientes a la estación Vilca se ajustan a las cinco distribuciones teóricas seleccionadas para grados de significancia del 1%, 5% y 10%; para fines de este estudio solo es de interés la validez de la hipótesis para $\alpha=5\%$. La distribución Log-Normal es la que presenta el mejor ajuste, por tanto, se empleó esta de manera posterior para el cálculo de precipitaciones máximas para distintos tiempos de retorno.

Tabla 11: Resultados de prueba de bondad de ajuste para estación Vilca (MS Excel)
Fuente: Elaboración propia

| Prueba de bondad de ajuste Smirnov - Kolmogorov | | | |
|---|------------------|---------------|-----------------|
| Distribución teórica | Δ Crítico | Δ Max | $\alpha=5\%$ |
| EV1-Max (Gumbel) | 0.2367 | 0.0662 | ACEPTADO |
| LogNormal | | 0.0671 | ACEPTADO |
| Log Pearson III | | 0.0722 | ACEPTADO |
| Pearson III | | 0.0942 | ACEPTADO |
| Normal | | 0.1285 | ACEPTADO |

Los resultados la Tabla 11, muestran el resultado de la prueba de bondad de ajuste para la estación Vilca realizado en una hoja de cálculo de Excel. Se observa que el valor del D teórico es menor que el D tabular para todas las distribuciones teóricas presentadas, motivo por el cual todos los ajustes son adecuados; sin embargo, se selecciona la distribución teórica de Gumbel, pues presenta el mejor ajuste de las distribuciones evaluadas. Se puede dvertir que los resultados de la hoja de cálculo de Excel, así como los de Hidroesta 2 son conformes y se obtiene el mismo resultado de selección empleando ambos métodos.

4.3.4. Generación de precipitación máxima de 24 horas para distintos TR

En esta etapa final de la gestión de la información pluviométrica se generaron las precipitaciones máximas de 24 horas para los diferentes períodos de retorno (TR) seleccionados en el apartado 4.1.2. del presente estudio. Para la generación de las precipitaciones máximas de 24 horas se hizo uso del software Hydrognomon 4 y se utilizó la distribución teórica con el mejor desempeño en la prueba de bondad de ajuste Smirnov – Kolmogorov para cada estación pluviométrica.

En la Tabla 12, se muestran los resultados generados para los períodos de retorno de 50 y 100 años, asimismo se indica para cada estación la distribución probabilística usada para generar los valores mostrados:

Tabla 12: Precipitaciones máximas diarias para TR de 50 y 100 años.

Fuente: Elaboración propia

| Estación | Distribución | Precipitación máxima de 24 horas (mm) | |
|--------------------|-------------------|---------------------------------------|----------|
| | | 50 años | 100 años |
| Socsi | Gamma | 3.88 | 5.07 |
| Pacarán | Log normal | 13.46 | 11.80 |
| Huangascar | Pearson III | 38.37 | 41.90 |
| Yauyos | Log normal | 34.10 | 37.30 |
| Carania | Pearson III | 33.62 | 36.01 |
| Yauricocha | Log - Pearson III | 52.44 | 57.50 |
| Vilca | Gumbel | 51.96 | 57.63 |
| Tanta | Log - Pearson III | 49.60 | 54.88 |
| Ayaviri | Gumbel | 47.66 | 51.63 |
| San Pedro de Pilas | Pearson III | 47.15 | 52.25 |

Por otro lado, la Guía de prácticas hidrológicas Vol. II (OMM, 2014) recomienda escalar las series de valores pluviométricos correspondientes a máximos anuales por un factor de 1.13 cuando estas corresponden a mediciones únicas en una hora determinada del día. Este procedimiento se realiza con la finalidad de otorgar mayor verisimilitud a los datos recolectados de campo.

De este modo, se muestran los valores finales de precipitación máxima de 24 horas escalados según la recomendación de la OMM en la Tabla 13:

Tabla 13: Precipitaciones máximas diarias para TR de 50 y 100 años escaladas según OMM.
Fuente: Elaboración propia

| Estación | Distribución | Precipitación máxima de 24 horas (mm) | |
|--------------------|-------------------|---------------------------------------|----------|
| | | 50 años | 100 años |
| Socsi | Gamma | 4.38 | 5.73 |
| Pacarán | Log normal | 15.21 | 13.33 |
| Huangascar | Pearson III | 43.36 | 47.35 |
| Yauyos | Log normal | 38.53 | 42.15 |
| Carania | Pearson III | 37.99 | 40.69 |
| Yauricocha | Log - Pearson III | 59.26 | 64.98 |
| Vilca | Gumbel | 58.71 | 65.12 |
| Tanta | Log - Pearson III | 56.05 | 62.01 |
| Ayaviri | Gumbel | 53.86 | 58.34 |
| San Pedro de Pilas | Pearson III | 53.28 | 59.04 |



4.4. ELABORACIÓN DE MODELO HIDROLÓGICO

Una vez concluido el análisis de precipitaciones, se procede con el modelado hidrológico de la zona de estudio. Para este fin, se empleó un modelo hidrológico semidistribuido de evento (event-based model) y se procuró caracterizar de manera precisa el comportamiento de la cuenca mediante el uso de software especializado y de criterios de calibración razonables.

Los procedimientos ejecutados en esta sección, descritos a grandes rasgos, fueron los siguientes. Se delimitó la zona de interés hidrológico, al interior de la cuenca Cañete; asimismo, se delimitaron subcuencas para el análisis y se procedió con la creación de los elementos correspondientes al modelo de cuenca y subcuencas haciendo uso del software HEC-HMS 4.11. El modelo creado incorporó los componentes obtenidos mediante los procedimientos descritos en las secciones de este capítulo; luego, se obtuvieron y se integraron de manera coherente los resultados obtenidos para estimar la variables y parámetros de interés. Por último, se seleccionaron con criterio parámetros y modelos de procesos hidrológicos adecuados para, finalmente, simular las avenidas máximas y obtener los hidrogramas generados en el punto de control.

4.4.1. Delimitación hidrológica

El procedimiento inicial del modelado hidrológico de la zona de estudio consistió en un grupo de procesos de carácter auxiliar o complementario que permitieron obtener los datos necesarios para iniciar la elaboración del modelo.

En primer lugar, para caracterizar la información de relieve en la región de interés se emplearon modelos de elevación digital (DEM). Estos archivos fueron descargados desde la plataforma en línea ASF Vertex y corresponden a información del satélite Alos Palsar. Para abarcar la integridad de la zona correspondiente a la extensión de la cuenca, se descargaron diez archivos individuales en formato .tif con una resolución espacial de 12.5m por píxel. Luego, se realizó la fusión de estos archivos empleando el software ArcGIS, de manera que se obtuvo un único modelo de elevación digital.

Una vez obtenido el modelo de elevación digital del área de interés, se realizó la delimitación de la cuenca general y las subcuencas consideradas para el análisis con la herramienta Terrain Data Manager del software HEC HMS 4.11. El Terrain Data Manager es una utilidad del software HEC – HMS, disponible desde la versión 4.9, que permite el procesado y la manipulación de modelos de elevación digital directamente en la aplicación. En ese sentido, una vez se efectuó la importación del DEM de la zona de interés, se ejecutó la secuencia de pasos requerida para la delimitación de la unidad y subunidades hidrográficas de la cuenca Cañete.

El flujo de procesos necesarios para la delimitación de unidades hidrográficas se encuentra ubicado en la pestaña “GIS” de la interfaz del programa y los procedimientos a ejecutar se encuentran convenientemente organizados de manera secuencial, motivo por el cual su uso es bastante intuitivo. En la Figura 17 se ilustra el flujo de procesos requeridos para obtener la delimitación final del modelo de la cuenca.

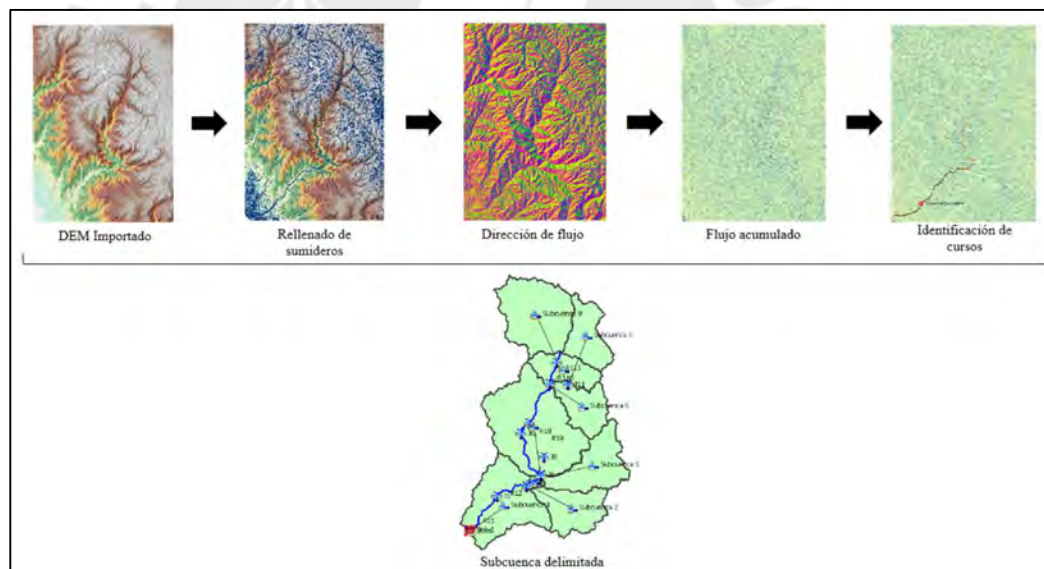


Figura 17: Flujo de procesos para delimitación de unidades hidrográficas en HEC HMS. Cuenca Cañete
Fuente: Elaboración propia

La sensibilidad del programa para determinar la extensión de las subcuencas es personalizable, pudiendo luego unirse subcuencas para formar otras más grandes en función a los intereses del modelador. Para delimitar el número y la extensión de las subcuencas, se procuró prestar atención a las áreas de influencia de los principales afluentes del curso principal, de manera que la delimitación de cada subcuenca corresponda con una porción de la cuenca

drenada por un río de orden inmediato inferior al curso principal. Asimismo, se advirtió que las subcuencas delimitadas resultaron ser similares a las determinadas mediante el uso del método Pfafstetter en el Estudio hidrológico de la unidad hidrológica Cañete (Pantoja et al., 2019).

Para este modelo hidrológico, se seleccionó la estación hidrométrica Socsi, ubicada en la parte baja del curso principal de la cuenca Cañete, como el punto de control. La porción de la cuenca modelada hidrológicamente tiene una extensión de 5795 km² (correspondiente al 96% de la extensión total de la cuenca) medidas aguas arriba de la estación de control del modelo.

La numeración mostrada en la Figura 18, para las subcuencas es arbitraria y corresponde únicamente a criterios de identificación válidos para el presente trabajo.

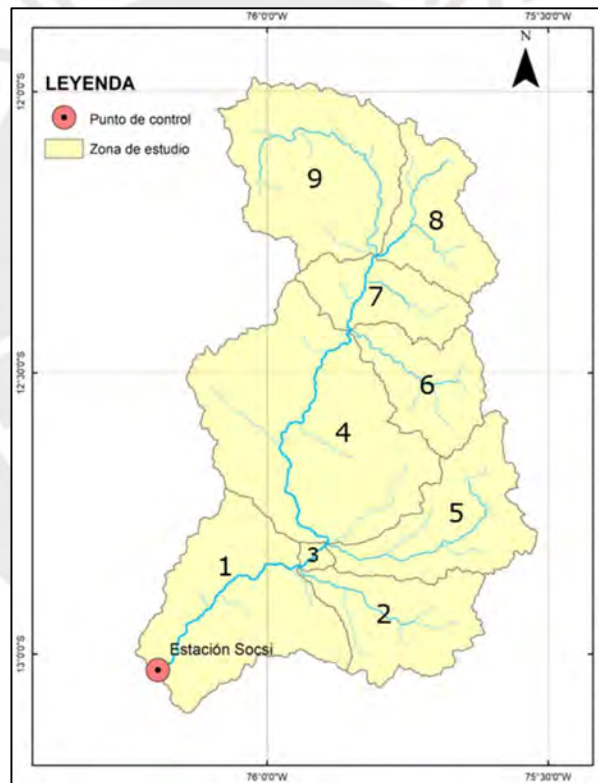


Figura 18: Delimitación de cuenca y subcuencas del modelo hidrológico
Fuente: Elaboración propia

4.4.2. Caracterización de precipitación de diseño

La caracterización de la precipitación implica la estimación del hietograma de tormenta que se espera en cada una de las subcuencas para los períodos de retorno seleccionados. Estas precipitaciones serán aquellas que generen los

pulsos de crecida responsables de las inundaciones de la zona de análisis de modelado hidráulico.

Determinación de precipitación máxima diaria de subcuenca

El objetivo de este procedimiento fue adaptar los resultados de precipitación máxima de 24 horas asociados a la ubicación espacial de las estaciones pluviométricas (ver Figura 13 y Tabla 13) en valores de precipitación máxima de 24 horas representativas de cada una de las 9 subcuencas delimitadas en el apartado 4.4.1 (Ver Figura 18). Esta adaptación resulta necesaria, dado que en HEC HMS, los hietogramas se asignan de manera independiente a cada sub unidad hidrográfica.

Con apoyo del software ArcGis, se transformó la información puntual de las estaciones en un campo espacial continuo mediante el método geoestadístico de interpolación Kriging. Este proceso permitió representar la distribución espacial de las precipitaciones sobre toda la cuenca, observándose un patrón semejante para ambos TR, con valores bajos en la cuenca baja árida y valores más elevados conforme se incrementa la altitud (Figura 19).

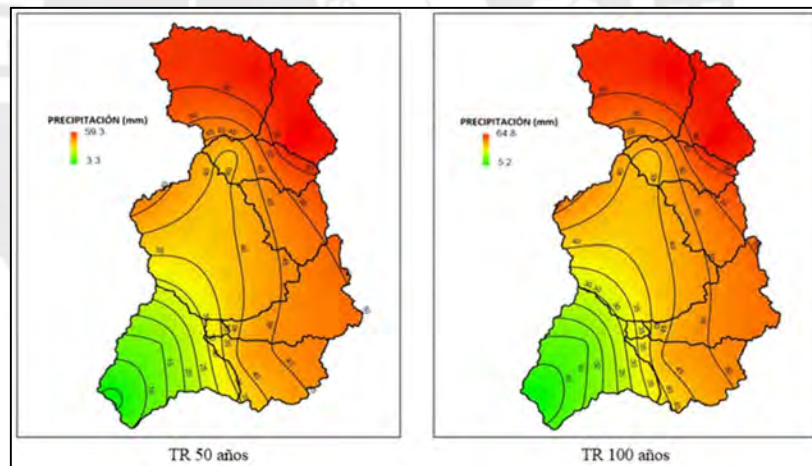


Figura 19: Mapas de interpolación espacial de precipitación máxima de 24h
Fuente: Elaboración propia

A partir de los resultados de interpolación mostrados, se generaron mapas de isoprecipitación de 1m de intervalo, los cuales se intersecaron con la geometría de las subcuencas. Posteriormente, se calculó la precipitación media representativa de cada subcuenca mediante un promedio ponderado por área de superficie comprendida entre isoyetas consecutivas.

En la Figura 20 se observa de manera ilustrativa, como la subcuenca 4 presenta el valor de la precipitación media de cada porción de superficie delimitada por dos isoyetas consecutivas de 1mm de intervalo para precipitación con TR 100 años.

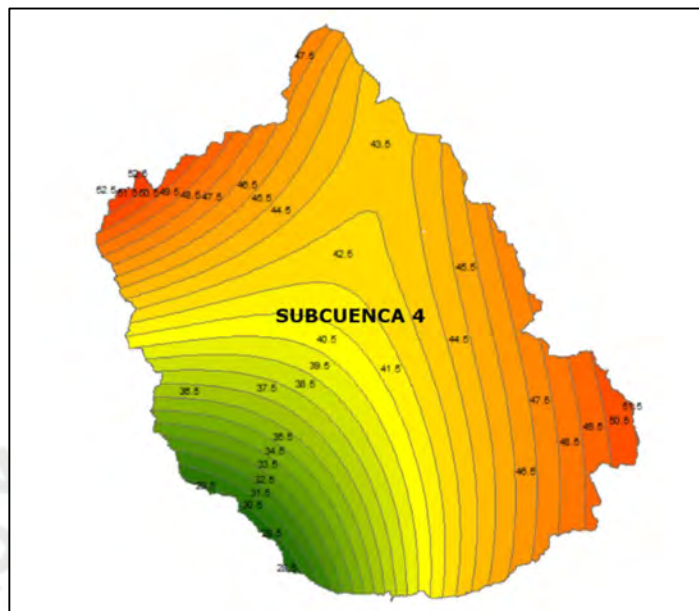


Figura 20: Zonas delimitadas por isoyetas en Subcuenca 4: TR 100 años

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se presentan los valores de precipitación máxima de 24 horas anuales representativas de las subcuencas del modelo. En la Tabla 14, se muestran resultados para los escenarios correspondientes a cada TR.

Tabla 14: Precipitaciones máximas de 24h anuales promedio de las subcuencas.

| Precipitación máxima 24 h (mm) | | |
|--------------------------------|-------------------------|----------|
| Subcuenca | Período de retorno (TR) | |
| | 50 años | 100 años |
| 1 | 18.22 | 18.93 |
| 2 | 42.63 | 46.18 |
| 3 | 33.42 | 35.16 |
| 4 | 39.19 | 42.52 |
| 5 | 47.02 | 51.08 |
| 6 | 47.8 | 52.19 |
| 7 | 47.62 | 52.01 |
| 8 | 57.78 | 63.22 |
| 9 | 54.84 | 60.47 |

Fuente: Elaboración propia

Generación de hietogramas de tormenta

Con la información de precipitación máxima de 24 horas disponible, se procedió a generar el componente de precipitación del modelo hidrológico apto para ingresarlo al software HEC HMS.

Conforme a esto, se generaron hietogramas de tormenta máximas de 24 horas de duración para cada una de las nueve subcuencas consideradas en el análisis. Para este trabajo, se emplearon hojas de cálculo de Excel y se corroboraron los resultados con el programa Hidroesta 2.

Primero, se generaron las precipitaciones máximas para distintas duraciones de tormenta (desde 5 minutos hasta 24 horas o 1440 minutos) utilizando las expresiones matemáticas del método de Dick-Peschke mostradas a continuación. De este modo, se obtienen precipitaciones totales y sus respectivas intensidades de precipitación.

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad i = \frac{P_d}{d}$$

Donde:

P_d : Precipitación máxima de tormenta de duración d (mm)

d : Duración de tormenta (min)

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

Concluido este procedimiento, es posible trazar las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) elaboradas tomando la precipitación máxima de 24 horas como base.

En la Figura 21 se muestran las curvas IDF para la subcuenca 1.

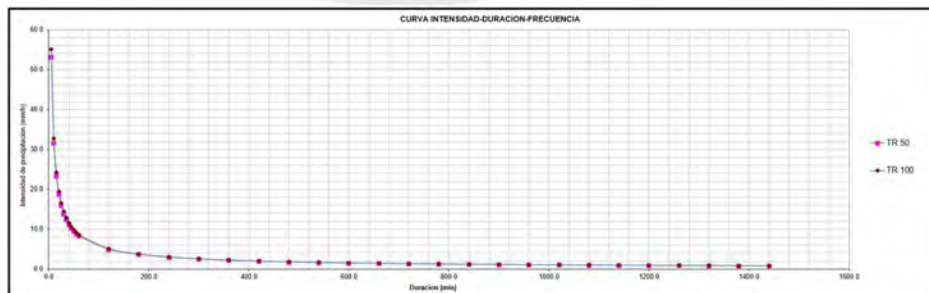


Figura 21: Curvas IDF de Subcuenca 1 para TR 50 y 100 años
Fuente: Elaboración propia

A partir de esta información de intensidades de precipitación, se realizó en una hoja de cálculo de Excel, una regresión múltiple para obtener una expresión analítica que refleje el comportamiento de las curvas IDF de cada subcuenca. De manera independiente para cada subcuenca, se determinaron los parámetros m, n y K a partir de la linealización de la siguiente expresión matemática y se comprobaron los resultados con el programa Hidroesta 2.

$$i = \frac{10^K T^m}{d^n}$$

Donde:

- i : Intensidad de precipitación (mm/hr)
- T : Período de retorno en años
- d : Duración de la tormenta (min)
- m, n, K : Parámetros de ajuste

Finalmente, se empleó el método de los bloques alternos para obtener hietogramas de diseño de cada subcuenca a partir de la interpolación de las IDF generadas en el procedimiento anterior. Se seleccionó una duración de tormenta de 24 horas; compatible con el formato de los registros históricos empleados para la obtención de las proyecciones de precipitación máxima.

En la Tabla 15, se muestran los hietogramas de tormenta de 24 horas de duración generados para la subcuenca 5. Se presentan los valores de intensidad de precipitación para los TR de 50 y 100 años.

Tabla 15: Hietogramas de tormenta para TR 50, 100 años
Fuente: Elaboración propia

| Hietograma de diseño: Subcuenca 5 | | |
|-----------------------------------|--------|--------|
| Minutos | TR 50 | TR 100 |
| 60 | 0.497 | 0.541 |
| 120 | 0.532 | 0.578 |
| 180 | 0.572 | 0.622 |
| 240 | 0.620 | 0.675 |
| 300 | 0.680 | 0.739 |
| 360 | 0.754 | 0.820 |
| 420 | 0.850 | 0.925 |
| 480 | 0.981 | 1.068 |
| 540 | 1.172 | 1.275 |
| 600 | 1.480 | 1.611 |
| 660 | 2.084 | 2.267 |
| 720 | 4.017 | 4.371 |
| 780 | 21.230 | 23.099 |
| 840 | 2.693 | 2.931 |
| 900 | 1.723 | 1.874 |

| | | |
|------|-------|-------|
| 960 | 1.305 | 1.420 |
| 1020 | 1.067 | 1.161 |
| 1080 | 0.910 | 0.991 |
| 1140 | 0.799 | 0.869 |
| 1200 | 0.714 | 0.777 |
| 1260 | 0.648 | 0.706 |
| 1320 | 0.595 | 0.647 |
| 1380 | 0.551 | 0.599 |
| 1440 | 0.514 | 0.559 |

Asimismo, en la Figura 22 se muestra la distribución gráfica de intensidades a lo largo de las 24 horas de la tormenta.

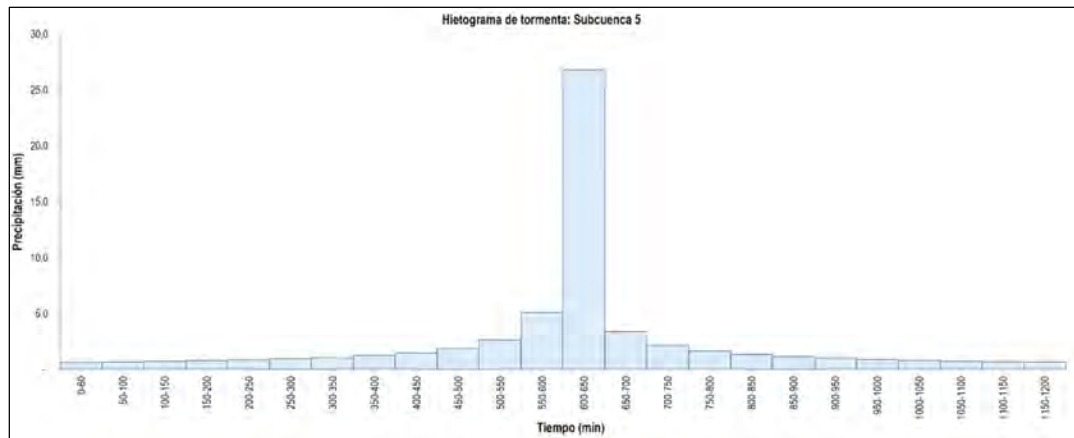


Figura 22: Hietograma sintético de tormenta TR50 – Subcuenca 5

Fuente: Elaboración propia

4.4.3. Estimación de precipitación neta

El cálculo de la precipitación neta es el procedimiento realizado para transformar la precipitación total de los hietogramas de diseño en láminas de escorrentía superficial, también conocidas como láminas de precipitación neta. Este procedimiento es llevado a cabo por el software de modelado hidrológico HEC HMS; para lo cual, es necesario establecer el método de conversión (“Loss Method”) que se empleará, así como los parámetros requeridos para los cálculos. En ese sentido, se vio por conveniente estimar la escorrentía de la cuenca de estudio a través del método de Número de Curva del Soil Conservation Service (SCS); esto debido a su versatilidad, confiabilidad y al libre acceso a información sobre cobertura y uso de suelos necesarios para su implementación.

Cálculo del NC de subunidades hidrográficas

El procedimiento principal para la obtención de la componente de pérdidas del método de abstracciones del SCS consiste en la estimación del número de curva (CN) de las subunidades hidrográficas mostradas en la Figura 18 **Error! Reference source not found.** Para esta labor se empleó el software de gestión de información geográfica (SIG) ArcGIS 10.8 para el procesado de información georreferenciada de fuentes oficiales.

El número de curva característico es determinado a partir de información de tipo geológico de suelo y el tipo de cobertura. En el presente análisis, para la clasificación de los tipos de suelos, se empleó el Mapa de Suelos del Perú, elaborado Dirección General de Asuntos Ambientales del Ministerio de Agricultura en el año 2009. Este mapa agrupa los suelos del territorio peruano usando el estándar internacional de clasificación del World Reference Base for Soil Resources (WRB). En la Figura 23, se presenta la subcuenca 8 con los tipos de suelo contenidos en su extensión, clasificados en el mencionado sistema WRB. Con esta información en formato shapefile, se realizó la adaptación al sistema de clasificación hidrológico del SCS (Clases A, B, C y D), para lo cual se consultó la Tabla 16, sugerida por Maurtua y Zelada (2016), mostrada a continuación.

Tabla 16: Reclasificación en grupos hidrológicos de clasificación WRB
Fuente: Tomado de Maurtua y Zelada (2016)

| Descripción de suelos | Simbología | Grupo hidrológico |
|--|-------------|-------------------|
| Acrisol háplico - Alisol háplico - Lixisol háplico | ACH-ALh-LXh | C |
| Acrisol háplico - Alisol háplico - Luvisol crómico | ACH-ALh-LVx | C |
| Arenosol háplico - Solonchak háplico | ARh-SCh | A |
| Cambisol dístico - Acrisol háplico | CMd-ACH | C |
| Cambisol dístico - Acrisol háplico - Lixisol háplico | CMd-ACH-LXh | C |
| Cambisol dístico - Alisol háplico | CMd-ALh | C |
| Cambisol dístico - Nitisol háplico | CMd-NTh | C |
| Cambisol éutrico - Phaeozem háplico | CMe-PHh | B |
| Cambisol éutrico - Vertisol éutrico | CMe-VRe | C |
| Fluvisol éutrico - Gleysol éutrico | FLe-GLe | B |
| Fluvisol éutrico - Regosol éutrico | FLe-RGe | B |
| Gleysol dístico - Cambisol dístico | GLd-CMd | B |
| Gleysol dístico - Histosol fibrico | GLd-HSf | D |
| Gleysol dístico - Lixisol háplico - Fluvisol dístico | GLd-LXh-FLd | A |
| Leptosol dístico - Afloramiento lítico | LPd-R | B |
| Leptosol dístico - Andosol-mbrico - Afloramiento lítico | LPd-ANu-R | B |
| Leptosol dístico - Andosol vítrico | LPd-CMd-RGd | B |
| Leptosol dístico - Cambisol dístico - Regosol dístico | LPd-RGd-R | B |
| Leptosol dístico - Regosol dístico - Afloramiento lítico | LPe-R | B |

| | | |
|---|-------------|---|
| Leptosol éútrico - Afloramiento lítico | LPe-CMe-RGe | B |
| Leptosol éútrico - Cambisol éútrico | LPe-KSh-R | C |
| Leptosol éútrico - Cambisol éútrico - Regosol éútrico | LPe-RGe-R | B |
| Leptosol éútrico - Kastanozem háplico - Afloramiento lítico | LPq-R | B |
| Leptosol éútrico - Regosol éútrico - Afloramiento lítico | LXh-GLd | B |
| Leptosol lítico - Afloramiento lítico | LVx-CMe | B |
| Lixisol háplico - Gleysol districo | RGd-R | B |
| Luvisol crómico - Cambisol éútrico | RGd-CMd | C |
| Regosol dístrico - Afloramiento lítico | RGe-ANm | B |
| Regosol dístrico - Cambisol dístrico | RGe-CLh | C |
| Regosol éútrico - Andosol móllico | RGe-CMe | C |
| Regosol éútrico - Calcisol háplico | SCH-LPe | C |
| Regosol éútrico - Cambisol éútrico | LPd-ANz | C |
| Solonchak háplico - Leptosol éútrico | LPe-CMe | A |

En la Figura 24, se muestra la cobertura vegetal según la clasificación de WRB para la subcuenca 8 del modelo hidrológico.

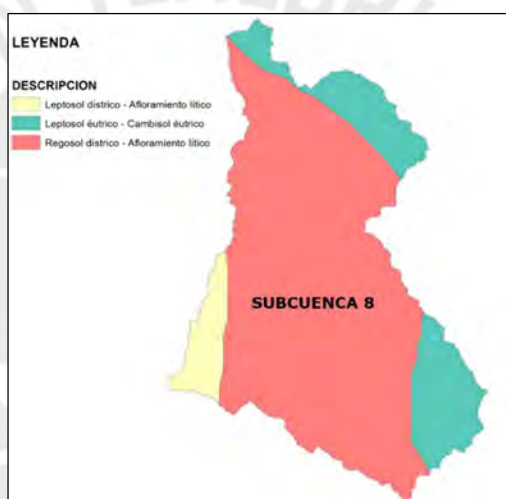


Figura 23: Clasificación de suelos según criterio WRB – Subcuenca 9
Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, para la determinación de la cobertura y el uso de suelo en la Cuenca Cañete, se revisaron los mapas de cobertura vegetal elaborados por el Ministerio del Ambiente y actualizados a junio del 2015. La vigencia de esta información se confirmó a partir de la revisión de imágenes satelitales recientes (2024 y 2025) del satélite Sentinel 2, así como con en uso el software Google Earth.



Figura 24: Cobertura vegetal y uso de suelo: Subcuenca 8
Fuente: Elaboración propia

Con la información disponible de ambas capas temáticas, se procedió a intersecar la información georreferenciada en una sola capa con formato shapefile y se le asignó el valor de número de curva correspondiente a cada porción. Luego, se ponderó el número de curva, considerando el área de cada valor y se obtuvo un único número de curva de cada subcuenca a partir de la revisión de literatura (Chow, 1994; Mautua y Zelada, 2016).

En la Tabla 17, se muestra el valor inicial de número de curva asignado a cada subcuenca para cada condición de humedad antecedente (AMC).

Tabla 17: Hietogramas de tormenta para TR 50, 100 y 500 años
Fuente: Elaboración propia

| Subcuenca | Número de curva (CN) | | |
|-------------|----------------------|--------|---------|
| | AMC I | AMC II | AMC III |
| Subcuenca 1 | 58 | 76 | 89 |
| Subcuenca 2 | 50 | 69 | 84 |
| Subcuenca 3 | 52 | 71 | 86 |
| Subcuenca 4 | 48 | 68 | 84 |
| Subcuenca 5 | 48 | 68 | 84 |
| Subcuenca 6 | 51 | 70 | 85 |
| Subcuenca 7 | 54 | 73 | 87 |
| Subcuenca 8 | 52 | 71 | 86 |
| Subcuenca 9 | 55 | 74 | 88 |

Un punto a tomar en cuenta es que el valor de número de curva asignado para el presente estudio asume una condición de humedad antecedente de tipo II, correspondiente a condiciones de saturación intermedias. Asimismo, es importante tener en cuenta que este valor de número de curva es un valor que

debe ser tomado como un número referencial o un valor inicial, esto debido a que será ajustado en el posterior proceso de validación del modelo hidrológico.

4.4.4. Integración de modelo hidrológico en HEC HMS

A continuación, se realizó la integración de los componentes del modelo hidrológico generados en las secciones anteriores; asimismo se especificaron los modelos matemáticos seleccionados para caracterizar los procesos hidrológicos.

Primero se realizó la selección de los modelos matemáticos empleados para modelar los procesos hidrológicos al interior de las subcuencas. Para la estimación de la lámina de precipitación neta de las subcuencas (Loss Method) se utilizó el modelo de Número de Curva del SCS, para esto se introdujeron los valores de CN presentados en la Tabla 17. Por otro lado, para el proceso de conversión de precipitación neta a hidrograma de crecida (Transform Method) se vio por conveniente emplear el método del Hidrograma Unitario del SCS, debido a su simplicidad y a la compatibilidad con el método empleado para el cálculo de precipitación neta.

Por otro lado, caracterizó el proceso de tránsito de avenidas en los tramos del curso principal del río (reachs) mediante la selección del modelo de tránsito de Muskingum. Este proceso permite una representación más precisa del flujo de avenidas en la cuenca y ajusta la respuesta del modelo al incluir la laminación de los hidrogramas. En particular, en el modelo de tránsito de Muskingum es necesario ingresar 2 parámetros X y K, relacionados a la sensibilidad del almacenamiento del cauce y al tiempo medio de tránsito, o recorrido de la onda de crecida, respectivamente. Para la estimación del parámetro K, una práctica usual es tomar como referencia el Tiempo de retardo de la subcuenca asociada al tramo de laminación. Esta se estima como:

$$K = 0.6T_c$$

Donde:

- T_c : Tiempo de concentración
- K : Tiempo de recorrido medio de la onda de crecida

En ese sentido, se realizó el proceso de cálculo de los tiempos de concentración y tiempos de retardo para las unidades hidrológicas asociadas a los cursos de laminación (reachs) al interior del modelo.

Los tiempos de concentración se estimaron en función de los parámetros geomorfológicos obtenidos del modelo hidrológico elaborado en HEC HMS. Para esta operación, se compararon los resultados obtenidos mediante la aplicación de tres ecuaciones desarrolladas para cuencas con características similares a las subunidades del presente estudio: Kirpich, California Culverts Practice y Bransby Williams. Los resultados del método de Bransby Williams fueron descartados, debido a sus resultados disímiles a demás métodos empleados, así que se estimó el tiempo de concentración como el promedio aritmético de los valores obtenidos con los otros dos métodos. Por simplicidad de cálculos, no se tomaron en consideración métodos de estimación de tiempo de concentración que involucraran procedimientos iterativos de cálculo.

Del mismo modo, para la estimación inicial del parámetro X, Chow (1994) afirma que, para cauces naturales, es sensato asignar valores que oscilan en el intervalo 0.2-0.3. Por lo que se toma un valor promedio de $X=0.25$.

A continuación, se presenta en la Tabla 18 un resumen con los valores de parámetros X y K estimados para el tránsito de hidrogramas en el curso principal de la cuenca (reachs)

Tabla 18: Parámetros de modelo Muskingum de tránsito de avenidas para subcuencas
Fuente: Elaboración propia

| Reach | Subcuenca asociada | Tc (horas) | K (horas) | X |
|---------|--------------------|------------|-----------|------|
| Reach 1 | Subcuenca 7 | 2.35 | 1.41 | 0.25 |
| Reach 2 | Subcuenca 4 | 4.14 | 2.49 | 0.25 |
| Reach 3 | Subcuenca 3 | 0.63 | 0.38 | 0.25 |
| Reach 4 | Subcuenca 1 | 3.53 | 2.12 | 0.25 |

Finalmente, se generaron los dos componentes restantes del modelo de evento en el programa HEC HMS, el componente de modelo meteorológico (“Meteorologic Model”) y el componente de especificaciones de control de simulación (“Control Specifications”).

Se crearon dos modelos meteorológicos para el presente estudio, uno para cada período de retorno. De esta manera, en el componente de modelo meteorológico, se configuró el formato de ingreso de información pluviométrica de tal forma que se permitiera la entrada de los hietogramas horarios para 24 horas como los generados en la sección 4.4.2.

De manera similar, se generaron 2 componentes de control de simulación (“Control Specification Manager”), uno para cada uno de períodos de retorno. Estos se generaron con una duración de 40 horas y con un intervalo de cálculo de 5 minutos, para garantizar que se aprecie de manera detallada y completa el desarrollo del hidrograma de la onda de crecida en el punto de control. Cabe señalar, que, en el modelo elaborado no se considera el aporte de caudal de flujo base en el río Cañete. Esto se debe a que, la influencia de este caudal ordinario es despreciable en comparación con los caudales pico de la avenida; asimismo, esta decisión constituye una práctica usual en la estimación de caudales máximos de avenida que tiene poco impacto en la precisión de los resultados.

A continuación, la Figura 25 muestra una captura de la interfaz del programa HEC HMS en el que se aprecia el modelo hidrológico elaborado para la generación de hidrogramas de avenidas máximas.



Figura 25: Componentes de modelo hidrológico elaborado
Fuente: Elaboración propia con base en resultados de HEC-HMS

Asimismo, se presenta una tabla resumen, un esquema ilustrativo y un diagrama con la codificación de los elementos que constituyen el modelo hidrológico y las relaciones hidrológicas entre ellos (ver Figura 26).

Tabla 19: Elementos del modelo de cuenca
Fuente: Elaboración propia

| Subbasins | Reachs | Junctions | Sink |
|-----------|--------|-----------|-------------|
| Sb 1 | R 1 | J 1 | Pto Control |
| Sb 2 | R 2 | J 2 | |
| Sb 3 | R 3 | J 3 | |
| Sb 4 | R 4 | J 4 | |
| Sb 5 | | | |
| Sb 6 | | | |
| Sb 7 | | | |
| Sb 8 | | | |
| Sb 9 | | | |

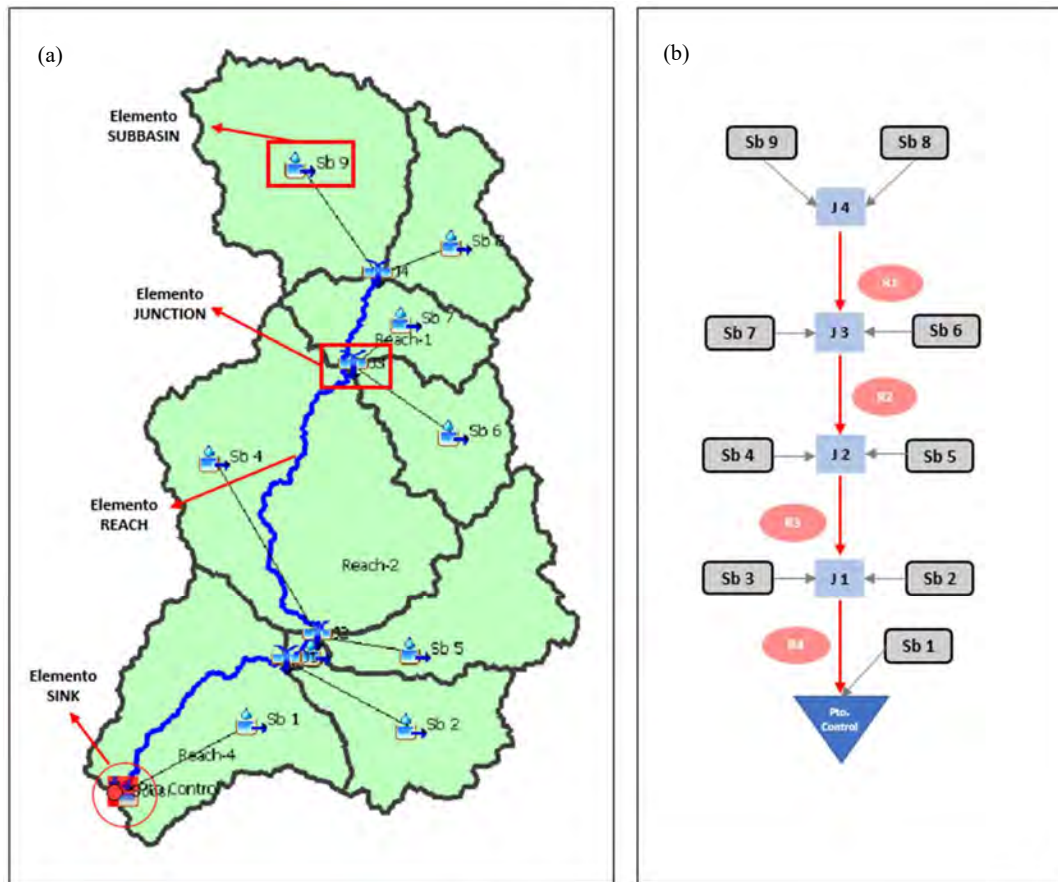


Figura 26: (a) Esquema y (b) diagrama del modelo hidrológico de cuenca
Fuente: Elaboración propia

4.4.5. Validación del modelo hidrológico

Resultados preliminares

A partir de las simulaciones ejecutadas en el modelo hidrológico elaborado se obtuvieron hidrogramas preliminares en el punto de control (estación Sosci) para avenidas extremas en la cuenca baja del río Cañete.

Con los parámetros seleccionados, se generaron los hidrogramas para las tormentas de diseño correspondiente al TR de 50 y 100 años. Se obtuvo un caudal pico de 898.8 m³/s para el período de recurrencia de 50 años; mientras que para la avenida máxima correspondiente a un período de recurrencia de 100 años se presentó un pico de 1155.0 m³/s. En la Figura 27 y Figura 28, se puede apreciar los hidrogramas desarrollan el pulso de avenida en aproximadamente 20 horas para ambos períodos de retorno

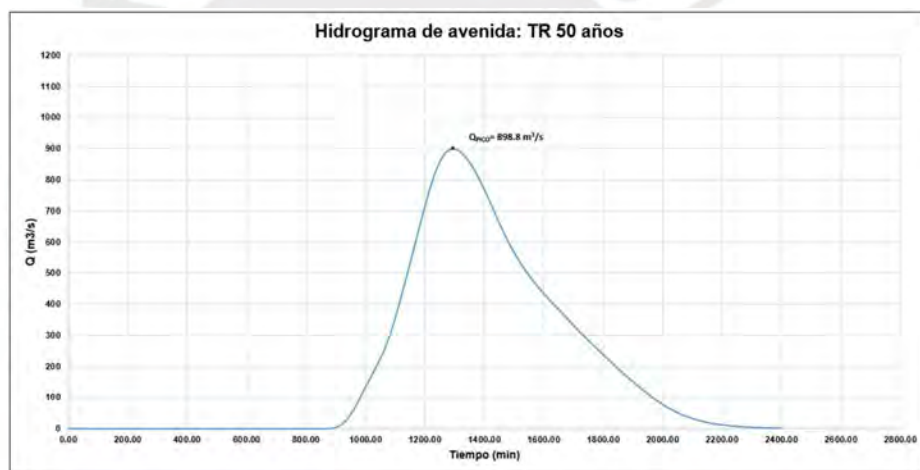


Figura 27: Hidrograma de salida preliminar en punto de control – TR 50 años
Fuente: Elaboración propia

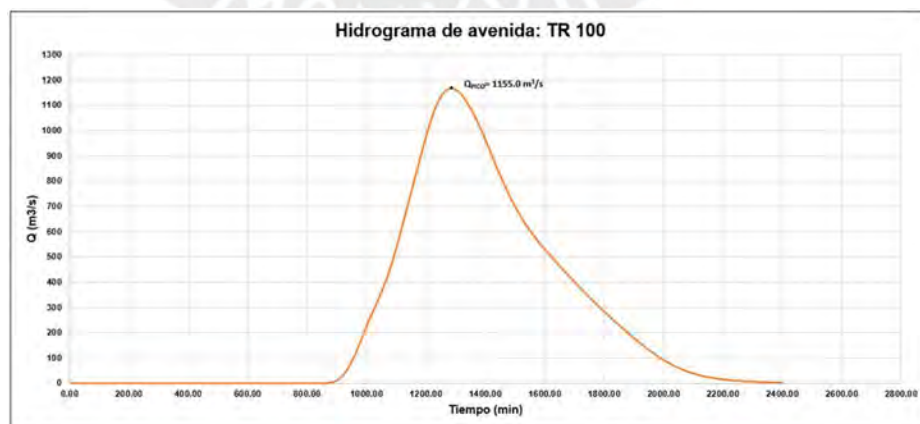


Figura 28: Hidrograma de salida preliminar en punto de control – TR 100 años
Fuente: Elaboración propia

Fuentes de información para validación

Para realizar un procedimiento de calibración óptimo que permita validar el modelo hidrológico, sería necesario contar al menos con un hidrograma asociado a un evento de tormenta cuya distribución temporal sea conocida. Esto permitiría al modelador relacionar directamente el evento de precipitación con la escorrentía generada en el punto de control. Sin embargo, en toda la extensión de la cuenca, no se dispone de pluviógrafos que registren la evolución temporal de las tormentas, ni de estaciones hidrométricas con registros horarios que permitan visualizar los hidrogramas de drenaje típicos de la unidad. En realidad, resultó complicado encontrar registros hidrométricos diarios con una calidad, confiabilidad y extensión adecuados para llevar a cabo trabajos de calibración, situación ya descrita en la sección 4.2.3.

Ante este panorama, se estimó conveniente realizar un procedimiento de calibración utilizando múltiples enfoques y fuentes de información, con el fin de reducir la incertidumbre en la estimación los hidrogramas de avenidas máximas. Para esto, se emplearon 3 métodos de calibración complementarios: una estimación de caudales ordinarios para la parte alta de la cuenca, una estimación de avenidas máximas en el punto de control y una validación externa con estudios hidrológicos previos.

Para el primer método de calibración, se estimaron caudales ordinarios para la parte alta de la cuenca a partir del acceso a un registro caudales promedios diarios pertenecientes a la Estación Huantán, operada por la empresa privada Celepsa. La estación cuenta con un registro de longitud limitada, de solo dos años (2014 y 2015), lo que restringe el tipo de análisis hidrológico que se puede ejecutar con esos datos. Sin embargo, este registro también configura una fuente de información valiosa, ya que, por su ubicación, está directamente relacionado al aporte de la cuenca alta del río Cañete. La parte alta de la cuenca se encuentra constituida por las subcuencas 6, 7, 8 y 9 y en conjunto aporta entre el 83% y 85% del caudal total simulado en el punto de control del modelo para avenidas con períodos de retorno de 50 y 100 años, respectivamente. En la Figura 29, se muestra la ubicación de la estación hidrométrica Huantán, emplazada em el curso principal de la cuenca,

inmediatamente aguas debajo de las subcuencas que conforman la parte alta de la unidad.

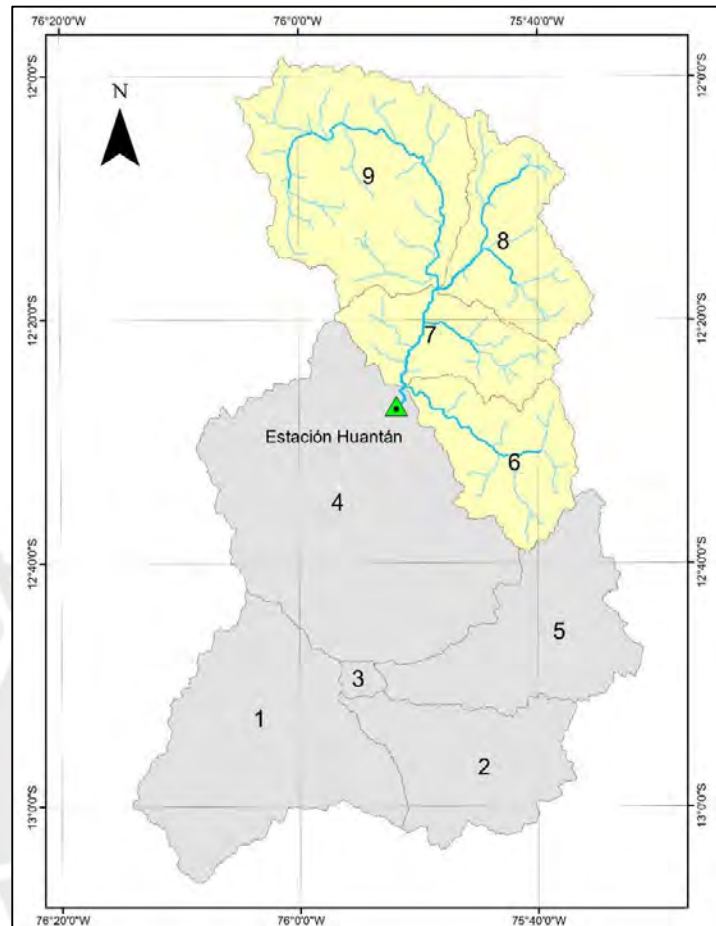


Figura 29: Ubicación de estación hidrométrica Huantán y cuencas de aporte
Fuente: Elaboración propia

Para obtener una estimación representativa del caudal ordinario, se construyó una curva de duración a partir de los datos disponibles en la estación Huantán. Esta curva permitió analizar la distribución de los caudales medios diarios observados, asociándolos a una probabilidad de excedencia determinada: de este modo para la efectuar la validación del modelo elaborado, se extrajo el caudal correspondiente al 50% de excedencia o un TR de 2 años, valor de caudal ampliamente usado en los modelamientos hidrológicos de avenidas ordinarias. En la Figura 30, se ilustra la curva de duración del registro de la estación Huantán y se destaca el caudal seleccionado en 18 m³/s.

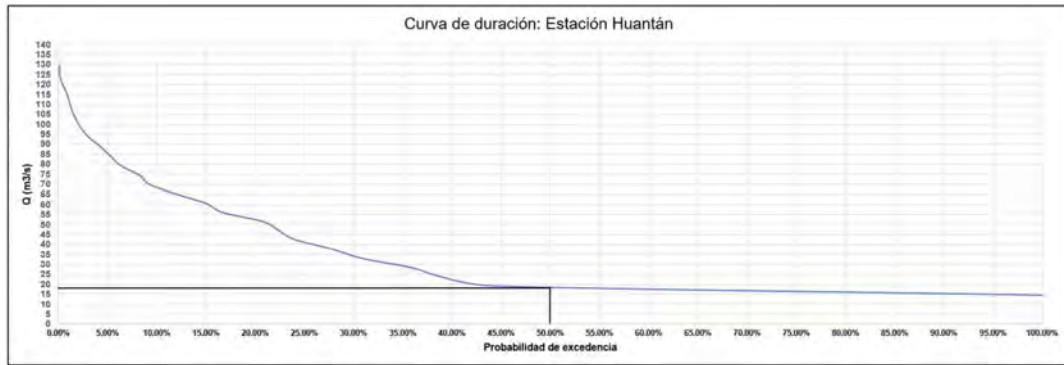


Figura 30: Curva de duración – Registro de estación Huantán
Fuente: Elaboración propia

Para verificar la consistencia del modelo hidrológico, se generó una simulación adicional en HEC-HMS, con una tormenta de diseño asociada a un período de retorno de 2 años y se obtuvo un caudal pico (correspondiente al elemento tipo Junction J3) que se procedió a comparar con aquel obtenido de la curva de duración de la estación Huantán. En la Figura 31 se muestra el hidrograma de salida de la simulación adicional de TR 2 años y en la Tabla 20 se muestra la comparación entre los valores simulados y obtenidos de la curva de duración.

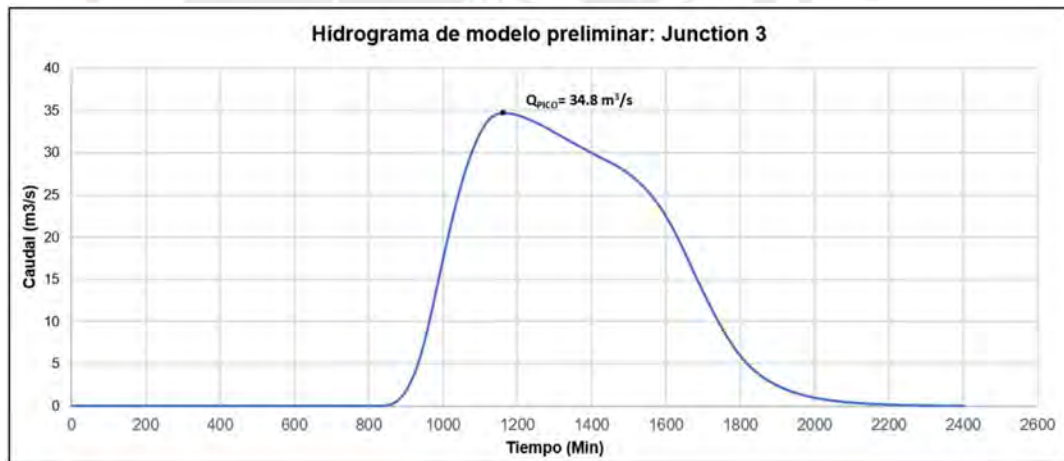


Figura 31: Hidrograma de salida en punto de control para simulación de TR2 años
Fuente: Elaboración propia

Tabla 20: Comparativa de caudales ordinarios
Fuente: Elaboración propia

| Caudales ordinarios – TR 2 años | | |
|---------------------------------|-------------------|------------------|
| Q modelo HMS (m³/s) | Q registro (m³/s) | Discrepancia (%) |
| 34.8 | 19.45 | 93% |

Como segundo método de validación y verificación del modelo hidrológico, se realizó una estimación de avenidas máximas a partir de un registro de

caudales promedio diarios de la estación Sosci. Este registro cubre un extenso período histórico de 99 años (años 1926 a 2024), lo cual permite caracterizar con mayor confiabilidad el comportamiento histórico de los caudales de la cuenca. La información fue registrada por la Junta de Usuarios del Sub Distrito de Riego Cañete y recientemente digitalizada (septiembre de 2024) por la ANA y disponible a través de su plataforma en línea (Visor por cuencas), lo que facilita de sobremanera su análisis digital.

Se procesó la información de caudales promedio diario para obtener una serie de caudales máximos anuales al cual se aplicó una prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov utilizando el software Hidroesta. Este análisis permitió determinar que la distribución de Gumbel, presenta el menor valor de delta teórico, por lo cual es la que mejor ajuste presenta respecto a los datos observados.

Una vez validada la serie de caudales anuales y seleccionada la distribución probabilística más adecuada, se llevó a cabo una estimación de avenidas máxima para los períodos de retorno de 50 y 100 años con un nivel de confiabilidad del 95%.

El criterio de validación de este enfoque fue la comparación directa de los caudales estimados con el modelo de distribución Gumbel con las correspondientes simulaciones del modelo hidrológico en HEC HMS en el punto de control, estación Sosci. En la Figura 32 se aprecia la interfaz del software Hidroesta con los resultados de la prueba de bondad de ajuste y el caudal proyectado para un período de retorno de 100 años

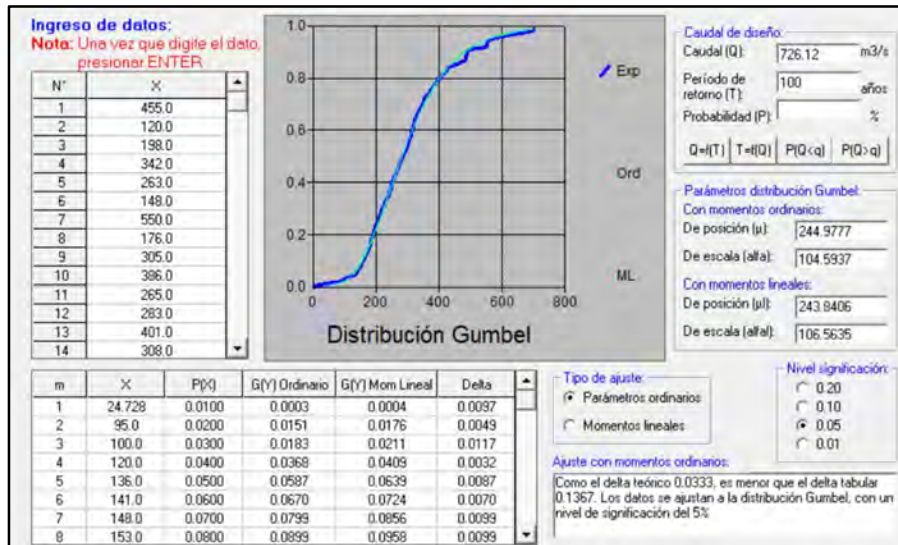


Figura 32: Interfaz de software Hidroesta con estimación de avenidas máximas
 Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 21 se muestra un resumen de los valores de caudal estimados con la distribución probabilística de Gumbel y los caudales pico del modelo sin calibrar en HEC HMS.

Tabla 21: Comparativa de caudales estimados
 Fuente: Elaboración propia

| TR (años) | Caudal estimado (m ³ /s) | |
|-----------|-------------------------------------|--|
| | Dist. Gumbel | Modelo HEC HMS (Resultados preliminares) |
| 50 | 653.10 | 898.83 |
| 100 | 726.12 | 1155.02 |

Para completar la validación de los resultados preliminares, se realizó un trabajo de contraste de los resultados preliminares obtenidos con estudios hidrológicos previos para la cuenca Cañete, que se nombraron cronológicamente para fines de identificación en esta tesis como Informe Externo 1, 2 y 3. Para ello, se revisaron los tres informes elaborados entre los años 2010 y 2019 por instituciones/organismos públicos. Estos documentos realizan un análisis de avenidas máximas desde diferentes aproximaciones y con distintos grados de rigurosidad y aportan un marco de referencia que permite corroborar el modelo hidrológico elaborado para esta tesis.

El Informe externo 1, "Estudios de máximas avenidas en las cuencas de la zona centro de la vertiente del Pacífico", elaborado en diciembre de 2010 por Ricardo Apaella para la ANA, es un informe de 185 páginas que desarrolla

modelos hidrológicos en HEC-HMS de diez cuencas costeras del país, incluida la cuenca del Cañete. Como producto del informe, se presentan caudales pico para avenidas de varios períodos de retorno en la desembocadura de cada cuenca considerada.

En "Hidrología de máximas avenidas del río Cañete" (Informe externo 2), documento elaborado en 2012 en colaboración entre la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) y el Ministerio de Agricultura y Riego (Minagri), se desarrolla un modelo hidrológico de avenidas máximas, con la generación de hidrogramas de avenida para diferentes períodos de retorno y una duración de 14 horas.

Por último, el Informe 3, "Estudio hidrológico de la unidad hidrográfica Cañete" es un estudio hidrológico integral de la cuenca Cañete elaborado por la ANA en diciembre del 2019. En el capítulo X, Eventos Hidrológicos Extremos, se presentan caudales máximos y caudales máximos instantáneos para TR de 2.33, 10, 25, 50, 100, 200, 500 y 1000 años a partir de un análisis estadístico.

La revisión de estos informes contribuyó significativamente a la verificación del modelo hidrológico, realizado mediante la comparación de los caudales picos obtenidos en los informes con los caudales picos obtenidos del modelo hidrológico elaborado en el presente informe. En la Tabla 22, se puede observar un cuadro comparativo de los caudales pico de los informes revisados.

Tabla 22: Caudales de máximas avenidas de informes externos
Fuente: Elaboración propia

| Informe externo | Caudal pico estimado (m ³ /s) | |
|--|--|---------------|
| | TR 50 años | TR 100 años |
| Informe 1 (ANA, 2010) | 826.6 | 956.4 |
| Informe 2 (Minagri & JICA, 2012) | 2174.9 | 2751.3 |
| Informe 3 (ANA, 2019) | 822.6 | 922.1 |
| Resultados preliminares propios | 898.8 | 1155.0 |

De la tabla anterior, se puede observar que los valores de caudal pico estimados en el Informe Externo 2 (JICA & Minagri, 2012) presentan una discrepancia significativa respecto a los caudales picos reportados por los Informes 1 y 3, así como los correspondientes al modelo hidrológico elaborado en este trabajo de tesis.

Resulta notable, que los informes 1 y 3, generador por la ANA presentan resultados consistentes entre sí, así como con los resultados preliminares propios. Por tal motivo, resulta razonable desestimar los resultados presentados en el Informe 2 en el proceso de validación y considerar el valor promedio de los informes como el valor referencial para la calibración de este método.

Procedimiento de calibración

El objetivo del proceso de calibración del modelo hidrológico preliminar fue minimizar las discrepancias entre los caudales simulados por el modelo HEC HMS y las fuentes de referencia. Estas fuentes incluyeron el registro histórico de caudales diarios de la estación Huantán, la estimación de caudales de avenida a partir del registro de caudales diarios de la estación Socsi y los valores de caudal pico de avenidas reportados en los dos estudios previos elaborados por la ANA.

Se prestó especial énfasis en obtener un valor de discrepancia mínimo con los valores de caudales obtenidos a partir del análisis del registro histórico de caudales de la estación Socsi (Método 2), debido a la robustez de esta fuente- sin dejar de lado los valores de los informes de la ANA, así como la importancia de representar adecuadamente el aporte de las cuencas altas

Bajo esta premisa, se identificó el número de curva (NC) de las cuencas como el parámetro más apropiado para realizar los ajustes necesarios.

La calibración se llevó a cabo mediante modificaciones iterativas del parámetro NC, comenzando por alcanzar la compatibilidad entre la descarga ordinaria de las cuencas altas del modelo. Luego se procedió a minimizar las discrepancias de la descarga total en el punto de control.

Los valores de NC preliminares y ajustados en el proceso de calibración se muestran en la Tabla 23.

Tabla 23: Calibración de valores de NC de modelo hidrológico
 Fuente: Elaboración propia

| Subcuenca | CN iniciales | CN calibrados |
|-----------|--------------|---------------|
| Sb 1 | 76 | 76 |
| Sb 2 | 69 | 69 |
| Sb 3 | 71 | 71 |
| Sb 4 | 68 | 67 |
| Sb 5 | 68 | 68 |
| Sb 6* | 70 | 68 |
| Sb 7* | 73 | 71 |
| Sb 8* | 71 | 69 |
| Sb 9* | 74 | 72 |

*Cuenca altas

Resultados de la calibración

Con los valores de NC ajustados, se muestran los resultados más significativos del proceso de calibración del modelo hidrológico elaborado.

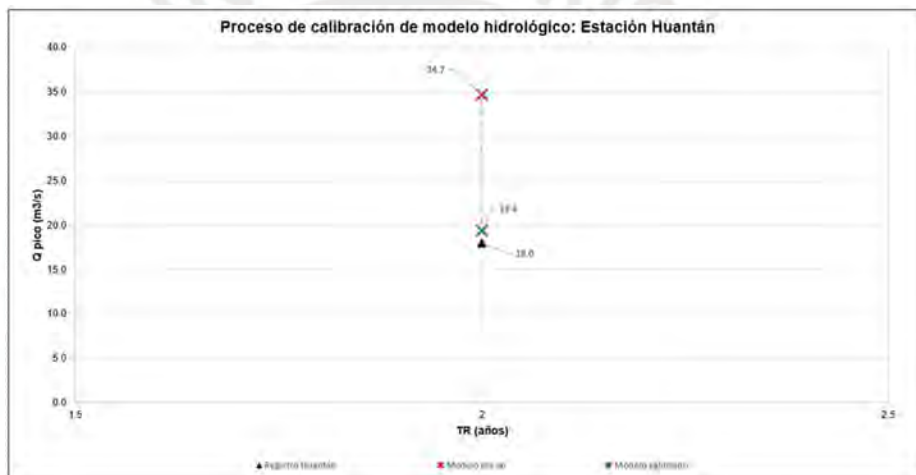


Figura 34: Resumen gráfico de resultados de calibración de cuencas altas
 Fuente: Elaboración propia

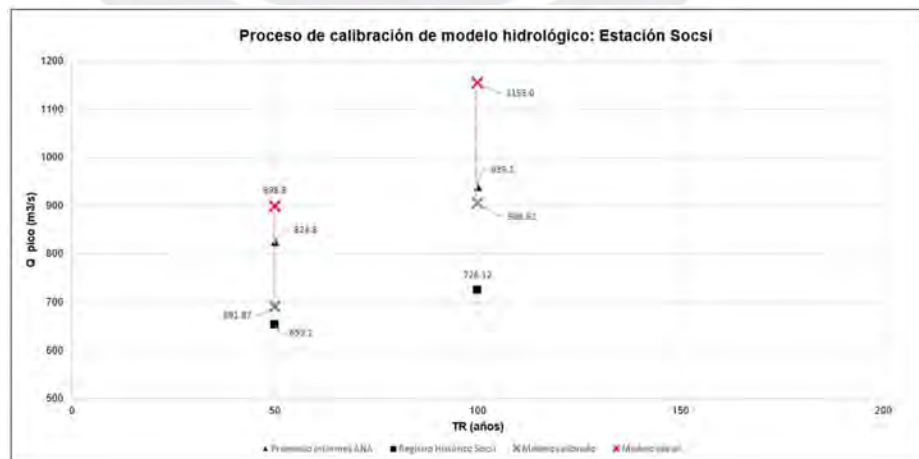


Figura 33: Resumen gráfico de resultados de calibración en punto de control
 Fuente: Elaboración propia

Tabla 24: Resultados del proceso de calibración general
 Fuente: Elaboración propia

| TR (años) | Q inicial (m ³ /s) | Q calibrado (m ³ /s) | Q referencia (m ³ /s) | Discrepancia inicial (%) | Discrepancia final (%) |
|---|-------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|--------------------------|------------------------|
| Método 1: Registro histórico Huantán | | | | | |
| 2 | 34.7 | 19.4 | 18.0 | 92.9% | 8.1% |
| Método 2: Registro histórico Socsi | | | | | |
| 50 | 898.8 | 691.9 | 653.1 | 37.6% | 5.9% |
| 100 | 1155.0 | 906.6 | 726.1 | 59.1% | 24.9% |
| Método 3: Promedio de informes ANA | | | | | |
| 50 | 898.8 | 691.9 | 824.8 | 9.0% | 16.1% |
| 100 | 1155.0 | 906.6 | 939.2 | 23.0% | 3.5% |

Los ajustes realizados en el parámetro de número de curva, especialmente para las cuencas altas, tuvo como efecto una reducción significativa de la discrepancia del 92.9% al 8.1% en la caracterización de caudales ordinarios representados en el Método 1. Por otra parte, para caudales TR de 50 y 100 años, el modelo también presentó una mejora considerable en la representación de avenidas extraordinarias en la comparación entre caudales pico del Método 2 y Método 3.

En conjunto, los resultados mostrados en la Tabla 24, evidencian que el modelo calibrado representa con un mayor nivel de confiabilidad el comportamiento de las avenidas extraordinarias de la cuenca Cañete que la versión preliminar con los parámetros originales. En las Figuras 36 y 37, se muestra un resumen gráfico del proceso de calibración, evidenciando la corrección en la sobreestimación de las avenidas mostrada por las simulaciones preliminares. Este hecho, permitió al modelo alcanzar un equilibrio entre las diversas fuentes de validación, teniendo en consideración la naturaleza de cada fuente de información, sus niveles de incertidumbre y el grado de confiabilidad que se le puede atribuir.

En consecuencia, los hidrogramas calibrados presentados en la Figura 35 y Figura 36 reflejan una mejora sustancial en la representación de avenidas con período de retorno de 50 y 100 años.

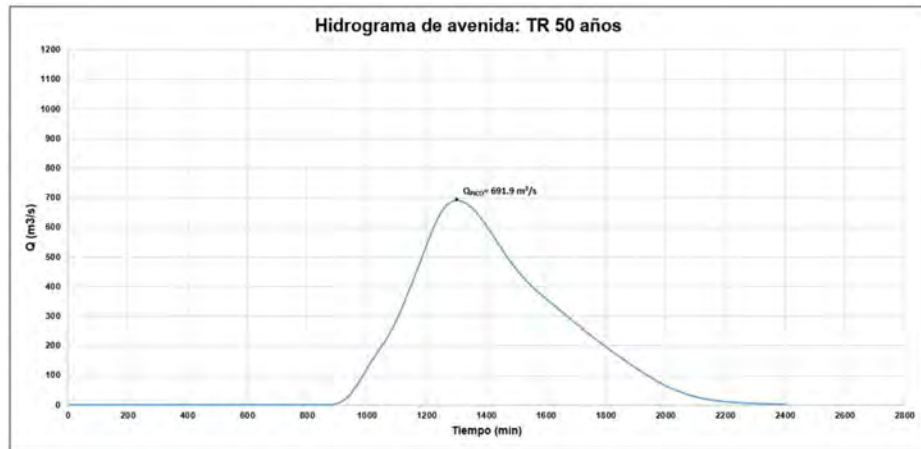


Figura 35: Hidrograma de salida calibrado en Estación Socsi – TR 50 años
Fuente: Elaboración propia

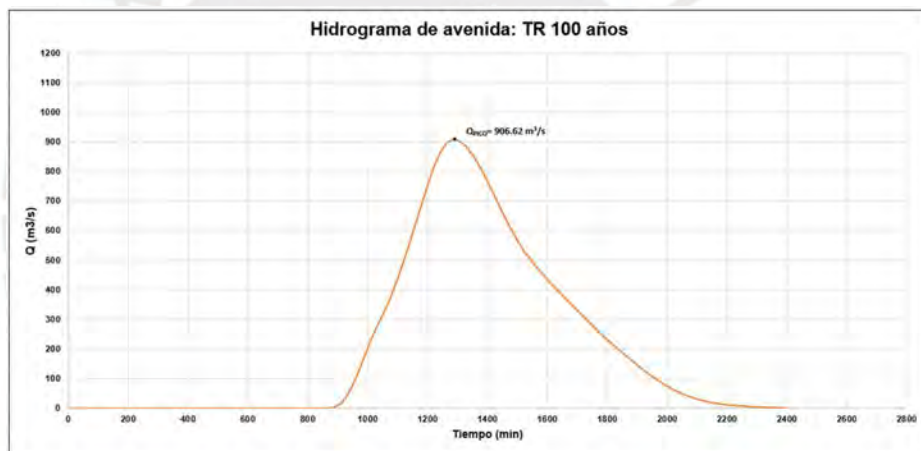


Figura 36: Hidrograma de salida calibrado en Estación Socsi – TR 100 años
Fuente: Elaboración propia

4.5. ELABORACIÓN DE MODELO HIDRÁULICO

En este capítulo se presentan los procedimientos y criterios utilizados para elaborar los modelos hidráulicos bidimensionales (2D) utilizados para la simulación de los eventos de inundación en la parte baja de la cuenca Cañete para los TR seleccionados.

Como se describió a detalle en la sección 4.1.1, la longitud del tramo modelado fue de 10.3 km del río Cañete, considerados desde aguas debajo de la bocatoma Fortaleza hasta la desembocadura en el océano Pacífico

Para la simulación de los eventos de inundación se empleó el software Iber 2.5.2. Iber es un software de modelado hidráulico bidimensional comúnmente empleado en investigación e ingeniería. Fue desarrollado por un conjunto de instituciones de investigación y universidades de origen español y constituye una potente herramienta de modelado numérico que emplea el método de los elementos finitos para resolver las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones espaciales. Entre las bondades de Iber, se encuentra su libre disponibilidad, su gran versatilidad de aplicaciones, su interfaz amigable e intuitiva y los procesos de validación experimentales que superó durante su desarrollo (Bladé et al., 2014b).

4.5.1. Fuentes de información

El procedimiento inicial del modelado hidráulico consistió en la obtención de información topográfica que defina el relieve de la zona de modelado, así como una imagen satelital georreferenciada para ser usada como apoyo para el modelado y durante la presentación de resultados

La ortofoto empleada se obtuvo usando la aplicación de descarga de imágenes satelitales SAS Planet. En esta, se seleccionó una imagen de alta resolución del servidor Bing-Satelite, la cual se proyectó geográficamente y se recortó en ArcGIS 10.8.2.

Para describir el relieve se integraron dos fuentes de información topográfica. Se utilizó un levantamiento realizado en el año 2019 por una empresa consultora, que abarcó 11km del cauce del río Cañete, cubriendo un área de 2300 hectáreas con una resolución espacial de 5 m. Por otro lado, se empleó

un modelo de elevación digital (DEM) satelital del proyecto TanDEM-X para describir el relieve de las llanuras de inundación adyacentes al curso principal, este DEM contó con una resolución espacial de 12.5 m por píxel.

En la Figura 37, se observa de arriba hacia abajo, el modelo de elevación digital satelital con la huella de la extensión del levantamiento batimétrico remarcada en rojo; el levantamiento batimétrico en la zona del cauce del río y la ortofoto de alta resolución del área de estudio.

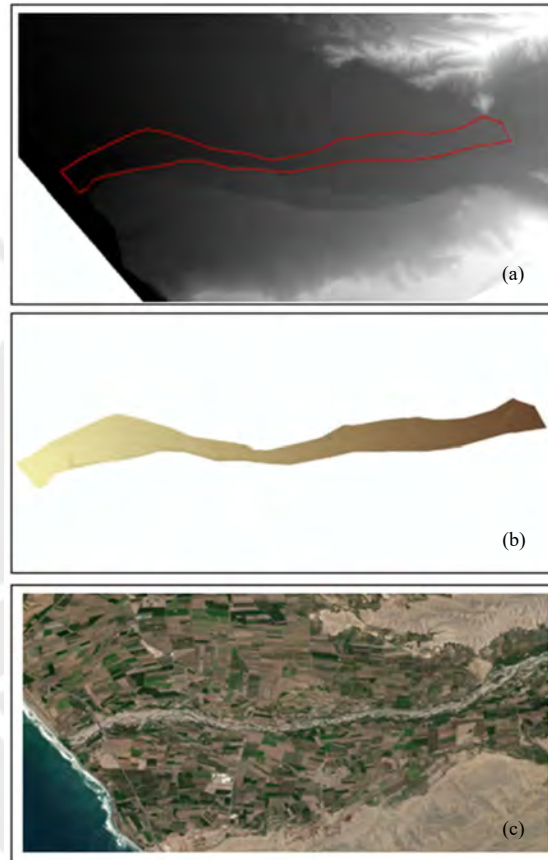


Figura 37: (a) DEM satelital TanDEM-X, (b) Batimetría del cauce del río, (c) Ortofoto del tramo de análisis.

Fuente: Elaboración propia

Ambas fuentes de información fueron sometidas a un proceso de validación y preprocesamiento. En el caso del levantamiento batimétrico, se verificaron las coordenadas, el rango de altitudes y la consistencia general de los datos, además de la depuración de áreas sin información topográfica. Del mismo modo, se realizó una inspección de la consistencia de los valores presentados por la topografía satelital, luego esta fue recortada al área de interés del estudio, correspondiente al valle del río Cañete en el tramo de análisis y se

realizó la completación de áreas puntuales sin información mediante interpolación espacial en ArcGIS.

Luego, se evaluaron las discrepancias entre ambas fuentes en la zona de superposición. La comparación se realizó mediante la diferencia de cotas reportadas, tomando como referencia el levantamiento batimétrico, fuente con mayor resolución espacial. Se observó que la diferencia promedio entre ambas fuentes fue de -0.080 m (8cm), lo cual indica, que en promedio las discrepancias son mínimas con una distribución de datos simétrica y concentrada alrededor de la media. Si bien los valores extremos son elevados en ambos extremos (-11.29 m y 12.07m), estos representan valores aislados y poco representativos.

En la Figura 38, se observa la distribución de frecuencias de las discrepancias, se muestra la distribución descrita y los valores correspondientes a σ , 2σ y 3σ para ambos extremos del histograma.

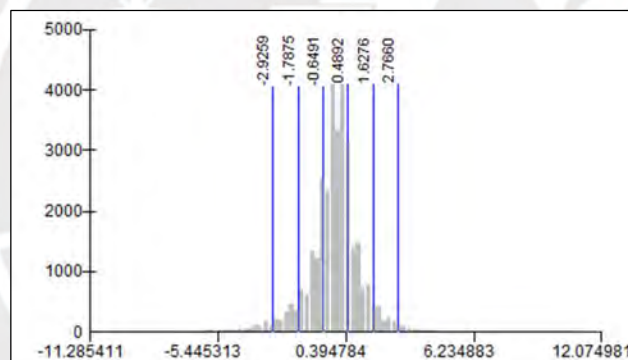


Figura 38: Histograma de diferencias entre fuentes de información topográfica
Fuente: Elaboración propia

Las discrepancias identificadas entre las fuentes de información analizadas son razonablemente bajas y se distribuyen mayormente alrededor de la media, cercana a cero, por lo que la fusión de ambas fuentes de información resulta justificada para los fines de caracterización del relieve de este trabajo.

Finalmente, la fusión de fuentes topográficas se llevó a cabo en ArcGIS, priorizando el levantamiento batimétrico y complementado con la topografía satelital TanDEM-X en las zonas sin cobertura. Este proceso permitió generar un modelo de relieve más detallado para el cauce principal y con una extensión apropiada en las llanuras de inundación.

4.5.2. Delimitación de la geometría del modelo

De manera previa a la creación de un proyecto en Iber, se generó una geometría preliminar del modelo en ArcGIS. La finalidad de este procedimiento fue la de identificar de manera general la extensión de las huellas de inundación. Para esto, se utilizó la ortofoto de alta resolución como guía y se trazaron los polígonos necesarios para la construcción de un modelo hidráulico de bajo detalle de una gran porción del valle completo. En la Figura 39, se muestran los elementos generados en ArcGIS, con polígonos diferenciados para el cauce y las llanuras de inundación.

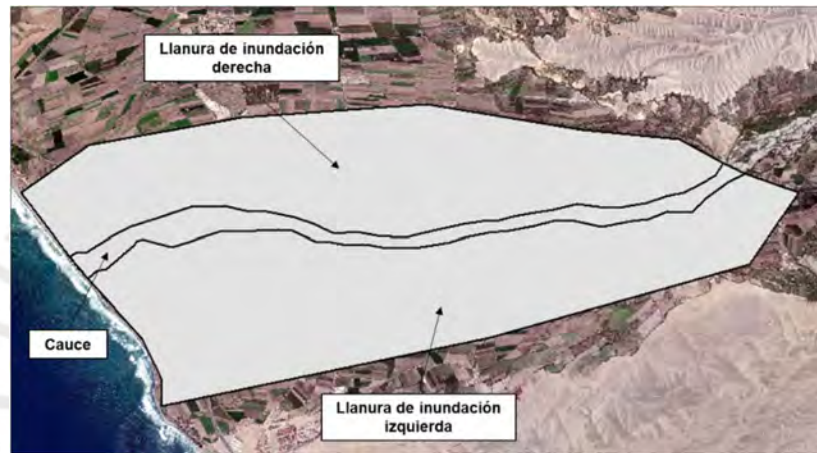


Figura 39: Polígono de delimitación preliminar de zona de mallado

Fuente: Elaboración propia

Luego, se creó un nuevo proyecto en Iber y se procedió a importar, teniendo cuidado de colapsar los elementos geométricos. Después se generaron las entidades de superficie que constituyeron los límites físicos del mallado (Figura 40)

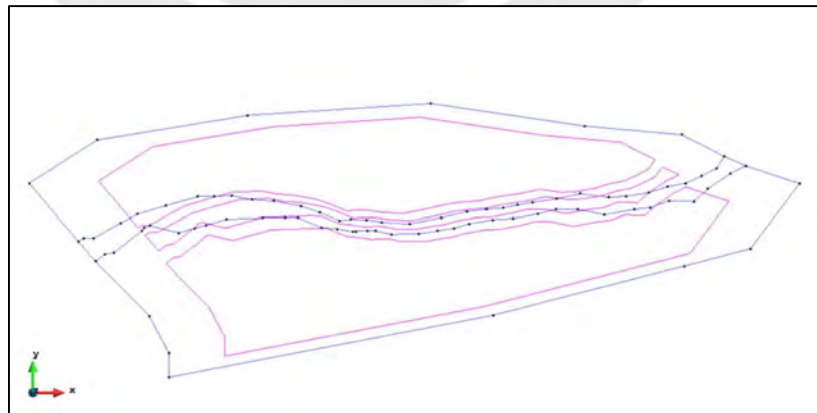


Figura 40: Polígonos de delimitación de zona de mallado

Fuente: Elaboración propia

4.5.3. Asignación de condiciones de contorno

La asignación de condiciones de contorno permite añadir parámetros hidrodinámicos a los límites físicos del modelo. En este sentido, se añadieron dos clases de condiciones de contorno: condiciones de entrada y condiciones de salida.

Las condiciones de entrada son aquellas que caracterizan el flujo de ingreso al sistema y se asignan en el límite aguas arriba del modelo. Se ingresó el hidrograma de avenida con tipo de flujo crítico/subcrítico en los segmentos correspondientes al cauce del río Cañete, ubicados al noreste del modelo.

Por otro lado, las condiciones de salida son aquellas que describen el escurrimiento a la salida del sistema y se asignan en los límites aguas abajo. Se vio por conveniente asignar un tipo de flujo crítico/supercrítico, condición que se verificó con el valor promedio del número de Froude obtenido a la salida las simulaciones.

En la Figura 41, mostrada a continuación se puede apreciar los límites físicos del modelo hidráulico asignados con condiciones de contorno:



Figura 41: (a) Dominio espacial preliminar, (b) condición de contorno aguas abajo, (c) condición de contorno aguas arriba.

Fuente: Elaboración propia

4.5.4. Asignación de parámetros de rugosidad

La influencia de la rugosidad es considerada en Iber a través de la asignación de coeficientes n de Manning. En los modelos hidráulicos de esta tesis se diferenciaron tres usos de suelo como base para la asignación de coeficientes, estos fueron: “cauce”, “cultivo” y “asentamientos urbanos”. Los datos empleados para cada tipo de suelo fueron determinados a partir de revisión de literatura (Chow,1994) y corresponden a los valores mostrados en la Tabla 25.

Tabla 25: Coeficientes de rugosidad empleados
Fuente: Elaboración propia

| Uso de suelo | n de Manning |
|-----------------------------------|----------------|
| Cauce | 0.045 |
| Cultivos (Llanuras de inundación) | 0.050 |
| Asentamientos urbanos | 0.085 |

Los coeficientes de rugosidad fueron asignados a las superficies NURBS demarcadas para este propósito a partir de la inspección visual de la ortofoto de fondo. En la Figura 42, se observan las superficies del modelo preliminar con las rugosidades correspondientes al cauce principal y los cultivos presentes en las llanuras de inundación.

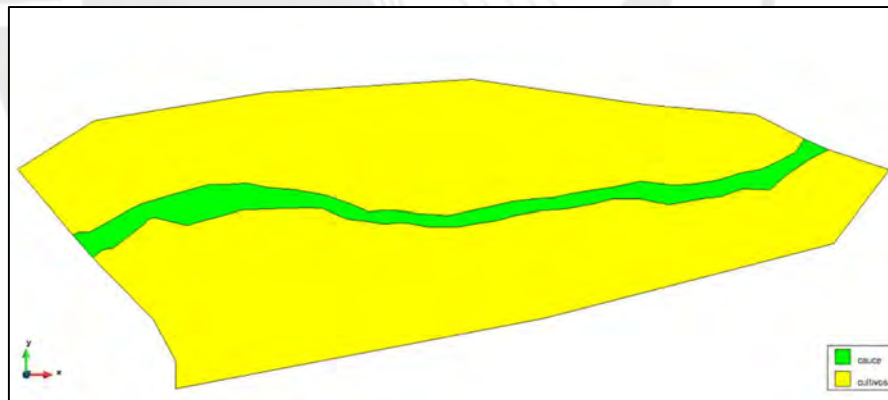


Figura 42: Condiciones de rugosidad asignadas al modelo preliminar
Fuente: Elaboración propia

4.5.5. Generación de mallado computacional

Para el mallado de los modelos, se optó por una malla no estructurada debido a la capacidad de esta de adaptarse mejor a la topografía y geometría de cauces naturales. Para el modelo preliminar, se definieron dos tamaños de malla iniciales con un tamaño de elemento de 50 m para las zonas de cultivos y con zonas más refinadas, de 40 m para el cauce principal del río .

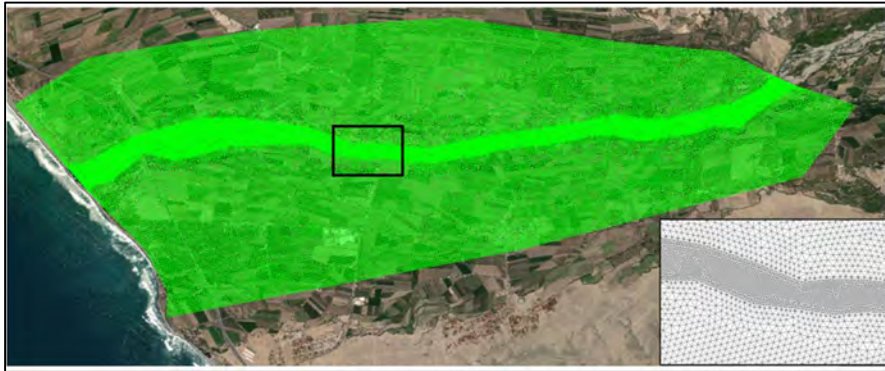


Figura 43: Mallado no estructurado de modelo preliminar
Fuente: Elaboración propia

En la Figura 43, se observa el mallado triangular no estructurado para la geometría preliminar. En la esquina inferior derecha se muestra un detalle del refinamiento local considerado para el área del cauce del río.

El programa Iber genera el mallado computacional a partir de las superficies NURBS bidimensionales, motivo por el cual el producto generado es una malla plana. Fue necesario modificar este mallado plano con la información de relieve codificada en el archivo de topografía integrado elaborado en la sección 4.5.1 (Ver Figura 40) Para esto, se empleó la herramienta del programa “Asignar elevación desde un archivo”.



Figura 44: Topografía integrada a mallado de modelo preliminar
Fuente: Elaboración propia

4.5.6. Control de simulación

Se asignaron los controles de la simulación hidráulica en la pestaña “Datos de problema” de la interfaz de Iber. Fue necesario ingresar 2 parámetros, el tiempo total de la simulación y el intervalo de cálculo de resultados.

Se vio por conveniente seleccionar un tiempo de simulación de al menos 40 horas con la finalidad de abarcar de manera completa el incremento y disminución del caudal asociado al evento inundación. Por otro lado, a partir de la ejecución de simulaciones preliminares, el intervalo de cálculo de resultados fue determinado en 250 segundos.



4.6. MODELADO DE AVENIDAS MÁXIMAS

4.6.1. Optimización extensión de mallado

En la Figura 45, se presenta la distribución espacial de la inundación simulada mediante un modelo preliminar de baja resolución para un TR de 100 años. Se identifica una zona central con tirantes de mayor magnitud en el cauce principal del río Cañete, asimismo se observan múltiples puntos de desbordamiento distribuidos a lo largo del tramo modelado. Destaca, además, que el margen derecho del río concentra la mayor parte de las zonas de desborde.

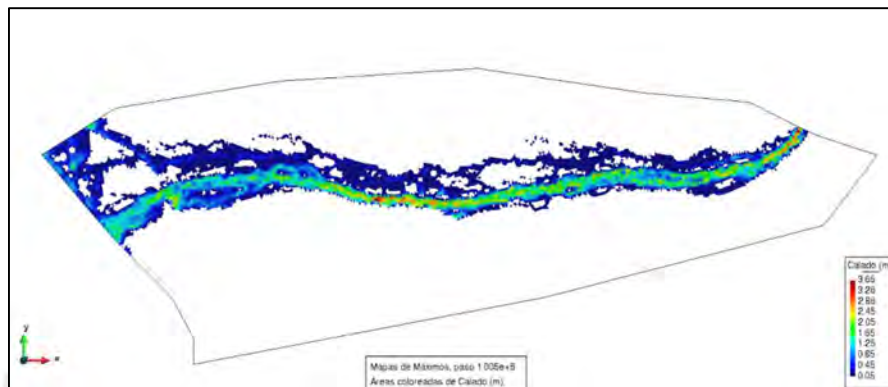


Figura 45: Tirantes máximos de modelo preliminar TR 100 años
Fuente: Elaboración propia

Los límites del área de mallado, se encuentran representados por el polígono de bordes negros que abarca la extensión completa de inundación para el escenario más severo. Sin embargo, esta simulación preliminar sugiere que la extensión del mallado podría optimizarse, limitándola al cauce principal y las áreas de desbordamiento.

A continuación, se presenta la nueva extensión optimizada de límites de mallado en la . En borde negro se marca la nueva extensión de mallado; mientras que las líneas punteadas rojas muestran los límites inicialmente considerados. Por

último, también se muestra una capa con la huella de inundación de la avenida de 100 años de período de retorno de manera referencial.

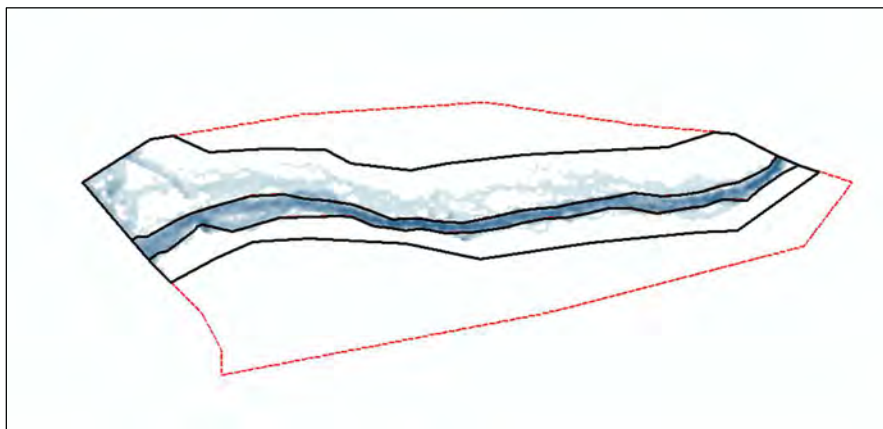


Figura 46: Optimización de extensión de mallado de modelo hidráulico

Fuente: Elaboración propia

Esta optimización permitió recortar las zonas del mallado que no interactúan con el flujo, reduciendo significativamente la extensión de modelado de 31.20 km² a 14.98 km², lo que equivale a una reducción del 52%. Este ajuste resultó en una disminución considerable de los tiempos de simulación y el esfuerzo computacional empleado para la ejecución de los modelos hidráulicos definitivos.

4.6.2. Análisis de sensibilidad de tamaño de mallado

Se realizó un análisis de sensibilidad de mallado para evaluar el impacto del tamaño del elemento de malla en la precisión de los resultados del modelo hidráulico. Este análisis consistió en la elaboración de simulaciones consecutivas con tamaños de elemento de mallado cada vez menores, con paso de reducción de tamaño de elemento de 5 metros.

Tras la realización de este análisis, se observó que no existieron diferencias significativas (variaciones menores al 5%) en las velocidades máximas y tirantes reportados a partir de la cuarta iteración. Esto sucedió para el tamaño de mallado 35m para las llanuras de inundación y 20m para el cauce principal, en consecuencia, se seleccionaron estos valores de tamaño de mallado para los modelos hidráulicos definitivos

Con este procedimiento, se garantizó la selección de un tamaño de mallado óptimo, de manera que se estableció un equilibrio entre la precisión y la

eficiencia computacional. Asimismo, se verificó que el tamaño de elemento seleccionado para los modelos definitivos no configura una fuente de errores significativos en los resultados de los modelos hidráulicos.

4.6.3. Validación de modelado

El procedimiento de validación óptimo de los mapas de inundación máxima generados consiste en la comparación entre los resultados modelados e información disponible sobre tirantes de magnitud conocida en puntos de control durante eventos de avenidas: sin embargo, no se cuenta con esta información para el tramo de estudio. Otra alternativa ideal de validación comprende la determinación en campo de huellas de máximas avenidas en infraestructura existente, como los dos puentes ubicados al interior del área de inundación (Henry Aramayo y Clarita); no obstante, la imposibilidad de obtener una aproximación del caudal de avenida asociado a la avenida de tales huellas imposibilita la aplicación de esta estrategia.

Ante estas limitaciones, se optó por verificar la validez del modelo hidráulico a través de un enfoque cualitativo. Para ello se usaron fotografías satelitales multiespectrales proporcionadas por el satélite Sentinel 2, un proyecto de la Agencia Espacial Europea (ESA), que cuenta con un banco histórico de imágenes multiespectrales de 10 m de resolución espacial. Las imágenes están disponibles desde la fecha de inicio de operaciones a finales de 2016 y cuentan con un intervalo de muestreo de 5 días.

Para el análisis se usaron las descargas medias diarias registradas por la Junta de Usuarios del Sub Distrito de Riego Cañete. Se filtraron los caudales a partir del año 2017 y se ordenaron de forma descendente, de manera que se pudiera validar el modelo con la mayor avenida que contará con una imagen satelital en la ventana temporal de Sentinel 2. Comenzando desde los caudales más elevados, se realizó una búsqueda de las descargas que coincidieran con una imagen satelital disponible en el banco y que contaran con condiciones atmosféricas y de nitidez adecuadas para el análisis comparativo empleado. Se seleccionaron los caudales de $260 \text{ m}^3/\text{s}$ y $130 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondientes al 12/03/2017 y al 10/03/2024 y se realizó la comparación visual de las fotografías satelitales en el espectro visible y con el filtro correspondiente al Índice Normalizado de

Diferencia de Agua (NDWI) para resaltar las zonas ocupadas por cuerpos de agua. A continuación, se muestra la evaluación realizada para el evento de mayor caudal registrado en el banco de imágenes de Sentinel 2, correspondiente al 12 marzo del 2017.



Figura 47: (a) Mapa de máximos tirantes TR 100, (b) Espectro visible de tramo de análisis, (c) Filtro NDWI de tramo de análisis 12 de marzo del 2017

Fuente: Elaboración propia (a) y Modificado de ESA (b y c)

En la Figura 47, se observa que para el caudal de 260 m³/s, el río se mantiene encauzado y no se observan desbordes. Se aprecia que las características de flujo son similares en las imágenes satelitales y en la simulación hidráulica. Se presentan láminas de flujo bien definidas en las zonas altas del cauce (derecha de la figura) y con flujo trezado en la parte baja, donde se observan bancos que afloran sobre la superficie de agua. Es importante notar, que el filtro NDWI presenta errores de interpretación en la zona de la desembocadura (remarcado en rojo), por este motivo, se complementa la comparación con la imagen central en espectro visible.

Este método de contraste de resultados empleado no es un procedimiento de calibración propiamente dicho, si no, una comparación visual cualitativa de resultados. Este ejercicio permitió verificar que las características de flujo del modelo hidráulico durante avenidas moderadas fueron compatibles con aquellas observadas en eventos reales. Así, se aseguró que no existiesen errores significativos en la caracterización topográfica.

En ese sentido las principales limitaciones del enfoque incluyen la imposibilidad de realizar comparaciones para avenidas de grandes descargas (del orden de magnitud de TR 50 y 100 años) y la presencia de condiciones de nubosidad elevada que impidieron el aprovechamiento de una cantidad significativa de imágenes. También fue una limitante importante la existencia del desfase entre la toma de la foto satelital y el momento del aforo del caudal medio diario, por lo tanto, debido a la variabilidad temporal del caudal durante el día, la precisión del método puede verse sensiblemente afectada.

4.6.4. Elaboración de modelos definitivos

Una vez culminados los procedimientos de optimización de extensión espacial, del tamaño de elemento de mallado y de validación, se elaboraron los modelos hidráulicos definitivos destinados a la caracterización de inundaciones para avenidas máximas.

Para la definición de la geometría se usaron polígonos diferenciados para el cauce principal, las llanuras de inundación y para los asentamientos urbanos. Se emplearon los coeficientes de rugosidad n de Manning estimados en la Tabla 25 y se asignaron a los polígonos diferenciados, tal como se muestra en la Figura 48.

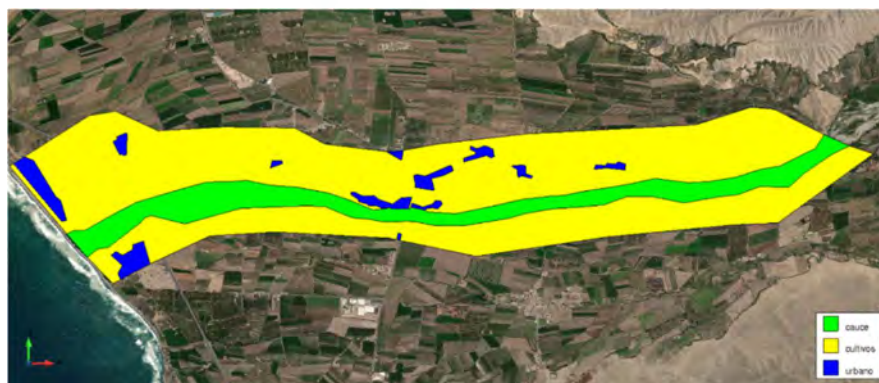
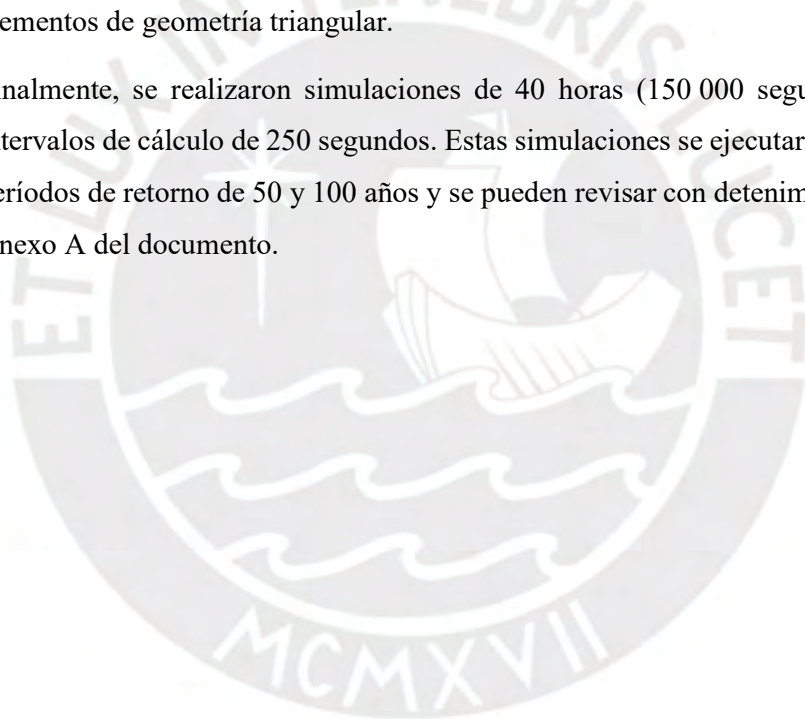


Figura 48: Uso de suelo considerados para la asignación de rugosidad de modelo definitivo
Fuente: Elaboración propia

En cuanto a las condiciones de contorno, se definieron de manera similar a las empleadas en el modelo preliminar, considerando flujo crítico/subcrítico en la entrada del sistema crítico/supercrítico en la salida. Es importante mencionar que el modelado se inició con un cauce seco, ya que la magnitud de los caudales de avenida provoca que la contribución de los flujos ordinarios sea despreciable en comparación.

La extensión del mallado del modelo responde directamente al resultado del proceso de optimización realizada en la sección 4.6.1. Mientras que la selección de tamaño de elemento, se determinó de acuerdo al análisis de sensibilidad, considerando refinamientos de la misma resolución que el cauce en los asentamientos urbanos identificados. En total, el mallado consistió de 54 000 elementos de geometría triangular.

Finalmente, se realizaron simulaciones de 40 horas (150 000 segundos) con intervalos de cálculo de 250 segundos. Estas simulaciones se ejecutaron para los períodos de retorno de 50 y 100 años y se pueden revisar con detenimiento en el Anexo A del documento.



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. SIMULACIÓN PARA TR DE 50 AÑOS

La precipitación máxima de 24 horas para un período de recurrencia de 50 años genera un caudal pico de 692 m³/s en la sección aguas arriba del dominio hidráulico. En el Anexo A, se presenta el mapa de tirantes máximos alcanzados durante el evento de avenida. Se observa que los desbordes se concentran en 2 zonas específicas del tramo de inundación y que se localizan en la margen derecha del río Cañete.

El área total inundada, definida por tirantes de al menos 5cm, abarca 78.1 hectáreas, compuestas exclusivamente por áreas de cultivo ubicadas en la margen derecha. Los tramos de desborde identificados corresponden a las progresivas 1+500.00 a 2+000.00 y 7+000.00 a 8+000.00. Asimismo, en la progresiva 9+500.00, estación de emplazamiento del puente Henry Aramayo, en la carretera Panamericana Sur, se observa un tramo inundado paralelo a la carretera. Sin embargo, debido a la elevación del terraplén, no se alcanza a producir flujo sobre la carpeta asfáltica.

En la Figura 49, se muestra una imagen referencial del eje del río Cañete con las progresivas del tramo modelado.



Figura 49: Progresivas de tramo modelado
Fuente: Elaboración propia

Las profundidades de flujo alcanzan valores máximos de hasta 3.21 m en el cauce principal. Por otro lado, las llanuras de inundación presentan tirantes de menor magnitud (en el rango de 0.05 m-0.25 m), como se ilustra en la Figura 50

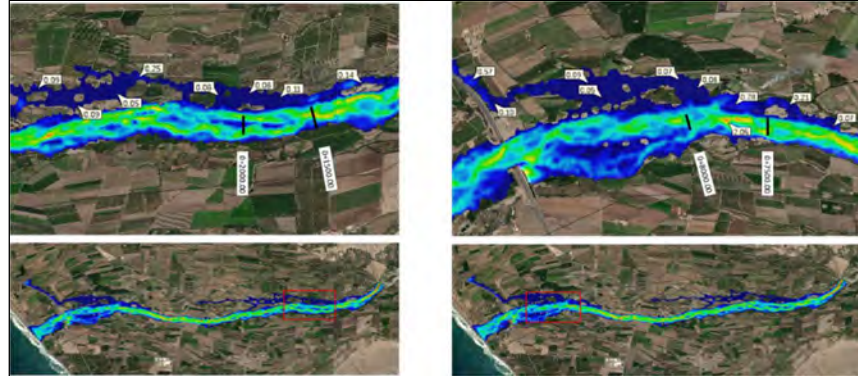


Figura 50: Tramos de inundación críticos para avenida TR 50 años
Fuente: Elaboración propia

Las velocidades de flujo alcanzan magnitudes máximas del orden de los 4.7 m/s en la zona central del cauce. Cabe destacar que las contracciones generadas por los dos puentes existentes no producen alteraciones significativas en los tirantes ni en las velocidades máximas simuladas.

En general la mayor parte del flujo por fuera del cauce comprende láminas de entre 0.05m a 0.15m y presenta de igual manera, velocidades relativamente bajas. Sin embargo, se puede observar que existen zonas puntuales con cotas bajas en la topografía en las que el tirante alcanza magnitudes locales de entre 1.50m a 1.75m.

En la Figura 51, se muestra el perfil longitudinal del flujo de avenida en el tramo modelado. La superficie del cauce, representada en color oscuro, presenta una pendiente regular en todo el tramo, manteniendo una baja inclinación de un 1.04% en promedio.

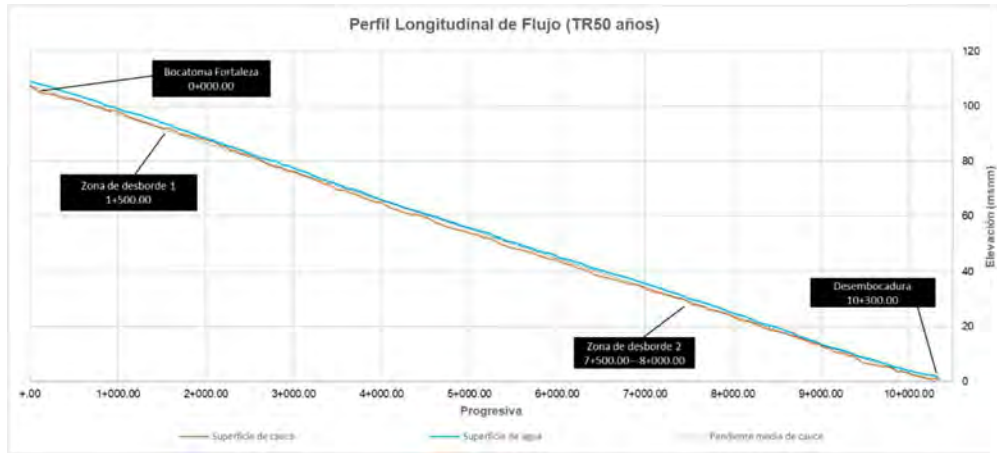


Figura 51: Perfil longitudinal de flujo – TR 50 años
Fuente: Elaboración propia

Para analizar el tránsito de la onda de avenida a lo largo del tramo modelado, se compararon los hidrogramas a la entrada y a la salida del modelo. En la Figura 52, se evidencia una ligera atenuación del caudal pico de la avenida del 6.5% durante el recorrido por el tramo. Asimismo, el tiempo de viaje del pulso de crecida, calculado como el desfase entre caudales pico de los hidrogramas, es de 1.04 horas. Este valor corresponde a una velocidad de flujo promedio de 2.75 m³/s para la onda de crecida.

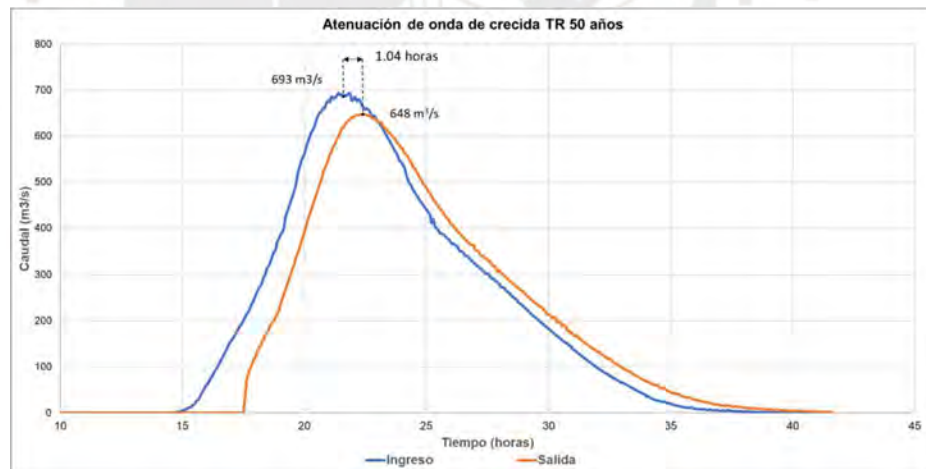


Figura 52: Análisis de tránsito de onda de crecida – TR 50 años
Fuente: Elaboración propia

5.2. SIMULACIÓN PARA TR DE 100 AÑOS

La precipitación máxima de 24 horas de duración para un período de recurrencia de 100 años genera un caudal pico de 906 m³/s en la sección aguas arriba del dominio hidráulico. En el Anexo A, se presenta el mapa de tirantes máximos alcanzados por el evento de avenida, que representa la huella máxima de inundación. Se aprecia que, a diferencia de la avenida de 50 años de período de

retorno, se producen desbordes generalizados a lo largo de gran parte margen derecha del río Cañete. En total se obtuvo una zona inundada de 168.6 hectáreas, compuesta por áreas de cultivo y centros poblados asentados sobre la margen derecha. Los asentamientos urbanos afectados son C.P. Lúcumo, C.P. Pedro de Cruz, AA.HH. Nuevo Abancay y C.P. Boca del Río, ubicados en las progresivas 4+000, 5+800, 5+800 y 10+300, respectivamente. Cabe señalar que el C.P. Santa Teresa resultaría impactado de manera indirecta, dado que, si bien la inundación no incide directamente sobre su emplazamiento, si afecta de manera significativa áreas circundantes, condicionando la calidad de vida y la accesibilidad. (ver Figura 53).

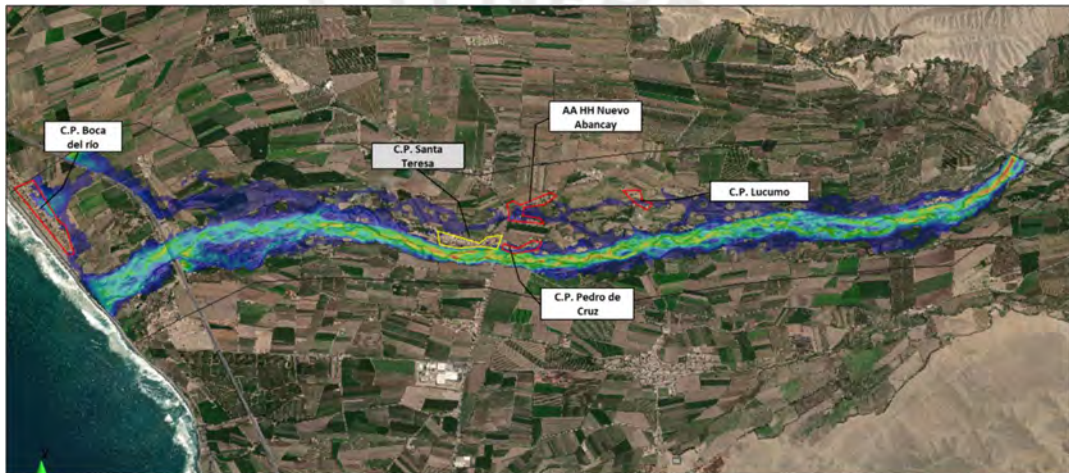


Figura 53: Asentamientos urbanos afectados por inundación – TR 100 años
Fuente: Elaboración propia

Respecto a la infraestructura vial, se identificó la afectación de las carreteras Panamericana Sur y Antigua Panamericana Sur en los tramos ubicados al norte de cruce con el río Cañete. Se ven comprometidos 530m y 140 m de carretera en cada una de ellas, respectivamente. Se observa que existe un tramo donde se alcanza a producir flujo sobre la plataforma en dirección este oeste.

En la Figura 54, se muestra una sección en la que se puede observar el flujo sobre el terraplén de la carretera Panamericana Sur.

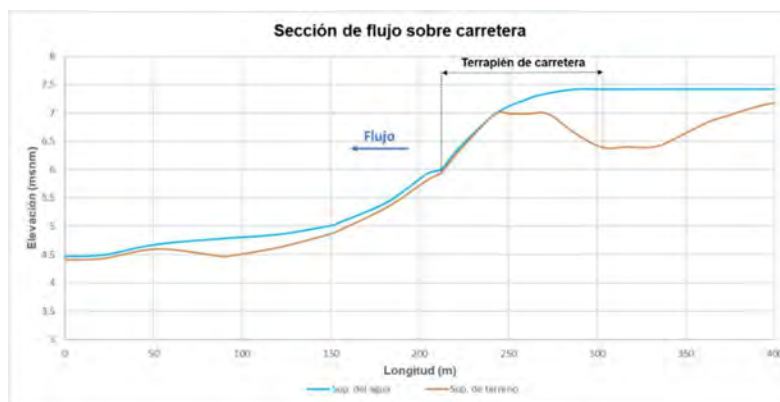


Figura 54: Sección de flujo sobre carretera

Fuente: Elaboración propia

Se puede distinguir el terraplén de la carretera, adecuadamente representado en la topografía del modelo. Se muestra también razonablemente bien representado el vertido de flujo de inundación con un tirante de aproximadamente 0.40m. Sin embargo, también se muestran las limitaciones del software en la representación gráfica del perfil de flujo descendente.

En el cauce principal, la avenida genera profundidades de flujo de hasta 3.58 m y velocidades de 4.9 m/s. Por otro lado, en las llanuras de inundación se presentan tirantes de entre 0.15 a 0.30 m, con velocidades de flujo de 0.30 m/s en promedio. Adicionalmente, se presentan velocidades de flujo elevadas (0.60 m/s) en las áreas de cultivo adyacentes al cauce, así como en el flujo paralelo a la carretera Panamericana Sur.

No se observa que las contracciones del cauce en las zonas de ubicación de los dos puentes existentes generen alteraciones significativas en los tirantes y velocidades máximas alcanzadas en el modelo. La distribución espacial de las inundaciones, concentradas en el margen derecho del río, responde a las características de la topografía del terreno.

En la Figura 55, se observa una sección representativa del cauce conteniendo la integridad del caudal pico en la progresiva 9+500.00, ubicada aguas arriba del puente Henry Aramayo (Carretera Panamericana Sur). En contraste, en la Figura 56 se observa una sección de inundación representativa, esta se ubica en la progresiva 7+500.00. Estas ilustraciones permiten diferenciar la variación del tirante hidráulico en el ancho de las secciones transversales del cauce. Esto permite una representación más adecuada del flujo a través del cauce, posible gracias a la selección de modelos hidráulicos bidimensionales.

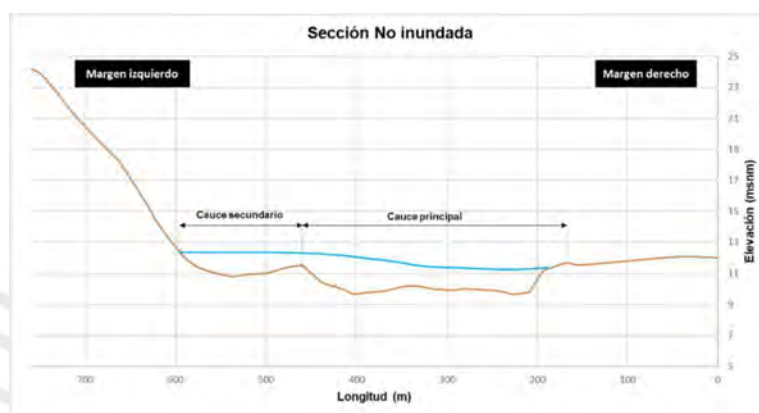


Figura 55: Sección de río no inundada
Fuente: Elaboración propia

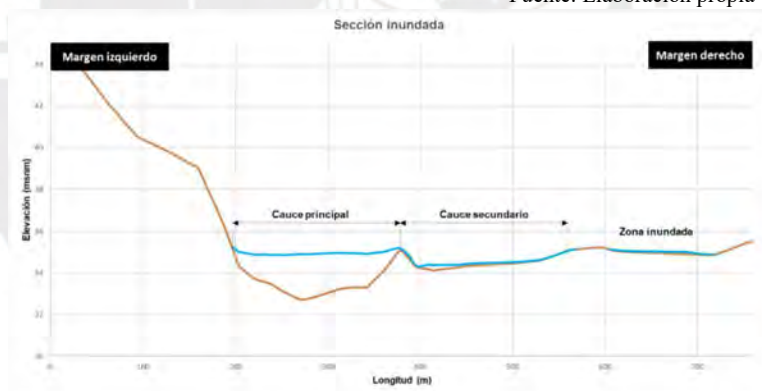


Figura 56: Sección de río inundada
Fuente: Elaboración propia

La topografía del cauce y las llanuras de inundación, como se muestra en las figuras previas, desempeña un papel crucial en la distribución espacial de los desbordes. En el tramo analizado, los desbordes ocurren predominantemente en la margen derecha del río, donde las pendientes son más suaves y no existen obstáculos naturales que contengan el exceso temporal de caudal. En contraste, el margen izquierdo presenta pendientes empinadas que favorecen la contención del flujo.

Otro factor relevante es el ancho del cauce. En la sección no inundada, el cauce tiene aproximadamente 420 m de ancho, lo que facilita la capacidad hidráulica para contener el flujo. Sin embargo, en la sección inundada, el ancho del cauce se reduce a menos de 200 m, lo que limita su capacidad y contribuye al desborde hacia la llanura de inundación.

El análisis de la atenuación de la onda de avenida muestra que, durante su tránsito a través del tramo modelado, el caudal pico de la avenida se atenúa en un 7.3%, un valor ligeramente superior al 6.5% obtenido para el TR de 50 años. Este incremento en la atenuación se puede explicar como la consecuencia del incremento en las áreas de almacenamiento temporal en las llanuras de inundación. Por otro parte, en la Figura 57, se aprecia el tiempo de viaje de la onda de avenida entre las secciones al ingreso y a la salida del dominio del modelo, es de 45 minutos (0.76 horas). Este valor, es menor al obtenido para la avenida de 50 años de TR, reflejando un incremento en las velocidades promedio de flujo.

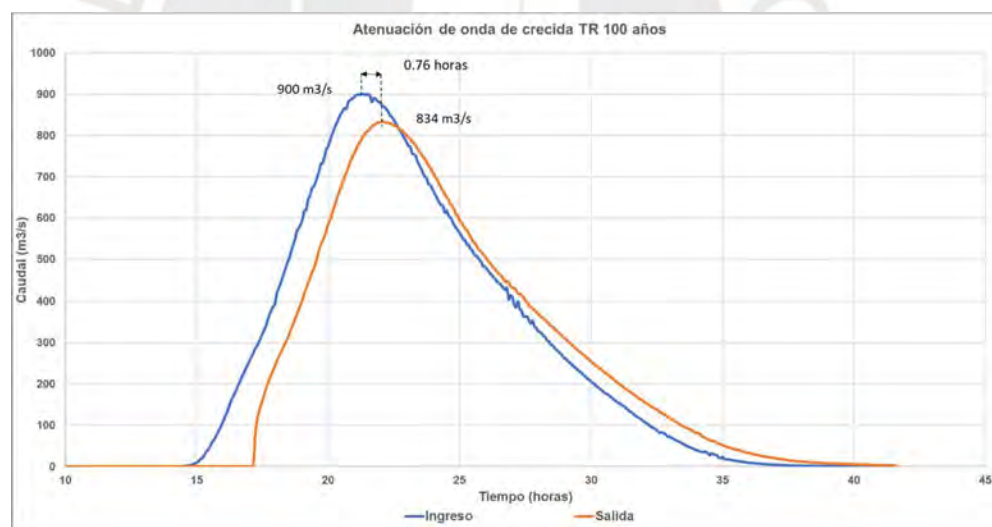


Figura 57: Análisis de tránsito de onda de crecida – TR 100 años
Fuente: Elaboración propia

5.3. COMENTARIOS SOBRE FAJA MARGINAL EXISTENTE

Uno de las aplicaciones más relevantes de las huellas de máxima inundación es su utilización como base para la determinación de los límites de los cauces de los cursos de agua. Este principio se establece en la Resolución Jefatural R.J.332-2016-ANA, que regula la delimitación y mantenimiento de fajas marginales. Esta resolución indica que la determinación del cauce, o límite

superior de ribera, puede realizarse mediante modelado hidráulico o la inspección de la huella máxima histórica.

Una vez determinado el límite superior de ribera, el ancho de faja marginal se define en función de las características del curso de agua y las disposiciones del reglamento. En ese sentido, de acuerdo al Cuadro N° 1 de la resolución, la faja del río Cañete debería contar con un ancho mínimo de 5m medido desde el límite superior de la ribera.

Para el tramo analizado del río Cañete, la delimitación vigente de faja marginal comprende una longitud de 10.5 km, establecida en la Resolución Directoral R.D. 374-2019-ANA-AAA-Cañete-Fortaleza. Esta resolución, emitida en marzo del 2019, modifica la faja marginal previa demarcada en el año 2009.

Como parte de esta tesis, se digitalizó la faja marginal existente y se comparó con las huellas de inundación máxima correspondientes a TR 50 y 100 años, obtenidas mediante modelado hidráulico. Los resultados de esta comparación se presentan en la Figura 58 y.Figura 59.



Figura 58: Comparación entre faja marginal existente y huella de inundación máxima TR 50 años
Fuente: Elaboración propia

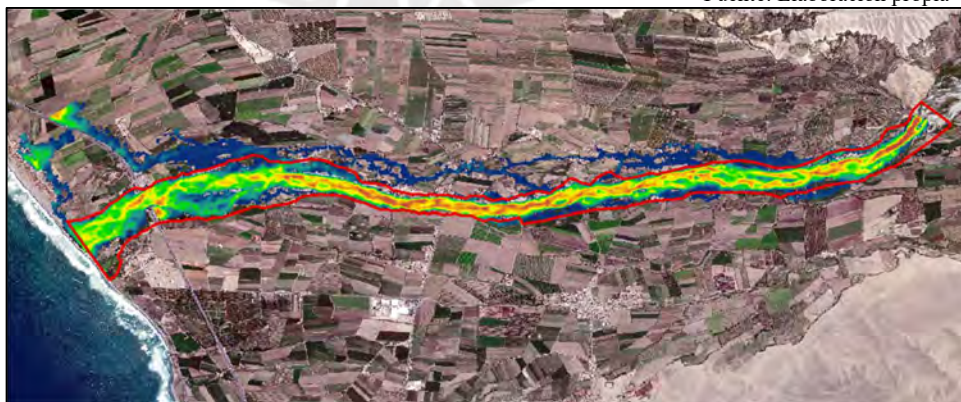


Figura 59: Comparación entre faja marginal existente y huella de inundación máxima TR 100 años
Fuente: Elaboración propia

Para ambos casos, se observa que las huellas de inundación son contenidas al interior de la faja marginal para la ribera izquierda del río. Sin embargo, la faja marginal no contiene el límite de cauce de la margen derecha, con mayores áreas de inundación. También es importante indicar la existencia de viviendas al interior de la faja marginal.

En general, se observa que la faja marginal existente no contiene el límite superior de ribera para TR 50 ni TR 100. Asimismo, no refleja la diferencia de peligrosidad entre ambas márgenes, mostrada en los resultados del modelado hidráulico.



6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

A partir de los resultados parciales y finales de los procedimientos empleados para la elaboración de esta investigación se presentan las siguientes conclusiones.

- Se confirmó la presencia de riesgo de inundación fluvial en el tramo seleccionado de 10.3 km del valle del río Cañete. Este resultado permitió corroborar y optimizar la resolución espacial de la información de mapas de peligro de inundación y riesgos geológicos disponibles.
- Los hidrogramas de avenida obtenidos como resultado del modelado hidrológico resultaron en valores consistentes con estimaciones de estudios previos. En ese sentido, se puede afirmar que el modelamiento hidrológico semidistribuido en HEC-HMS representa una herramienta de gran utilidad para estimar con adecuada precisión hidrogramas de escorrentía superficial a partir de registros de precipitación, datos con mayor disponibilidad.
- El resultado del modelamiento hidrológico y la posterior calibración permitieron generar hidrogramas de avenida para los TR seleccionados. Esta información permitió utilizar un modelamiento hidráulico de flujo no permanente (unsteady flow) que se tradujo en resultados más confiables.
- Para un período de retorno (TR) de 50 años, se estimó un caudal pico de 691.9 m³/s, mientras que para un TR de 100 años se alcanzó un caudal máximo de 906.6 m³/s. El volumen descargado durante estos eventos fue de 22.7 Hm³ y 29.51 Hm³, respectivamente, lo cual representa un incremento del 30% entre escenarios para ambos parámetros.
- Los efectos de laminación de caudal pico de la avenida se incrementaron ligeramente (12.3%) durante el evento de TR de 100 años respecto al de 50 años. Esto se puede atribuir al almacenamiento temporal de flujo en las áreas inundadas adicionales generadas por la avenida centenaria.
- Debido a que el tramo presenta una pendiente estable y el curso en planta no muestra cambios de dirección abruptos ni meandros, se identificó que la topografía de la llanura de inundación y la morfología de la sección del

cauce son los factores de mayor influencia en la distribución espacial de los desbordes. En ese sentido, las simulaciones ejecutadas para 50 y 100 años de TR revelaron patrones de inundaciones concentrados en la margen derecha del tramo modelado.

- El evento de avenida de TR de 50 años, afectaría a 78.1 hectáreas de terrenos agrícolas, provocando perjuicios económicos.
- Durante el evento de avenida de TR de 100 años, los efectos resultan considerablemente más severos que en el escenario de TR 50 años. La huella de inundación resultaría 2.16 veces más extensa (168.6 ha) y afectaría a 4 asentamientos poblados. Asimismo, se estima que se produciría flujo sobre la plataforma de la carretera Panamericana Sur, lo cual podría provocar la interrupción de flujo vehicular y comprometer la integridad estructural del terraplén.
- En general, las velocidades de flujo en las áreas inundadas presentan valores inferiores a los 0.5 m/s, incluso en el escenario más crítico de 100 años de período de recurrencia.
- La delimitación de áreas vulnerables ante eventos de inundación fluvial en el tramo identificado constituye una herramienta importante en la gestión prospectiva de riesgos por inundación.
- A partir de la revisión de la faja marginal existente en el tramo analizado, se concluye que su delimitación es adecuada para la ribera izquierda. Sin embargo, su extensión es insuficiente en la margen derecha del río.

6.2. RECOMENDACIONES

Con base a la experiencia y los conocimientos adquiridos durante la elaboración de esta tesis, se presentan las siguientes recomendaciones con la finalidad de sugerir aspectos de mejora que faciliten labores de caracterización de peligro de inundación y el avance de investigación académica futura.

- Se recomienda integrar los repositorios de información meteorológica e hidrológica de libre disponibilidad.

- Se recomienda la implementación progresiva de pluviógrafos en las unidades hidrográficas que componen la cuenca Cañete, priorizando zonas de menor cobertura, como la región este de la cuenca media.
- Se recomienda ampliar la red de estaciones hidrométricas en la cuenca, enfocándose en la cuenca alta y en la desembocadura de la cuenca
- En base a las labores de modelado hidrológico, se recomienda mantener actualizadas las bases de datos referentes a información sobre cobertura y uso de suelos a nivel nacional.
- Se recomienda evaluar más detalladamente la interacción del caudal de avenida con los puentes Henry Aramayo y Clarita mediante modelos hidráulicos contrados en estas estructuras, para contrastar los resultados de este trabajo.
- Se recomienda contrastar los valores de parámetros hidráulicos estimados en esta tesis con mediciones en campo para flujos ordinario
- Se recomienda plantear estrategias de reducción de riesgo de inundación enfocados en las zonas críticas identificadas para el evento con TR 50 años. Se deben considerar obras de ingeniería y medidas de ordenamiento territorial.
- Se recomienda implementar un modelo hidráulico que incluya y cuantifique el efecto de la socavación, el transporte y la deposición de sedimentos en la extensión de los eventos de inundación fluvial.
- Se recomienda actualizar la delimitación de la faja marginal existente del río Cañete, planteada en marzo del 2019. Se debe considerar un modelado hidráulico análogo al de esta investigación y un TR de 100 años, conforme a la R.J. 332-2016-ANA y apropiado a la creciente urbanización de las llanuras del río en el tramo analizado.
- Se recomienda implementar el impacto del cambio climático en la huella de inundación de avenidas extraordinarias en el tramo de análisis.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS


- Agencia de Cooperación Internacional Del Japón [JICA] y Ministerio de Agricultura (2012). *Hidrología de máximas avenidas del río Cañete*.
- Autoridad Nacional del Agua [ANA] (2022). *Observatorio del Agua. Cuenca Cañete 16574*. Ministerio de Agricultura y Riego. <https://snirh.ana.gob.pe/ObservatorioSNIRH/>
- Bladé-Castellet, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., & Coll, A. (2014a). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 30(1), 1-10.
- Bladé-Castellet, E., Cea, L. & Corestein, G. (2014b). Numerical modelling of river inundations. *Ingeniería del agua*, 18(1), 68. <https://doi.org/10.4995/ia.2014.3144>
- Bosque J. (1994). *Sistema de información geográfica. Estudios Geográficos*, 55(214), 201.
- Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres [CENEPRED] *Glosario de Términos de la Gestión del Riesgo de Desastres* (s/f). <https://dimse.cenepred.gob.pe/simse/cenepred/docs/glosario-terminos-grd-cenepred.pdf>
- Chereque, W. (1989). *Hidrología: para estudiantes de ingeniería civil*. Pontificia Universidad Católica del Perú. <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/28689>
- Chow, V. T., Maidment, D.R., & Mays, L.W. (1994). *Hidrología aplicada*. Santa Fe de Bogotá: McGraw Hill.
- CRED, & UNISDR. (2015). *The human cost of weather-related disasters 1995-2015*.
- Escobar Villanueva, J. (2020). *Contribuciones metodológicas para la obtención de información altimétrica requerida en la evaluación local de amenazas por inundaciones a partir de nuevas tecnologías geoespaciales*.
- Ferrando, F. J. (2006). Sobre inundaciones y anegamientos Flood Disasters. *Revista de Urbanismo - FAU - Universidad de Chile*, 15, 25-42. <http://revistas.uchile.cl/index.php/RU/index>.
- Goswami, M., O'connor, K. M., Bhattarai, K. P., & Shamseldin, A. Y. (2005). *Assessing the performance of eight real-time updating models and procedures for the Brosna River*. *Hydrology and Earth System Sciences*, 9(4), 394-411.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., Tauro, F., & Porfiri, M. (2012). Time of concentration: a paradox in modern hydrology. *Hydrological Sciences Journal*, 57(2), 217-228.
- Guijarro, J. A., López, J. A., Aguilar, E., Domonkos, P., Venema, V. K., Sigró, J., & Brunet, M. (2023). *Homogenization of monthly series of temperature and precipitation: Benchmarking results of the MULTITEST project*. *International Journal of Climatology*.
- Horritt, M. S., & Bates, P. D. (2002). *Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation*. *Journal of hydrology*, 268(1-4), 87-99.

- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMET]. (s/f). *Mapa de Inventario de Peligros Geológicos*.
<https://portal.ingemmet.gob.pe/web/guest/mapa-de-inventario-de-peligros-geologicos>
- Instituto Nacional de Recursos Naturales [INRENA], Dirección General de Aguas y Suelos y Administración Técnica del Distrito de Riego Mala-Omas-Cañete [ATDR-MOC]. (2001). *Evaluación y ordenamiento de los recursos hídricos en la cuenca del río Cañete*.
<https://repositorio.ana.gob.pe/handle/20.500.12543/3897>
- Linsley R., Kohler M. & Paulus J. (1977). *Hidrología para ingenieros*. Segunda edición. MacGraw Hill.
- Llorente I., Diez-Herrero, A., & Huerta, L. L. (2009). *Aplicaciones de los SIG al análisis y gestión del riesgo de inundaciones: avances recientes*. Cuadernos de la Sociedad Española de Ciencias Forestales, (29), 29-37.
- Mateos, C. (2000). *La modelación física en las obras hidráulicas*. Ingeniería Del Agua, 7(1), 55–70. <https://doi.org/10.4995/ia.2000.2837>
- Maurtua, M. P., & Zelada, C. V. (2016). Generación de mapa de número de curva con sistema de información geográfica. *Apuntes de Ciencia & Sociedad*, 6(1).
- Méndez, W., Córdova, J., & de Guenni, L. B. (2015). *Predictive models of instantaneous maximum discharges for catchments of mountainous environments, supported by morphometric parameters*. Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería. Universidad del Zulia, 38(3), 229-238.
- Ministerio de Desarrollo Agrario y Riego, *Cuencas e Hidrografía*. Lima. MIDAGRI (2021).
<https://www.midagri.gob.pe/portal/54-sector-agrario/cuencas-e-hidrografia>
- Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Gobierno de España. (2011). *Guía metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables*. Madrid.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*
- Organización de las Naciones Unidas. Noticias ONU (1 de mayo de 2023). *Las inundaciones causadas por el Niño costero en Perú ya han afectado a 400.000 personas*.
<https://news.un.org/es/story/2023/05/1520492>
- Organización Meteorológica Mundial [OMM] & Programa Asociado de Gestión de Crecidas. (2009). *Gestión Integrada de Crecidas: Documento Conceptual. Programa asociado de gestión de crecidas*.
- Organización Meteorológica Mundial [OMM]. (2014). *Guía de Prácticas Hidrológicas. Vol. II (6ta edición)*. Organización Meteorológica Mundial.
- Organización Meteorológica Mundial [OMM]. (2020). *Directrices sobre la homogenización de datos climatológicos: Boletín OMM-N.º1245* Organización Meteorológica Mundial.

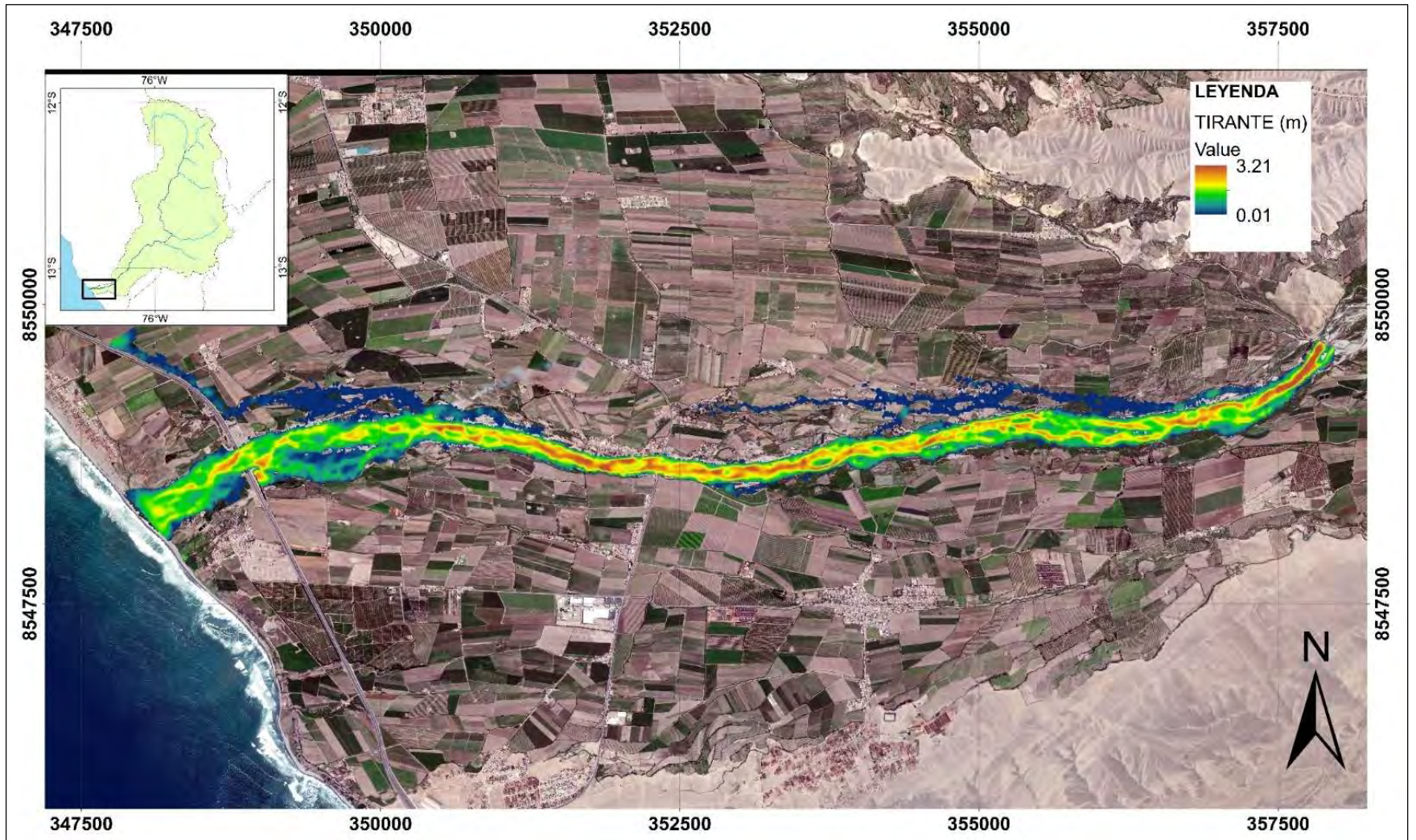
- Pantoja Tapia, G., Choquepuma Llave, E., & Torres Zagastizabal, B. (2019). Estudio hidrológico de la unidad hidrográfica Cañete.*
- Quinn, W. H., Neal, V. T., & Antunez de Mayolo, S. E. (1987). El Niño occurrences over the past four and a half centuries. Journal of Geophysical Research: Oceans, 92(C13), 14449-14461.*
- Rocha, Arturo. (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial.
- Salimi, E. T., Nohegar, A., Malekian, A., Hoseini, M., & Holisaz, A. (2017). Estimating time of concentration in large watersheds. *Paddy and Water Environment*, 15, 123-132.
- Sandoval, W. R., & Aguilera, E. P. (2014). Determinación de Caudales en cuencas con poca información Hidrológica. Ciencia Unemi, 7(12), 100-110. Smakhtin, V. U. (2001). Low flow hydrology: a review. Journal of hydrology, 240(3-4), 147-186.*
- Sardón, H.; Lavado-Casimiro, W. y Felipe, O. (2022). Inventario de datos de eventos de inundaciones del Perú. Estudio Final. Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú –SENAMHI
- Timbe, L., & Willems, P. (2011). Desempeño de modelos hidráulicos 1D y 2D para la simulación de inundaciones. Maskana, 2(1), 91-98.*
- Vargas, P. (2009). El cambio climático y sus efectos en el Perú. Lima: Banco Central de Reserva del Perú [BCRP].*
- Villón, M. (2006). Hidrología estadística. Instituto Tecnológico de Costa Rica.*
- Water Resources Council [WRC] (1981). Guidelines for determining flood flow frequency. Bulletin 17B, US Govt.*



ANEXOS

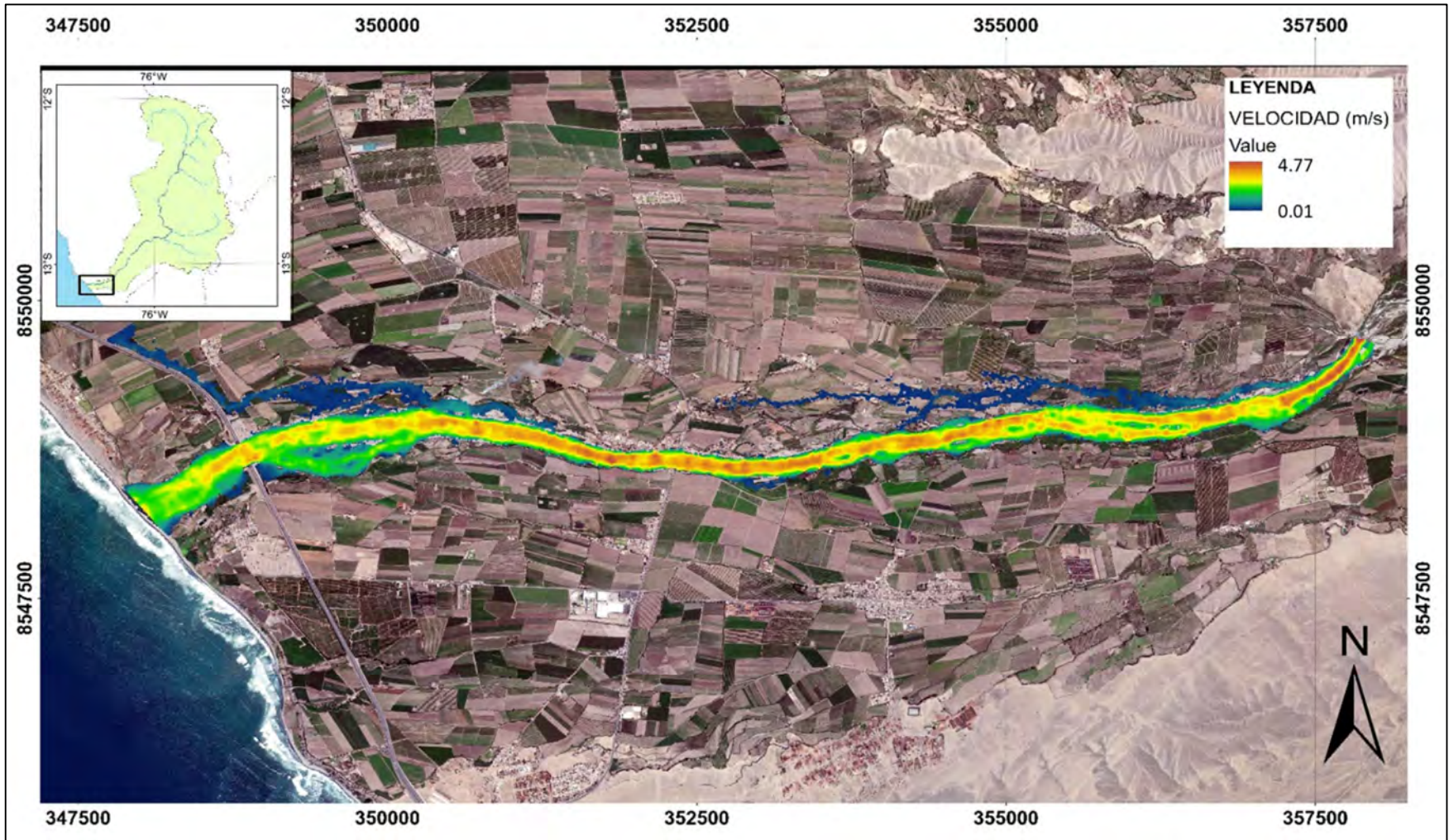


ANEXO A
**Mapas de tirantes y velocidades de
flujo máximos**



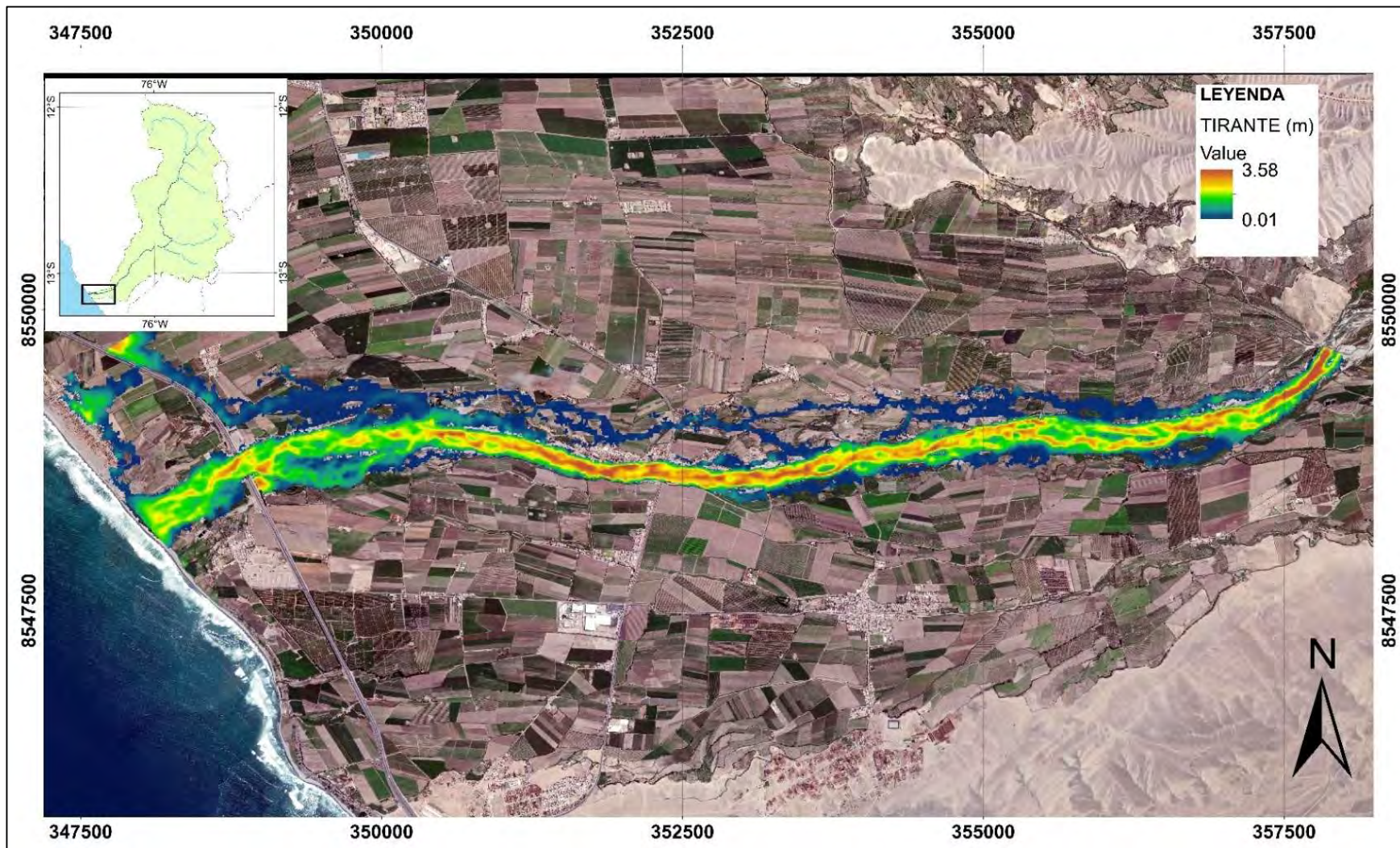
Mapa de tirantes máximos para avenida de TR 50 años

ANEXOS



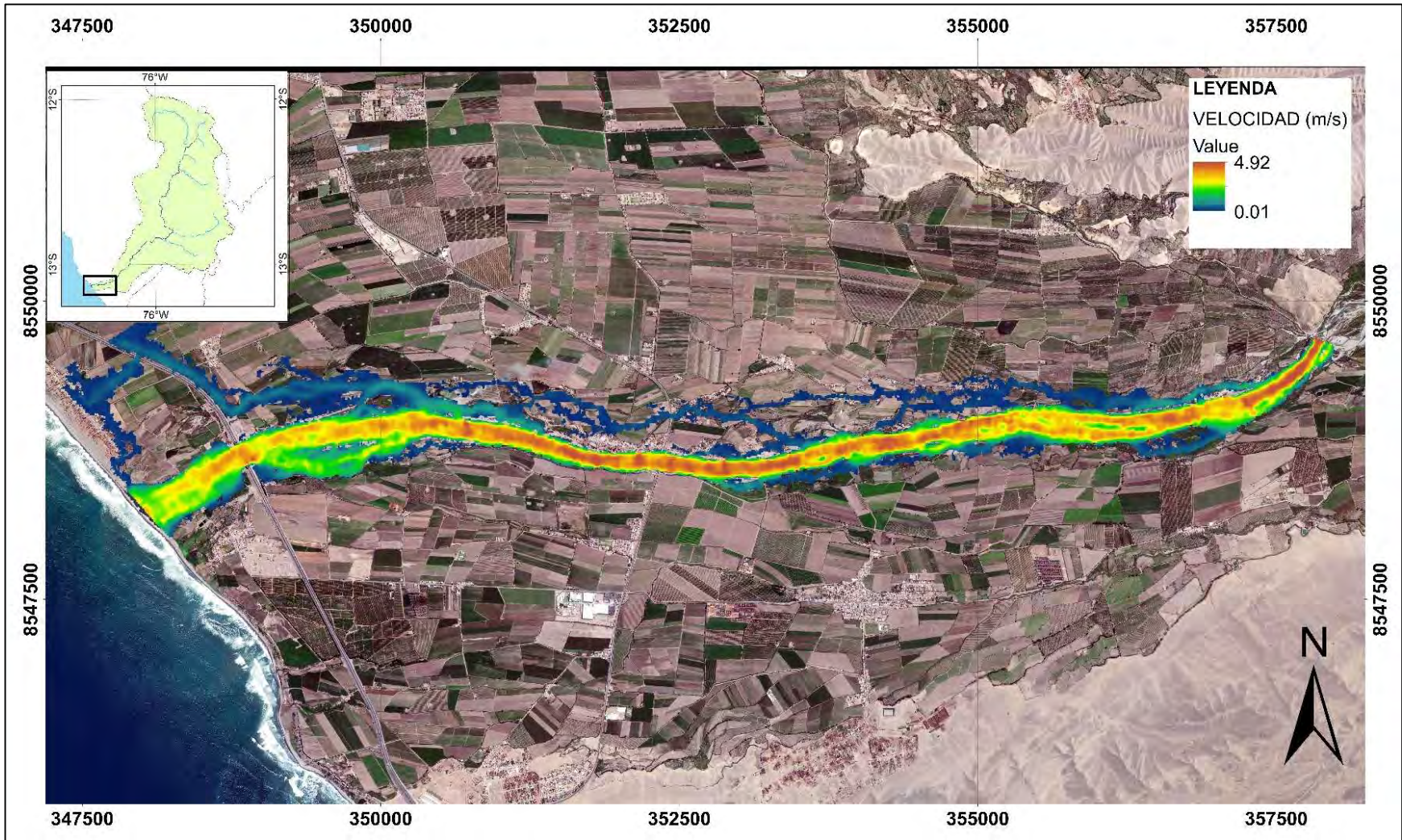
Mapa de velocidades máximas para avenida de TR 50 años

ANEXOS



Mapa de tirantes máximos para avenida de TR 100 años

ANEXOS



Mapa de velocidades de flujo máximas para avenida de TR 100 años

ANEXOS